



DIPLOMARBEIT
Master's Thesis

**Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Verbundfugen bei
vorgespannten Betonbrücken.**

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

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. **Johann Kollegger**
und
Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Johannes Berger**

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau
Fakultät für Bauingenieurwesen
Technische Universität Wien

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Stefan Pinter, BSc.

Matr.Nr.: 0426170

Neulerchenfelder Straße 12/5
1160 Wien

Wien, im Mai 2010

.....

Danksagung

Dank gilt allen Personen, die an den Versuchen, die das Zustandekommen dieser Arbeit ermöglicht haben, beteiligt waren. Weiters gilt mein Dank Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger für die Möglichkeit, diese Arbeit am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau schreiben zu dürfen. Für die Unterstützung und die angenehme Zusammenarbeit während der Versuchsdurchführung möchte ich mich auch bei Herrn DI Johannes Berger bedanken.

Besonderer Dank gebührt natürlich auch meiner gesamten Familie, die zu jeder Zeit hinter mir steht, und mir bei allen Situationen, die das Leben mit sich bringt, mit Rat und Tat zur Seite steht.

Dank gebührt auch allen meinen Freunden, die einen großen Beitrag zu dieser unvergesslich schönen Studienzeit geleistet haben. Besonders hervorheben möchte ich dabei auch all meine zahlreichen Mitbewohner, mit denen ich auch die meiste Zeit verbracht habe.

Kurzfassung

In ihrem langjährigen Bestehen werden Brückenbauwerke einer Vielzahl von Lastwechseln ausgesetzt, die ein Ermüden der Werkstoffe hervorrufen können. Im Gegensatz zum schon gut erforschten Ermüdungsverhalten von Stahl, gibt es beim Verhalten von Beton noch sehr viele Unklarheiten bezüglich der genauen Einflüsse bzw. der Betonschädigung durch Ermüden. An der TU Wien geht man dem Ansatz nach, wo bei Spannbetonbrücken die schlaffe Bewehrung weggelassen wird und auch auf die Brückenabdichtung verzichtet werden kann. So ergeben sich neue und wirtschaftliche Baumethoden. Als Fahrbahnbelag und Verschleißschicht wird eine Betondecke direkt auf die aufgeraute Oberfläche des Tragwerks aufbetoniert. Hier entsteht eine Fuge, die aufgrund der fehlenden Schubbewehrung einen vermeintlichen Schwachpunkt im Aufbau darstellt. Diese Diplomarbeit befasst sich neben der theoretischen Erläuterung einiger relevanten Themen aus der Betonerermüdung mit der Auswertung der durchgeführten Ermüdungsversuche an vorgespannten Betonträgern mit einer unbewehrten Betonschubfuge. Im Versuchslabor des Instituts für Tragkonstruktionen wurde an vier Prüfkörpern das Ermüdungsverhalten des gesamten Körpers und speziell der angesprochenen Verbundfuge untersucht. Das Ergebnis dieser Versuche ist ein positives, da weder aufgrund der Dauerbeanspruchung noch aufgrund des statischen Versuches ein messtechnisches bzw. optisches Versagen der Verbundfuge festgestellt werden konnte.

Abstract

In their long standing existence, bridge constructions are facing a multitude of load cycles, which could cause a fatigue of the material. In contrast to the well studied fatigue behavior of steel there are a lot of uncertainties about the exact influences and about the concrete damage, caused by fatigue. For the construction of durable bridges, the Vienna University of Technology follows an approach, where the mild steel reinforcement and the waterproofing of post tensioned bridges can be omitted. This brings new and efficient construction methods. For the road surface a concrete layer is casted directly onto the roughened surface of the bearing structure. This causes a joint which is due to the lack of shear reinforcement an alleged weak point of the construction. This Master's Thesis is, beside the theoretically annotation of definitions about concrete fatigue, about the analysis of fatigue tests on prestressed concrete beams with an unreinforced concrete-shear-joint. There have been tests on four specimen in the experimental laboratory of the Institute of Structural Engineering. There the fatigue behavior of the whole beam and especially of the concrete joint has been explored. The result of the tests was positive, because neither due to the fatigue tests nor to the static tests an optical or a metrological collapse could be noticed.

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung.....	1
1.1	Einleitung.....	1
1.2	Zielsetzung.....	2
1.3	Aufbau der Arbeit	2
2	Grundlagen der Ermüdungsproblematik.....	4
2.1	Allgemein.....	4
2.2	Festigkeitsbereiche nach Wöhler	4
2.3	Ermüdungsprozesse bei Metallen	5
2.4	Werkstoffverhalten von Beton	6
2.4.1	Allgemein	6
2.4.2	Beton unter monoton steigender Druckbeanspruchung.....	7
2.4.3	Kriechen von Beton	8
2.5	Dauerschwingfestigkeit von Beton	9
2.6	Schädigungsphasen bei Betonermüdung.....	10
2.7	Einflüsse auf den Ermüdungsverlauf	11
2.8	Rissbildung unter Druckschwellbelastung.....	12
2.9	Zusätzliche Ermüdungsmechanismen (1).....	14
2.10	Schadensakkumulationshypothese	15
2.10.1	Lastkollektiv	15
2.10.2	Palmgren-Miner Hypothese (6)	16
2.11	Unbewehrte Betonschubfugen	18
2.11.1	Allgemein	18
2.11.2	Ermüdung	19
3	Grundlagen und Berechnungen der Prüfkörper	21
3.1	Betonkennwerte	21
3.2	Spannstahl	21
3.3	Querschnittswerte	22
3.4	Berechnung der Eigenfrequenz	23
3.5	Berechnungen zum Kriechen.....	26
3.5.1	Ermittlung der Kriechzahl nach Anhang B von EC2 (8)	26
3.5.2	Durchbiegung infolge Kriechen.....	28

3.5.3	Druckspannung in der Zugzonenergänzung infolge Kriechen	29
3.6	Ermüdungsnachweis nach EC 2 (8)	30
3.6.1	Allgemein	30
3.6.1.1	Nachweis Spannstahlermüdung	30
3.6.1.2	Nachweis Betonermüdung	31
3.7	Schubkraftübertragung gemäß EC 2 (8)	32
3.8	Versuchsrelevante Rechenergebnisse	34
4	Eigener Versuch	36
4.1	Probekörper	36
4.1.1	Tragwerkskörper	36
4.1.2	Aufbetonschicht	37
4.2	Versuchsaufbau	38
4.3	Messtechnik und Ausstattung	40
4.3.1	Kraftmessdose	40
4.3.2	Zugmessglied	40
4.3.3	Wegaufnehmer	41
4.3.4	Beschleunigungsaufnehmer	42
4.3.5	Unwuchterreger	42
4.4	Druckzonenergänzung (DZE)	43
4.4.1	Versuchsablauf	43
4.4.2	Auswertung und Gegenüberstellung des dynamischen Versuchs	43
4.4.2.1	Allgemein	43
4.4.2.2	Verlauf der Auflagerreaktionen	46
4.4.2.3	Auswertung der Beschleunigungssensoren	48
4.4.2.4	Reaktionen der Zugmessglieder	50
4.4.2.5	Frequenzverlauf	52
4.4.2.6	Vertikalverformung	53
4.4.2.7	Verschiebungen der Verbundfuge	55
4.4.2.8	Verzerrung des Querschnitts	58
4.4.3	Auswertung und Gegenüberstellung des statischen Versuchs	61
4.4.3.1	Allgemein	61
4.4.3.2	Erstriss	64

4.4.3.3	Last – Verformungsdiagramm.....	67
4.4.3.4	Horizontale und vertikale Relativverschiebungen	69
4.4.3.5	Ermittlung der Betonzugfestigkeit	72
4.4.3.6	Verhältnis der Krümmungen.....	74
4.4.3.7	Rissbilder	76
4.5	Zugzonenergänzung (ZZE)	78
4.5.1	Versuchsablauf.....	78
4.5.2	Auswertung und Gegenüberstellung des dynamischen Versuchs	78
4.5.2.1	Allgemein	78
4.5.2.2	Risserzeugende Last im Aufbeton	81
4.5.2.3	Verlauf der Auflagerreaktionen	83
4.5.2.4	Auswertung der Beschleunigungssensoren.....	84
4.5.2.5	Reaktionen der Zugmessglieder	87
4.5.2.6	Frequenzentwicklung	88
4.5.2.7	Vertikalverformung	89
4.5.2.8	Verschiebungen der Verbundfuge	91
4.5.2.9	Verzerrung des Querschnitts	94
4.5.3	Auswertung und Gegenüberstellung des statischen Versuchs	96
4.5.3.1	Allgemein	96
4.5.3.2	Erstriss.....	99
4.5.3.3	Last-Verformungsdiagramm	100
4.5.3.4	Horizontale und vertikale Relativverschiebungen	102
4.5.3.5	Ermittlung der Betonzugfestigkeit	102
4.5.3.6	Rissentwicklung	104
4.5.3.7	Rissbilder	105
5	Zusammenfassung und Ausblick	107
5.1	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	107
5.2	Ausblick.....	107
6	Literaturverzeichnis	109
7	Anhang.....	111

1 Einführung

1.1 Einleitung

Im Allgemeinen wird unter Ermüdung die Abnahme von Leistungsfähigkeit verstanden. Diese Leistungsabnahme wird bei Werkstoffen wie Beton oder Stahl durch oftmalige zyklische Beanspruchung hervorgerufen. Dies hat zur Folge, dass bei dynamisch beanspruchten Bauteilen nicht nur die statischen Grundsätze, sondern auch die dynamischen Einflüsse in Rechnung gestellt werden müssen. Eine wichtige Kennzahl dabei ist die Ermüdungsfestigkeit. Neben anderen Einflussfaktoren ist auch die Ermüdung maßgebend für die Dauerhaftigkeit von Bauteilen bzw. Bauwerken (1) (2) (3) .

Die ersten wissenschaftlichen Arbeiten bezüglich der Ermüdung von Werkstoffen reichen zurück bis ins frühe 19. Jahrhundert, wo man sich verstärkt auf Schadensfälle an Förderbändern konzentrierte. Später veranlassten Achsbrüche an Eisenbahnen Wöhler die Ermüdungsvorgänge an metallischen Werkstoffen genauer zu untersuchen, was sich aufgrund der Interessenten aus Automobil- und Flugzeugindustrie auch weiterhin fortsetzte. Mittlerweile gibt es eine Vielzahl an wertvollen Forschungsarbeiten die sich mit den Problemen der Ermüdung von Metallen befassen (1).

Die Theorie aus der Metallforschung bildete Anfang des 20. Jahrhunderts die Grundlage für die Ermüdungsforschung an Betonteilen. Anlass dazu war die vermehrte Verwendung von Stahlbeton für zyklisch beanspruchte Bauteile, vor allem bei Straßen- und Eisenbahnbrücken. Der stetige Fortschritt in der Entwicklung des Bemessungssystems für Betontragwerke und die daraus resultierende Ausnutzung von Werkstoffreserven, sowie steigendes Verkehrsaufkommen und höhere Verkehrslasten, machten es Ende des 20. Jahrhunderts notwendig, mehr in die Ermüdungsforschung von Stahlbeton- und Spannbetonträgern zu investieren (1) (2).

Die Ermüdungseigenschaften von Stahlbetonbauteilen hängen von den Eigenschaften der einzelnen Komponenten Beton und Bewehrungsstahl ab, wobei hierbei im Wesentlichen die Ermüdungsneigung des Baustahls maßgebend ist. Bei vorgespannten Konstruktionen treten in der Regel kaum Probleme aufgrund Ermüdung auf, solange sich die Bauteile im Zustand 1,

also im ungerissenen Zustand befinden. Trotzdem sollte man ein Ermüdungsproblem nicht grundsätzlich ausschließen (2).

Die Ermüdungsfestigkeit ist im Gegensatz zur statischen Festigkeit deutlich geringer. Daraus folgt, dass bei gleicher maximaler Beanspruchung, der zyklisch angeregte Träger wesentlich schneller ermüdet und versagt, als ein Träger, der mit einer konstanten Last beansprucht wird. Somit wird verständlich, dass bei dynamisch beanspruchten Bauteilen die Ermüdungseigenschaften eine entscheidende Rolle für die Bemessung spielen (1).

1.2 Zielsetzung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, mit Hilfe des derzeitigen Wissensstandes und eigenen Großversuchen, Erkenntnisse bezüglich des Ermüdungsverhaltens von vorgespannten Betonträgern zu gewinnen. Neben dem Gesamtverhalten des Bauteils wird ein besonderes Augenmerk auf das Ermüdungsverhalten der Verbundfuge gelegt.

Das an der TU Wien am Institut für Tragkonstruktionen Betonbau entwickelte Brückentragssystem macht es möglich, von den üblichen Brückenaufbauten abzuweichen, und den Betonfahrbahnbelag direkt und ohne Verbindungsmittel auf den aufgerauten Tragwerksbeton zu betonieren (4). Von Interesse ist nun, ob diese Verbundfuge die auftretende Schubbeanspruchung auch nach 4 Mio. Belastungswechsel noch aufnehmen kann, bzw. ob Anzeichen einer Ermüdung feststellbar sind.

Für die experimentelle Untersuchung wurden vier Probekörper erstellt, wobei sich die Abmessungen von einer in dieser Bauweise ausgeführten Spannbetonbrücke ableiten (4). Da in Kragbereichen oder im Stützbereich von Durchlaufträgern die nachträglich aufgebrachte Betonfahrbahn in die Zugzone fällt, wurde auch im Versuch darauf Rücksicht genommen, und je zwei Versuchskörper für die Fälle Druck und Zug geprüft.

1.3 Aufbau der Arbeit

In Kapitel 2 werden die wichtigsten Begriffe erklärt, sowie die Einflüsse und Ursachen bezüglich Ermüdung allgemein und speziell bezüglich der Ermüdung von Beton erläutert. Des Weiteren wird auch auf Betonschubfugen und deren Ermüdungsverhalten eingegangen. In

diesem Kapitel soll ein grundlegendes Verständnis für den durchgeführten Versuch geschaffen werden.

Kapitel 3 beschäftigt sich mit den für den Versuch relevanten Grundlagen bezüglich Abmessungen, Eigenschaften und Querschnittswerten des Probekörpers. Weiters beinhaltet Kapitel 3 verschiedenste Vorberechnungen sowie die Nachweise nach ÖNORM.

In Kapitel 4 werden die eigenen statischen und dynamischen Versuche ausgewertet und gegenübergestellt.

2 Grundlagen der Ermüdungsproblematik

2.1 Allgemein

Das Ermüdungsverhalten von Tragwerken ist für Bauingenieure ein noch immer nicht exakt erklärbares Phänomen. Die Schwierigkeit dabei begründet sich auf die Komplexität der Zusammenhänge der verschiedenen Betrachtungsebenen, angefangen vom gesamten Tragwerk über die Baustoffkomponenten bis hin zur Mikrostruktur des Betongefüges. Da bis jetzt noch keine allgemein gültige Theorie existiert, muss man bei der Abschätzung der Ermüdungsgefahr auf Erfahrung und Näherungsberechnungen zurückgreifen (2) (5).

Bezogen auf Beton hängen die Ermüdungseigenschaften hauptsächlich von der Betonrezeptur ab. Hierbei ist nicht nur die Verbundwirkung zwischen den Zuschlagsstoffen und des Zementleims maßgebend, sondern auch das mechanische Verhalten der Einzelkomponenten (1).

Ermüdet der Beton unter Druck, so kündigt sich ein Versagen durch ansteigende Verformungen an. Die größere Gefahr geht vom Ermüdungsverhalten von Betonstahl aus. Hierbei wird ein Versagen plötzlich und ohne Vorankündigung durch Sprödbruch des Betonstahls verursacht (6).

2.2 Festigkeitsbereiche nach Wöhler

Die so genannten Wöhlerkurven, die Wöhler erstmals Mitte des 19. Jahrhunderts mittels experimenteller Versuche an metallischen Werkstoffen aufgezeigt hat, sind bis heute ein wesentliches Merkmal in Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit eines Werkstoffes. Diese Kurven beschreiben den Zusammenhang zwischen Lastspielzahl und zyklisch aufgebrachtten Spannungen.

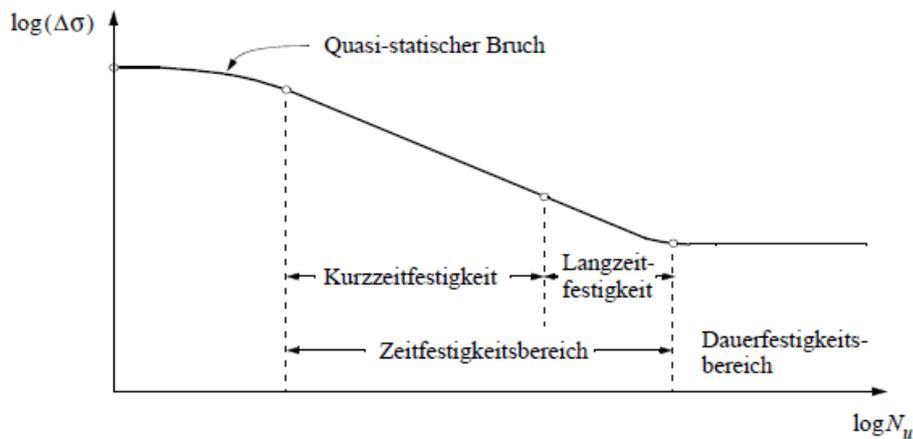


Abbildung 2.1 Unterteilung der S-N Kurve in verschiedene Bereiche (2)

Eine Wöhlerkurve kann man im Prinzip grob in zwei Bereiche unterscheiden. Zum einen in den Dauerfestigkeitsbereich, der beschreibt, welche Spannung unendlich oft aufgebracht werden kann, und zum anderen in den Zeitfestigkeitsbereich auch genannt Ermüdungsfestigkeitsbereich. Ist nun eine solche Wöhlerlinie bekannt, kann mit Hilfe einer geeigneten Schadensakkumulations-Hypothese und bekannter Lastspielzahl eine Aussage über die Ermüdung eines Baustoffes getroffen werden (7). Für Beton- und Spannstahl ist der Nachweis gegen Ermüdung, basierend auf einer geeigneten Wöhlerlinie, im Eurocode 2 (8) geregelt.

2.3 Ermüdungsprozesse bei Metallen

Die Rissbildung, die hier einem Ermüdungsvorgang gleichgesetzt wird, kann man in drei wesentliche Phasen einteilen. Bei der ersten Phase, der Risseinleitung, kommt es durch Versetzungsbewegungen bevorzugt an Stellen erhöhter Spannungen wie zum Beispiel bei Kerben oder Fehlstellen zur Werkstofftrennung. Der Größenbereich dieser Trennungen ist unter der Korngröße angeordnet. Vergrößert sich ein solcher Mikroriss bis hin zur Korngröße spricht man von wachstumsfähigen Rissen, welche sich mit fortschreitenden Belastungszyklen kontinuierlich aber stabil vergrößern (Phase 2). Wird nun ein Riss bis etwa ein Millimeter erreicht, so spricht man von Makrorissen. In diesem Stadium ist der Rissfortschritt sehr instabil und dies kann jederzeit zu einem Versagen des Restquerschnitts führen (Phase 3). Bei etwas spröderen Werkstoffen kann auch schon ein Mikroriss ein Materialversagen hervorrufen (9).

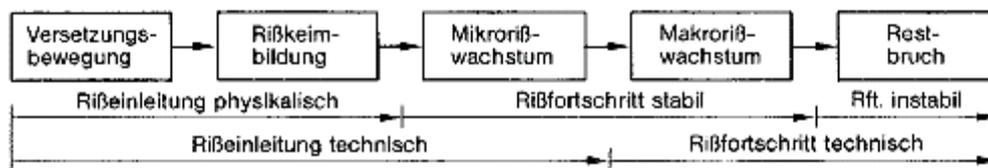


Abbildung 2.2 Phasen der Ermüdung durch Rissbildung (9)

2.4 Werkstoffverhalten von Beton

2.4.1 Allgemein

Beton ist ein Mehrkomponentenwerkstoff, dessen Eigenschaften von der Betonrezeptur und von den Eigenschaften der jeweiligen Einzelbaustoffe abhängen. Die wichtigsten Kenngrößen dabei sind der Zementtyp, der Wasser- Zement- Wert, die Sieblinie und Art des Zuschlags. Durch das Aufbringen von äußeren Spannungen wird im Betongefüge eine Relativbewegung hervorgerufen, welche die Anziehungsenergie zwischen den Atomen reduziert und zum Bruch der Betonstruktur führt. Formänderungen entstehen jedoch nicht nur durch aufgebrachte Spannungen, sondern können auch spannungsunabhängig auftreten. In Tabelle 2-1 wird eine Einteilung der bei Beton auftretenden Formänderungen vorgenommen, wobei generell zwischen reversibel und irreversibel und auch zwischen der Zeitabhängigkeit von spannungsabhängigen Verformungen unterschieden wird. Irreversible bzw. plastische Verformungen bilden sich nach einer eventuellen Entlastung nicht zurück und verursachen Eigenspannungen im Betongefüge (10) (1).

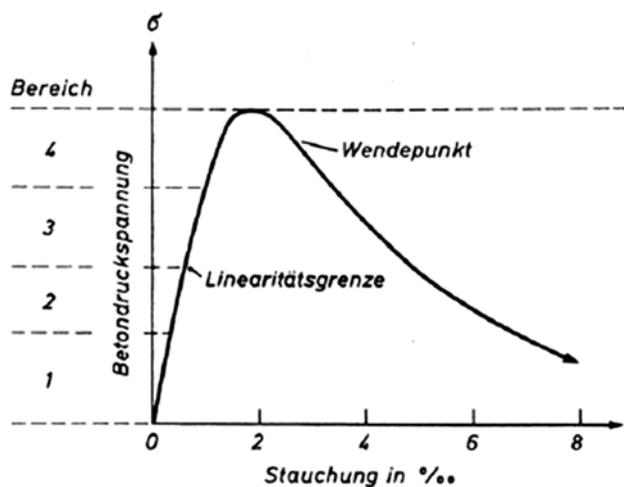
Tabelle 2-1 Einteilung der Formänderungen (10)

	spannungsabhängig		spannungsunabhängig
	sofort auftretend	zeitabhängig	
umkehrbar, reversibel	elastisch ϵ_{el}	verzögert elastisch ϵ_v	Wärmedehnung ϵ_T Feuchtedehnung ϵ_h (Schrumpfen, Quellen)
nicht umkehrbar, irreversibel	Setzen bleibend ϵ_{bl} , Fließen plastisch ¹⁾	Fließen viskos (verzögert bleibend) ϵ_f	chemische Dehnung (Schrumpfen, Treiben)

¹⁾nur oberhalb der Elastizitätsgrenze

2.4.2 Beton unter monoton steigender Druckbeanspruchung

Belastet man einen Betonprobekörper mit einer äußeren Last, führt dies anfangs zu einem näherungsweise linearen Anstieg der Spannungs-Dehnungslinie. In diesem linear-elastischen Bereich sind die entstehenden Verformungen reversibel. Bei weiterer Belastung fällt die Betonsteifigkeit so lange ab bis die Maximalkraft erreicht wird und es zum Bruch des Betongefüges kommt (1). Die Bereiche der Arbeitslinie eines gedrückten Betonkörpers werden in der nachfolgenden Abbildung 2.3 beschrieben.



Bereich 1: Verdichten (keine Risse)

Bereich 2: Verbundrissbildung zwischen Zuschlag und Matrix

Bereich 3: Entstehung von Gefügerissen (Mikrorisse)

Bereich 4: Mikrorisse vereinigen sich zu Makrorissen und es entstehen Bruchflächen

Abbildung 2.3 Schematische Arbeitslinie unterteilt in Bereiche (11)

Aufgrund von Temperaturschwankungen, mangelnder Verdichtung, Entmischen, Wasserverlust usw., sind in der Matrix und in den Kontaktflächen bereits vor Erstbelastung des Betons Poren und Risse vorhanden. Durch die Belastung werden diese Poren in Phase 1 teilweise geschlossen. Aufgrund der im Normalfall wesentlich steiferen Zuschlagskörner werden auftretende Lasten in Phase 2 hauptsächlich von Zuschlag zu Zuschlag weitergeleitet. Dies verursacht erhebliche Spannungsspitzen in den Kontaktflächen von Zuschlag und Matrix, was zu Mikrorissbildungen führt. Die Rissbildung erfolgt schon weit unterhalb der Druckfestigkeit, was auch die Nichtlinearität der Spannungs-Dehnungslinie erklärt. Beim Erreichen der Phase 3 durch weitere Belastung wachsen die in der Kontaktzone entstandenen Risse in die Zementmatrix hinein oder durchdringen sogar die Zuschlagsstoffe. Die Phasen 1-3 werden als „stabil“ bezeichnet. Dabei kommt es durch zunehmende Druckspannungen zur Auflockerung des Gefüges bzw. zur Mikrozerstörung, was eine

Abnahme der Betonsteifigkeit mit sich bringt. In der instabilen Phase 4 vereinigen und erweitern sich die Mikrorisse und das Betongefüge wird zerstört. Die Spannung beim Übergang zur Phase 4 wird als kritische Spannung bezeichnet (11). Nachstehende Abbildung zeigt die Entwicklung der Risse eines gedrückten Betonkörpers in Abhängigkeit von der aufgetragenen Spannung.

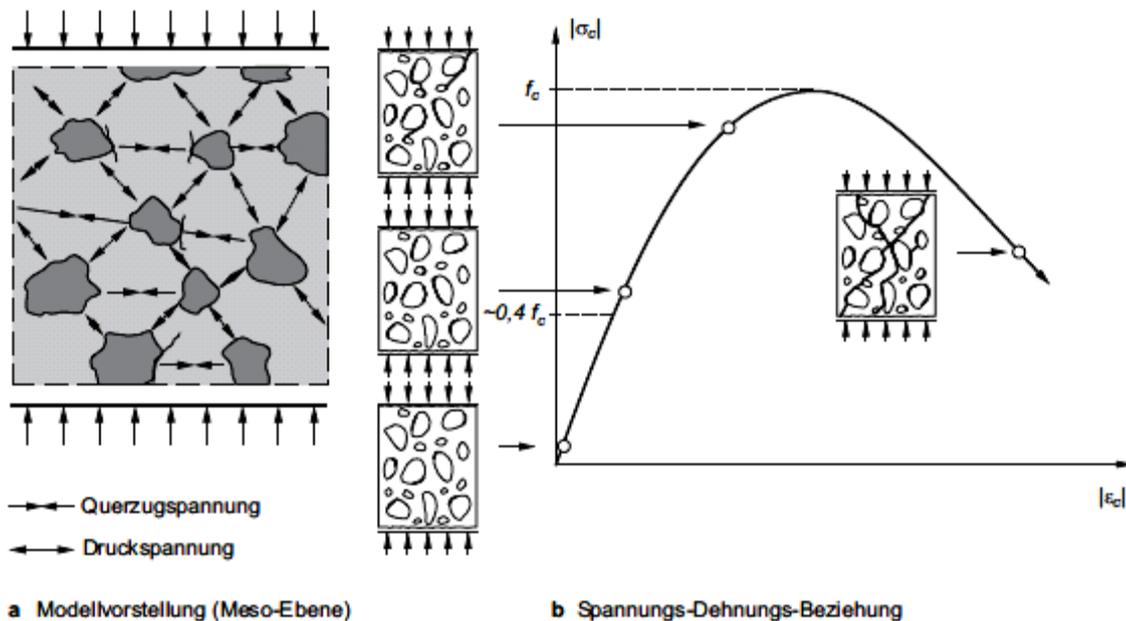


Abbildung 2.4 Modell des Tragverhaltens von Normalbeton (12)

2.4.3 Kriechen von Beton

Man versteht darunter eine von der Zeit abhängige Verformung unter Einfluss einer konstanten Druckspannung. Wegen der Komplexität der Vorgänge, die beim Kriechen entstehen, hat man trotz intensiver Forschung noch keine exakten Materialgesetze für die Kriechverformung gefunden. Die in der Praxis verwendeten Modelle sind empirische Näherungen um die entstehenden Verformungen abzuschätzen und die Sicherheit von Bauwerken zu gewährleisten. Durch Kriechen werden Zwangs- und Eigenspannungen abgebaut. Bei Betonträgern unter Dauerlast werden durch Kriechen eine erhöhte Durchbiegung und deshalb eine Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit hervorgerufen.

Laut dem aktuellen Wissensstand führt man die Kriechvorgänge im Wesentlichen auf die Bewegung bzw. die Umlagerung von Wasser im Zementstein sowie auf Feststoffbewegungen zurück. Die wesentlichsten Einflussfaktoren sind der W-Z Wert, das Belastungsalter und die

Umweltbedingungen während der Belastung. Kriechverformungen sind zeitabhängig und nehmen mit zunehmendem Betonalter ab (1) (10) (13).

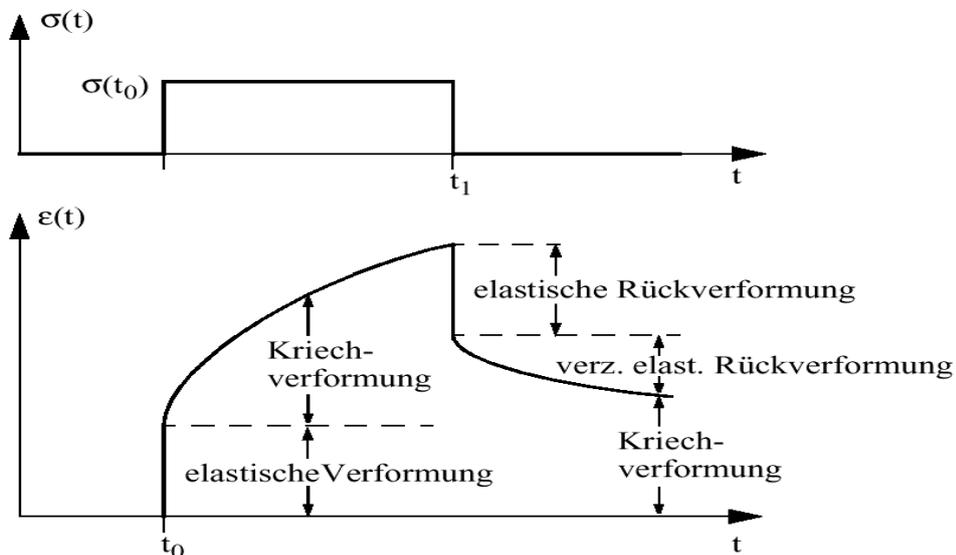


Abbildung 2.5 Verformungsverhalten von Beton bei Be- und Entlastung in Abhängigkeit von der Zeit (11)

Abbildung 2.5 zeigt eine sofortige elastische Verformung zum Zeitpunkt t_0 und eine anschließende Kriechverformung bis zum Entlastungszeitpunkt t_1 . Neben der elastischen Rückverformung stellt sich auch eine zeitverzögerte Rückverformung (Rückkriechen) ein. Durch die sog. Kriecherholung wird jedoch nicht die gesamte Verformung abgebaut, sodass der sogenannte Fließanteil bestehen bleibt (11).

2.5 Dauerschwingfestigkeit von Beton

Eine Dauerschwingbelastung liegt vor, wenn eine einwirkende Spannung über einen längeren Zeitraum zwischen zwei Grenzwerten wechselt. Dabei wird zwischen Druckschwell-Zugschwell- und Wechselschwellbeanspruchung unterschieden.

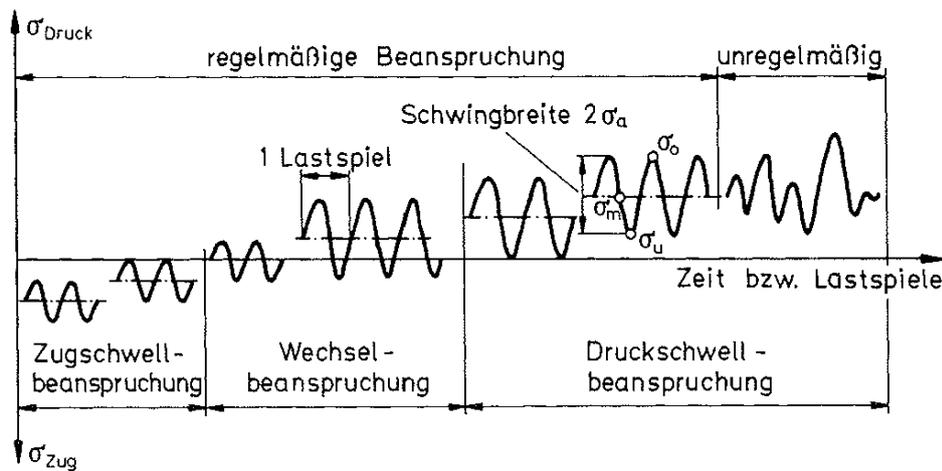


Abbildung 2.6 Beanspruchungsfälle bei Dauerschwingversuchen (13)

Als Dauerschwingfestigkeit wird jene konstante Schwingbreite verstanden, die von einem Bauteil beliebig oft ohne merkliche Schädigung ertragen werden kann. Bei Beton ist die Existenz dieser Kenngröße jedoch noch unklar. Theoretisch dürfte bei einer geringen Schwingbreite, die aufgrund einer zu geringen Energie zu keiner Schädigung des Betongefüges führt, auch keine Ermüdung eintreten. In Versuchen konnte man diese Theorie jedoch noch nicht bestätigen, da auch nach mehreren Millionen Lastwechseln Ermüdungsbrüche an Betonproben aufgetreten sind. Definitionsgemäß bezeichnet man jedoch eine Spannung die 2 Mio. Mal ertragen wird als Dauerschwingfestigkeit (1) (2) (13). Wenn nun die Einwirkungen keine konstante Schwingbreite aufweisen, so spricht man von der Betriebsfestigkeit. Die jeweils dazugehörige Lastwechselzahl bezeichnet man als Lebensdauer (13) (14).

2.6 Schädigungsphasen bei Betonermüdung

Nach *Weigler* (3) kann man den Ermüdungsprozess von zyklisch belasteten Betonkörpern im Wesentlichen in drei Phasen unterteilen. Trägt man die Deformation in Abhängigkeit von den Lastspielen auf, so bekommt man die sogenannte zyklische Kriechkurve, die im Prinzip bei Druck-, Zug- und auch bei Wechselschwellbeanspruchung ihre Gültigkeit hat (1) (3).

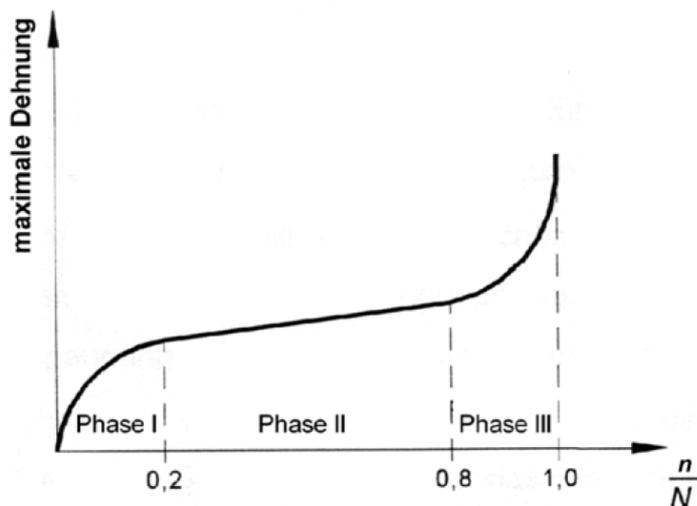


Abbildung 2.7 Phasen bei Ermüdungsbeanspruchung (1)

Diese Kurve beschreibt sowohl die drei Phasen der Rissentstehung als auch den Anteil der Kriechverformung. Schon in Phase I kommt es durch die Mikrorissbildung und primärem Kriechen zu erheblichen Verformungen. Phase II, auch sekundäres Kriechen genannt, beginnt etwa bei 20% der Bruchlastspielzahl und zeigt eine nahezu lineare und im Vergleich zu Phase I geringe Verformung durch Weiterwachsen der Mikrorisse. Nach Erreichen von ca. 80% der Bruchlastspielzahl nehmen die Verformungen sehr schnell zu, bis es zum Betonversagen kommt (1) (3) (15). Mit ansteigender Belastungsfrequenz nehmen die aufnehmbaren Belastungszyklen in Phase II, die im Wesentlichen die Gesamtzyklenzahl bis zum Bruch beeinflusst, ab (1).

2.7 Einflüsse auf den Ermüdungsverlauf

Das Ermüdungsverhalten von Beton hängt von mehreren werkstofftechnischen Eigenschaften, als auch von Parametern der Versuchsdurchführung bzw. der Umgebungsbedingungen ab. In Tabelle 2-2 werden die wichtigsten Parameter laut (1) aufgelistet.

Tabelle 2-2 Einflüsse auf die Ermüdung (1)

werkstoffbezogene Einflüsse	versuchsspezifische Einflüsse
Steifigkeit	Beanspruchungsart und -höhe
Festigkeit	Ruhephasen während der Beanspruchung
Betonzusammensetzung	Frequenz
Alter bei Belastungsbeginn	Betonfeuchtegehalt
	Umgebungs-klima

Es fällt auf, dass einige dieser Einflussfaktoren auch maßgeblich die Kriechigenschaften von Beton beeinflussen. Der Zusammenhang zwischen Lebensdauer und Kriechgeschwindigkeit von Beton wird auch schon in (3) erwähnt.

2.8 Rissbildung unter Druckschwellbelastung

Für eine Betrachtung der Rissentwicklung bei auf Druck beanspruchten Betonteilen ist es sinnvoll, die auftretenden Mechanismen bestimmten Betrachtungsebenen des Betongefüges zuzuordnen. Die Unterteilung erfolgt nach (12) in drei Ebenen:

Makro-Ebene: Hier geht man von einem quasi homogenen Werkstoff aus, der durch Materialgesetze definiert ist. Grundvoraussetzung ist eine gewisse Probengröße im Vergleich zum Größtkorn.

Meso-Ebene: Beschreibt einen heterogenen Werkstoff überwiegend bestehend aus den Komponenten Zuschlag und Matrix. Betrachtet werden die mechanischen Eigenschaften der jeweiligen Komponenten sowie auch das Zusammenwirken derer.

Mikro-Ebene: Umfasst die Eigenschaften des Zementsteins sowie die chemischen und physikalischen Prozesse beim Erhärten.

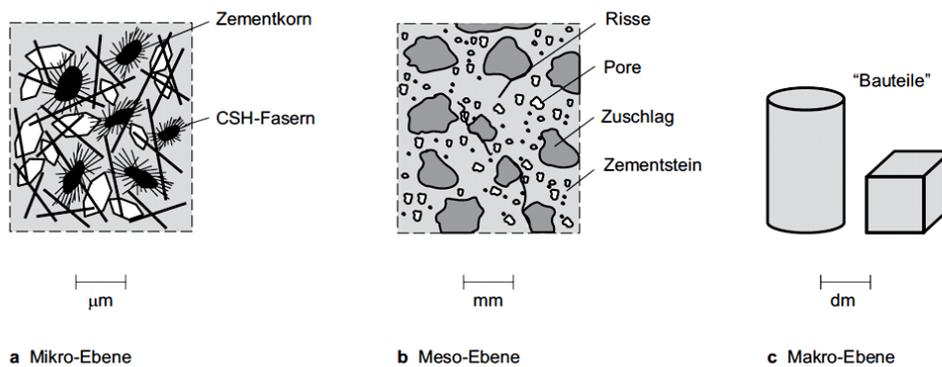


Abbildung 2.8 Betrachtungsebenen der Betonstruktur (12)

Betrachtet man einen auf Dauerlast bzw. Ermüdungslast beanspruchten Probekörper nun auf Makro-Ebene, so sind lediglich ein Steifigkeitsverlust und eine bleibende Verformung festzustellen. Durch die Belastung kommt es zu elastischen Verformungen und teilweise plastischen Kriechverformungen. Die durch Überschreiten des lokalen Verformungsvermögens entstandenen Risse im Betongefüge verursachen den Steifigkeitsverlust. Um ein besseres Verständnis für die Rissentwicklung und Verformung beim Ermüden zu bekommen, muss man die Vorgänge in der Betonstruktur auf Meso- Ebene betrachten (1) (11) (12).

Auf Meso-Ebene ist eine Betonermüdung nicht nur auf eine Schädigung durch globale Verformung zurückzuführen. Die verschiedenen schädlichen Einwirkungen stehen dabei in einer Wechselbeziehung, die kleine lokale Verformungen verursachen. Die Ermüdung erfolgt durch die wiederkehrenden Prozesse, die bei jeder Belastung und bei jeder Entlastung zur fortschreitenden Rissentwicklung beitragen. Diese Prozesse nach (1) werden nachfolgend beschrieben.

- Durch äußere Druckspannungen werden senkrecht zur Krafteinleitungsfläche Zugspannungen aktiviert. Wenn diese die Haft- oder Zugfestigkeit überschreiten, entstehen Mikrorisse in der Matrix und in der Verbundzone zum Zuschlag.
- Bei der Entlastung treten aufgrund von Eigenspannungen, die auf die unterschiedliche Steifigkeit und das ungleiche Verformungsvermögen von Zuschlag und Matrix zurückzuführen sind, auf der Ober- und Unterseite der Zuschlagskörner Risse auf. Sie verlaufen senkrecht zur Belastungsrichtung.

- Durch einen Abschervorgang wird das Zuschlagskorn entlastet. Deshalb verformt es sich bei einer Entlastung weniger stark zurück, was zu weiteren Spannungen und Rissen führt.
- Auf hohe Belastungsgeschwindigkeiten, wie sie bei Ermüdungsbeanspruchung vorkommen können, reagiert Beton spröde und das Verformungsverhalten nimmt ab.
- Mechanische Schäden entstehen durch oftmaliges Öffnen und Schließen von Rissen.

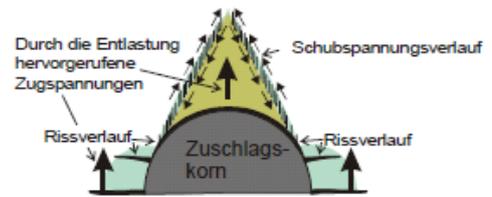


Abbildung 2.9 Bruchelemente bei Druckentlastung (1)

2.9 Zusätzliche Ermüdungsmechanismen (1)

Neben den in 2.8 genannten Ermüdungsprozessen gibt es weitere Erkenntnisse aus Versuchen, die die Betrachtungsweise unterstützen sollen.

Betrachtet man die Bruchfläche eines zyklisch beanspruchten Normalbetons mit hoher Belastungsgeschwindigkeit, fällt auf, dass die Bruchfläche überwiegend durch die Zuschlagskörner verläuft. Dies wird auf die unterschiedliche Ausbreitungsgeschwindigkeit von Spannungen in Matrix und Zuschlag zurückgeführt. Eine weitere Theorie ist, dass sich Wasser vermehrt in der porösen Grenzschicht sammelt, und durch schnelle Belastungen nicht ausreichend verdrängt werden kann. Durch die direkte Übertragung der Spannungen über das Wasser kommt es zu Spannungsspitzen am Zuschlagskorn, die schlussendlich das Versagen des Kornes herbeiführen. Im Gegensatz dazu verläuft die Bruchfläche eines langsam belasteten Betonkörpers üblicherweise entlang der Korngrenze, da hier, aufgrund von Poren, eine geringere statische Festigkeit vorhanden ist, und genug Zeit zur Verfügung steht um eventuell vorhandenes Porenwasser zu verdrängen.

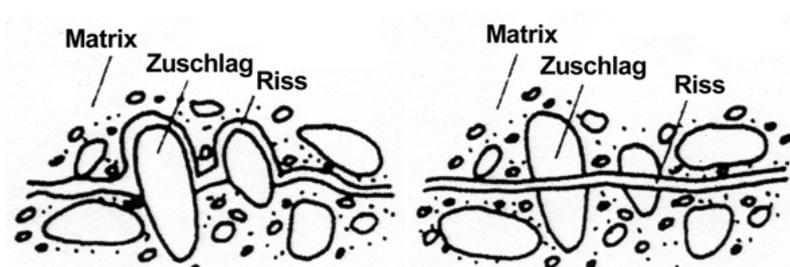


Abbildung 2.10 Rissverläufe bei geringer (li) und hoher (re) Dehnungsrate (1)

Eine andere auf Versuchen beruhende Ermüdungstheorie ist die rissinterne Reibung, wo die Zementmatrix kontinuierlich mechanisch zerstört wird. Bei diesem Versuch wurden zwei Rissoberflächen gegeneinander gerieben (siehe Abbildung 2.11), und dabei die erforderliche Kraft für eine bestimmte Schlupfdifferenz gemessen. Aufgefallen ist dabei, dass die Kraft für die gleiche Schlupfdifferenz nach wenigen Lastwechseln stark abfiel. Dies wiederholte sich nach mehrmaliger Erhöhung der Schlupfdifferenz. Die Erkenntnis daraus war, dass die Verzahnung innerhalb einer Schlupfdifferenz relativ schnell abgerieben wurde, jedoch bei Erhöhung der Differenz erneut eine Verzahnung aktiviert wurde. Bei zyklischer Dauerbeanspruchung würde dieses Verhalten zum kontinuierlichen Zermürben der Betonstruktur führen.

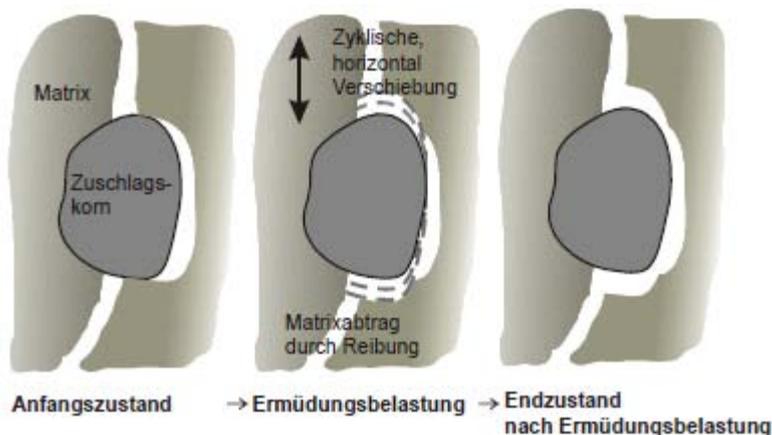


Abbildung 2.11 Rissinterne Reibung als Zerstörungsmechanismus (1)

2.10 Schadensakkumulationshypothese

2.10.1 Lastkollektiv

Ein Bauwerk zB. eine Brücke ist im Laufe seiner Lebensdauer einer Vielzahl von unterschiedlich starken Belastungen ausgesetzt. In Spannungs-Zeit Diagrammen werden diese Amplituden durch längere Aufzeichnungen erfasst, sodass man bei einer ausreichenden Datenmenge auf die Belastungen der gesamten Lebensdauer schließen kann. Zählt man nun die Spannungsamplituden kategorisiert nach der Größe aus und trägt sie in ein Diagramm ein, so erhält man im Idealfall nachfolgende Kollektive (13) (16).

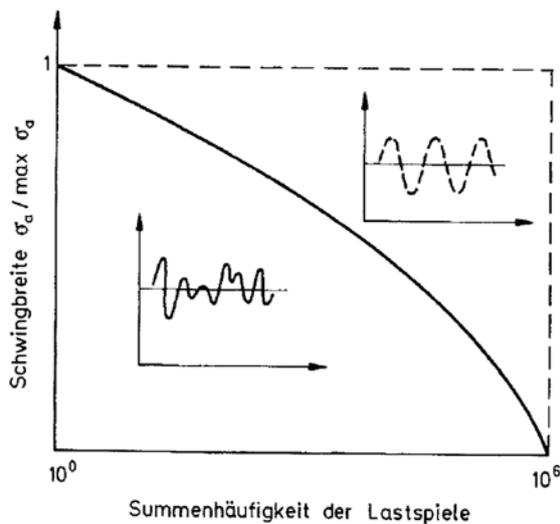


Abbildung 2.12 Kollektivtypen für konstante und veränderliche Schwingbreiten (13)

Die gestrichelte Linie gilt hier für eine über die gesamte Belastungsdauer konstante Schwingbreite. Die gekrümmte Linie beschreibt eine zufällige Schwingbeanspruchung die in diesem Fall normalverteilt ist. Wie diese Kollektive in der Realität aussehen können, zeigt die nachstehende Abbildung.

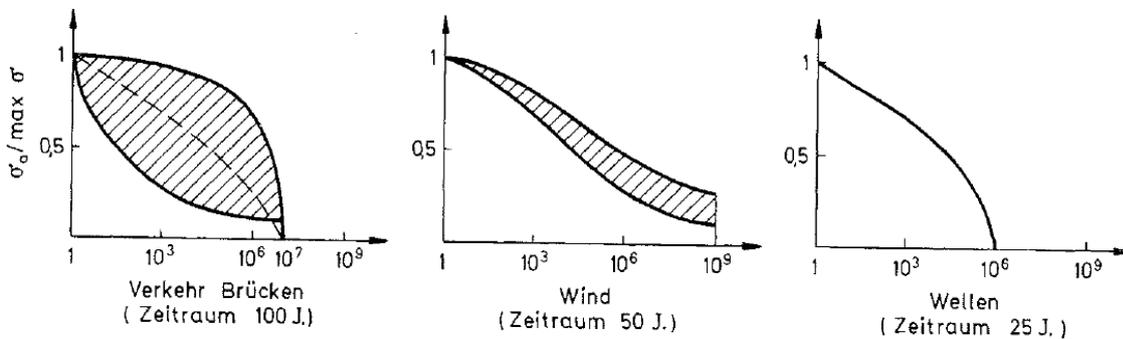


Abbildung 2.13 Reale Lastkollektive (Summenhäufigkeit der Beanspruchung) (13)

Lastkollektive bilden die Grundlage für die Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren und Miner.

2.10.2 Palmgren-Miner Hypothese (6)

Palmgren und Miner entwickelten unabhängig voneinander ein einfaches aber brauchbares Modell für die Abschätzung der Schädigung von Bauteilen unter zyklischer Beanspruchung. Die Grundidee bei der linearen Schadensakkumulation besteht darin, dass jede Spannungsamplitude $\Delta\sigma_k$ aus der Belastung eine Einheitsschädigung d_k verursacht. Diese

wird aus dem Kehrwert der zur Spannungsamplitude $\Delta\sigma_k$ zugehörigen maximalen Schwingzahl N_k gebildet. Die Bruchlastspielzahl N_k kann dabei aus einer in einem Versuch ermittelten Wöhlerkurve abgelesen werden (s. Abbildung 2.14).

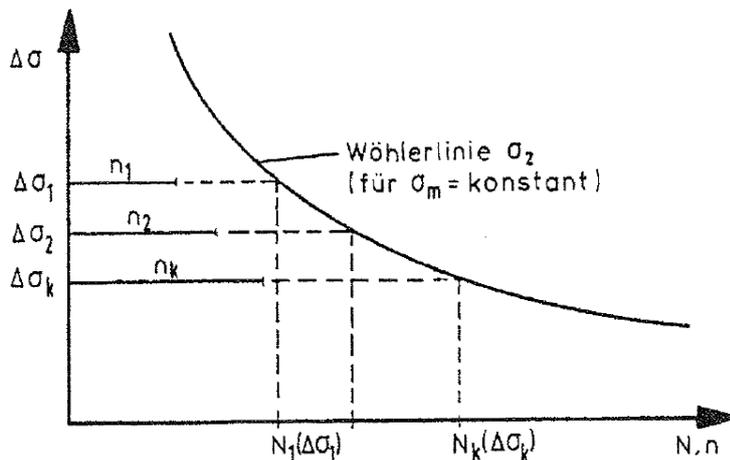


Abbildung 2.14 Miner Regel (6)

$$d_k = \frac{1}{N_k(\Delta\sigma_k)} \quad (2-1)$$

Multipliziert man nun die Einheitsschädigung d_k mit der zu $\Delta\sigma_k$ zugehörigen Lastspielzahl n_k , so erhält man den Anteil der Schädigung der Spannungsamplitude $\Delta\sigma_k$.

$$D_k = n_k \cdot d_k = \frac{n_k(\Delta\sigma_k)}{N_k(\Delta\sigma_k)} \quad (2-2)$$

Die Gesamtschädigung D von m Beanspruchungsblöcken mit je n_k Schwingungen und einer Schwingbreite $\Delta\sigma_k$ ergibt sich aus:

$$D = \sum D_k = \sum_1^m \frac{n_k(\Delta\sigma_k)}{N_k(\Delta\sigma_k)} \quad (2-3)$$

Die Palmgren-Miner Regel ist aufgrund ihrer Einfachheit die am meisten verwendete Hypothese, obwohl sie durchaus bekannte Fehlinterpretationen mit sich bringt. Beispielsweise unterscheidet diese Hypothese nicht, zu welchem Zeitpunkt welche

Spannungsamplitude aufgebracht wurde. Dabei würden kleine Amplituden zu Beginn wohl keine Erstrisse verursachen und wären daher zu vernachlässigen. Sind jedoch aus frühen großen Spannungen schon Risse vorhanden, so würden sich diese durch kleinere Amplituden sehr wohl fortpflanzen. Es ist daher wichtig, Ergebnisse aus dieser Rechnung kritisch und mit Vorsicht zu betrachten.

2.11 Unbewehrte Betonschubfugen

2.11.1 Allgemein

Im Bauwesen kommt es in vielen Bereichen zum Zusammentreffen eines schon erstarrten Betons mit einer Frischbetonschicht. Um trotz einer zwischen den Betonschichten entstandenen Verbundfuge ein homogenes Bauteilverhalten erzielen zu können, sollte in einer solchen Grenzfläche eine gewisse Schubkrafttragfähigkeit vorhanden sein. Wenn man eine Verbundfuge wie in den meisten Fällen üblich bewehrt ausführt, so bekommt man die Schubkraftübertragung relativ einfach in den Griff (17). Von größerem Interesse sind in dieser Arbeit jedoch das Tragverhalten und die Ermüdung einer unbewehrten Betonschubfuge, da dies der Hauptgrund für die Forschungsarbeit ist.

Durch Adhäsion kommt es beim Kontakt einer Frischbetonschicht und einer bereits erstarrten Betonoberfläche zu einem chemisch-physikalischen Haftverbund. Der chemische Teil der Adhäsion wird durch die Anziehungskräfte zwischen den Makromolekülen hervorgerufen, der physikalische bzw. mechanische Teil wird auf die mikromechanische Verzahnung zurückgeführt. Die wichtigste Einflussgröße für den Haftverbund ist die Oberflächenbeschaffenheit, speziell die Mikro- und Makrorauheit. Eine erhöhte Rauheit vergrößert die wirksame Oberfläche und somit auch die Verbundwirkung. Der Haftverbund ist jedoch ein relativ geringer Anteil des Verbundes. Durch die Überschreitung der Haftzugfestigkeit entstehen in der Grenzfläche Risse, die zur Aktivierung eines wesentlich größeren Anteils, der Rissverzahnung bzw. der Rissreibung führen. Neben der Rauheit und der Betonfestigkeit ist die Fugennormalkraft ein wesentliches Kriterium für die Aktivierung des Schubkraftwiderstandes durch Rissreibung. Die nachfolgende Abbildung soll die Wirkungsweise anhand eines Sägezahnmodells verdeutlichen (17).

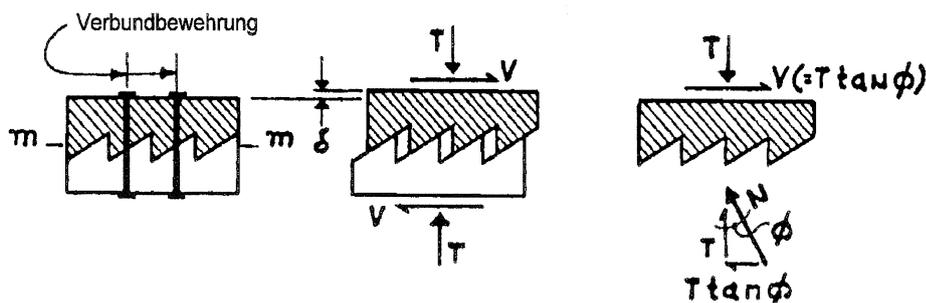


Abbildung 2.15 Sägezahnmodell zur Schubreibungstheorie (17)

Hier aktiviert eine Fugennormalkraft T in Abhängigkeit eines spezifischen Reibungsbeiwertes μ den Schubkraftwiderstand $V_R = T \cdot \mu$.

Abbildung 2.16 veranschaulicht die Entwicklung der Tragmechanismen in Abhängigkeit von der horizontalen Fugenverschiebung w . Dabei ist τ_{adh} der Anteil aus Adhäsion, τ_R der Anteil aus Reibung und τ_B der Beitrag durch eine eventuelle Schubbewehrung.

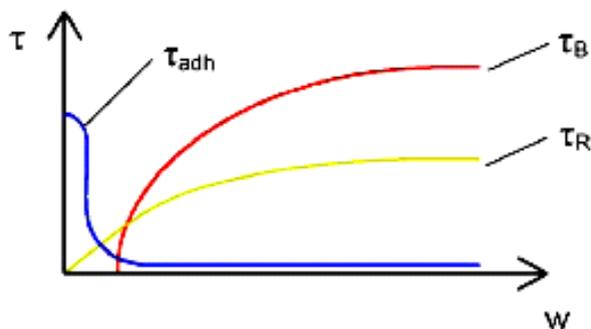


Abbildung 2.16 Schematische Darstellung des Schubtragwiderstandes (4)

Da bei den durchgeführten Versuchen keine Schubbewehrung vorhanden ist, wird auf deren Wirkungsweise nicht näher eingegangen. Die Schubtragfähigkeit in unbewehrten Fugen setzt sich demnach nur aus dem Haftverbund und der Reibung zusammen.

2.11.2 Ermüdung

Im Jahr 2005 wurden von Müller (18) Ermüdungsversuche an unbewehrten Betonschubfugen durchgeführt. Es wurde ein Aufbau gewählt, der das Ermitteln der Schubtragfähigkeit ohne Abhängigkeit einer zur Fuge senkrechten Auflast gewährleistete. Der Probekörper wurde aus drei Schichten gefertigt, jede mit den Abmessungen 10 x 15 x 50 cm. Die beiden äußeren Schichten wurden gleichzeitig, die mittlere Schicht 28 Tage später betoniert. Um Aussagen über den Einfluss der Rauheit und der Betonfestigkeit treffen zu

können, wurden mehrere Serien mit unterschiedlicher Rauheit und zwei verschiedenen Betonsorten untersucht. Die Belastungsobergrenze wurde mit 60 % der in einem statischen Versuch ermittelten Bruchlast gewählt, die Untergrenze mit 20% davon. Die maximale Grenzlastspielzahl wurde mit Ausnahmen auf 2 Millionen bei 3 Hz begrenzt. Ging ein Körper bis dahin nicht zu Bruch, so wurde er mittels statischen Versuchs bis zum Versagen belastet. Bevor der Mittelteil betoniert wurde, wurde mittels Sandstrahlen die Oberflächenrauheit hergestellt. Um die Verformungen infolge Ermüdung zu messen, wurden 16 horizontale und vertikale Wegmessgeräte angeordnet.

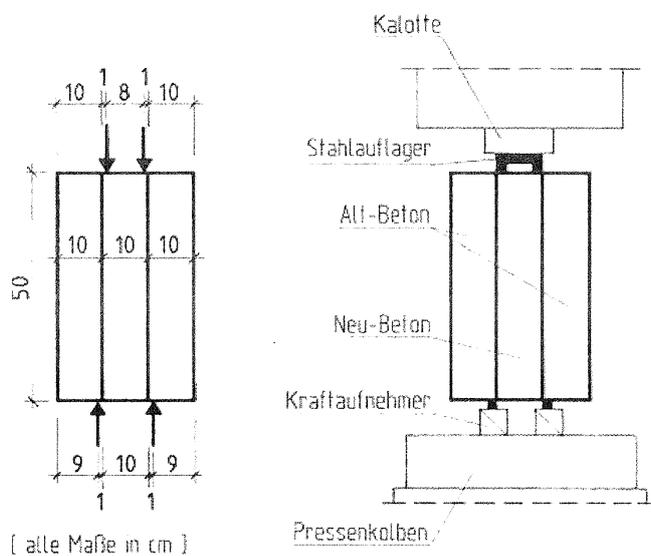


Abbildung 2.17 Versuchsaufbau (18)

Die Erkenntnisse aus den Versuchen führten zu folgendem Schluss:

Die meisten Probekörper hielten den Belastungen bis zur vordefinierten Grenzlastspielzahl stand. Außerdem ergab die Auswertung der Ergebnisse, dass die Haftverbindung einer Schubfuge keiner größeren Ermüdungsgefahr unterliegt als gleich belastete monolithische Bauteile. Des Weiteren wurde in Anlehnung auf andere Forschungsergebnisse bestätigt, dass es bei Oberspannungen von kleiner als 50 % und bei Mittelspannungen von kleiner als 35 % der Bruchspannung zumindest bei unter 1 Million Lastwechsel eher nicht zum Ermüdungsversagen kommt.

3 Grundlagen und Berechnungen der Prüfkörper

3.1 Betonkennwerte

Für das Tragwerk wurde ein Beton der Güte C30/37 verwendet. Bei den durchgeführten Prüfungen der Würfeldruckfestigkeit wurde der nach EC 2 (8) geforderte Wert von $f_{cm,cube} = 47,5 \text{ N/mm}^2$ leicht übertroffen. Der geprüfte Wert betrug nach 28 Tagen $f_{cm,cube} = 48,8 \text{ N/mm}^2$. Der ermittelte E-Modul $E_{cm} = 36.300 \text{ N/mm}^2$ übertrifft ebenfalls den von der Norm geforderten Wert von $E_{cm} = 33.000 \text{ N/mm}^2$. Um realitätsgetreue Ergebnisse zu bekommen wird in weiterer Folge nicht von den Normwerten, sondern von den ermittelten Originalwerten ausgegangen.

3.2 Spannstahl

Es wurde ein Spannstahl der Güte St 1570/1770 verwendet und je Spannglied auf 1400 kN vorgespannt. Durch Keileinzug, Schwinden, Kriechen, Reibung und Relaxation ergeben sich Vorspannverluste. Die effektiven Vorspannkkräfte an relevanten Stellen werden in nachstehender Tabelle gelistet. Als Trägeranfang wird hier die Seite bezeichnet, auf der die Vorspannpresen angesetzt wurden.

Abstand von Trägerfang [m]	$P_{eff} [kN]$	Abstand von Trägermitte [m]	
0	1107,95	+3,85	Anfang
1,5	1138,49	+2,35	
2,85	1171,05	+1,00	
3,85	1195,17	0,00	Trägermitte
6,2	1251,85	-2,35	
6,62	1261,97	-2,77	
7,7	1223,38	-3,85	Ende

3.3 Querschnittswerte

Die für die weiteren Berechnungen relevanten Querschnittswerte sind der nachstehenden Abbildung, Tabelle 3-1 und Tabelle 3-2 zu entnehmen.

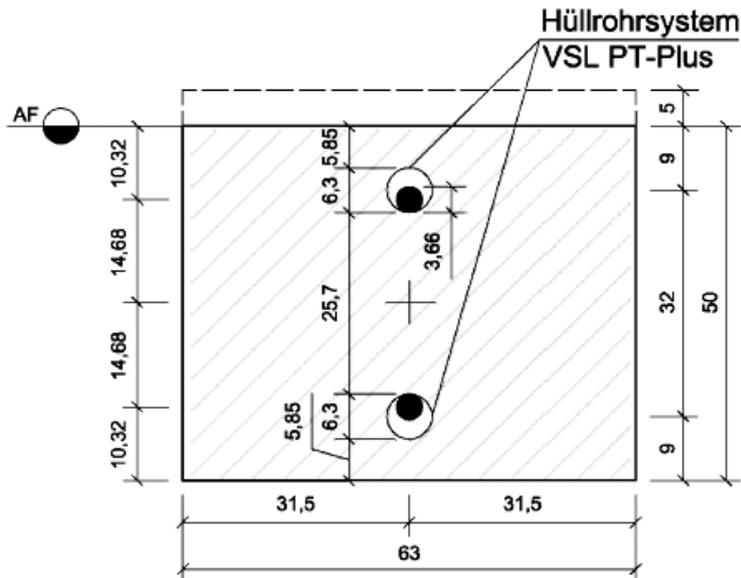


Abbildung 3.1 Abmessungen des Versuchskörpers

Tabelle 3-1 Abmessungen und Eigenschaften des Prüfkörpers

Bezeichnung	Kurzzeichen	Wert	Einheit
Höhe Tragwerksbeton	h	50	cm
Breite Tragwerksbeton	b	63	cm
Höhe Aufbeton	h_a	5	cm
E-Modul Beton	E_C	36.300	N/mm ²
E-Modul Spannstahl	E_P	199.200	N/mm ²
Spannstahlquerschnitt/Spannglied	A_P	10,5	cm ²
Hüllrohrdurchmesser	d_P	6,3	cm
Randabstand -Hüllrohrmittelpunkt	e_P	9	cm
E_P/E_C	α	5,49	
Spannglieddurchmesser	d_L	3,66	cm
Hüllrohrquerschnitt	A_H	31,17	cm ²

Schwerpunktsabstand	z_{cP}	14,68	cm
Schwerpunktsabstand	z_{iP}	14,68	cm

Tabelle 3-2 Zusammenfassung der Querschnittswerte

	$A_c [cm^2]$	$I_c [cm^4]$	$W_c [cm^3]$
Brutto-Querschnitt (ohne Aufbeton)	$b \cdot h$ 3.150	$\frac{b \cdot h^3}{12}$ 656.250	$\frac{I_c}{h/2}$ 26.250
Netto-Querschnitt (vor Herstellen des Verbund)	$A_c - A_H$ 3.087,66	$I_c - A_H \cdot z^2$ 640.289,70	25.611,59
Ideeller-Querschnitt (Nach Verpressen der Hüllrohre)	$A_c + (\alpha - 1) \cdot A_p$ 3.244,29	$I_c + (\alpha - 1) \cdot A_p \cdot z_{cP} \cdot z_{iP}$ 676.558,87	27.062,35
Brutto –Querschnitt (mit Aufbeton)	3.465	873.468,75	31.765,50
Ideeller Querschnitt (mit Aufbeton)	3.559	894.351,03	32.600,33

3.4 Berechnung der Eigenfrequenz

Für die Berechnung der Eigenfrequenz des Versuchskörpers ist als Ausgangspunkt das Modell eines ungedämpften Einmasseschwingers mit einem Freiheitsgrad gewählt worden. Abbildung 3.3 beschreibt das Modell, wobei c die Federsteifigkeit, m die Masse und x_s die Laufkoordinate bezeichnet.

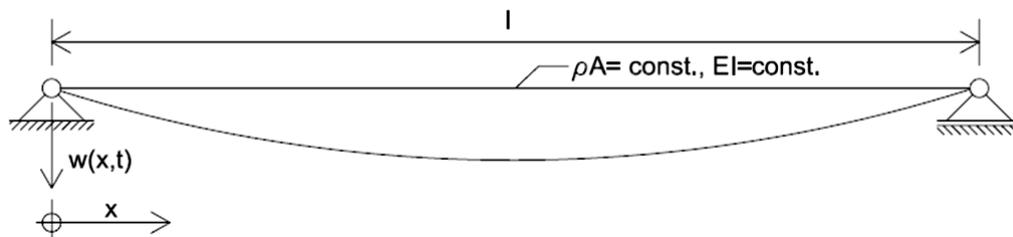


Abbildung 3.2 Grundschwingung Einfeldträger (4)

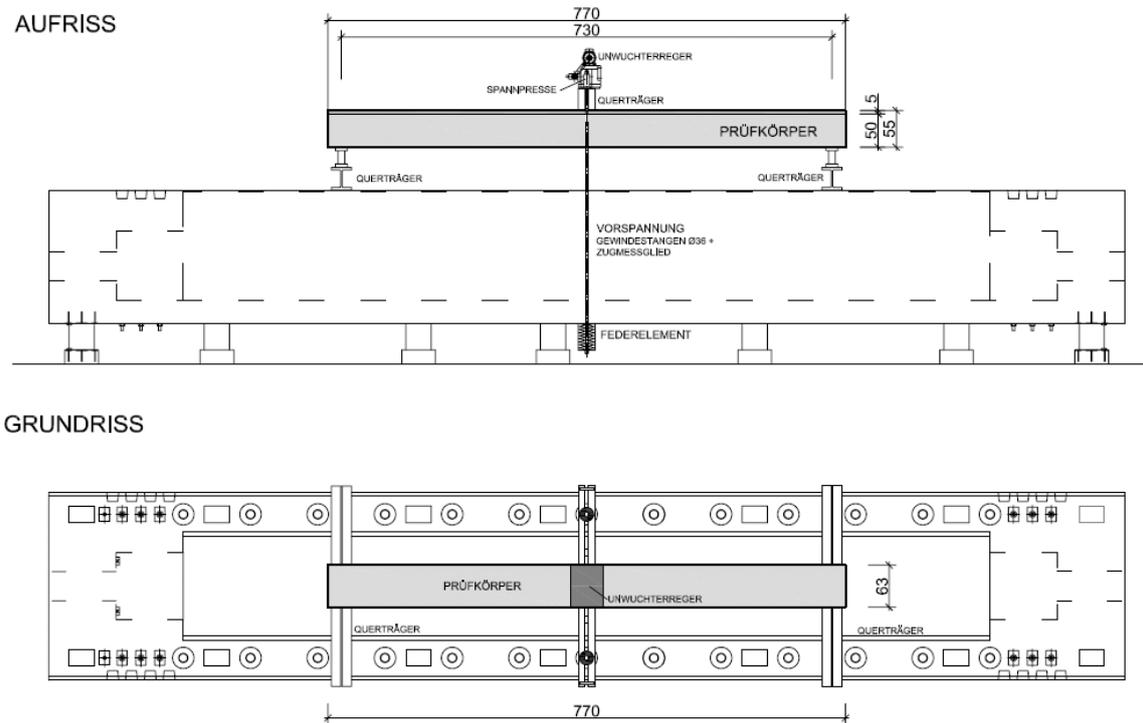


Abbildung 3.3 Versuchsaufbau Dauerschwingversuch (4)

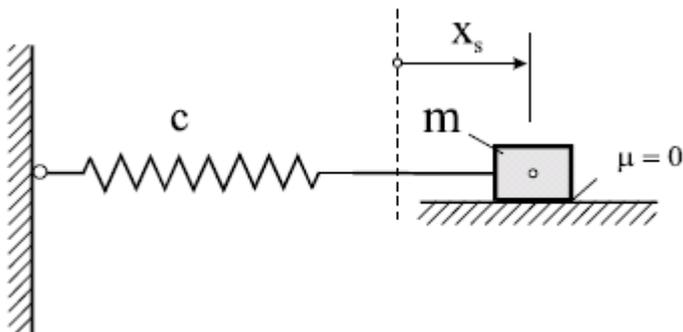


Abbildung 3.4 ungedämpfter Einmassenschwinger (19)

Der Schwerpunktssatz liefert nach (19) die Bewegungsgleichung des Systems:

$$m \cdot \ddot{x}_s + c \cdot x_s = 0 \quad (3-1)$$

Nach der Division durch m und mit Hilfe der Eigenkreisfrequenz $\omega_0 = \sqrt{\frac{c}{m}}$ bekommt man die lineare homogene Differentialgleichung 2. Ordnung mit konstanten Koeffizienten.

$$\ddot{x}_s + \omega_0^2 \cdot x = 0 \quad (3-2)$$

Nach dem Lösen dieser Gleichung erfolgt nach Division von Gl. 3-2 durch $2 \cdot \pi$ die Eigenfrequenz f_0 .

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2 \cdot \pi} \quad (3-3)$$

Um nun den gewählten Ansatz des ungedämpften Einmassenschwingers auf unsere Versuchskörper anwenden zu können, muss man zuerst eine generalisierte Masse und eine generalisierte Steifigkeit berechnen. Dies erfolgt laut (20) über den eingliedrigen Ritz'schen Ansatz $w_{x,t} = q(t) \cdot \varphi(x)$, der die dynamische Verformung des Betonträgers beschreibt. Für die Funktion $\varphi(x)$ wird eine sinusförmige Halbwelle $\varphi(x) = \sin \frac{\pi \cdot x}{l}$ gewählt. Diese ergibt sich durch die Biegeform eines Einfeldträgers unter einer Einzellast in Trägermitte ($x=l/2$). Mit dem Ansatz

$$\tilde{m} = \int_0^l \rho \cdot A_x \cdot \varphi_x^2 dx \quad (3-4)$$

erhält man durch Einsetzen von $\varphi(x) = \sin \frac{\pi \cdot x}{l}$ und mehreren Umformungen die generalisierte **Masse** des Einfeldträgers.

$$m_{ET} = \rho \cdot A \cdot \frac{l}{2} \quad (3-5)$$

Die generalisierte **Steifigkeit** ergibt sich durch den Ansatz

$$\tilde{k} = E \cdot I \cdot \left(\frac{\partial^2 \varphi_x}{\partial x^2} \right)^2 dx \quad (3-6)$$

und durch Einsetzen von $\varphi(x) = \sin \frac{\pi \cdot x}{l}$ zu

$$c_{ET} = \frac{\pi^4 \cdot E \cdot I}{2 \cdot l^3} \quad (3-7)$$

Mit den Gleichungen (3-7), (3-5) und (3-3) ergeben sich nun mit den ermittelten Trägerkennwerten und unter der Annahme einer Trägerlänge von 7,30 m die Eigenfrequenzen der Druck- und Zugzonenergänzung.

Druckzonenergänzung:

$$c = \frac{\pi^4 \cdot 3630 \cdot 873468,75}{2 \cdot 730^3} = 396,97 \text{ kN/cm}$$

$$m = 2500 \cdot 0,3465 \cdot \frac{7,3}{2} = 3161,8 \text{ kg}$$

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{396,97 \cdot 10^5}{3161,8}} = 112,05 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$f_0 = \frac{112,05}{2\pi} = 17,8 \text{ Hz}$$

Zugzonenergänzung:

$$c = \frac{\pi^4 \cdot 3630 \cdot 656250}{2 \cdot 730^3} = 298,25 \text{ kN/cm}$$

$$m = 2500 \cdot 0,346 \cdot \frac{7,3}{2} = 3161,8 \text{ kg}$$

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{298,25 \cdot 10^5}{3161,8}} = 97,12 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$f_0 = \frac{97,12}{2\pi} = 15,5 \text{ Hz}$$

Die Frequenz der Zugzonenergänzung ist um ca. 2 Hz niedriger als jene der Druckzonenergänzung. Dies ist darauf zurück zu führen, dass die Zugzonenergänzung nicht als steifigkeitsverbessernd angesehen wird, da durch eine vor Schwingbeginn aufgebrachte statische Last bereits Risse im Aufbeton vorhanden sind.

3.5 Berechnungen zum Kriechen

3.5.1 Ermittlung der Kriechzahl nach Anhang B von EC2 (8)

Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ wird wie folgt ermittelt:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

dabei ist:

$$\varphi_0 \quad \text{die Grundkriechzahl des Kriechens: } \varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

φ_{RH} ist ein Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte auf die Grundkriechzahl:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \right] \text{ für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \text{ für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$$

RH ist die relative Luftfeuchte der Umgebung [%]

$\beta(f_{cm})$ ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betondruckfestigkeit auf die Grundzahl des Kriechens:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

f_{cm} mittlere Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen

$\beta(t_0)$ ein Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters bei Belastungsbeginn auf die Grundzahl des Kriechens

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$$

h_0 die wirksame Bauteildicke in mm $h_0 = 2 A_c / u$

A_c die Gesamtfläche des Betonquerschnitts

u der Umfang des Querschnitts welcher Trocknung ausgesetzt ist

$\beta_c(t, t_0)$ ein Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn

$$\beta_c(t-t_0) = \left[\frac{t-t_0}{\beta_H + t-t_0} \right]^{0,3}$$

t das Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt in Tagen

t_0 das tatsächliche Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen

$t-t_0$ die nicht angepasste Belastungsdauer in Tagen

β_H ein Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte (RH in %) und der wirksamen Bauteildicke (h_0 in mm)

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$$

α Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betonfestigkeit

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

Unter Berücksichtigung der oben genannten Gleichungen ergeben sich bei einer Erstbelastung nach ca. 180 Tagen und einer Belastungszeit von 8 Tagen folgende Werte:

$$\varphi_0 = 1.63 \quad \text{Grundkriechzahl}$$

$$\varphi(t, t_0) = 0.40 \quad \text{Kriechzahl}$$

3.5.2 Durchbiegung infolge Kriechen

Die Gleichung für die Durchbiegung eines Einfeldträgers mit einer Einzellast in der Mitte lautet:

$$s = \frac{Ml^2}{12 EI} \quad (3-8)$$

Die Gleichung für die Durchbiegung einer Gleichlast lautet:

$$s = \frac{5Ml^2}{48 EI} \quad (3-9)$$

Aus der Krümmungs- Momentenbeziehung für den elastischen Anteil der Verformung

$$\delta_{c,e(t)} = \frac{M_{(t_0)}}{E_c I} \cdot (1 + \varphi_{(t,t_0)}) \quad (3-10)$$

bekommt man durch Umformen und Weglassen des Anteils ohne Kriechen den rein auf Kriechen bezogenen wirksamen Anteil für die Durchbiegung.

$$\Delta \delta_{c,e(t)} \cdot E_c I = \Delta M_{(t)} = M_{(t_0)} \cdot \varphi_{(t,t_0)}$$

Setzt man $\Delta M_{(t)}$ in Gleichung (3-8) bzw. (3-9) anstatt M ein, so bekommt man die elastische Verformung infolge Kriechen in Abhängigkeit von der Belastungszeit. Die Erstbelastung der Versuchskörper erfolgte durch das Aufbringen der Mittellast nach etwa 110 (VK1, VK2) bzw. 170 (VK3, VK4) Tagen. Die Belastungsdauer ist der Tabelle zu entnehmen. Diese variiert

aufgrund von Schwingpausen durch verschiedenste Gründe. Die Luftfeuchtigkeit zur Berechnung der Kriechzahl wurde mit 70% angenommen.

Tabelle 3-3 Berechnung der Durchbiegung infolge Kriechen

Eingangswerte	ZZE (VK1)	ZZE (VK3)	DZE (VK2)	DZE (VK4)
Mittellast F [kN]	42	42	52	52
$M_{(t0,F)}=F \cdot l/4$ [kNm]	76	76	95	95
$M_{(t0,q)}=q \cdot l^2/8$ [kNm] (q...EG)	58	58	58	58
$\varphi_{(t,t_0)}$	0,30	0,35	0,31	0,31
$\Delta M_{(t,F)} = M_{(t0,F)} \cdot \varphi_{(t,t_0)}$ [kNm]	22,8	26,6	29,5	29,5
$\Delta M_{(t,q)} = M_{(t0,q)} \cdot \varphi_{(t,t_0)}$ [kNm]	17,4	20,3	18	18
E_c -Modul [N/mm ²]	36300	36300	36300	36300
Trägheitsmoment-Ideell [cm ⁴]	676558,87	676558,87	894351,03	894351,03
Belastungsdauer unter Mittellast [h]	88	139	77	97

Ergebnis	ZZE (VK1)	ZZE (VK3)	DZE (VK2)	DZE (VK4)
Durchbiegung $s_F = \frac{\Delta M_{(t,F)} l^2}{12 EI}$ [mm]	0,41	0,48	0,40	0,40
Durchbiegung $s_q = \frac{5 \Delta M_{(t,q)} l^2}{48 EI}$ [mm]	0,32	0,36	0,31	0,31
s_F+s_q	0,73	0,84	0,71	0,71
sofort. el. Verformung nach Belastung durch Mittellast [mm]	1,11	1,11	1,3	1,3

3.5.3 Druckspannung in der Zugzonenergänzung infolge Kriechen

Durch die Vorspannung des Tragwerkbetons erfährt der Betonkörper neben der sofortigen elastischen Verformung auch eine zeitabhängige Kriechverformung. Die Verkürzung durch Kriechen wird auch auf die Zugzonenergänzung übertragen, und bewirkt eine Überdrückung

und somit eine scheinbare Erhöhung der Zugfestigkeit des Aufbetons. Mit der nach 3.5.1 ermittelten Kriechzahl und der Beziehung

$$\varepsilon_{c,e(t)} = \frac{\sigma_{(t_0)}}{E_c} \cdot (1 + \varphi_{(t,t_0)}), \quad (3-11)$$

ergibt sich, durch Weglassen des sofortigen elastischen Teil, der Verzerrungsanteil und in weiterer Folge durch $\sigma = E \cdot \varepsilon$ die durch Kriechen verursachte Spannung im Aufbeton zu:

$$\sigma_{c,e(t)} = \sigma_{(t_0)} \cdot \varphi_{(t,t_0)} \quad (3-12)$$

3.6 Ermüdungsnachweis nach EC 2 (8)

3.6.1 Allgemein

Laut EC2 (8) darf man bei bekannter Belastung den Ermüdungsnachweis über die schädigungsäquivalente Schwingbreite bei Stahl und die schädigungsäquivalente Druckspannung bei Beton führen. Man kann daher auf einen expliziten Nachweis mittels Wöhlerlinie und Palmgren-Miner Regel verzichten.

3.6.1.1 Nachweis Spannstahlermüdung

Dieser Nachweis gilt für Spannstahl, Betonstahl und Kopplungen als erbracht, wenn Gleichung (3-12) erfüllt ist.

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \quad (3-13)$$

Dabei ist:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ die Schwingbreite bei N^* Lastzyklen aus den entsprechenden Ermüdungsfestigkeitskurven. In unserem Fall für gerade Spannglieder in Kunststoffhüllrohren und nachträglichem Verbund ist $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) = 150 \text{ N/mm}^2$ bei $N^* = 10^6$ Zyklen.

$\Delta\sigma_{S, equ} (N^*)$ die schädigungsäquivalente Schwingbreite für verschiedene Bewehrungsarten unter Berücksichtigung der Anzahl der Lastwechsel N^* .

$\gamma_{F, fat}$ Teilsicherheitsbeiwert (1,0)

$\gamma_{s, fat}$ Teilsicherheitsbeiwert (1,15)

3.6.1.2 Nachweis Betoner müdung

Der Nachweis gegen Ermüden von Beton unter Druckbeanspruchung erfordert die Einhaltung von zwei Bedingungen.

Bedingung 1:
$$E_{cd, max, equ} + 0,43 \sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \quad (3-14)$$

Dabei ist:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd, min, equ}}{E_{cd, max, equ}} \quad (3-15)$$

$$E_{cd, min, equ} = \frac{\sigma_{cd, min, equ}}{f_{cd, fat}} \quad (3-16)$$

$$E_{cd, max, equ} = \frac{\sigma_{cd, max, equ}}{f_{cd, fat}} \quad (3-17)$$

und dabei ist:

R_{equ} das Verhältnis der Spannungen

$E_{cd, min, equ}$ das minimale Niveau der Druckspannung

$E_{cd, max, equ}$ das maximale Niveau der Druckspannung

$f_{cd, fat}$ Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons beim Nachweis gegen Ermüden. Nach Gleichung (3-17)

$\sigma_{cd, max, equ}$ die Oberspannung der Dauerschwingfestigkeit min einer anzahl von N Zyklen ($N=10^6$)

$\sigma_{cd,min, equ}$ die Unterspannung der Dauerschwingfestigkeit mit einer Anzahl von N Zyklen (10^6)

$$f_{cd, fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3-18)$$

Dabei ist:

$\beta_{cc}(t_0)$ der Beiwert für die Betonsteifigkeit bei der Erstbelastung

$$\beta_{cc}(t_0) = \exp\left(s \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)\right) \quad (3-19)$$

t_0 der Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung des Betons in Tagen

k_1 laut Nationalem Anhang 1,0 für $N=10^6$

Bedingung 2

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd, fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd, fat}} \quad (3-20)$$

$$\leq 0,9 \text{ für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 0,8 \text{ für } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

Dabei ist:

$\sigma_{c,max}$ die maximale Druckspannung in einer Faser unter der häufigen Einwirkungskombination

$\sigma_{c,min}$ die minimale Druckspannung in derselben Faser, in der $\sigma_{c,max}$ wirkt. Bei einer Zugspannung gilt in der Regel $\sigma_{c,min} = 0$.

3.7 Schubkraftübertragung gemäß EC 2 (8)

Die Schubkraftübertragung in Fugen ist im EC 2 im Abschnitt 6.2.5 geregelt. Folgende Gleichung muss erfüllt werden:

$$v_{Edi} = v_{Rdi} \quad (3-21)$$

v_{Edi} ist der Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge und wird ermittelt durch:

$$v_{Edi} = \frac{\beta V_{ed}}{z b_i} \quad (3-22)$$

Dabei ist:

β das Verhältnis der Normalkraft in der Betonergänzung und der Gesamtnormalkraft in Druck bzw. in der Zugzone, jeweils berechnet für den betrachteten Querschnitt

V_{ed} der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

z der Hebelsarm des zusammengesetzten Querschnitts

b_i die Breite der Fuge

v_{Rdi} der Bemessungswert des Schubkraftwiderstands in der Fuge

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (3-23)$$

Dabei ist:

c und μ Beiwerte, abhängig von der Rauigkeit (Tab. 3-3)

f_{ctd} der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit

σ_n Spannung infolge der kleinsten Normalkraft rechtwinkelig zur Fuge, die gleichzeitig mit der Querkraft wirken kann (positiv für Druck, so dass $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ und negativ für Zug). Ist σ_n eine Zugspannung, ist in der Regel $c f_{ctd} = 0$ zu setzen.

A_s Querschnittsfläche des Betonstahls, der durch die Fuge läuft

A_i Fläche der Fuge

α Neigung der Bewehrung, die durch die Fuge läuft (zw. 45°-90°)

v Festigkeitsabminderungsbeiwert

$$v = 0,6(1-f_{ck}/250)$$

$$\rho = A_s/A_i$$

Tabelle 3-4 Beiwerte c und μ

Oberfläche	Herstellung	c	μ
sehr glatt	Gegen glatte Oberflächen betoniert	0,25	0,5
glatt	abgezogene Oberfläche	0,35	0,6
rau	Rechenrau, freigelegte Gesteinskörnung	0,45	0,7
verzahnt	spezielle Ausbildungen	0,5	0,9

3.8 Versuchsrelevante Rechenergebnisse

In diesem Kapitel werden die wichtigsten, für die Versuche relevanten, Rechenergebnisse zusammengefasst.

Kennwert	VK1 (ZZE)	VK3 (ZZE)	VK2 (DZE)	VK4 (DZE)
Eigenfrequenz [Hz]	15,5	15,5	17,8	17,8
Max. Schwingbreite ΔM beim Ermüdungsversuch in Feldmitte [kNm]	151,82	151,82	192,34	192,34
Mittellast [kN]	42,0	42,0	52,5	52
Σ Auflagerkraft infolge ΔM –Mittellast bei der Schwingbeanspruchung [kN]	65,3	65,3	52,5	81,8
Ermüdungsnachweise	erfüllt	erfüllt	erfüllt	erfüllt
elast. Grenzmoment M_{el}^{Grenz} [kNm]	292,59	292,59	347,37	347,37
Grenzmoment M_{Rm} [kNm]	649,44	649,44	794,89	794,89

Der Unterschied bei den Trägern mit Druckzonenergänzung (DZE) bezüglich der durch den Schwingvorgang verursachten Auflagerkräfte ergibt sich aufgrund einer falschen Annahme beim Versuchskörper VK2. Hier wurde die Belastung durch die Unwucht als Einzellast

angenommen. Durch den Schwingvorgang ergibt sich jedoch eine sinusförmige Belastung (Abbildung 3.4), was zu einer anderen Momentenlinie führt. Nachstehend wird die korrigierte Berechnung angeführt.

Das maximale Moment in Feldmitte bei dem gerade noch kein Riss entsteht beträgt nach Berücksichtigung des Eigengewichtes 192,34 kNm. Eine Einzellast die ein solches Moment erzeugen würde wäre:

$$M = \frac{F \cdot l}{4} \rightarrow F = 105,3 \text{ kN}$$

Die Hälfte dieser Kraft wird als Mittellast angesetzt. Daraus ergibt sich ein Restmoment von $192,3/2 = 95,15 \text{ kNm}$.

Mit: $M=95,15 \text{ kNm}$ und

$$M = q_0 \frac{l^2}{\pi^2} \rightarrow q_0 = 17,62 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Auflager}} = q_0 \frac{l}{\pi} = 40,9 \text{ kN}$$

ergibt sich die Summe der Auflagerkräfte zu 81,8 kN.

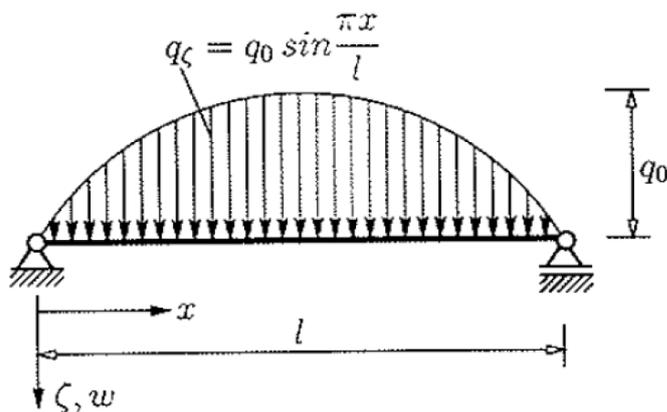


Abbildung 3.5 Sinusförmig verteilte Linienlast (20)

4 Eigener Versuch

4.1 Probekörper

4.1.1 Tragwerkskörper

Als Probekörper dienen vier vorgespannte Betonträger mit einer Länge von 7,70 m. Mit Ausnahme einer Spaltzugbewehrung an den Einleitungsstellen der Vorspannkkräfte wurden die Träger ohne schlaffer Bewehrung ausgeführt. Hergestellt wurde der 63 cm breite und 50 cm hohe Tragwerkskörper aus einem Beton der Güte C30/37/GK16/F45/B3. Für das Vorspannen wurde ein VSL System mit PP-Hüllrohren des Typs PT-PLUS 59 verwendet. Die Betondeckung beträgt 5,85 cm, was zu einem Abstand des Hüllrohrmittelpunkts zu Betonaußenkante von 9,0 cm führt. Nach dem Betonieren wurde die Betonoberfläche bei zwei Trägern rüttelrau belassen und bei den anderen zwei mittels Rechen eine Struktur geschaffen. Einen Tag später wurde die Schwindvorspannung von 420 kN aufgebracht und drei weitere Tage später wurde auf die gesamte Vorspannkraft von 1400 kN je Spannglied vorgespannt. Um nun den gewünschten Verbund herzustellen, wurde das Hüllrohr mit Einpressmörtel verpresst.

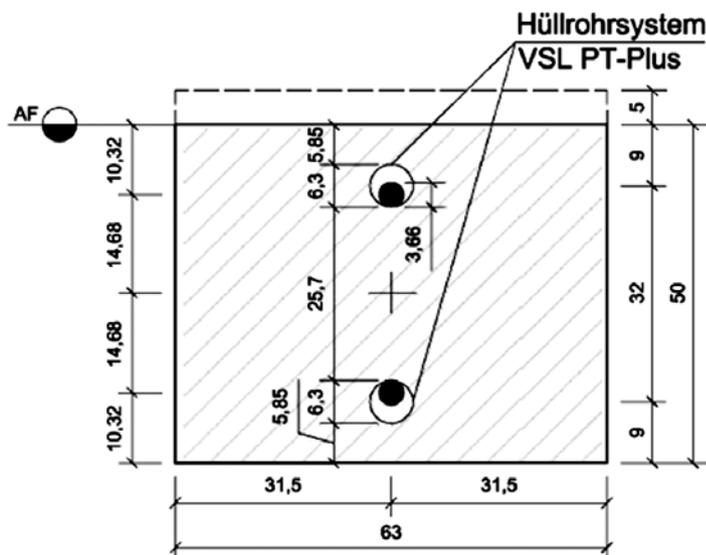


Abbildung 4.1 Trägerquerschnitt

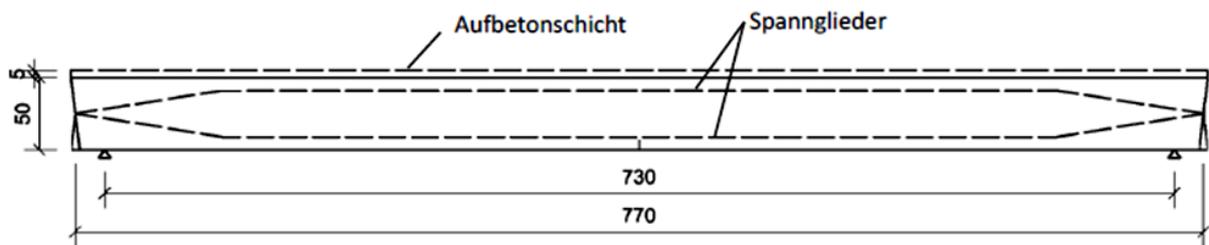


Abbildung 4.2 Schematische Darstellung des Trägerlängsschnitt inkl. Spannglieder

4.1.2 Aufbetonschicht

Vor dem Aufbringen der Aufbetonschicht auf den Tragwerkskörper musste die Betonoberfläche entsprechend behandelt werden. Wie in Kapitel 2.11.1 erwähnt, ist die Schubtragfähigkeit einer Fuge maßgeblich von der Rauheit abhängig. Um eine tragfähigere Oberflächenstruktur zu erzielen wurde das Korngerüst mit einem 2000 Bar starken Hochdruckwasserstrahl freigelegt. Die Rautiefe wurde mit dem Sandflächenverfahren nach Kaufmann ermittelt und ergab für die rüttelraue Oberfläche mit Ausnahmen, Werte zwischen 2,3 mm und 3,5 mm. Auf der rechenrauen Oberfläche wurden mit 4,8 mm bis 6,3 mm im Mittel fast doppelt so hohe Werte ermittelt. Zum Schutz vor Verschmutzung und zu schnellem Austrocknen wurde die Betonoberfläche mit einer Folie abgedeckt. Auf die behandelte und befeuchtete Oberfläche wurde im nächsten Schritt eine 5 cm starke Aufbetonschicht der Güte C30/37/GK16/F52/B7 aufgebracht, verdichtet und wieder zum Schutz mit einer Folie abgedeckt.

4.2 Versuchsaufbau

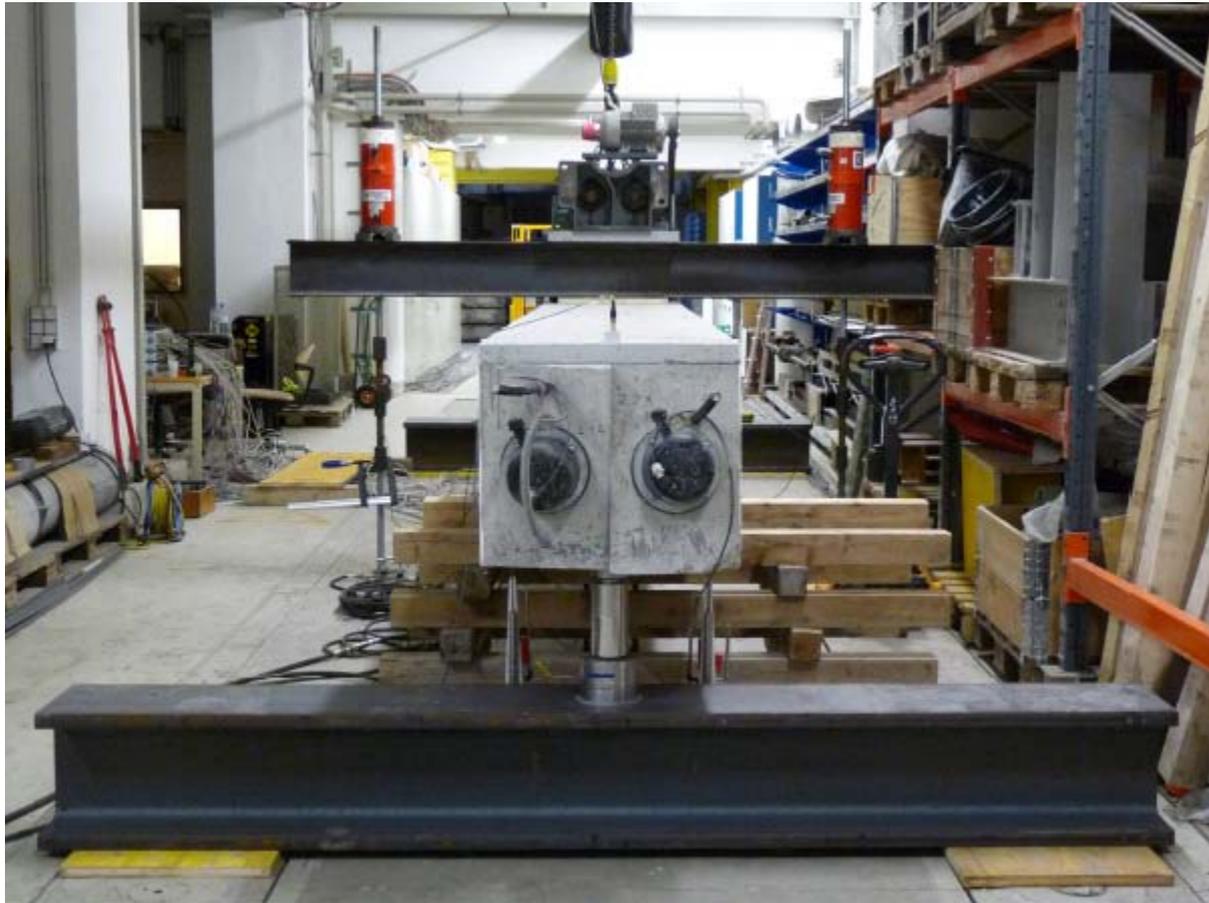


Abbildung 4.3 Versuchsaufbau

Aufgebaut wurde die Versuchseinrichtung im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen an der TU Wien. Ein für hochfrequente Schwingversuche extra angefertigter Prüfrahmen 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 restliche Aufbau wird anhand der Abbildung 4.4 erläutert.

Der Versuchskörper ist auf drei selbstzentrierenden Pendelstützen jeweils in Verbindung mit einer Kraftmessdose des Typs HBM RTN 100 gelagert. Diese leiten die Kräfte auf zwei HEM 300 Stahlprofile, die die Lasten über Biegung in die Seitenwände des Betontrogs abtragen. Die auf der Trogunterkante verankerten Gewindestangen, die zwei U260 Stahlprofile und die hydraulischen Pressen bilden die statische Belastungseinheit für den Versuch. Werden nun

4.3 Messtechnik und Ausstattung

4.3.1 Kraftmessdose



Abbildung 4.5 Kraftmessdosen K1 und K2

Die drei Kraftmessdosen [K1-K3] vom Typ HBM RTN 100, dargestellt in der Abbildung 4.5, sind in der Lage jeweils eine Last von 100 Tonnen aufzunehmen und zu messen. Mit der Aufteilung 2:1 wurden sie im Abstand von 7,30 m unter dem Träger auf die Stahlprofile aufgestellt. Man konnte damit die aufgebrachte Last und die Gleichmäßigkeit und Symmetrie der Schwingbelastung überprüfen. Zusätzlich konnte man das Belastungsergebnis der Zugmessglieder bestätigen.

4.3.2 Zugmessglied

Die zwei Zugmessglieder [Z1, Z2] wurden als Zwischenstücke der Gewindestangen eingebaut. Beim Belasten auf Mittellast wurde darauf geachtet, dass beide Zugmessglieder einen nahezu identischen Wert anzeigen, andernfalls hätte es zu einer leichten Verdrehung des Querschnitts kommen können und eine unerwünschte Schwingform wäre aufgetreten. Die Summe der Kräfte der Zugmessglieder und die Summe der Kräfte auf den Kraftmessdosen mussten das gleiche Ergebnis liefern.

4.3.3 Wegaufnehmer



Abbildung 4.6 induktive Wegaufnehmer (Wi1-Wi14)

Zur Messung der Verformung des Trägers wurden 6 induktive Wegaufnehmer [W1-W6] des Typ Solatron BS25 mit einem möglichen Federweg von +/- 50 mm verwendet. Die Messgeräte wurden an den Enden, in der Mitte und in den Viertelpunkten unter den Träger gestellt, wobei an dem Ende mit nur einer Kraftmessdose zwei Wegaufnehmer positioniert wurden um eine eventuelle Verdrehung messtechnisch erfassen zu können.

Des Weiteren wurden bis zu 14 induktive Wegaufnehmer [Wi1-Wi14] des Typ WI5 (Federweg +/- 5mm), wie beispielsweise in Abbildung 4.6, auf den Träger geklebt, um die Verzerrungen über die Trägerhöhe und speziell die Relativverschiebungen im Fugenbereich zu messen. Für die Messung der Verzerrungen wurden drei Messgeräte mittels eines 500 mm langen CFK Stabes verlängert. Dies führt zur Erhöhung des Einflussbereiches und zu einem höheren Genauigkeitsgrad der Messung. Um ein eventuelles Ablösen der Aufbetonschicht zu erfassen wurden Wegaufnehmer auch vertikal zur Fuge angebracht. Zusätzliche Wegaufnehmer wurden bei der Zugzonenergänzung über die Risse geklebt, um die Veränderung und das Rissverhalten zu dokumentieren.

4.3.4 Beschleunigungsaufnehmer



Abbildung 4.7 Beschleunigungsaufnehmer

Die drei Beschleunigungsaufnehmer [B1-B3] vom Typ B12 (Abbildung 4.7) der Firma HBM wurden über den Auflagern und in der Mitte des Prüfkörpers angebracht. Mit den daraus gewonnenen Daten kann man später auf die tatsächliche Spannungsschwingbreite rückrechnen und Annahmen bzw. Berechnungen überprüfen.

4.3.5 Unwuchterreger

Das Ziel des Unwuchterregers ist es, den Prüfkörper in seiner Eigenfrequenz anzuregen. Das hat den Vorteil, dass man durch den Resonanzeffekt mit relativ wenig Kraftaufwand hohe Schwingungsamplituden erzeugen kann. Die Schwingungsamplitude wird über die variable Unwuchtmasse gesteuert. Die für Ermüdungsversuche eher unübliche Frequenz von ca. 15 Hz ermöglicht auch eine verhältnismäßig kurze und wirtschaftliche Prüfdauer. Zur Steuerung des Unwuchterregers wurden ein Micromaster und ein Gerät für den Signalabgleich verwendet. Dabei wurde das Signal des Erregers mit einem Beschleunigungssensor am Träger synchronisiert, wodurch die Unwucht genau im richtigen Moment zur wiederholten Belastung führte. Die digitale Aufzeichnung der Messdaten erfolgte über fünf Spider 8.0 und der dazu passenden Software Catman 4.5.

4.4 Druckzonenergänzung (DZE)

4.4.1 Versuchsablauf

Nach dem Aufbau des Probekörpers und der Belastungseinrichtung wurde die Messtechnik an geeigneten Positionen angebracht. Daraufhin wurde mittels der hydraulischen Pressen die errechnete Mittellast von ca. 54 kN aufgebracht und der Schwingvorgang gestartet. Die Schwingdauer für die gewünschten 4 Millionen Lastwechsel betrug je nach Frequenz in etwa 70 Stunden. Dabei ist noch zu erwähnen, dass der Schwingvorgang nicht an einem Stück durchgeführt wurde, sondern, zumindest beim VK4, tagsüber teilweise unterbrochen wurde. Daraus folgt eine Belastungsdauer unter Mittellast von 3 – 4 Tagen. Nach dem Schwingvorgang wurden eventuell entstandene Risse dokumentiert, und die Belastungseinheit für den statischen Versuch umgebaut. Diese wurde um einen Meter versetzt um anstatt der Biegebeanspruchung die Querkraftbeanspruchung als maßgebende Größe zu erhalten. Anschließend wurde der Träger stufenweise bis zum Versagen der Betondruckzone belastet, und dabei der Rissverlauf bzw. die Rissweite dokumentiert.

4.4.2 Auswertung und Gegenüberstellung des dynamischen Versuchs

4.4.2.1 Allgemein

In diesem Kapitel werden die Versuchsergebnisse beider Versuchskörper mit Druckzonenergänzung ausgewertet, gegenübergestellt und diskutiert.

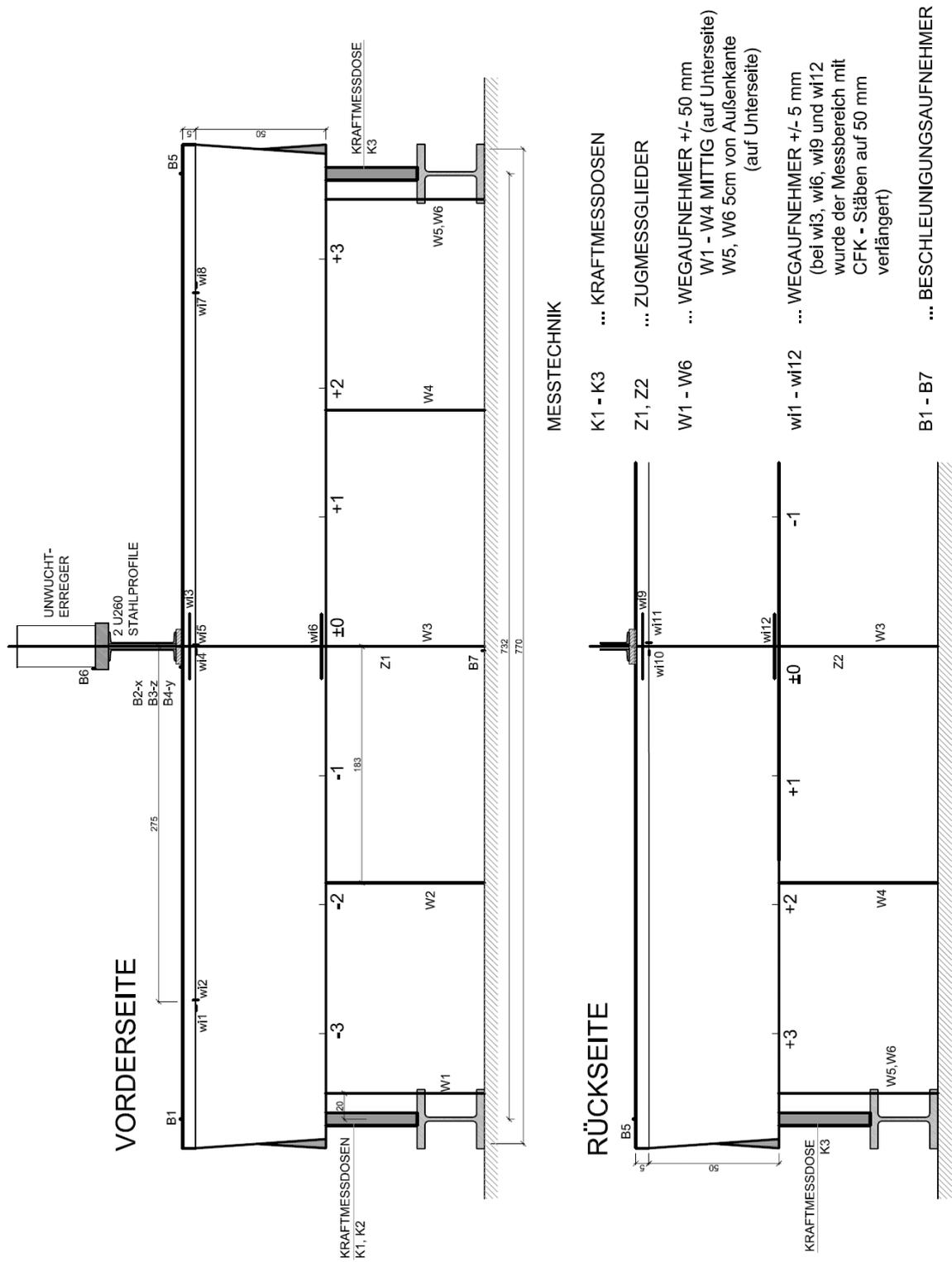


Abbildung 4.8 Messtechnik dynamischer Versuch - VK2

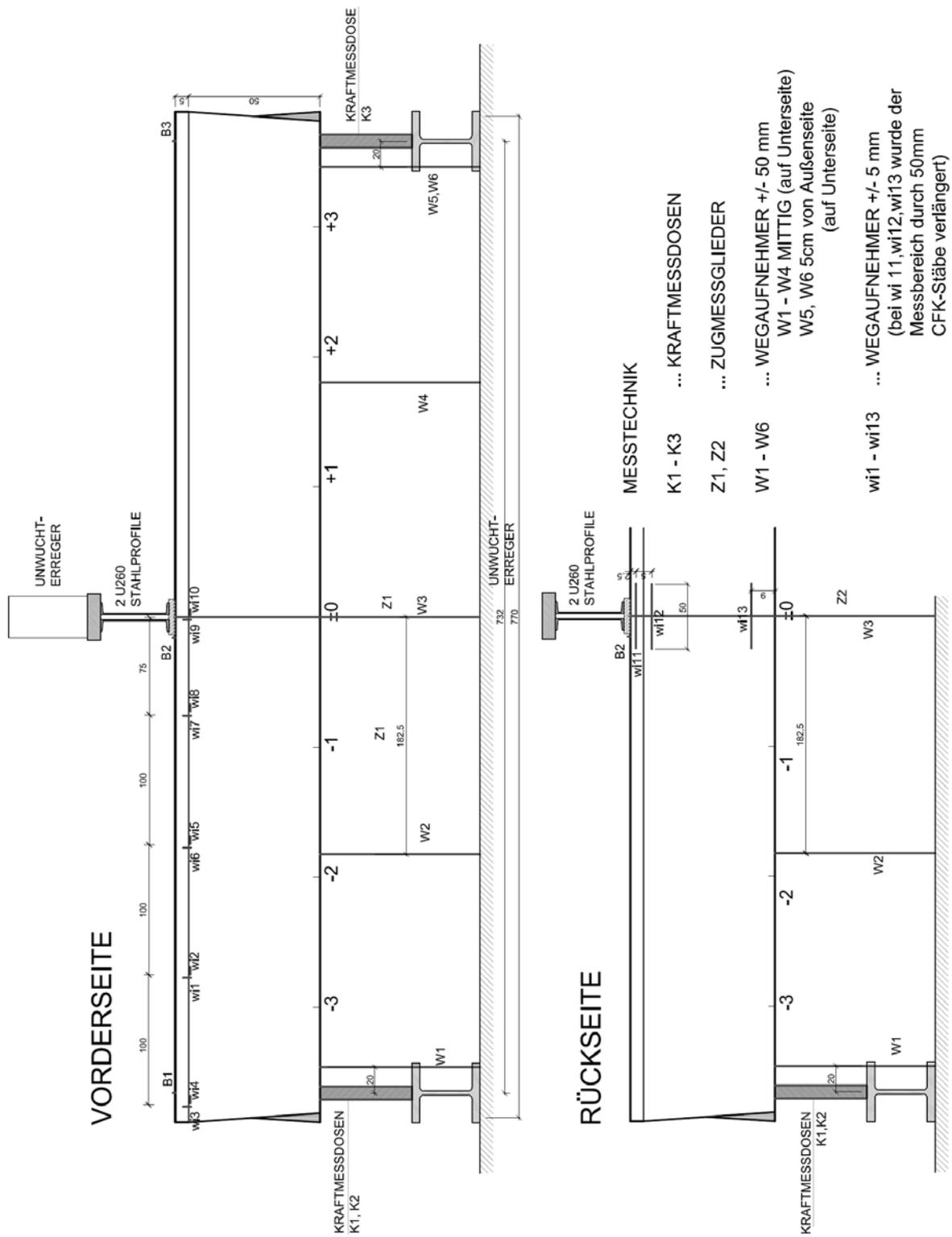


Abbildung 4.9 Messtechnik dynamischer Versuch – VK4

4.4.2.2 Verlauf der Auflagerreaktionen

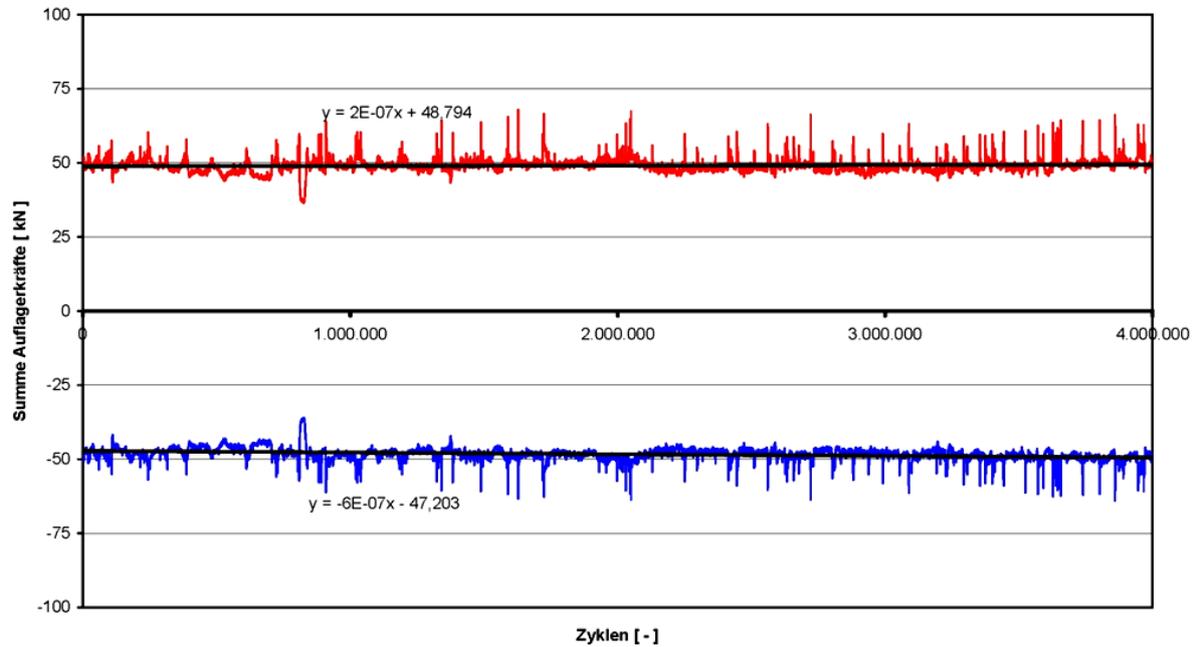


Abbildung 4.10 Entwicklung der Auflagerreaktionen - VK2

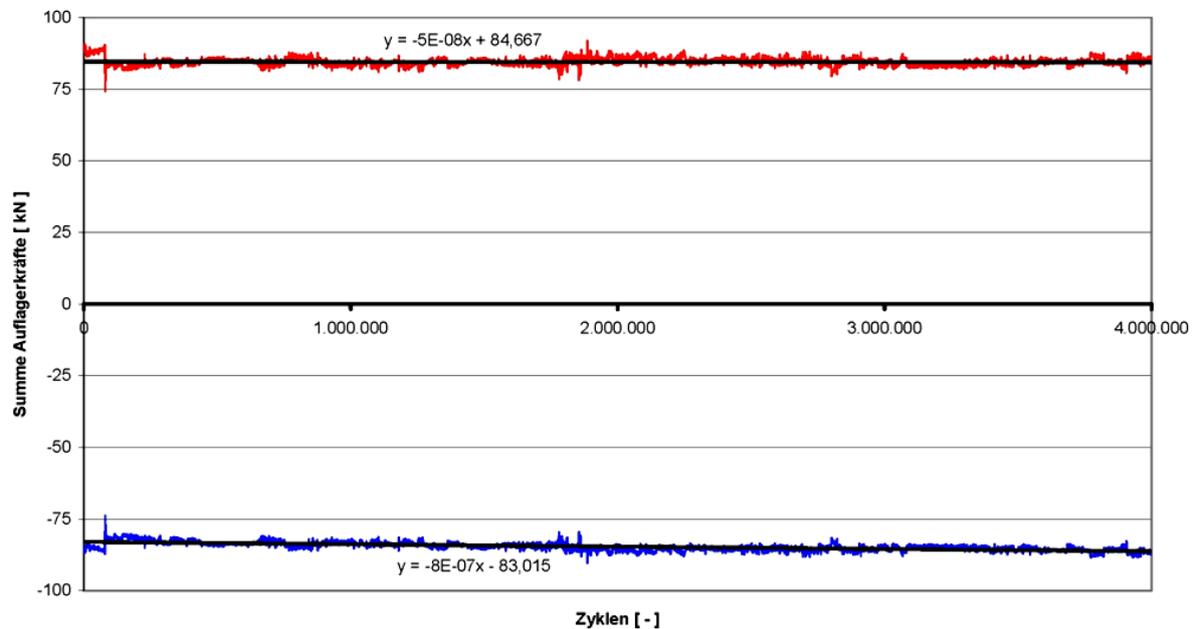


Abbildung 4.11 Entwicklung der Auflagerreaktionen - VK4

Die Summe der Auflagerkräfte wurde vor den Versuchen durch eine Berechnung des maximal ertragbaren Momentes, unter dem bei Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit gerade noch kein Riss im Zugbereich entsteht, errechnet. Wie auch schon in 3.8 erwähnt,

wurde die Belastung auf den ersten Versuchskörper (VK2) aufgrund einer falschen Annahme zu gering gewählt. Diese Falschannahme wurde beim nächsten Versuchskörper (VK4) korrigiert, was bei einer annähernd identen Mittellast von ca. 54 kN zu einer Erhöhung der Auflagerreaktionen während des Schwingversuches von rund 49 kN auf ca. 85 kN führte. Durch die automatische Regelungstechnik und geringe manuelle Korrekturen an der Frequenz konnte die gewünschte Schwingbreite weitestgehend über die gesamte Versuchsdauer gehalten werden (siehe Abbildungen). In Tabelle 4-1 werden, unter der Annahme einer sinusförmigen Schwingbelastung, das sich tatsächlich einstellende Moment in Feldmitte und die dadurch resultierenden Spannungen beider Träger gegenübergestellt.

Tabelle 4-1 Spannungen in der Zugfaser von VK2 und VK4

	VK2	VK4
Moment aus Mittellast u. EG	156,25 kNm	156,25 kNm
Moment aus Schwingbelastung	± 56,92 kNm	± 98,75 kNm
Gesamtmoment max.	213,17 kNm	255,0 kNm
Spannung aus Gesamtmoment	6,69 N/mm ²	8,01 N/mm ²
Spannung aus Vorspannung	-7,7 N/mm ²	-7,7 N/mm ²
Gesamtspannung (Zugfaser)	- 1,0 N/mm ²	0,31 N/mm ²

VK2 ist über die gesamte Versuchsdauer in jeder Faser durch die Vorspannung überdrückt. VK4 nimmt einen etwa 10 %-igen Anteil der Betonzugfestigkeit in Anspruch. Diese wurde zwar theoretisch vernachlässigt, ist jedoch natürlich trotzdem vorhanden. Somit genügt die Belastung von VK4 genau den erwünschten Bedingungen.

4.4.2.3 Auswertung der Beschleunigungssensoren

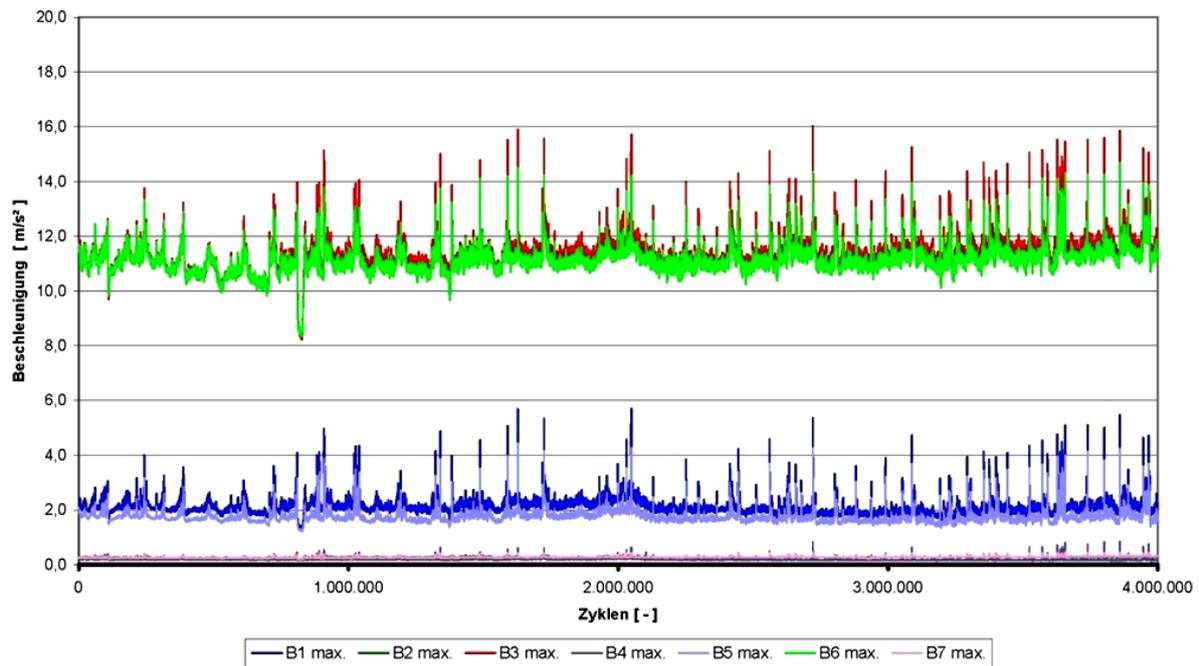


Abbildung 4.12 Beschleunigungsmessung - VK2

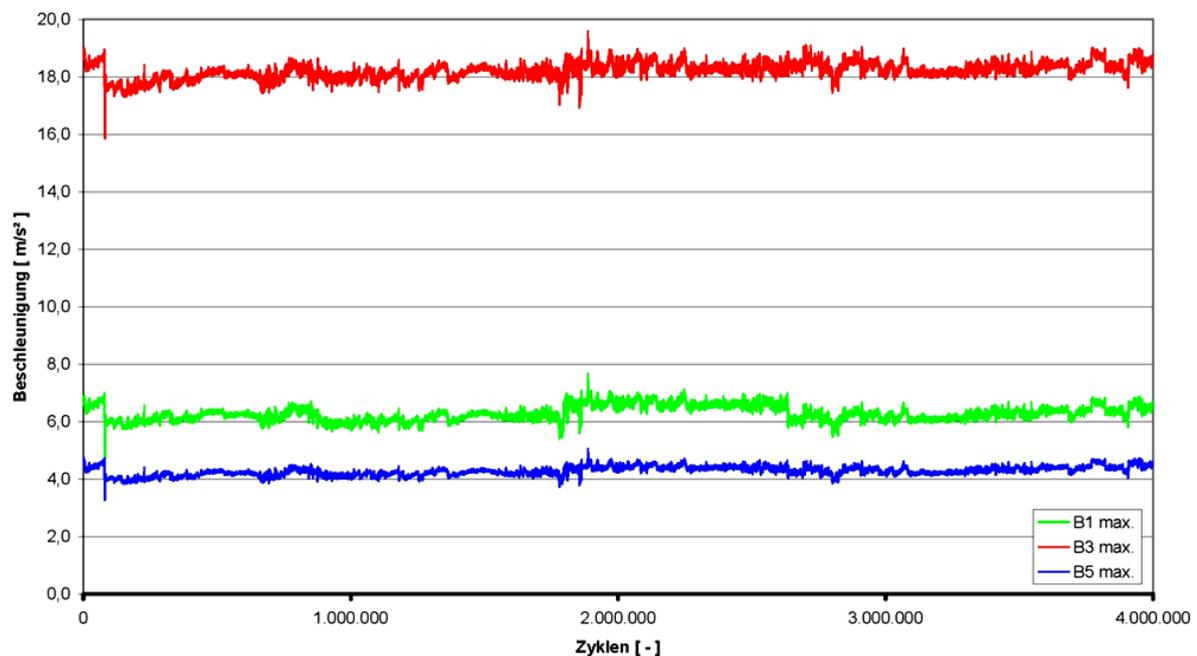


Abbildung 4.13 Beschleunigungsmessung VK4

Aufgrund der Erkenntnisse aus dem ersten Versuch wurden in weiterer Folge nur noch die Beschleunigungsaufnehmer B1, B3 und B5 verwendet. Alle anderen Beschleunigungsaufnehmer lieferten so gut wie keine bzw. identische Daten. In den

Abbildungen werden nur die Daten einer halben Schwingung bzw. die Maximalwerte dargestellt. Die Darstellung der Minimalwerte wäre nahezu identisch, jedoch um die Abszissenachse gespiegelt.

Mittels der von den Beschleunigungsaufnehmern gelieferten Daten lässt sich die aufgebrauchte Spannungsschwingbreite rückrechnen. Dies dient vor allem der Kontrolle der getätigten Annahmen und Berechnungen. Mittels der Beziehungen für die Kraft $F=m \cdot a$ und für die Masse $m=\rho \cdot a \cdot l$ kann die aufgebrauchte Belastung und das daraus entstehende Moment errechnet werden. Da die Auflager bei den Versuchen relativ weich waren und ebenfalls eine leichte Beschleunigung erfahren haben, muss die Belastung in eine Linienlast und eine sinusförmige Belastung aufgeteilt werden. Die Beschleunigung für den Rand wird aus dem Mittel von B1 und B5 gebildet. Diese sollten ohnehin nahezu identische Werte liefern.

Die Berechnung der Belastung aus den Beschleunigungen wird hier exemplarisch für den VK4 durchgeführt:

Tabelle 4-2 Mittelwerte der gemessenen Beschleunigungen

Lage/ Bezeichnung	max	min	Amplitude [m/s^2]
Rand/Mittel von B1 und B5	5,28	-5,08	10,36
Mitte/ B3	18,22	-16,19	34,41

$$a_1 = 10,36 \text{ m/s}^2$$

$$q_1 = 10,36 \cdot 2500 \cdot 0,63 \cdot 0,55 = 8974,3 \text{ N/m} = 8,97 \text{ kN/m}$$

$$a_2 = 34,41 - 10,36 = 24,05 \text{ m/s}^2$$

$$q_2 = 24,05 \cdot 2500 \cdot 0,63 \cdot 0,55 = 20833 \text{ N/m} = 20,83 \text{ kN/m}$$

$$\Delta M_1 = \frac{8,97 \cdot 7,3^2}{8} = 59,77 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_2 = \frac{20,83 \cdot 7,3^2}{\pi^2} = 112,47 \text{ kNm}$$

$$\Delta M = 59,77 + 112,47 = 172,23 \text{ kNm}$$

Dieses Moment stellt die gesamte Schwingbreite des Probekörpers dar. Die in Tabelle 4-2 angegebenen Werte beziehen sich jedoch nur auf die Schwingung in eine Richtung, und zwar in die Richtung in der die Betonunterkante gezogen wird. Um den Wert vergleichen zu können muss ΔM nur halbiert werden. $\Delta M/2 = 86,12 \text{ kNm}$ ist, verglichen mit der Belastung die aus den Auflagerkräften berechnet wurde, um ca. 12 kNm geringer. Beim VK4 stimmen die errechneten Werte also nicht ganz überein. Beim VK2, wo das Ergebnis der Berechnung aus den Beschleunigungen für $\Delta M/2 = 54,35 \text{ kNm}$ ergibt, stimmen die Ergebnisse jedoch bis auf 2 kNm überein. Man kann also davon ausgehen, dass die Annahmen weitestgehend richtig sind.

4.4.2.4 Reaktionen der Zugmessglieder

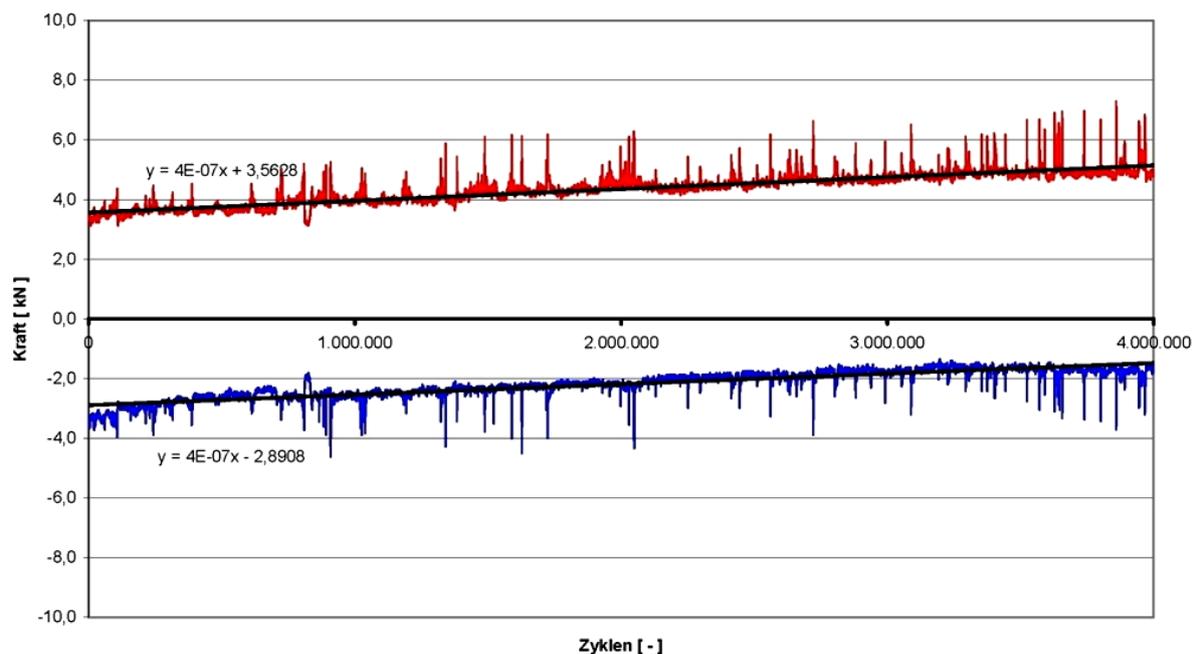


Abbildung 4.14 Entwicklung der Zugmessglieder – VK2

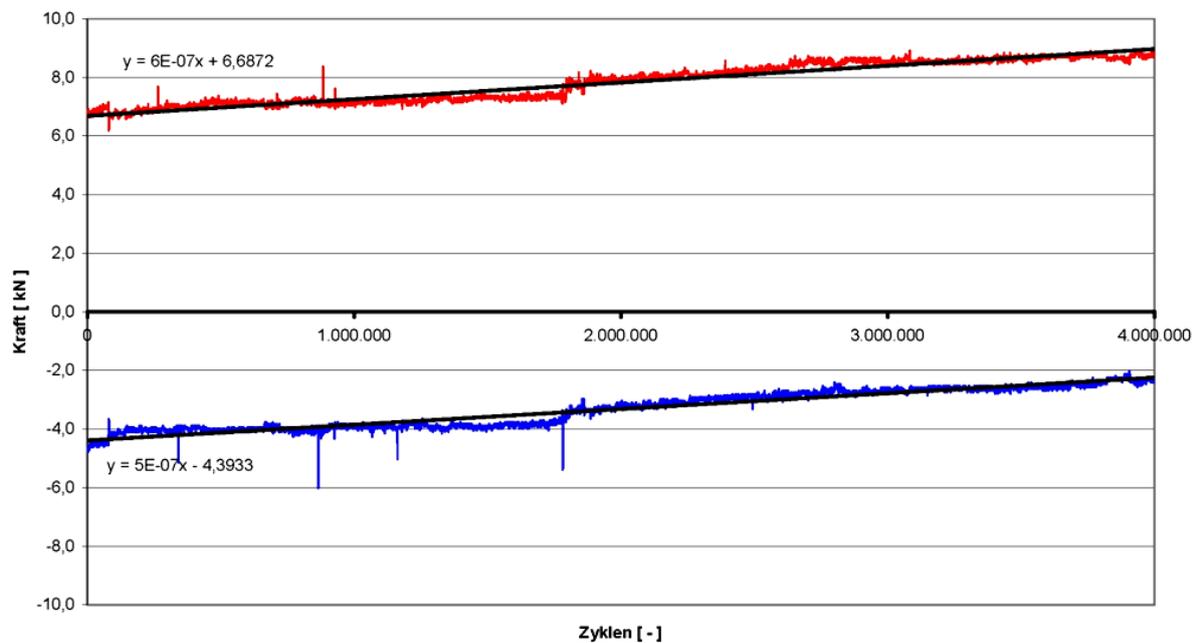


Abbildung 4.15 Entwicklung der Zugmessglieder - VK4

Die Entwicklung der Kräfte in den Zugmessgliedern steht in einem Zusammenhang mit der Zunahme der Verformung in Feldmitte. Wenn man sich die Verläufe der Zugmessglieder und der Verformungen ansieht, so erkennt man einen näherungsweise parallelen Anstieg beider. Durch die kontinuierliche Verformungszunahme der Versuchskörper durch Kriechen und Ermüdung konnte sich das unter Druck stehende Federpaket entlasten, was aufgrund der Federsteifigkeit des Federpakets zu einer Abnahme der Zugkraft in der Gewindestange führte. Da vor Belastungsbeginn ein Nullabgleich durchgeführt wurde, drückt sich eine Zugspannungsabnahme in der Messtechnik als Druckspannung aus. In den Abbildungen erkennt man den Anstieg der Druckkraft (rot) und den parallel dazu abfallenden Zugkraftverlauf (blau).

4.4.2.5 Frequenzverlauf

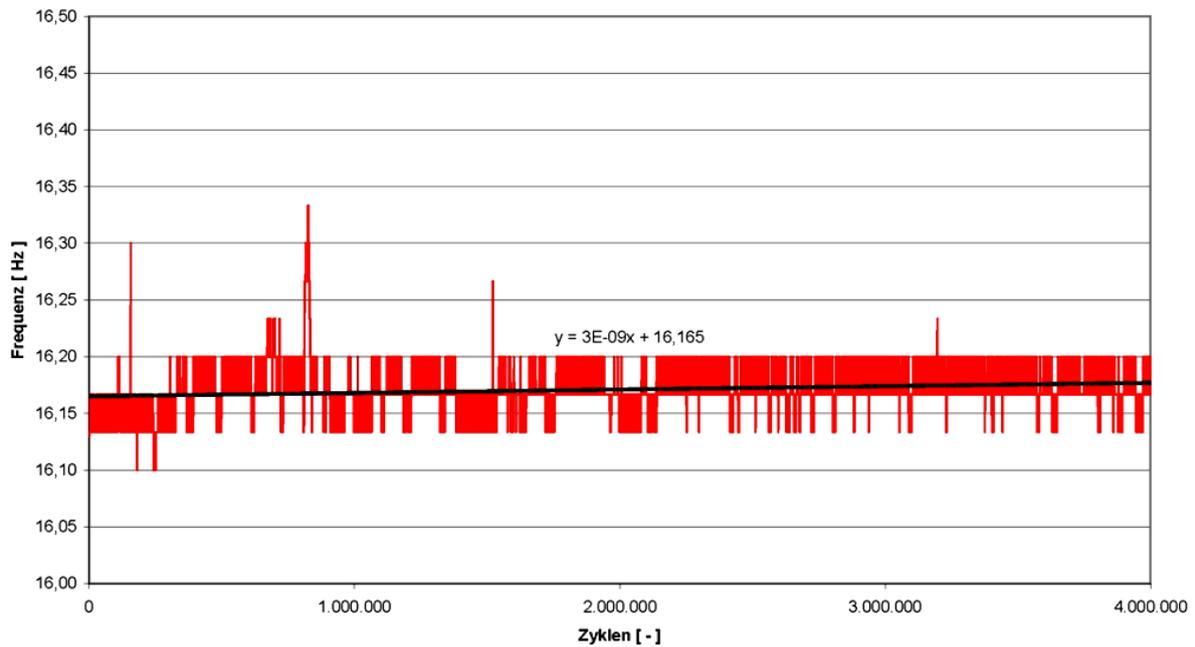


Abbildung 4.16 Entwicklung der Frequenz – VK2

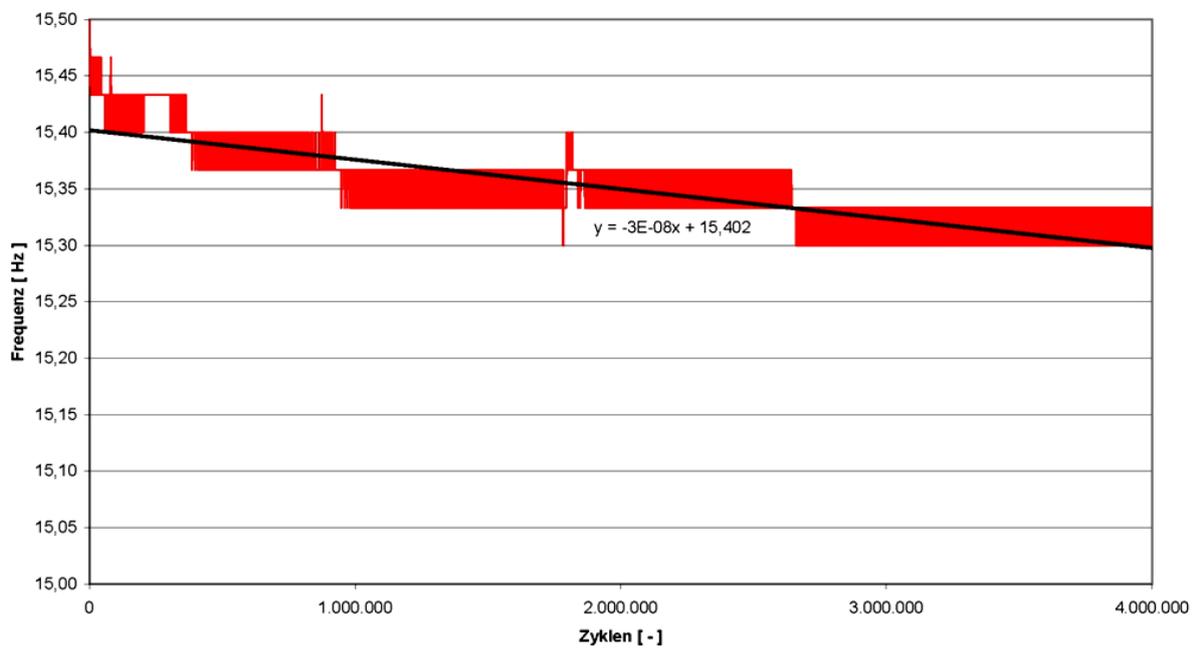


Abbildung 4.17 Entwicklung der Frequenz - VK4

Wie in den Abbildungen ersichtlich, verläuft die Frequenz beider Versuchskörper eigentlich konstant. Man kann daraus schließen, dass die Steifigkeit der Träger über die gesamte Versuchsdauer konstant geblieben ist und es, wie erwünscht, zu keiner Rissbildung kam. Die

geringe Abweichung von max. 0,1 Hz ist auf eine manuelle Regulierung des Unwuchterregers zurückzuführen. Diese war notwendig, um die Schwingbreite im gewünschten Bereich zu halten. Der grundsätzliche Frequenzunterschied von VK2 auf den älteren VK4 um fast 1 Hz ist auf die manuelle Regelungstechnik zurückzuführen. Hätte man die Träger immer exakt im Peak belastet, so wäre die Folge eine zu große Schwingungsamplitude gewesen. Da die Unwuchtmasse auch nicht stufenlos regelbar war, musste die zyklische Belastung etwas neben den Peak verschoben werden. Durch die Wahl einer höheren Frequenz konnte die Belastung beim VK2 nach dem Peak verschoben werden. Beim VK4 wurde die Frequenz etwas vor dem Peak angesetzt, was schlussendlich auch die Differenz der Belastungsfrequenz zwischen den Versuchskörpern erklärt.

4.4.2.6 Vertikalverformung

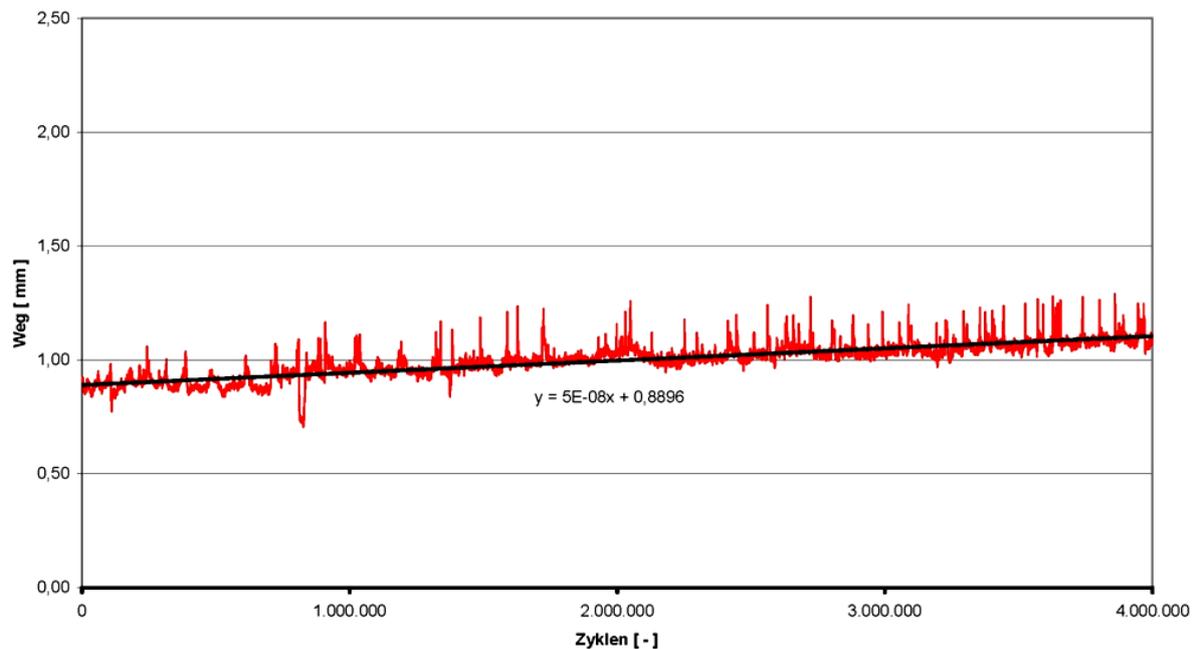


Abbildung 4.18 Realverformungen in Feldmitte - VK2

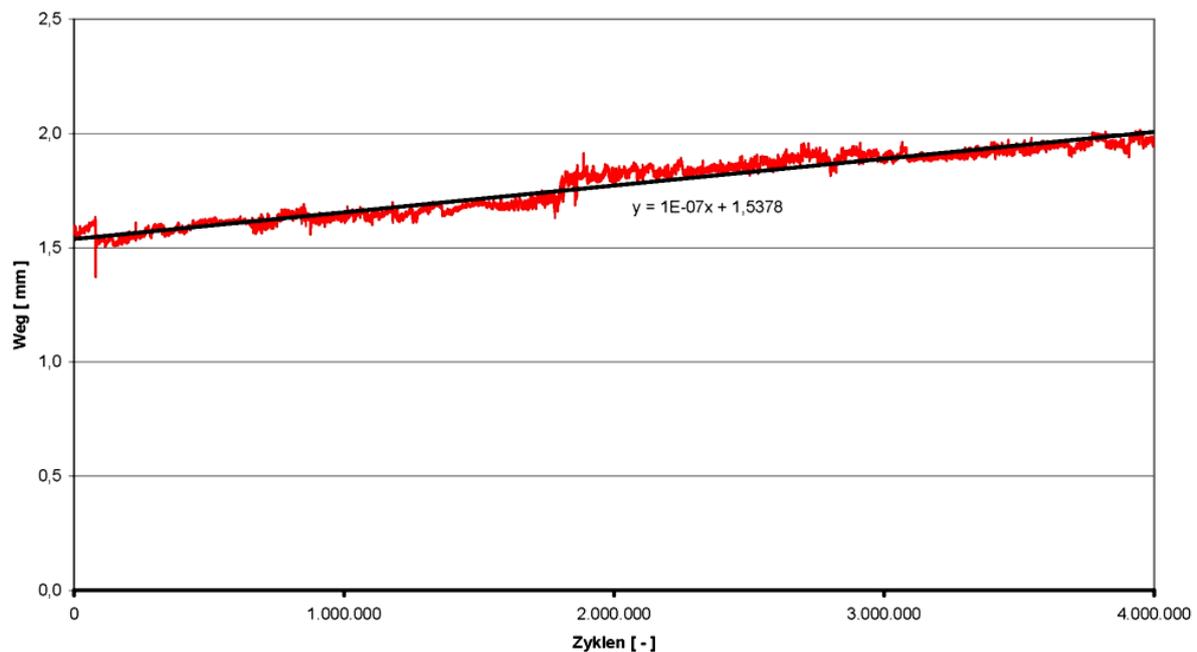


Abbildung 4.19 Realverformungen in Feldmitte – VK4

Um die Realverformungen in Feldmitte ersichtlich zu machen, wurde bei der Auswertung die Randverformung, die aufgrund der weichen Auflager entstand, von der gemessenen Verformung in der Mitte abgezogen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4-3 ersichtlich. Die Differenz stellt dabei die Zunahme der Verformung während des Ermüdungsversuches dar. Die Dauer bezieht sich auf die Belastungsdauer unter Mittellast. Die Werte in der Spalte „Kriechen“, sind jene Durchbiegungen aus der Berechnung von Kapitel 3.5.2, verursacht durch Kriechen.

Tabelle 4-3 Verformung in Feldmitte

	Anfangsverformung	Endverformung	Differenz	Dauer	Kriechen
VK2	0,889 mm	1,082 mm	0,193 mm	77 h	0,71 mm
VK4	1,537 mm	1,99 mm	0,453 mm	97 h	0,71 mm

Der Vergleich der tatsächlich aufgetretenen Verformungen mit den zuvor berechneten, zu erwartenden Kriechverformungen, zeigt, dass die Berechnung auf der sicheren Seite liegt. Eine weitere Schlussfolgerung wäre, dass die Verformung nur auf Kriechen und auf keine weiteren Ermüdungseinflüsse zurückzuführen ist, da die Verformungen ansonsten über die

errechneten Werte hinausgehen müssten. Die Berechnung sollte grundsätzlich nur einen ungefähren Richtwert liefern, um die Größenordnung der Verformung abzuschätzen. Den in etwa doppelt so hohen Messwert von VK4 kann man auf die längere Belastungszeit sowie auf eine fast doppelt so hohe Schwingbelastung (vergleiche Tabelle 4-1) zurückführen.

4.4.2.7 Verschiebungen der Verbundfuge

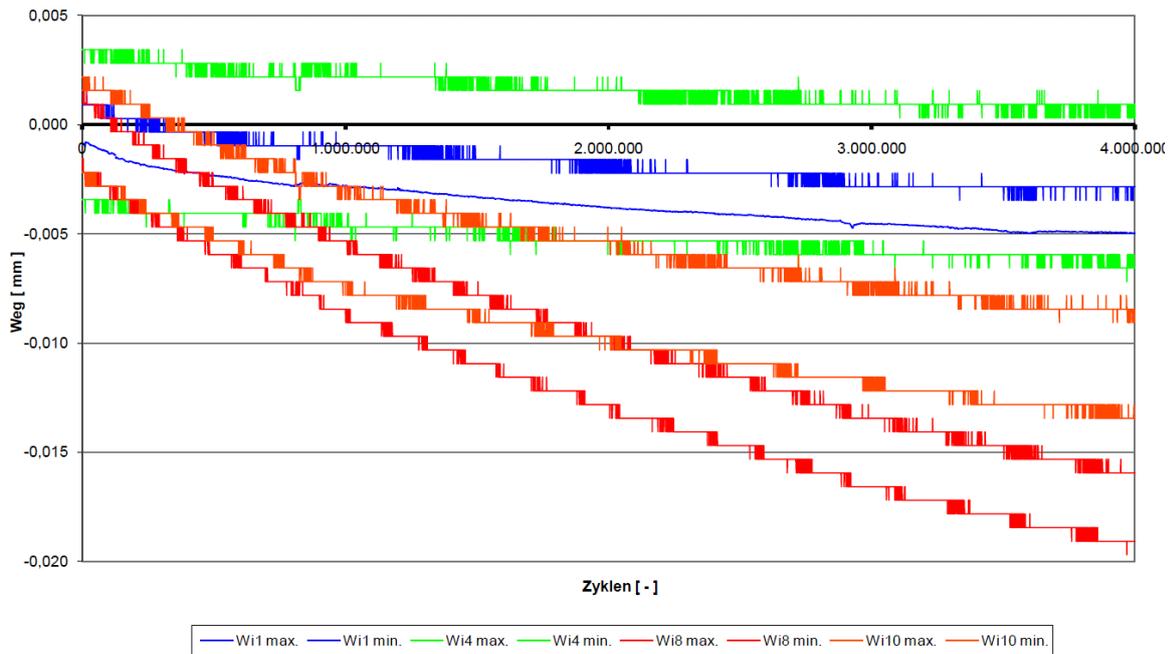


Abbildung 4.20 Relativverschiebungen Verbundfuge – VK2

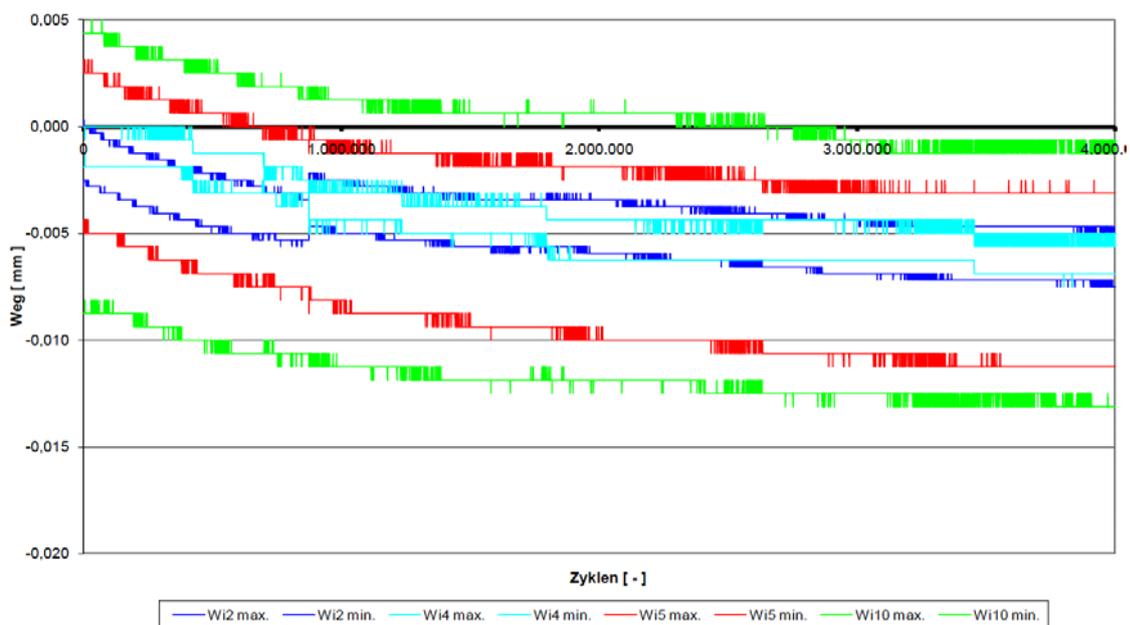


Abbildung 4.21 Relativverschiebungen Verbundfuge - VK4

Mittels der angebrachten Messtechnik wurden immer die horizontalen und die vertikalen Komponenten der Fugenverschiebung gemessen. Die Abbildungen zeigen die Verläufe der installierten Messtechnik über die Belastungsdauer. Bei Betrachtung der Grafik für die Relativverschiebung-horizontale für den VK2 fällt auf, dass die Amplituden der sich in Trägermitte befindlichen Wegaufnehmer höher als jene an den Rändern sind. Dies lässt auf eine höhere Beanspruchung der Fuge in Feldmitte schließen, wobei die hier gemessenen Relativverschiebungen auch ein Resultat der Querschnittsverzerrung, die in Trägermitte am größten ist, sind. Die größte Verformungsänderung erfährt jedoch ein Wegaufnehmer in Randlage. Auffällig ist auch, dass die Messtechnik, die aufgrund der Anordnung eigentlich sehr ähnliche Messergebnisse liefern sollte, großen Schwankungen unterliegt (W_{i1} und W_{i8} ; W_{i4} und W_{i10} sollten ähnlich sein). Eine Veränderung der Relativverschiebung ist auf jeden Fall bei allen angebrachten Wegaufnehmern ersichtlich. Der Maximalwert von 0,02 mm ist jedoch sehr gering. Es sind auch keine größeren Sprünge im Verlauf erkennbar, was auf ein Intaktbleiben der Verbundfuge schließen lässt. Beim Versuchskörper 4 wurden vier Messpunkte einseitig vom Rand bis hin zur Mitte gewählt. Auch hier werden die Amplituden zur Mitte hin größer, da ein Teil der Relativverschiebung von der Verzerrung abhängt. Die Kurven der Verformung über die Zeit verlaufen in Form und Betrag relativ ähnlich zueinander. Auffällig ist hier nur eine erhöhte Veränderung bis zum Erreichen von in etwa einer Million Lastwechsel. Die maximalen Verschiebungen liegen bei höherer Schwingbelastung, mit einem Wert von ca. 0,013 mm, sogar unterhalb derer von VK2. Auch bei diesem Versuchskörper kann man aufgrund der Verschiebungsverläufe auf keine Schädigung der Verbundfuge schließen.

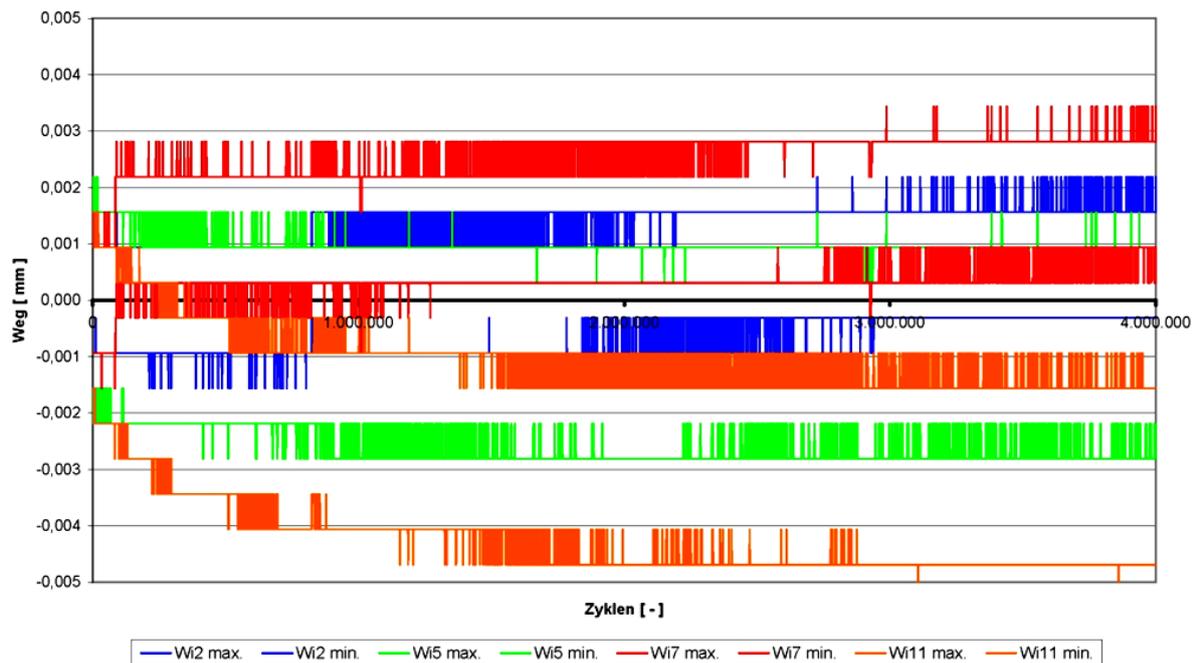


Abbildung 4.22 Vertikalverschiebung Verbundfuge – VK2

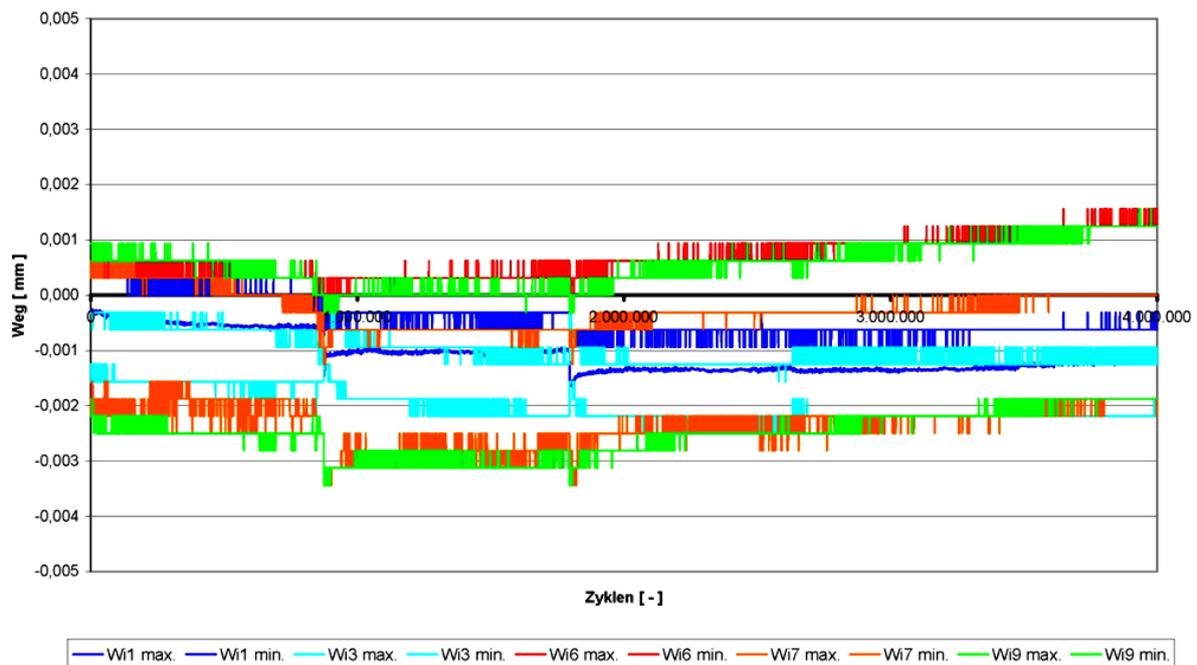


Abbildung 4.23 Vertikalverschiebung Verbundfuge – VK4

Die Vertikalverschiebungen der Verbundfuge bewegen sich im Tausendstel-Millimeter-Bereich und verlaufen bei beiden Trägern weitestgehend konstant mit Abweichungen von $\pm 0,001$ mm. Lediglich Wi11 von Versuchskörper 2 zeigt eine relativ auffällige Veränderung

der Verschiebungsgröße, wobei sich der Maximalwert auch hier mit 0,005 mm in Grenzen hält.

4.4.2.8 Verzerrung des Querschnitts

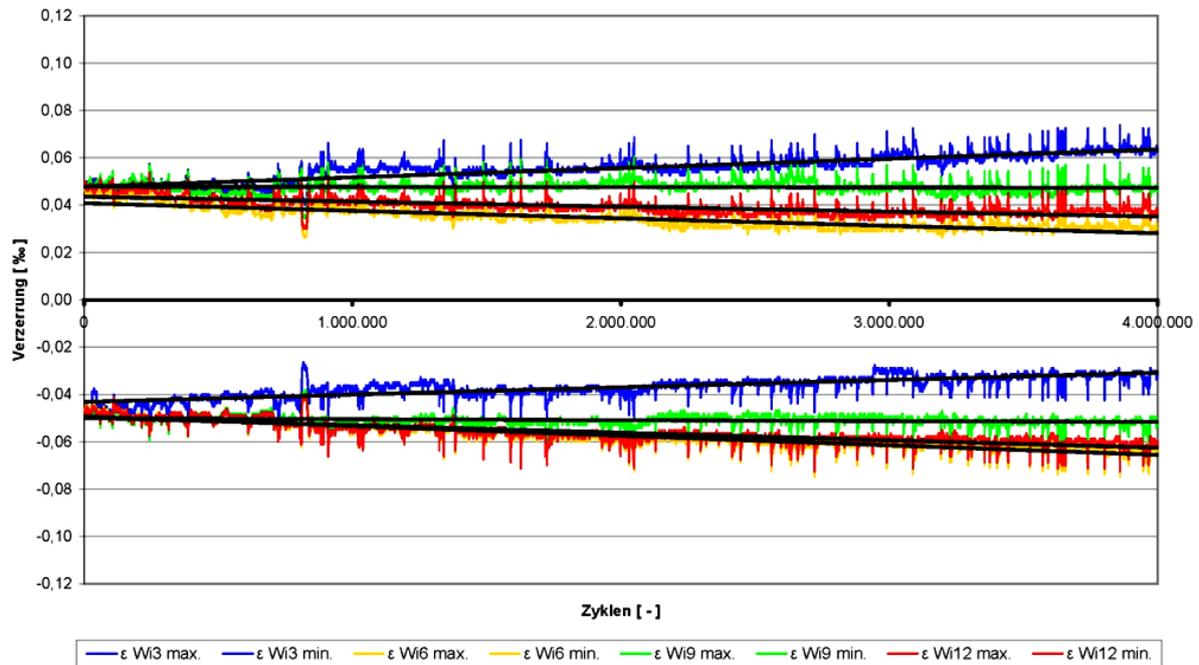


Abbildung 4.24 Querschnittsverzerrungen – VK2

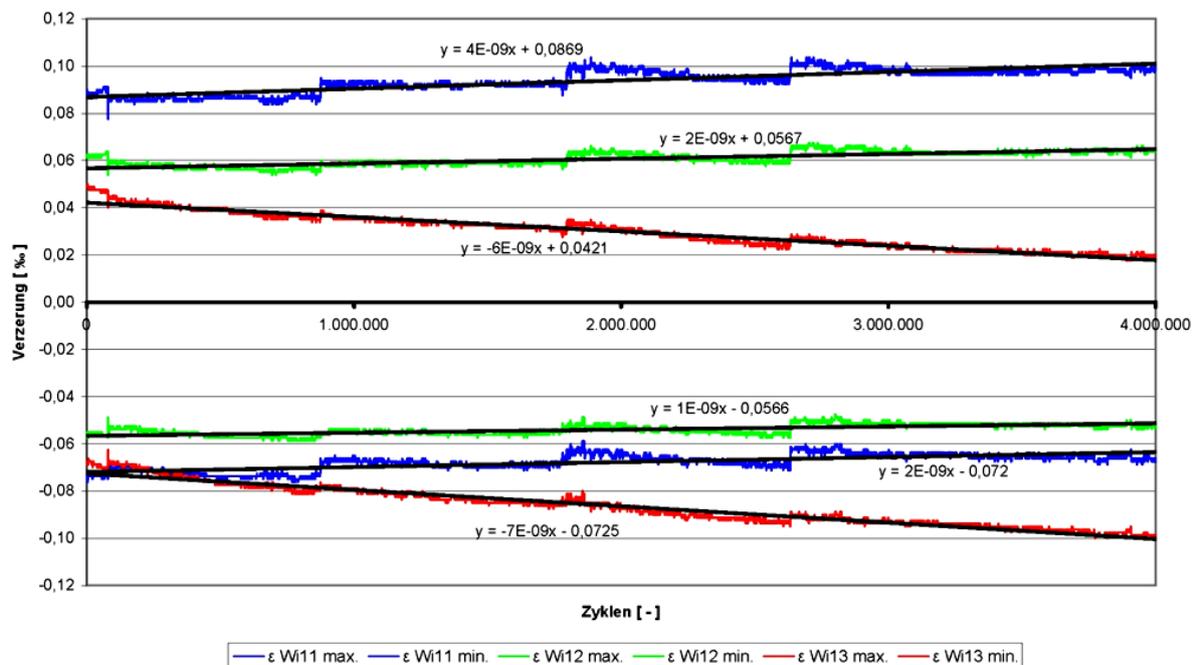


Abbildung 4.25 Querschnittsverzerrungen - VK4

Die Abbildungen zeigen den Verzerrungsverlauf der Versuchskörper in Feldmitte über die Zeit der zyklischen Belastung. Aufgrund der Anbringung der Messtechnik ist es beim VK2 nicht möglich, eine Verzerrungsdifferenz von unter- und oberhalb der Fuge zu ermitteln. Da die Kurven jedoch sehr geradlinig verlaufen, kann man davon ausgehen, dass der Querschnitt über die gesamte Versuchsdauer homogen geblieben ist und einen linearen Verzerrungszustand über die Höhe aufgewiesen hat. Demzufolge hat die Verbundfuge keinen Schaden aus der zyklischen Dauerbeanspruchung davongetragen. Auffällig ist jedoch, dass wi3 und wi9, sowie wi6 und wi12 trotz der Anordnung auf gleicher Bauteilhöhe unterschiedliche Werte liefern. Dies könnte ein Indiz für eine leichte Verdrehung des Querschnitts oder ein Fehler in der Messtechnik sein. Tabelle 4-5 zeigt den Verlauf der Verzerrungen der einzelnen Wegaufnehmer bei Oberlast. Wi3 und Wi6 liefern sehr gute Werte, die ein Homogenbleiben des Querschnitts bestätigen. Die Ergebnisse von Wi9 sind auf jeden Fall zu hinterfragen.

Tabelle 4-4 Verzerrungsverlauf der Wegaufnehmer von VK2

	Anfangswert [‰]	Endwert [‰]	Differenz [‰]
Wi3 (Druck)	0,047	0,063	0,016
Wi9 (Druck)	0,048	0,047	-0,001
Wi6 (Zug)	-0,046	-0,063	-0,017
Wi12 (Zug)	-0,047	-0,060	-0,013

Die Anbringung der Messtechnik ermöglicht beim VK4 eine genauere Auskunft über das Verhalten der Schubfuge. Hier wurden oberhalb und unterhalb der Fuge Wegaufnehmer installiert, die Rückschlüsse auf eine Relativverschiebung ziehen lassen. In Tabelle 4-6 werden die gemessenen Verzerrungen unter Oberlast angeführt.

Tabelle 4-5 Verzerrungsverlauf der Wegaufnehmer von VK4

	Anfangswert [‰]	Endwert [‰]	Differenz [‰]
Wi11 (Druck)	0,0869	0,099	0,0121
Wi12 (Druck)	0,0567	0,064	0,0073
Wi13 (Zug)	-0,0725	-0,099	-0,0265

Diese Werte ergeben einen nicht ganz exakten linearen Verzerrungsverlauf. Sowohl am Anfang der Ermüdungsbelastung als auch am Ende, beträgt die Stauchung in der Aufbetonschicht weniger als die extrapolierte Verzerrungslinie des Tragwerks ergeben würde. Die Veränderung, in der Tabelle als Differenz angeführt, ergibt hingegen einen linearen Zuwachs der Verzerrungen.

Exemplarisch wird nun aus der Verzerrungszunahme die Zunahme der Durchbiegung infolge Dauerbeanspruchung für den VK4 berechnet. Mittels des Prinzips der virtuellen Kräfte ergibt sich das virtuelle Moment M' zu $7,3/4$. Die Formel für die Durchbiegung lautet:

$$w = \int \kappa \cdot M' dx$$

Die Krümmung κ errechnet sich aus der Verzerrungsänderung zu

$$\Delta\kappa = \frac{0,0000121 + 0,0000265}{0,435} = 0,00008873$$

Aus M' und κ ergibt sich dann die Durchbiegung zu

$$w = \frac{1}{3} \cdot 0,00008873 \cdot \frac{7,3}{4} \cdot 2 \cdot 3,65 \cdot 1000 = 0,394 \text{ mm}$$

Führt man selbige Berechnung für den VK2 aus, so erhält man eine Durchbiegung von 0,288 mm. Nachstehende Tabelle (Tabelle 4-7) stellt tatsächliche Verformungen aus Tabelle 4-3 und die aus den Verzerrungen errechneten gegenüber.

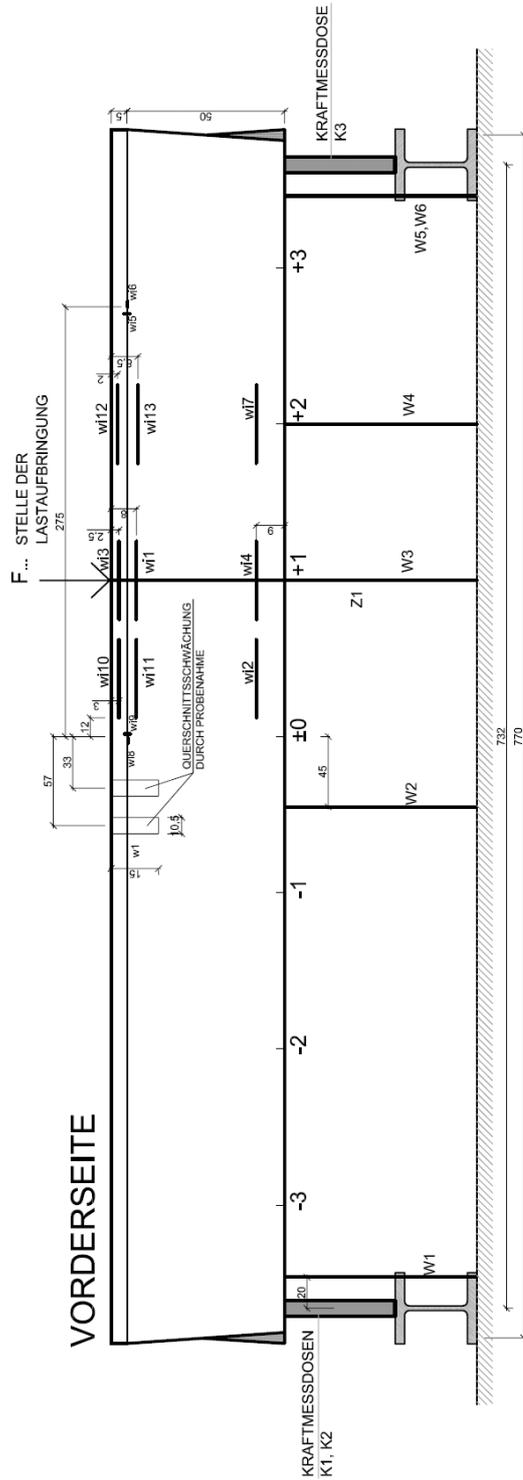
Tabelle 4-6 Gegenüberstellung der Zunahme der Vertikalverformung (DZE)

	Gemessen [mm]	Errechnet [mm]
VK2	0,19	0,28
VK4	0,45	0,39

4.4.3 Auswertung und Gegenüberstellung des statischen Versuchs

4.4.3.1 Allgemein

Die Auswertung beschäftigt sich hier größtenteils mit dem Versuchskörper 4. Zum Vergleich werden jedoch die dazu passenden Werte von VK2 angeführt. Die Lasteinleitungsstelle wurde bei beiden Trägern um einen Meter von der Mitte versetzt. Auf der anderen Seite wurden, im Abstand von ca. 0,5 (VK2) bzw. 2,5 Meter (VK4) von der Mitte, Probebohrungen entnommen und somit der Querschnitt geschwächt. Alle Werte beziehen sich ausschließlich auf die statische Belastung. Vorspannkkräfte oder Eigengewicht werden hier nicht berücksichtigt.



MESSTECHNIK

K1 - K3 ... KRAFTMESSDOSEN

Z1, Z2 ... ZUGMESSGLIEDER

W1 - W6 ... WEGAUFNEHMER +/- 50 mm
 W1 - W4 MITTIG (auf Unterseite)
 W5, W6 5cm von Außenseite
 (auf Unterseite)

w1 - w14 ... WEGAUFNEHMER +/- 5 mm
 (bei allen, ausgenommen w1,6 und
 w1,8,9, wurde der Messbereich durch
 50mm CFK-Stäbe verlängert)

z1+

DRAUFSICHT

z1+

Abbildung 4.26 Messtechnik statischer Versuch – VK2

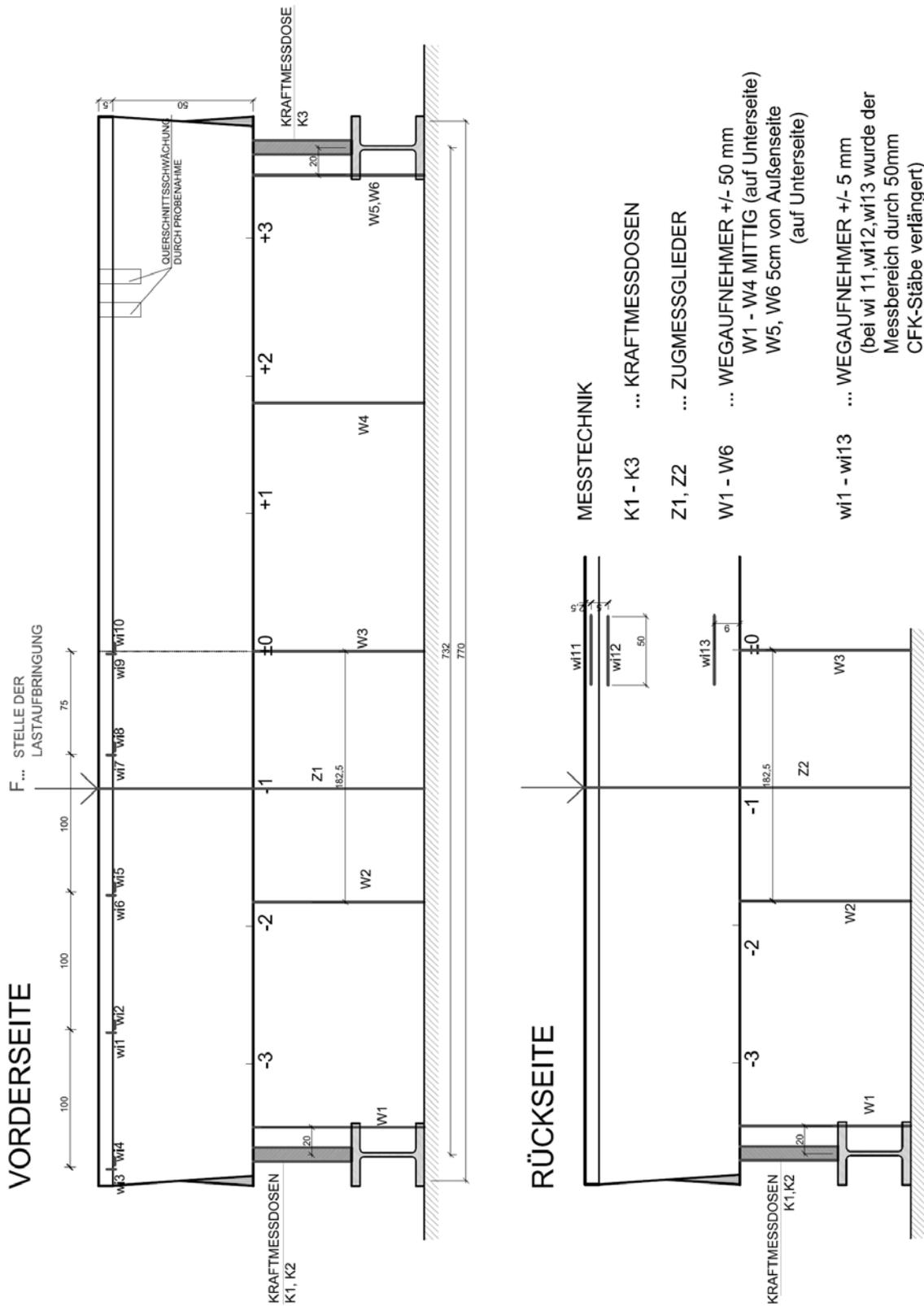
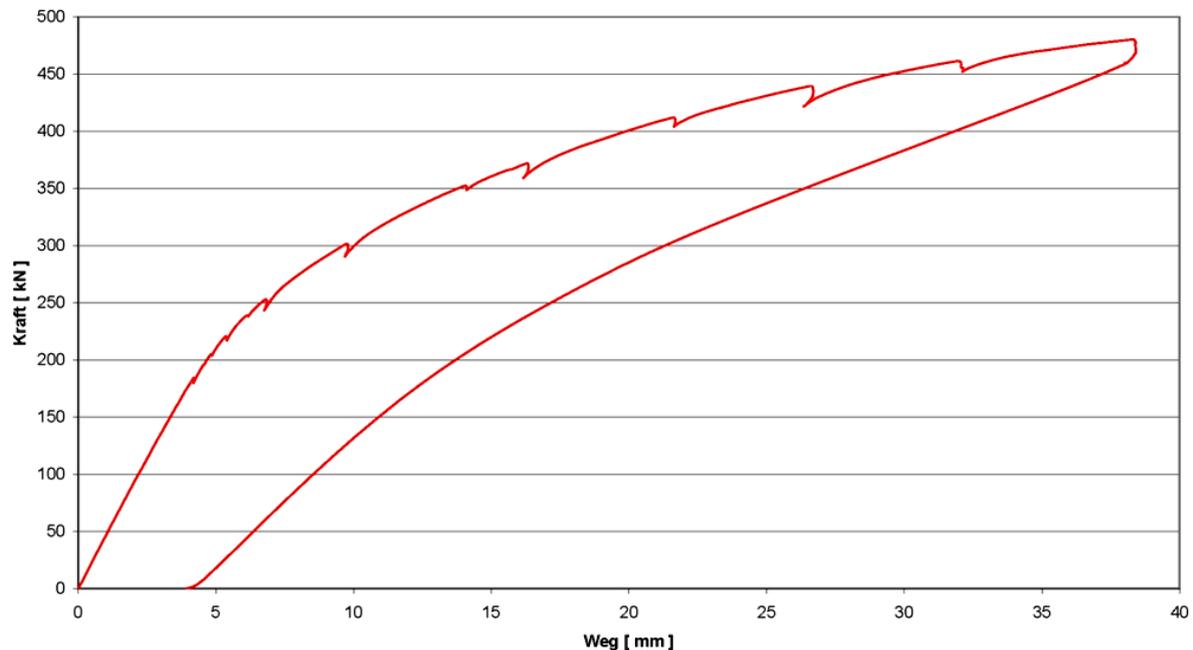


Abbildung 4.27 Messtechnik statischer Versuch – VK4

4.4.3.2 Erstriss

**Abbildung 4.28** Realverformung Trägermitte – VK4

Aus der Abbildung für die Verformung in Trägermitte von VK4 erkennt man ab einer aufbrachten Kraft von etwa 185 kN einen Abfall der Steifigkeit. Dies ist jene Kraft, bei der sich die ersten Risse auf der Betonunterkante entwickeln. Auch bei den Verzerrungen in Feldmitte kann man ab diesem Bereich eine erhöhte, nicht mehr lineare Zunahme der Verzerrungen erkennen. Mit der Beziehung für die Krümmung $\kappa = \frac{M}{EI}$ wird nun ein Zusammenhang des aus dem Diagramm abgelesenen Wertes für die Erstrissbelastung und den dazugehörigen gemessenen Verzerrungen gebildet. Dies soll vor allem eine Kontrolle der Messtechnik darstellen. Die Verzerrungen wurden in Feldmitte gemessen, das zugehörige Moment beträgt in Feldmitte 243 kNm. Das maximale Moment dieses Lastfalls an der Lasteinleitungsstelle beträgt 313 kNm.

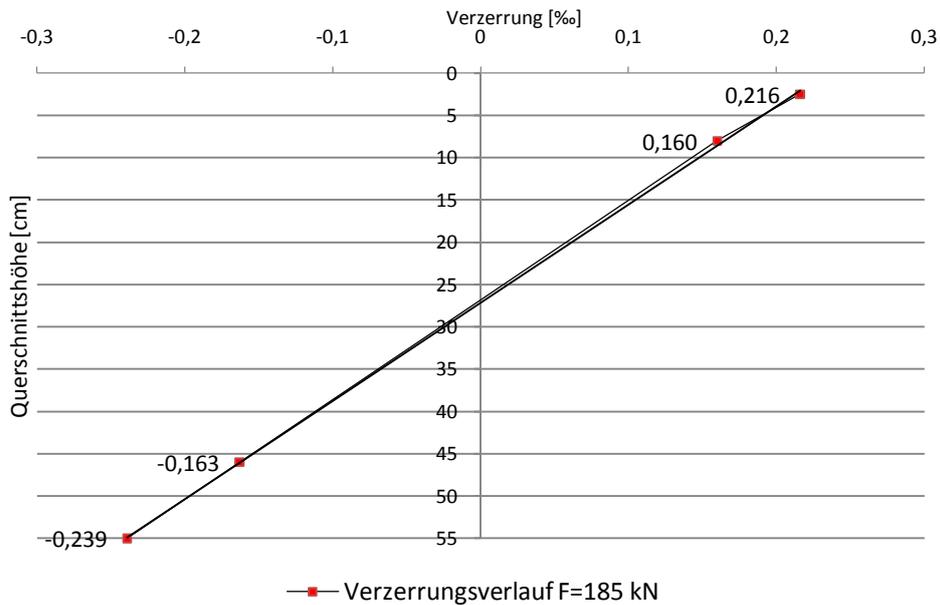


Abbildung 4.29 Verzerrungsverlauf kurz vor dem ersten Riss in Feldmitte

Die Berechnung der Krümmung über die Verzerrung ergibt sich mit

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_d| + |\varepsilon_z|}{h} \quad (4-1)$$

zu
$$\kappa_v = \frac{|-0,163| + |0,160|}{0,38} = 0,00085$$

Mit dem Moment von 243 kNm und $EI = 324649,4 \text{ kNm}^2$ ergibt sich eine theoretische Krümmung von:

$$\kappa_m = \frac{243}{324649,4} = 0,00075$$

Da diese beiden Krümmungen relativ gut übereinstimmen, ist anzunehmen, dass der abgelesene Bereich für den Erstriss seine Richtigkeit hat.

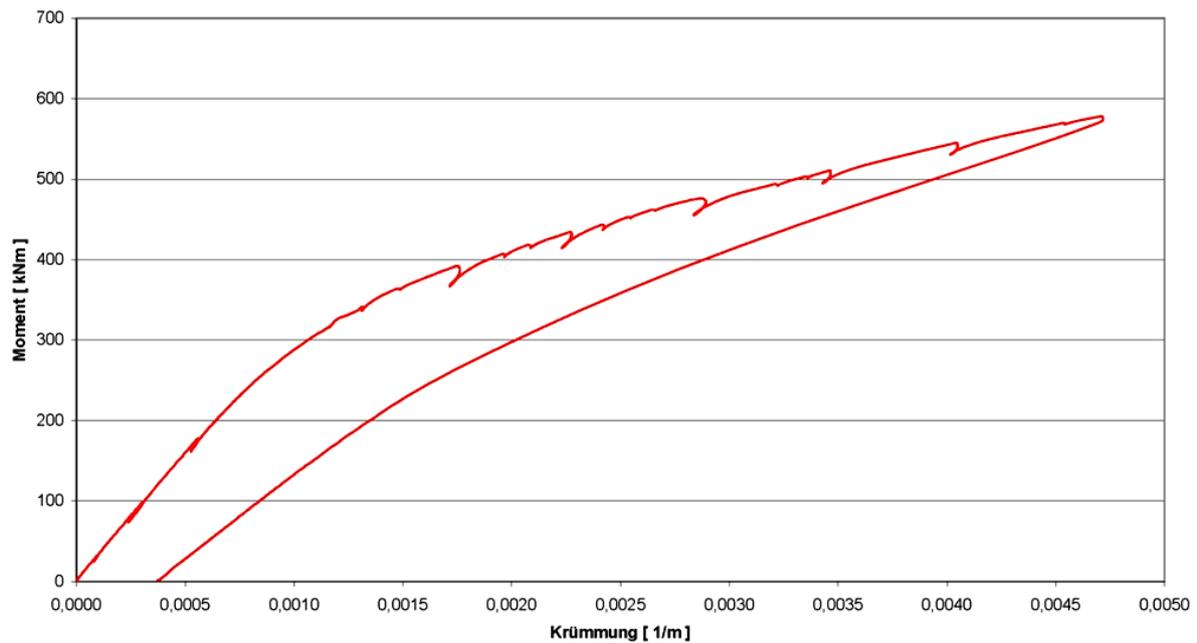


Abbildung 4.30 Momenten – Krümmungs Beziehung bei Lasteinleitungsstelle - VK2

Die Auswertung von VK2 ergab ein sehr ähnliches Ergebnis. Hier waren die Wegaufnehmer für die gemessenen Verzerrungen an der Lasteinleitungsstelle angebracht, sodass die Krümmung über das maximale Moment berechnet wurde. Das wiederum aus einem Diagramm herausgelesene Moment bei dem der erste Riss entstand, betrug ähnlich dem VK4 310 kNm. Daraus ergibt sich eine Krümmung von $\kappa = 0,00095$, verglichen mit $\kappa_v = 0,00111$ aus den Verzerrungen ein ebenfalls ähnlicher Wert. (siehe (4))

4.4.3.3 Last – Verformungsdiagramm

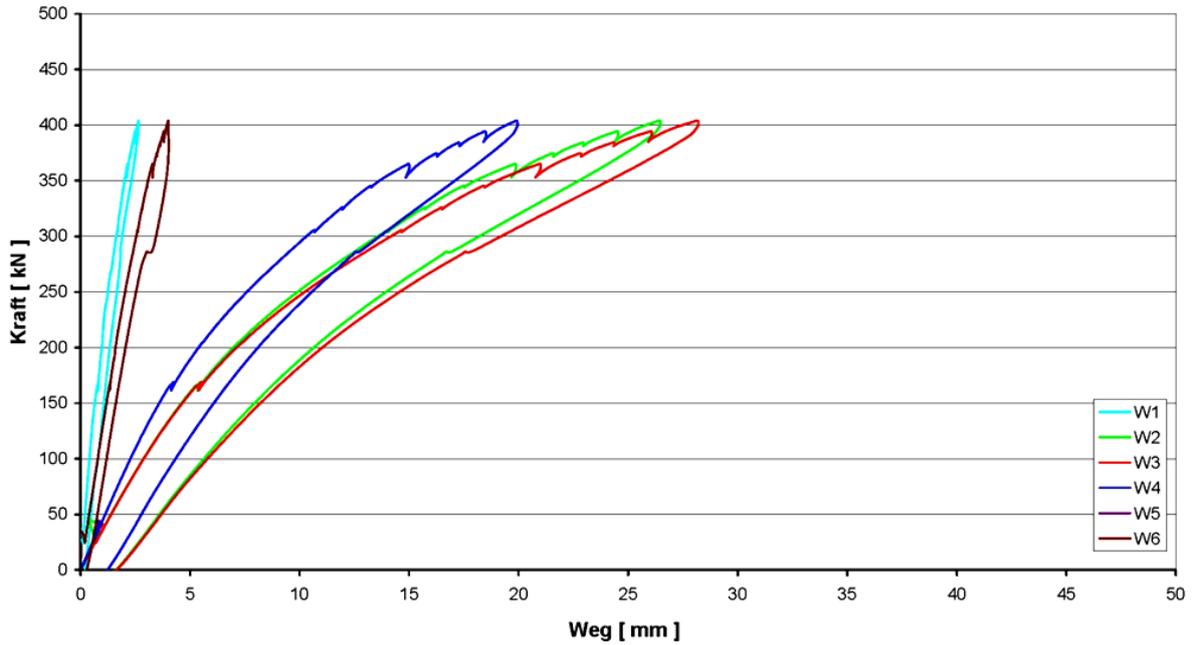


Abbildung 4.31 Last-Verformung – VK2

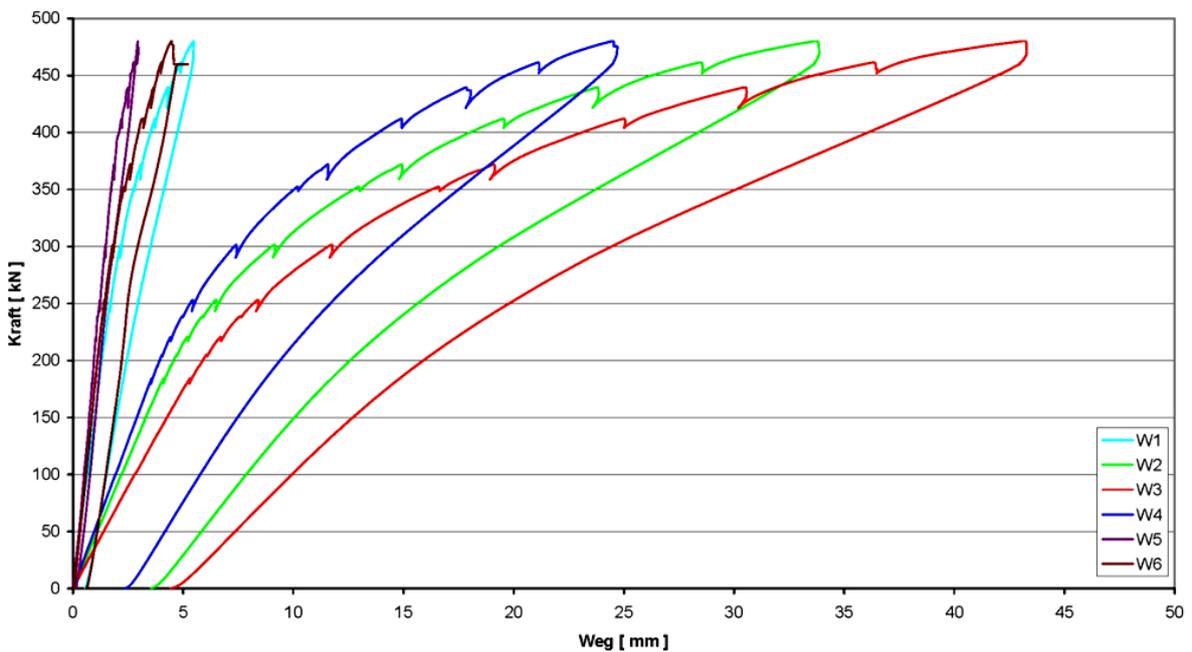


Abbildung 4.32 Last- Verformung – VK4

Aufgrund der unterschiedlichen Anordnung der Messgeräte und einer anderen Entnahmestelle der Probekörper, ist es nicht möglich, einen Vergleich zwischen VK2 und VK4 herzustellen. Bei VK4 wurde die größte Durchbiegung in Feldmitte (W3) gemessen, was

jedoch nicht gleich der wirklichen maximalen Durchbiegung ist. Diese befindet sich bei der Lasteinleitungsstelle, wo jedoch kein Messgerät angebracht war. W4 befindet sich zwar näher an der Lasteinleitungsstelle als W3, jedoch ist die Durchbiegung aufgrund der Nähe zum Rand geringer. Eine noch geringere Durchbiegung wurde bei W4 gemessen. Dies ist naheliegend, da hier eine große Entfernung zur Lasteinleitungsstelle sowie Randlage vorliegt.

Das Durchbiegungsverhalten von VK2 ist ähnlich, auch hier hängt die Durchbiegung von Randlage, Abstand zur Last aber auch von der Nähe zur Querschnittsschwächung ab. Die Verläufe der Durchbiegungen sind den Abbildungen zu entnehmen, jedoch wie erwähnt, nicht direkt vergleichbar.

Die nachstehenden Abbildungen stellen die realen, maximal gemessenen Verformungen an der angegebenen Stelle dar. Dies sind jene Verformungen, bei denen die Randverformungen abgezogen wurden.

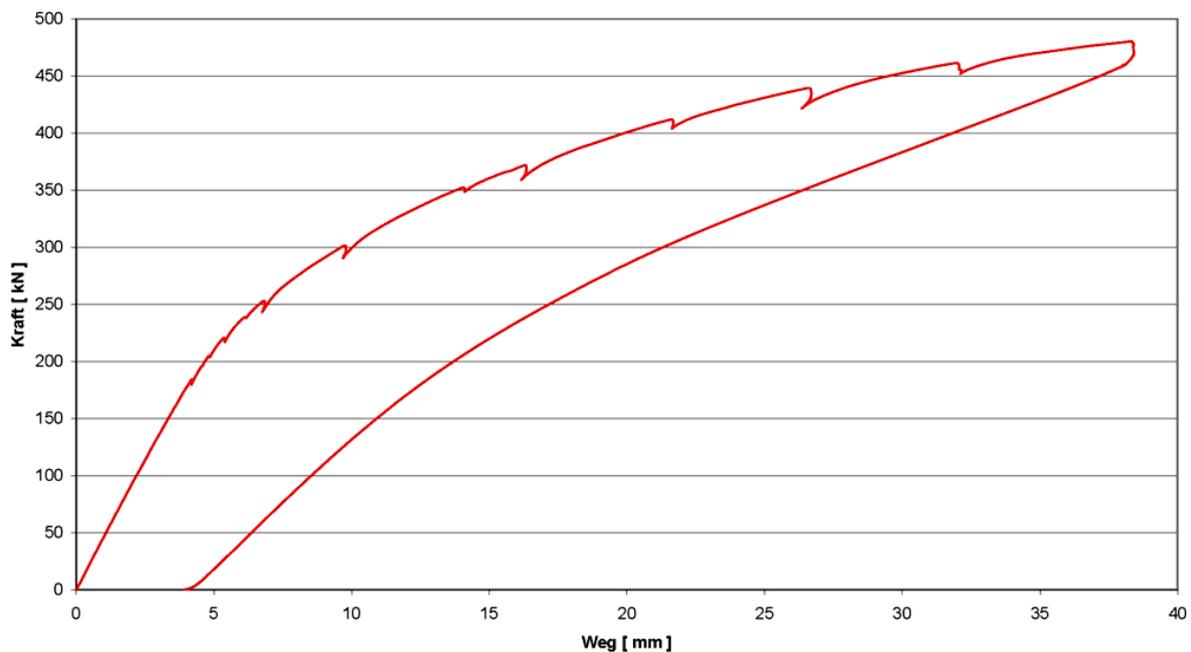


Abbildung 4.33 Realverformung Trägermitte - VK4

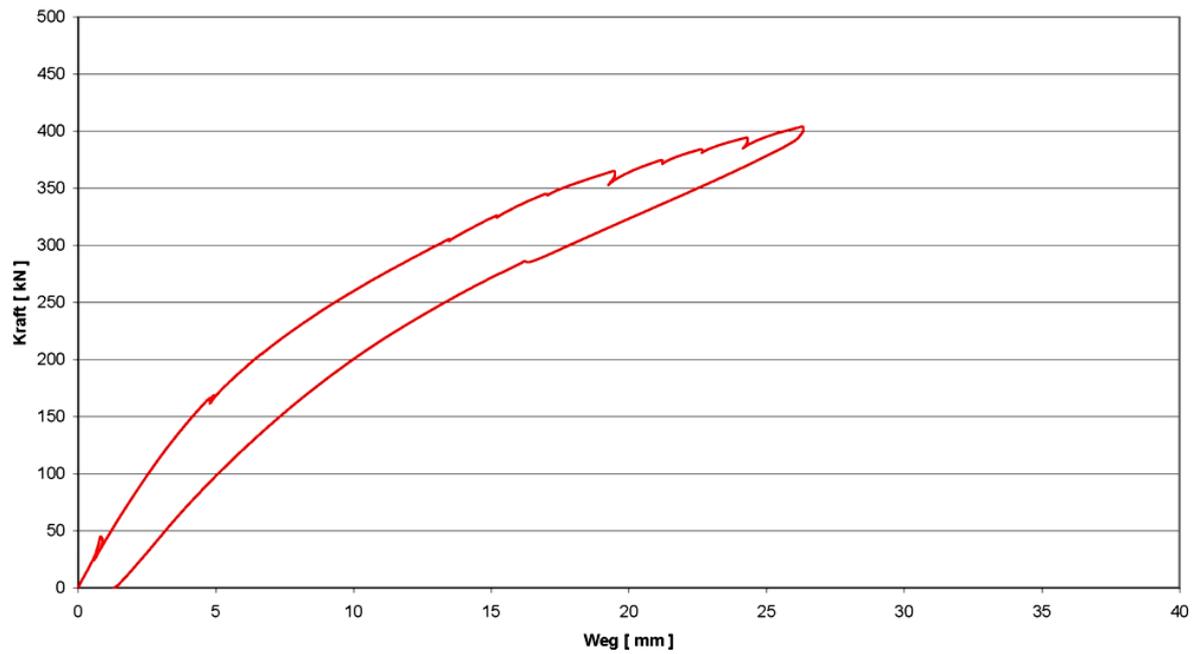


Abbildung 4.34 Realverformung Lasteinleitungsstelle – VK2

4.4.3.4 Horizontale und vertikale Relativverschiebungen

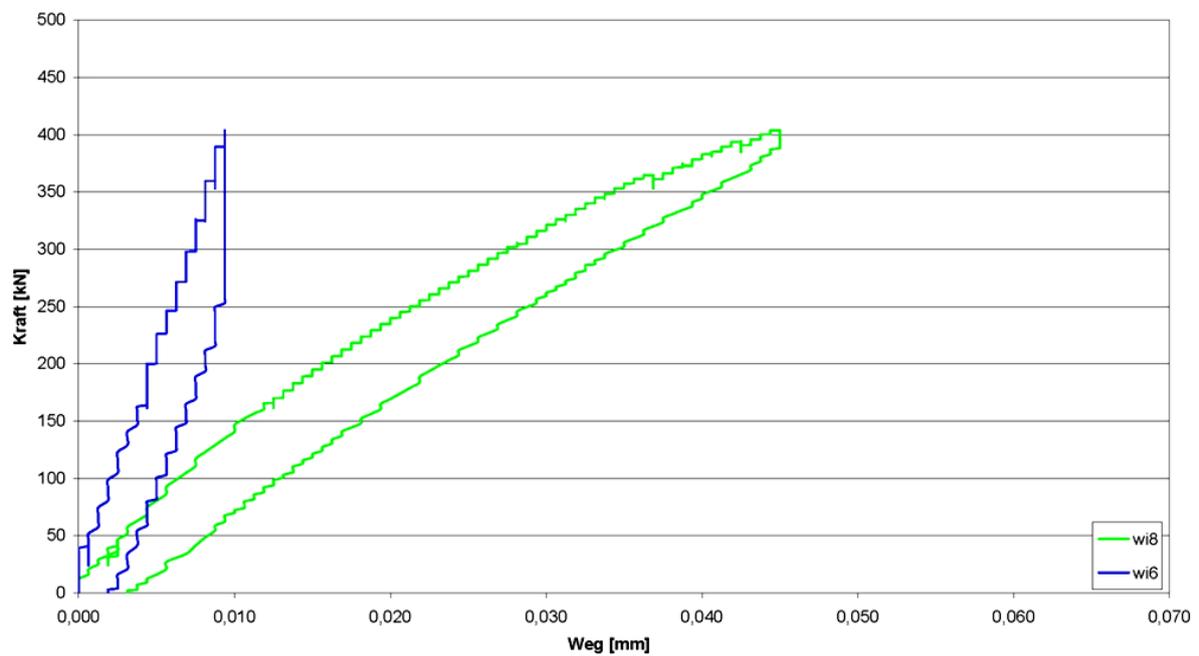


Abbildung 4.35 Relativverschiebung horizontal – VK2

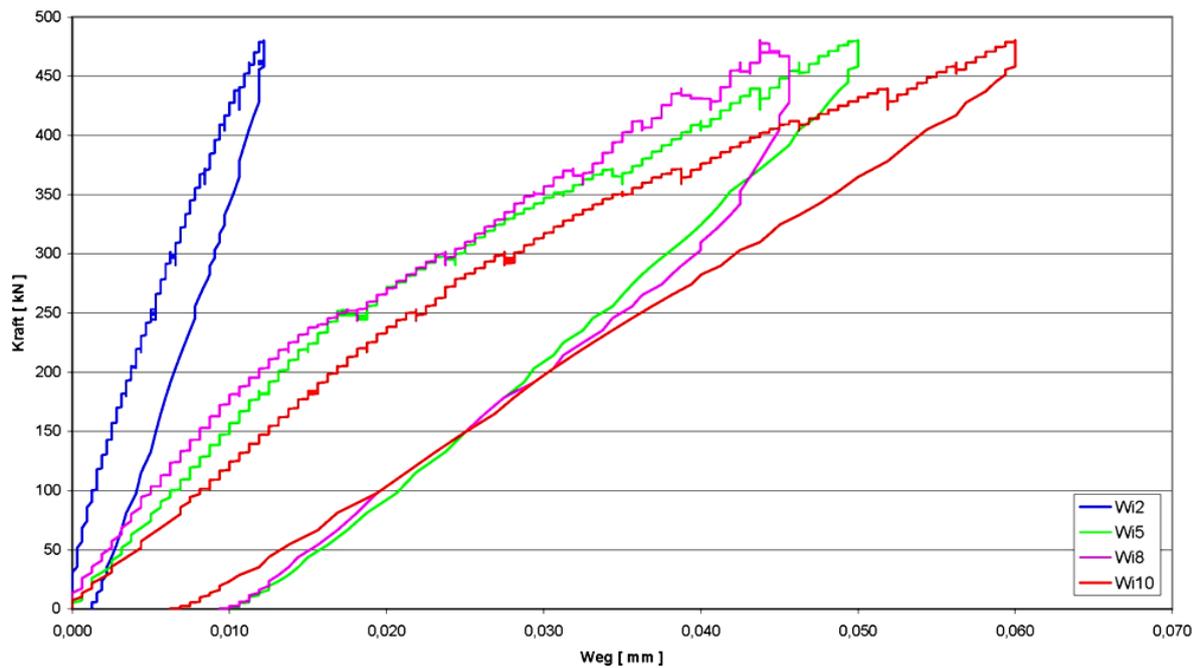


Abbildung 4.36 Relativverschiebung horizontal – VK4

Die horizontalen Relativverschiebungen beider Träger weisen kein sprunghaftes Ansteigen der Verformungen auf, was auf ein gutes Tragverhalten der Verbundfuge bis zum Belastungsende hinweist. Auch die Größenordnungen sind durch die Anordnung der Messtechnik und der höheren Verzerrungen gegen Trägermitte erklärbar. Eine Verschiebung infolge Schubbeanspruchung kann somit ausgeschlossen werden bzw. wäre diese vernachlässigbar gering.

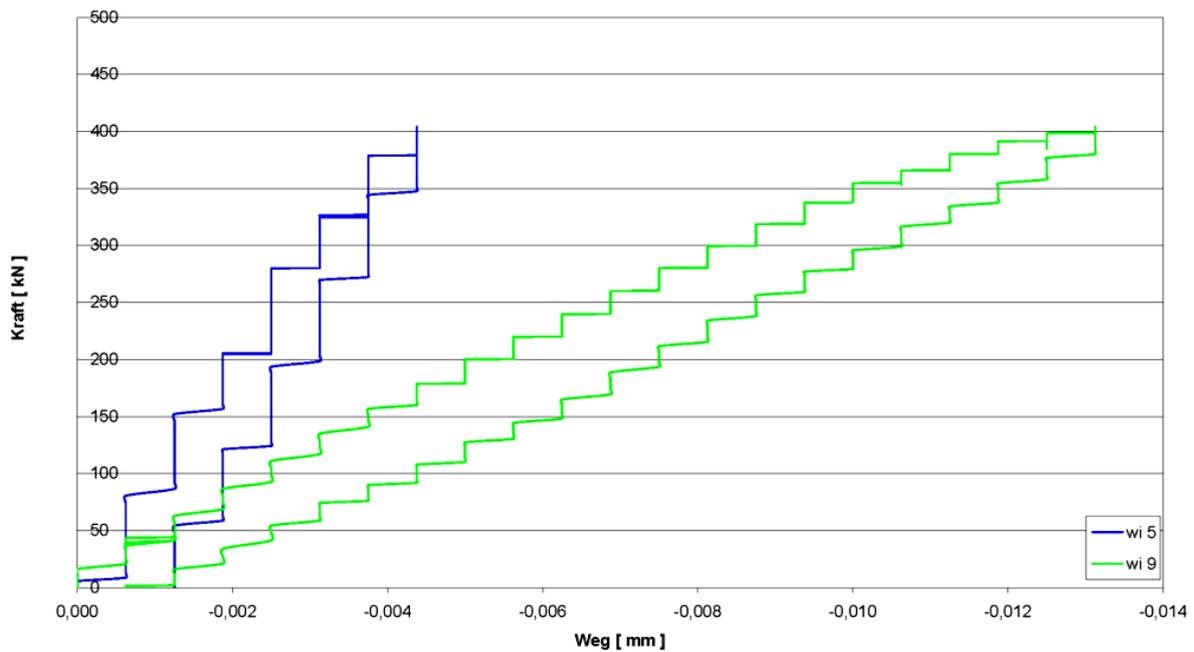


Abbildung 4.37 Relativverschiebung vertikal – VK2

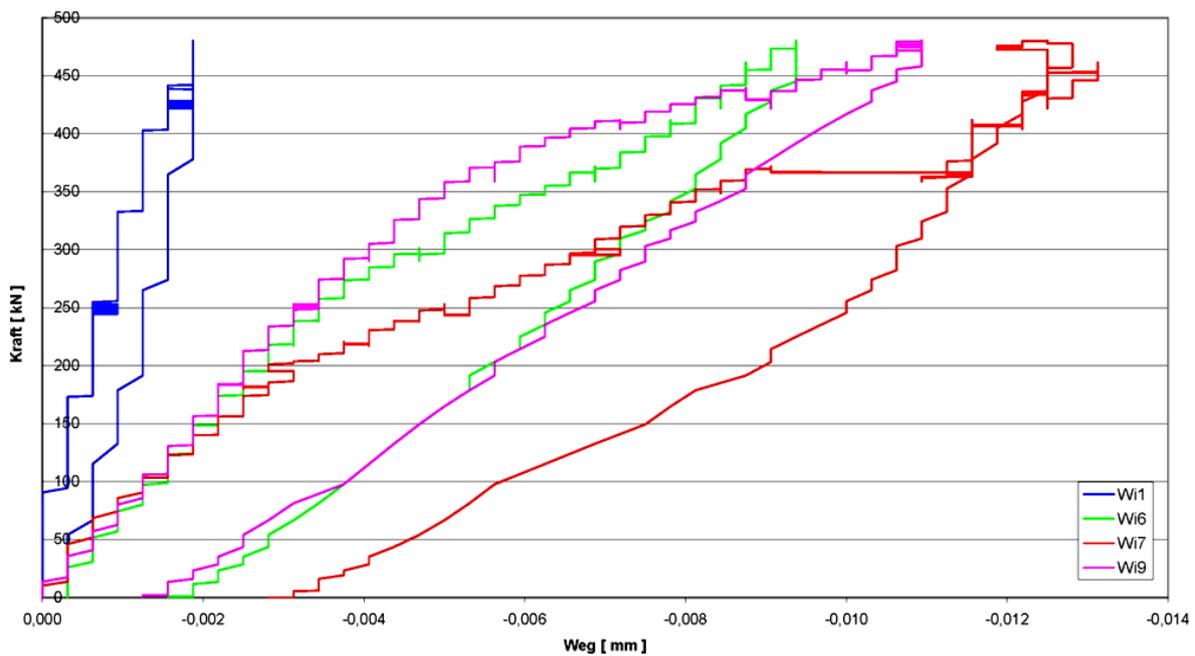


Abbildung 4.38 Relativverschiebung vertikal – VK4

Betrachtet man die dazugehörigen vertikalen Verschiebungen so erkennt man einen zu den horizontalen Verschiebungen identischen Verlauf. Das Verhältnis (V:H) der Endverformungen beträgt bei VK2 in etwa 1:3 und bei VK4 in etwa 1:4 Aufgrund des negativen Vorzeichens ist ersichtlich, dass eine Verkürzung des Messinstrumentes und somit

eine Stauchung des Aufbetons stattgefunden hat, und somit ein Abheben der Aufbetonschicht ausgeschlossen werden kann.

4.4.3.5 Ermittlung der Betonzugfestigkeit

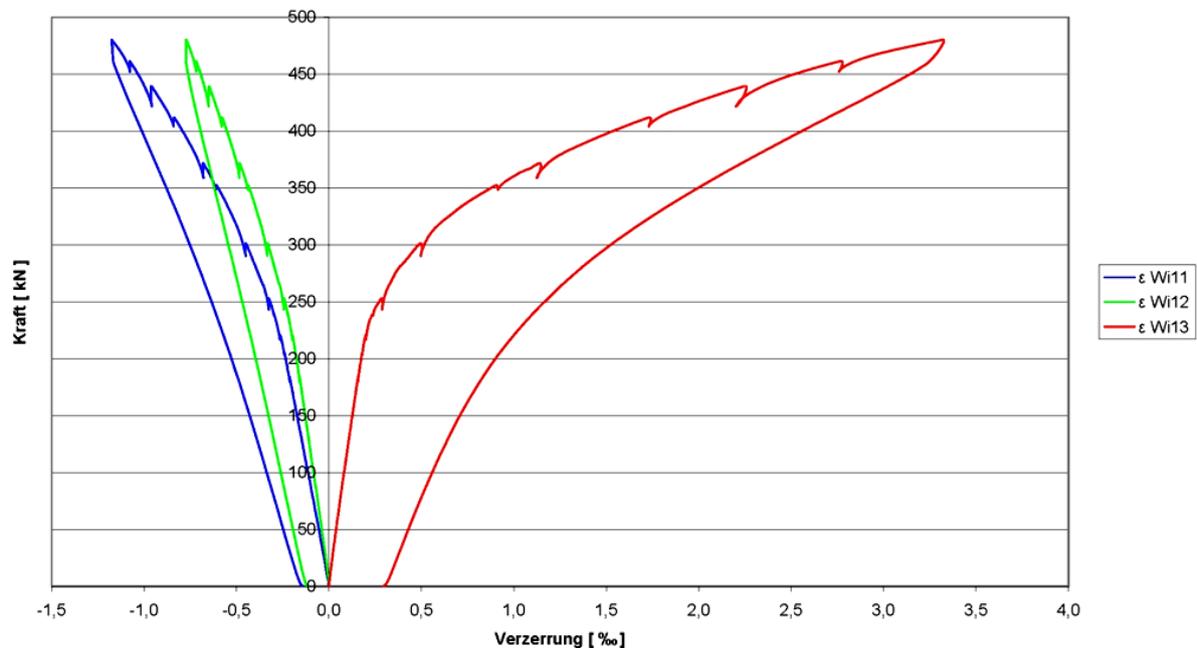


Abbildung 4.39 Verzerrungsverlauf Trägermitte – VK4

Aufgrund des bekannten Verzerrungsverlaufes bei einer Belastung von 185 kN, was der Belastung beim Erstriss entspricht, kann man mit der linearen Beziehung $\sigma = E \cdot \varepsilon$ die Betonzugfestigkeit ermitteln. Die vorhandene Spannung wird jedoch von der Vorspannkraft und dem Eigengewicht beeinflusst, daher gilt es auch diese zu berücksichtigen. Im Anschluss wird der Verzerrungsverlauf von VK4 kurz vor dem Auftreten des ersten Risses dargestellt und die Betonzugfestigkeit berechnet. Die Messung der Verzerrungen erfolgte dabei in Trägermitte, wo sich bei besagter Belastung ein Moment von 243 kNm eingestellt hat. Das maximale Biegemoment bei der Lasteinleitungsstelle beträgt dabei 313 kNm.

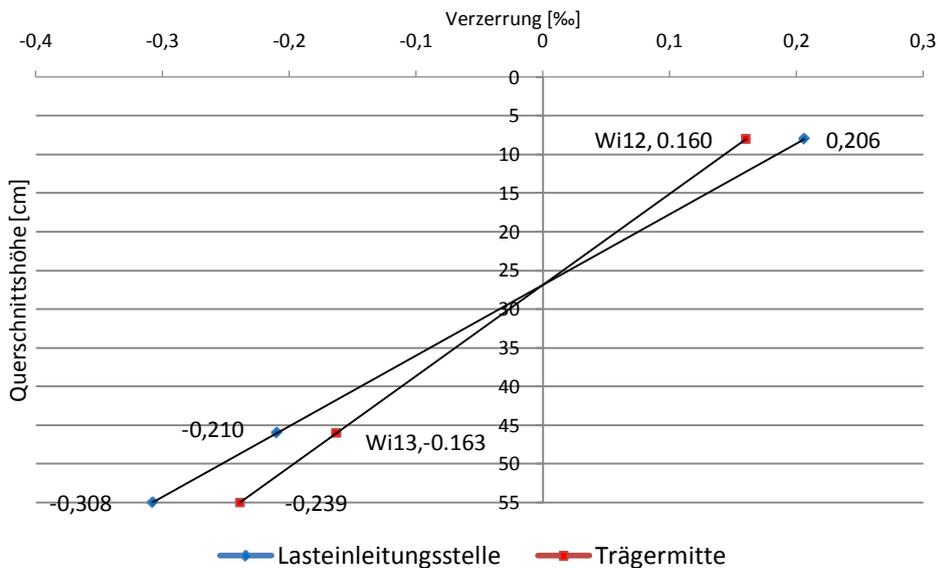


Abbildung 4.40 Verzerrungsverlauf bei Erstriss, in Trägermitte und bei der Lasteinleitungsstelle

Mit der aus Wi12 und Wi13 ermittelten Verzerrung $\varepsilon = 0,239 \text{ ‰}$ am unteren Trägerrand ergibt sich mit oben genannter Beziehung die Spannung zu:

$$\sigma = 3630 \cdot \frac{0,239}{1000} = 0,867 \text{ kN/cm}^2 = 8,67 \text{ N/mm}^2$$

Da dies jedoch nicht die maximale Spannung darstellt, muss der Wert mit dem Faktor $313/243$ multipliziert werden, um zumindest näherungsweise die Maximalspannung bei der Lasteinleitungsstelle zu erhalten. Bei einer ebenfalls mit diesem Faktor erweiterten Verzerrung von $\varepsilon = 0,308 \text{ ‰}$ erhält man eine Spannung von $\sigma = 11,28 \text{ N/mm}^2$.

Abzüglich der Vorspannkraft von $\sigma_p = 7,70 \text{ N/mm}^2$ und der Addition der durch Eigengewicht verursachten Spannung von

$$M_{EG} = q \cdot \frac{l}{2} \cdot 4,66 - q \cdot 4,66^2/2 = 8,66 \cdot \frac{7,3^2}{8} = 53,26 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{EG} = \frac{5326}{32600,3} = 0,163 \text{ kN/cm} = 1,63 \text{ N/mm}^2$$

ergibt sich die Betonzugfestigkeit von

$$f_{ct} = 11,28 - 7,70 + 1,63 = 5,21 \text{ N/mm}^2$$

Dieser Wert ist um ca. 60 % höher als der durch Prüfung ermittelte Kennwert von $f_{ctm} = 3,07 \text{ N/mm}^2$, sowie der von der Norm geforderte Wert von $f_{ctm} = 2,90 \text{ N/mm}^2$. Ein Unsicherheitsfaktor bei dieser Rechnung ist die in Kapitel 3.2 beschriebene Abminderung der Vorspannkraft, da diese auf der sicheren Seite liegt, und die Vorspannkraft einen durchaus höheren realen Wert haben könnte.

Ein Vergleich der bei VK2 ermittelten Werte zeigt sehr ähnliche Resultate, wie Tabelle 4-8 zeigen soll.

Tabelle 4-7 Vergleich der Betonzugfestigkeit von VK2 und VK4

	VK2	VK4
Erstriss-Last [kN]	183	185
Verzerrung Betonunterkante [%]	0,309	0,308
Betonzugfestigkeit [N/mm^2]	5,18	5,21

4.4.3.6 Verhältnis der Krümmungen

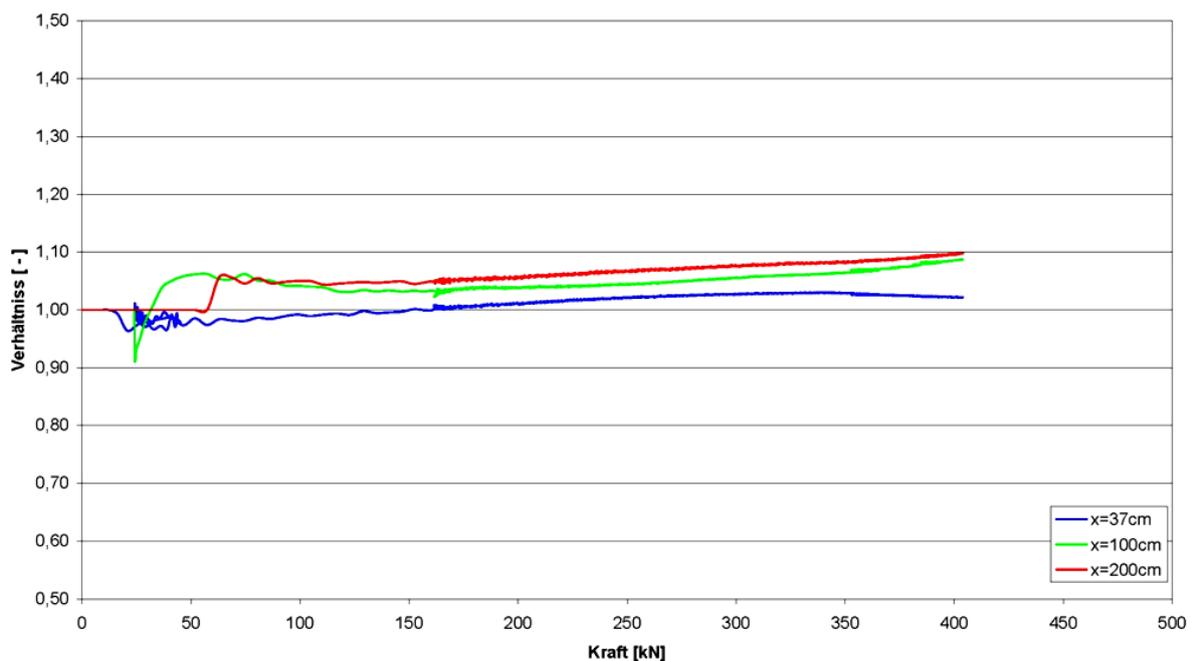


Abbildung 4.41 Verhältnis der Krümmungen κ_o/κ_u – VK2

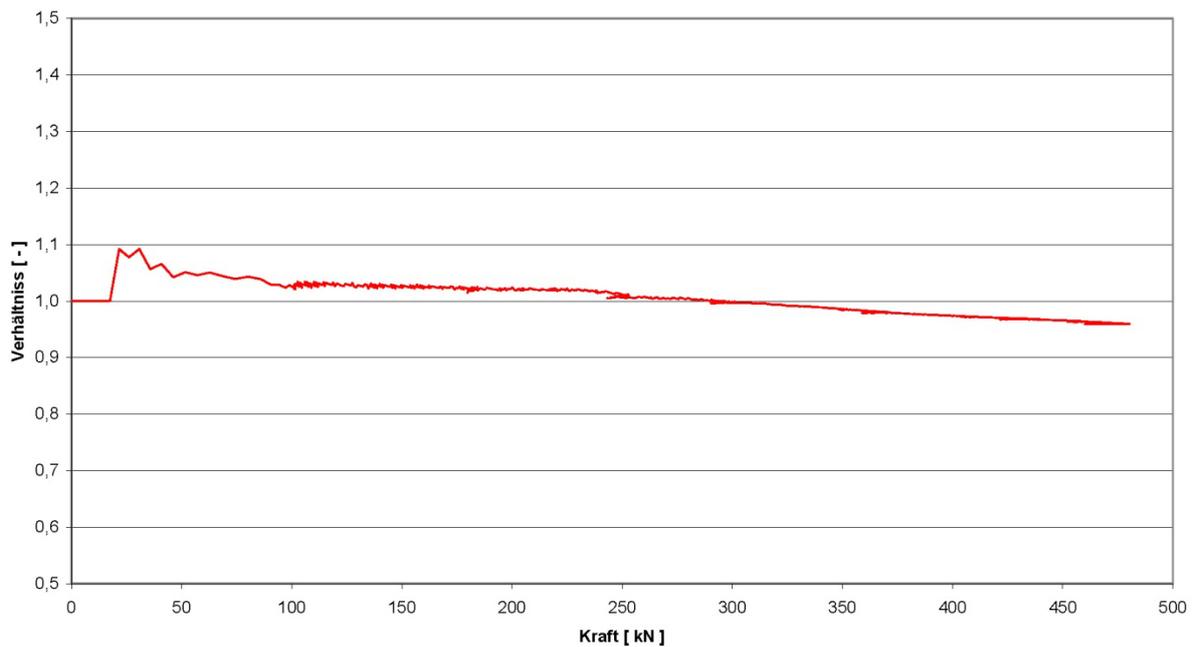


Abbildung 4.42 Verhältnis der Krümmungen κ_o/κ_u – VK4

Das Verhältnis der Krümmungen κ_o / κ_u beschreibt, inwieweit sich der Tragwerkskörper und die Aufbetonschicht einheitlich krümmen. Gemessen wird dies durch drei, mittels CFK-Stab auf 50 cm Messweg verlängerte Wegaufnehmer. κ_o ist die Krümmung, die sich aufgrund der Verzerrungen des mittleren und des oberen Messgerätes ergibt, κ_u die Krümmung aus dem mittleren und dem unteren Wegaufnehmer.

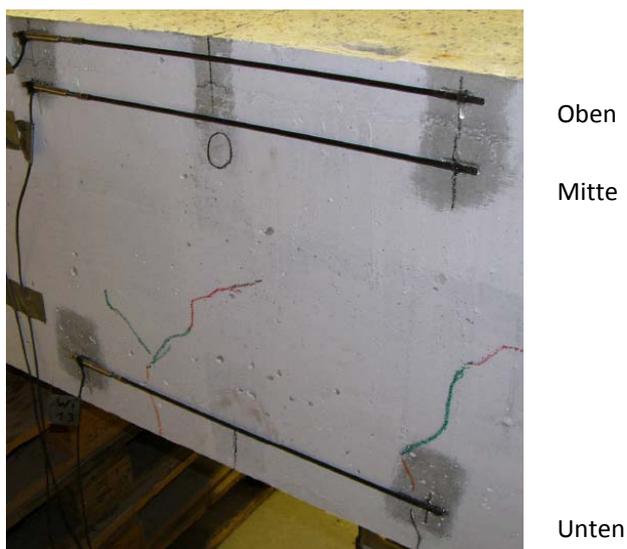


Abbildung 4.43 Wegaufnehmer „Oben, Mitte, Unten“

Den Abbildungen ist zu entnehmen, dass sich das Verhältnis der Krümmungen geringfügig ändert. Das Verhältnis ist jedoch über die gesamte Belastungsdauer nahe eins, was bei einem Versagen der Schubfuge nicht so wäre. Des Weiteren wäre bei einem Versagen ein markanter Sprung zu erkennen.

4.4.3.7 Rissbilder

Die nachstehende Abbildung 4.44 zeigt die aufgenommenen Rissbilder beider Träger mit Druckzonenergänzung. Von der Lasteinleitungsstelle bis hin zur Mitte sind wesentlich mehr Risse entstanden als auf der andern Seite der Belastungsstelle. Auch die Rissabstände werden mit der Entfernung zur Belastungsstelle größer. Während der Laststeigerung wurden die Risse mit Neigung zur Lasteinleitungsstelle immer flacher. Tabelle 4-8 vergleicht einige Kennwerte bezüglich des Rissbildes. Eine größere Abbildung des Rissbildes ist im Anhang zu finden.

Tabelle 4-8 Einige Daten zum Rissbild - DZE

	Max.Belastung [kN]	Rissweite (kN)[mm]	Rissabstand [cm]
VK2	400 (675 kNm)	0,80 (400)	38
VK4	480 (810 kNm)	0,7 (440)	31

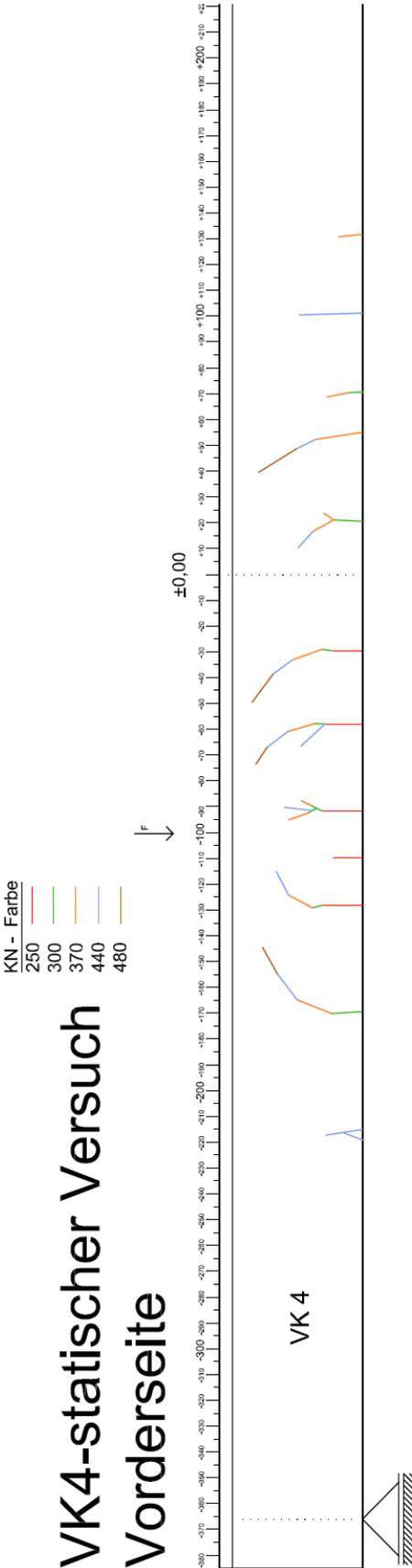
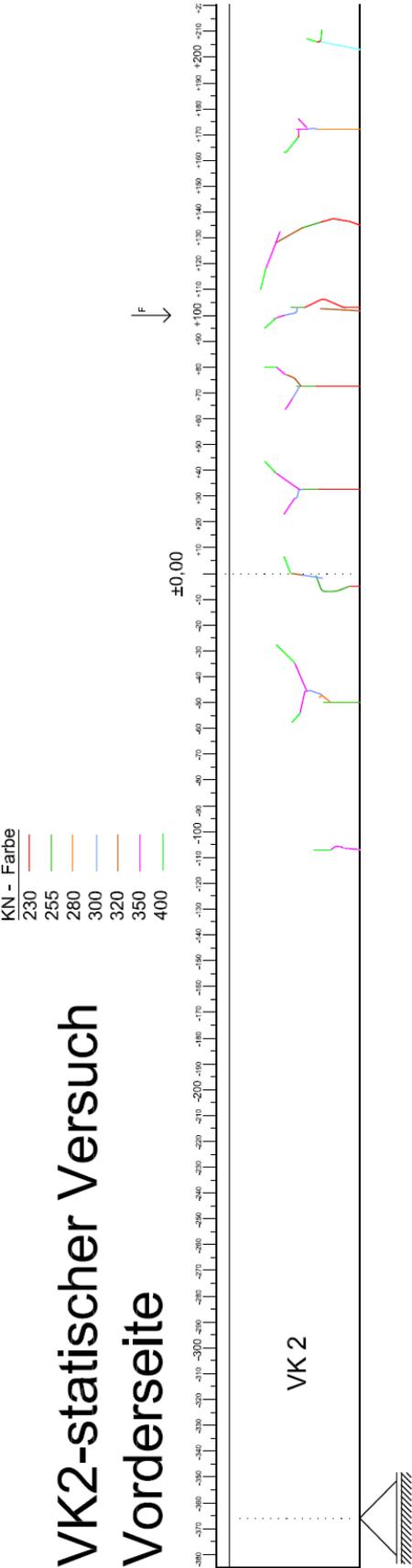


Abbildung 4.44 Rissbilder nach dem statischen Versuch – DZE

4.5 Zugzonenergänzung (ZZE)

4.5.1 Versuchsablauf

Bei der Zugzonenergänzung wurde nicht wie bei der Druckzonenergänzung nach dem Aufbau die Mittellast (42 kN) aufgebracht, sondern jene Last, die im Ergänzungsbeton zu den ersten Rissen führte. Die Risse wurden dokumentiert und vereinzelt mit Messtechnik versehen. Anschließend wurde wie bei der Druckzonenergänzung die Mittellast aufgebracht und der Ermüdungsversuch gestartet. Die Belastungsdauer unter Mittellast betrug beim VK3 fast 6 Tage. Da hier keine Probebohrungen durchgeführt wurden und kein Versagen der Verbundfuge zu erwarten war, da der Träger unbewehrt und die Fuge auf Zug beansprucht wurde, konnte der statische Versuch wie bei der Druckzonenergänzung, jedoch in Feldmitte, durchgeführt werden.

4.5.2 Auswertung und Gegenüberstellung des dynamischen Versuchs

4.5.2.1 Allgemein

In diesem Kapitel werden die Versuchsergebnisse beider Versuchskörper mit Zugzonenergänzung ausgewertet, gegenübergestellt und diskutiert. Verzerrungen aufgrund von Eigengewicht werden durch die Messtechnik nicht erfasst, da diese erst nach dem Aufbau angebracht und auf Null gestellt wurde.

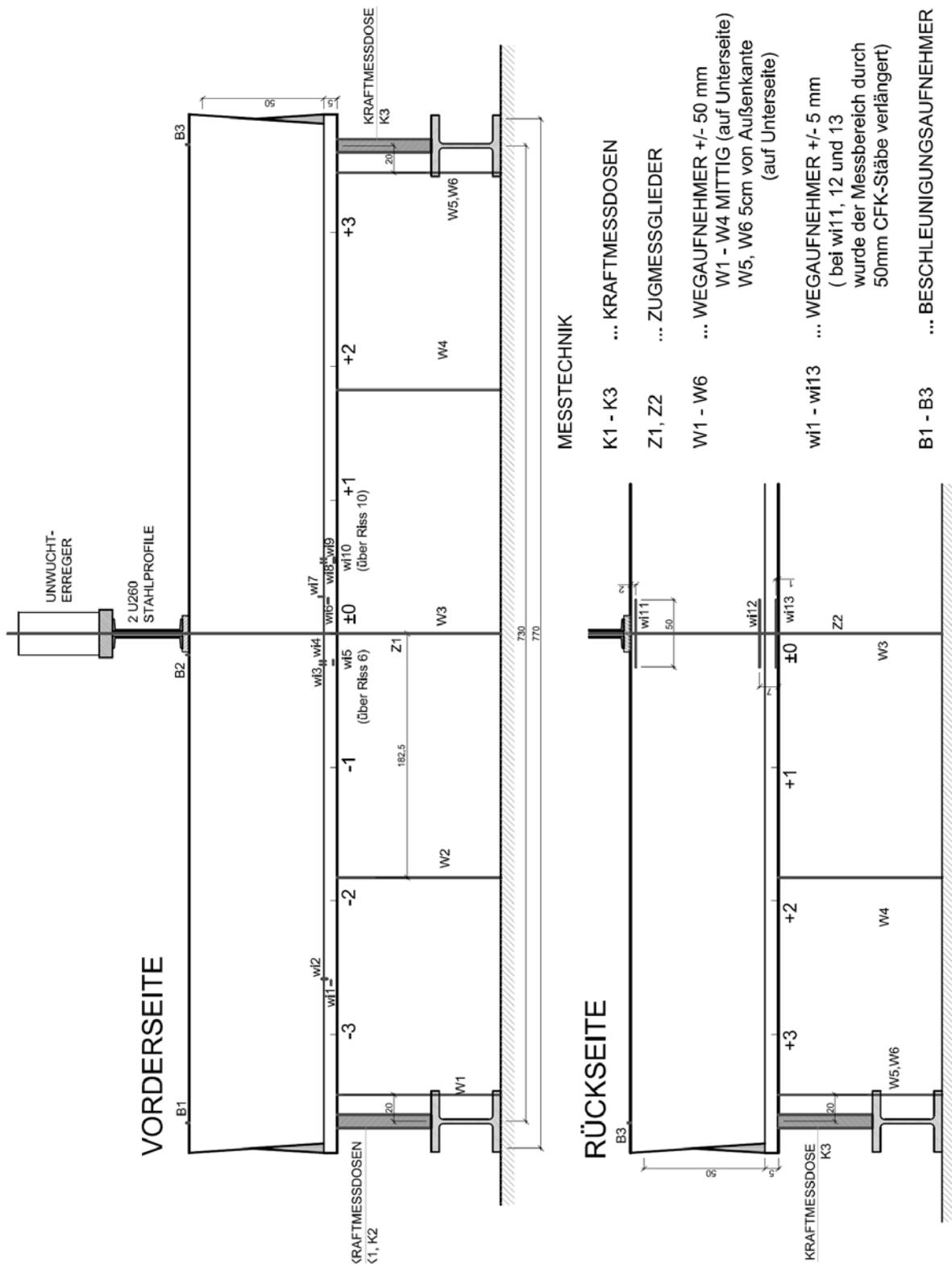


Abbildung 4.45 Messtechnik VK1 dynamischer Versuch (ZZE)

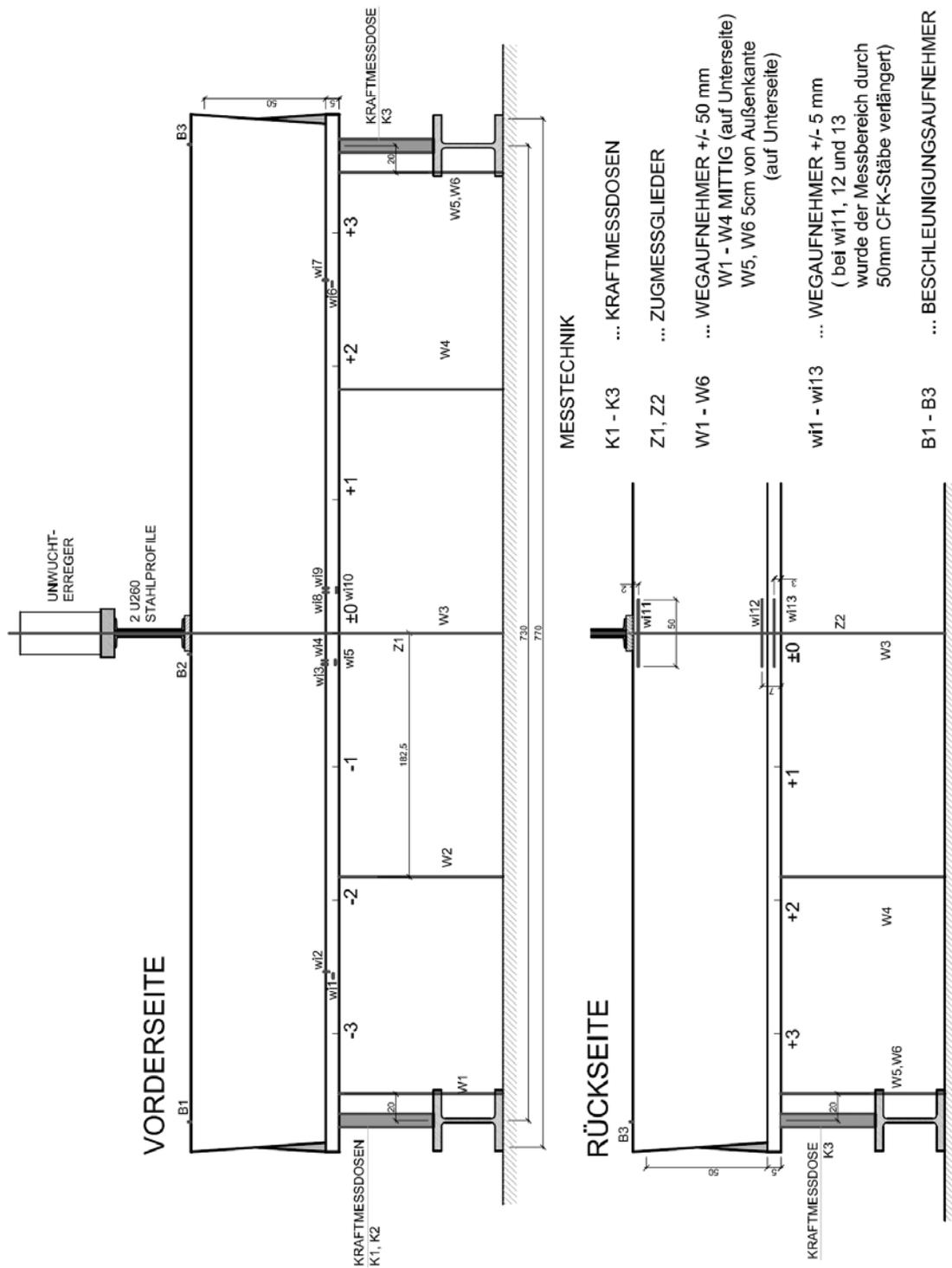


Abbildung 4.46 Messtechnik VK3 dynamischer Versuch (ZZE)

4.5.2.2 Risserzeugende Last im Aufbeton

Vor dem Aufbringen der Mittellast wurde bei beiden Versuchskörpern (VK1 und VK3) eine statische Last aufgebracht, die gerade keine Risse im Tragwerksbeton, also nur Risse in der Aufbetonschicht verursachte. Dies war deshalb notwendig, weil die Ergänzungsschicht nicht als tragend anzusehen ist. Die entstandenen Risse beeinflussten auch die Positionierung der Messtechnik, weil aufgrund der Lagekenntnisse explizite Beobachtungen bezüglich deren Veränderung gemacht werden konnten. Das durch die Belastung entstandene Rissbild ist den nachstehenden Abbildungen zu entnehmen. VK3 wurde mit 86 kN um 3 kN höher belastet als VK1 (83 kN).

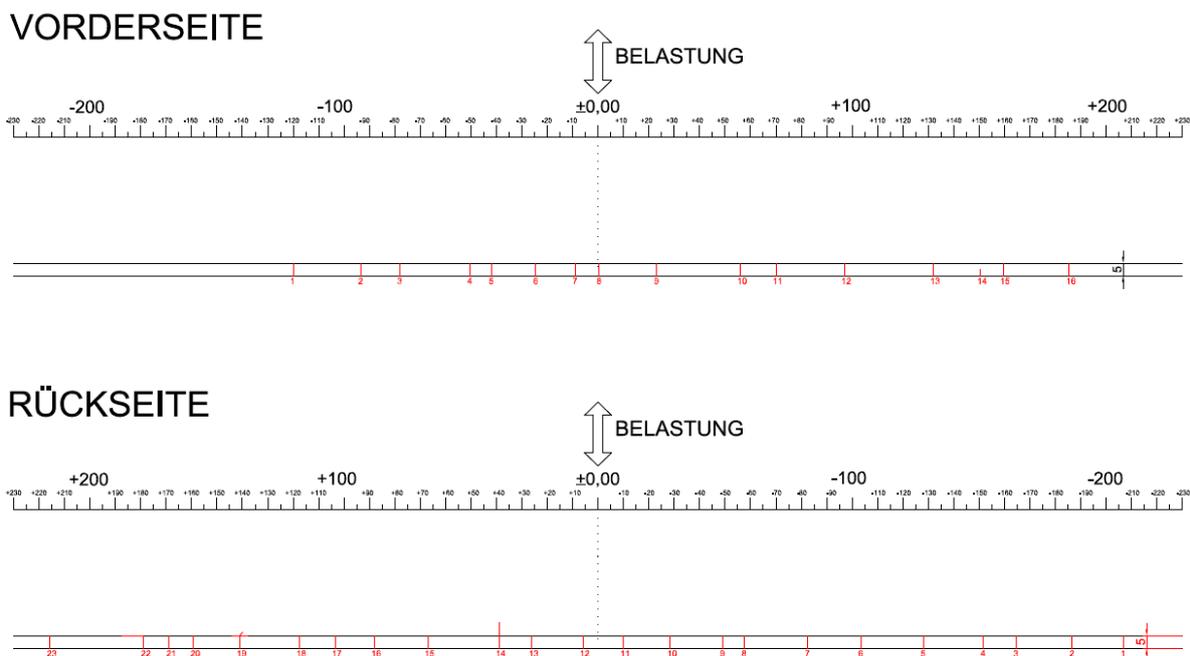


Abbildung 4.47 Risse nach Vorbelastung – VK1

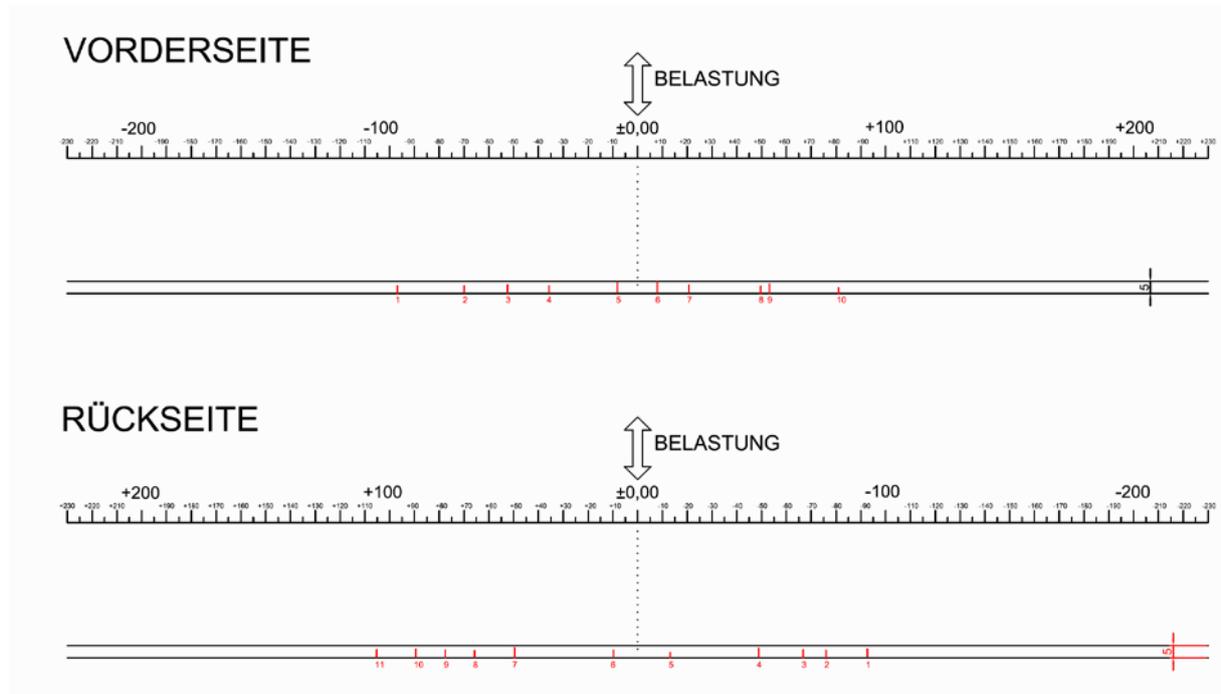


Abbildung 4.48 Risse nach Vorbelastung – VK3

Vergleicht man beide Abbildungen miteinander, so fällt auf, dass sich die Risse von VK3 auf beiden Seiten zwischen -1,00 m und +1,00 m befinden. Die Verteilung von VK1 erstreckt sich trotz etwas geringerer Belastung über einen weit größeren Bereich (-2,00 bis +2,00). Eine Erklärung dafür wäre das um ca. einen Monat höhere Betonalter von VK3 bzw. eine in dieser Zeit durch Kriechen des Tragwerkskörpers hervorgerufene Druckspannung in der Aufbetonschicht. Der durchschnittliche Rissabstand lag bei beiden Trägern zwischen 15 cm und 20 cm. Die Rissöffnungen waren mit freiem Auge kaum zu erkennen, sodass eine Risslupe zur Erörterung der Risse zur Hilfe genommen wurde.

4.5.2.3 Verlauf der Auflagerreaktionen

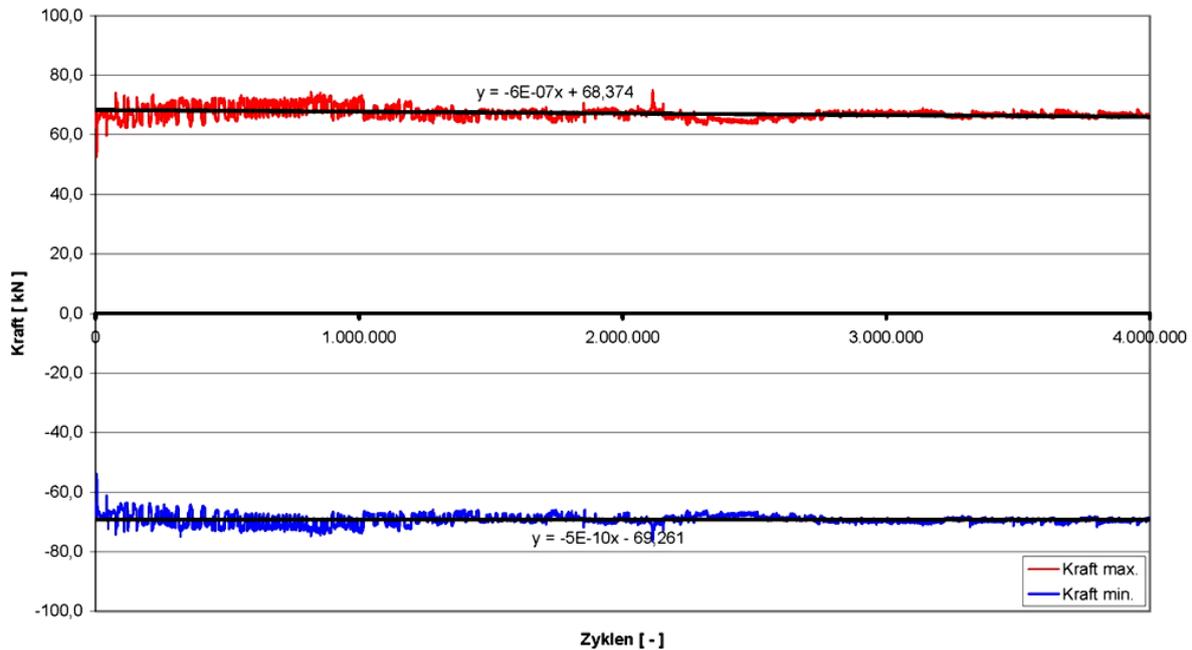


Abbildung 4.49 Entwicklung der Auflagerreaktionen – VK1

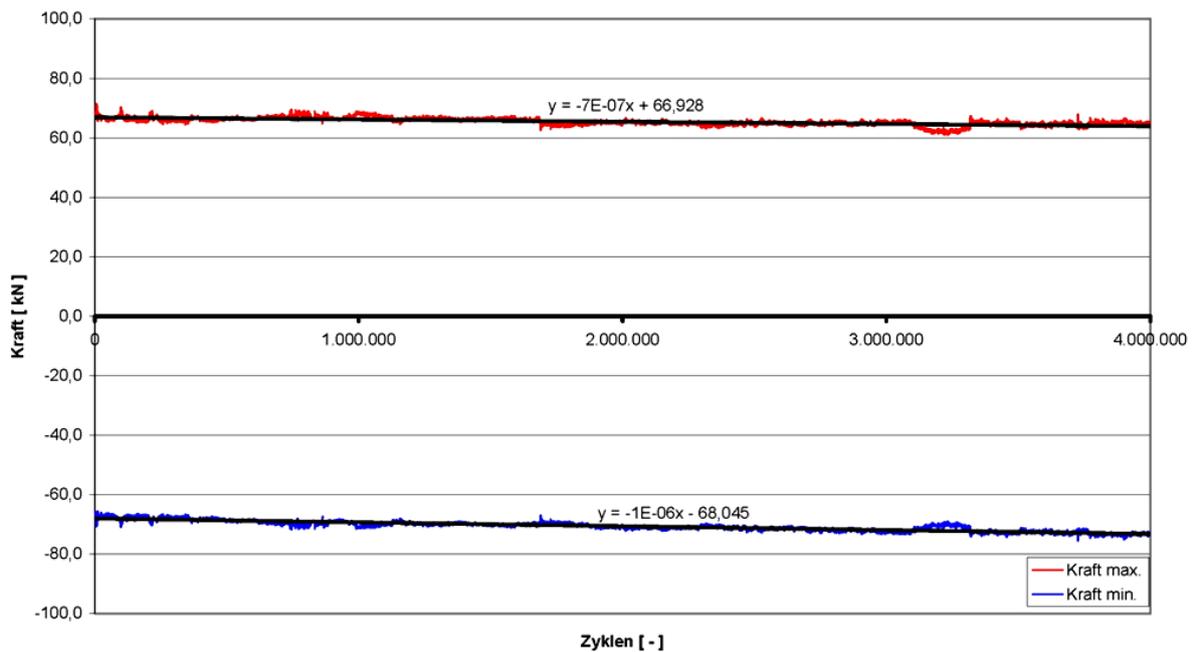


Abbildung 4.50 Entwicklung der Auflagerreaktionen – VK3

Wie die Abbildungen zeigen, wurden beide Träger mit einer relativ konstanten Schwingbreite belastet. Die Summe der Auflagerkräfte verläuft ohne größere Abweichungen sehr gleichmäßig bei einer Amplitude von $\bar{\pm} 68$ kN. Dieser Wert entspricht dem in 3.8 angeführten Rechenwert. Dieser wurde wie bei der Druckzonenergänzung unter der

Voraussetzung errechnet, dass auf der Betonunterkante des Tragwerksbetons keine Risse auftreten sollen. Dies wird in Tabelle 4-9 mit den in der Realität aufgetretenen Belastungen nachgerechnet.

Tabelle 4-9 Spannungen in der Zugfaser von VK1 und VK3

	VK1	VK3
Moment aus Mittellast u. EG	138 <i>kNm</i>	134,35 <i>kNm</i>
Moment aus Schwingbelastung	79 <i>kNm</i>	79 <i>kNm</i>
Gesamtmoment	217 <i>kNm</i>	213,3 <i>kNm</i>
Spannung aus Gesamtmoment	7,97 <i>N/mm²</i>	7,81 <i>N/mm²</i>
Spannung aus Vorspannung	-7,70 <i>N/mm²</i>	-7,70 <i>N/mm²</i>
Gesamtspannung (Zugfaser)	0,27 <i>N/mm²</i>	0,11 <i>N/mm²</i>

Die verbleibende Spannung ist eine Zugspannung, die von der Betonzugfestigkeit aufgenommen werden kann, ohne dass Risse in der Struktur entstehen. Somit genügen beide Versuchskörper den gewünschten Voraussetzungen.

4.5.2.4 Auswertung der Beschleunigungssensoren

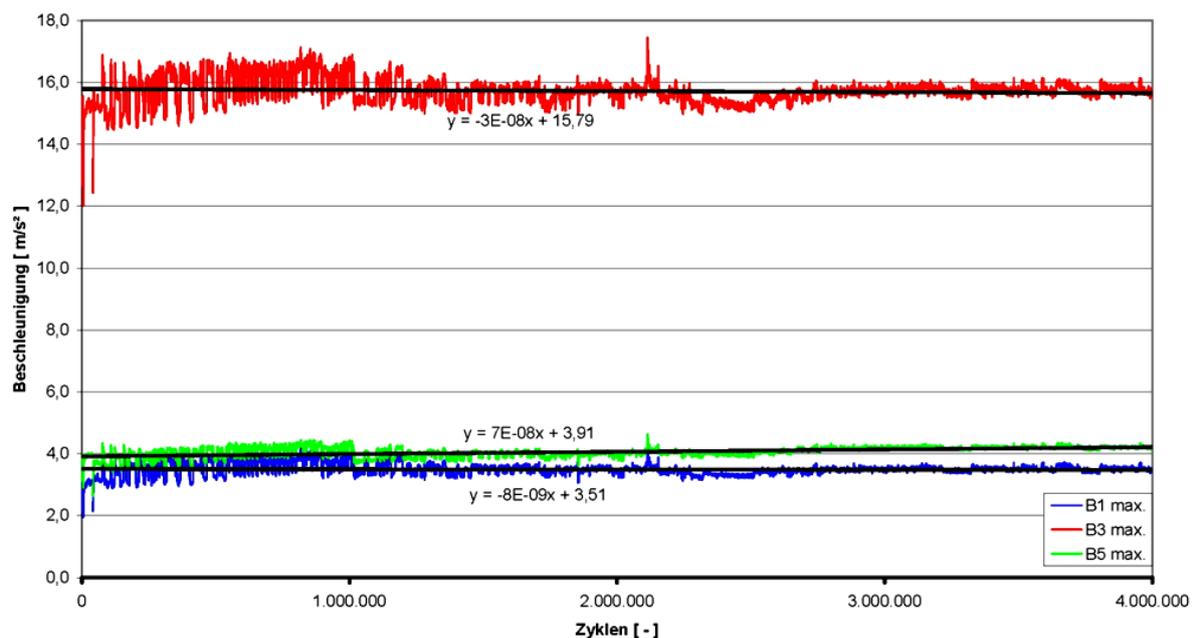


Abbildung 4.51 Beschleunigungsmessung – VK1

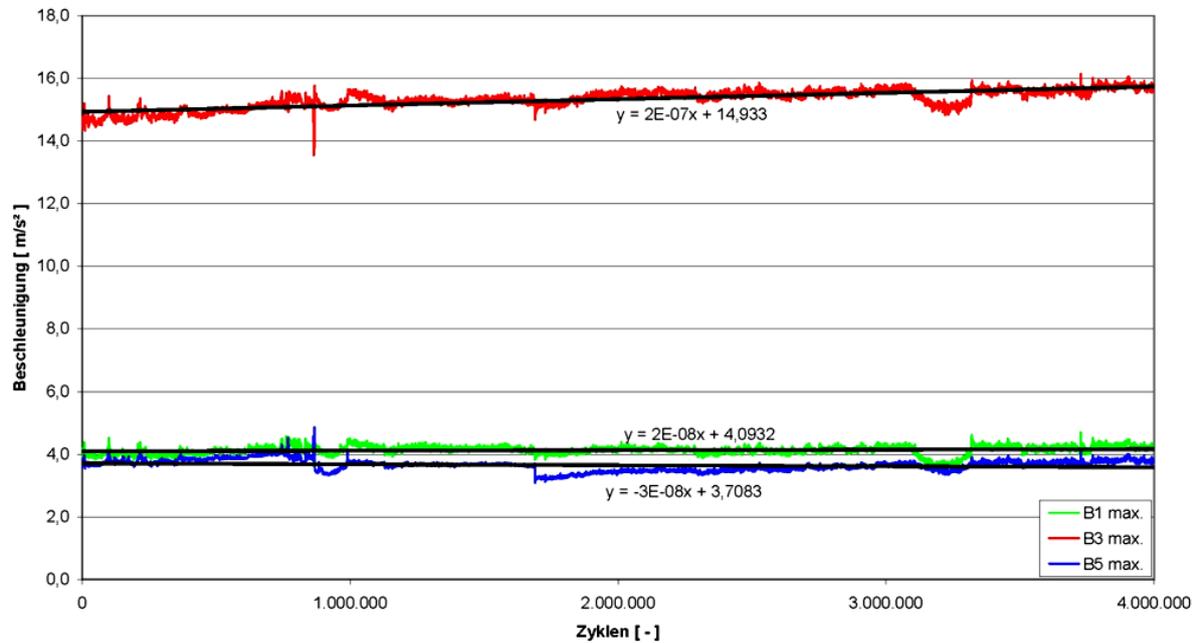


Abbildung 4.52 Beschleunigungsmessung – VK3

In den Abbildungen werden nur die Daten einer halben Schwingung bzw. die Maximalwerte dargestellt. Die Darstellung der Minimalwerte wäre nahezu identisch, jedoch mit negativem Vorzeichen.

Mittels der von den Beschleunigungsaufnehmern gelieferten Daten lässt sich die aufgebrachte Spannungsschwingbreite rückrechnen. Dies dient vor allem der Kontrolle der getätigten Annahmen und Berechnungen. Mittels der Beziehungen für die Kraft $F=m \cdot a$ und für die Masse $m=\rho \cdot a \cdot l$ kann die aufgebrachte Belastung und das daraus entstehende Moment errechnet werden. Da die Auflager (HEM 300 $l=2,00$ m) bei den Versuchen relativ weich waren und ebenfalls eine leichte Beschleunigung erfahren haben, muss die Belastung in eine Linienlast und eine sinusförmige Belastung aufgeteilt werden. Die Beschleunigung für den Rand wird aus dem Mittel von B1 und B5 gebildet. Diese sollten ohnehin nahezu identische Werte liefern.

Die Berechnung wird hier nur für den Versuchskörper 3 angeführt und mit dem Ergebnis von VK1 verglichen.

Tabelle 4-10 Mittelwerte der gemessenen Beschleunigungen

Lage/ Bezeichnung	max	min	Amplitude [m/s^2]
Rand/Mittel von B1 und B5	3,89	-4,04	7,93
Mitte/ B3	15,3	-13,7	29,0

$$a_1 = 7,93 \text{ m/s}^2$$

$$q_1 = 7,93 \cdot 2500 \cdot 0,63 \cdot 0,55 = 6869,3 \text{ N/m} = 6,87 \text{ kN/m}$$

$$a_2 = 29,00 - 7,93 = 21,07 \text{ m/s}^2$$

$$q_2 = 21,07 \cdot 2500 \cdot 0,63 \cdot 0,55 = 18251 \text{ N/m} = 18,25 \text{ kN/m}$$

$$\Delta M_1 = \frac{6,87 \cdot 7,3^2}{8} = 45,76 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_2 = \frac{18,25 \cdot 7,3^2}{\pi^2} = 98,53 \text{ kNm}$$

$$\Delta M = 45,76 + 98,53 = 144,29 \text{ kNm}$$

ΔM stellt die gesamte Schwingbreite des Versuchskörpers dar. Um einen Vergleich mit dem Belastungswert für die Schwingbelastung von Tabelle 4-9 ziehen zu können muss $\frac{\Delta M}{2} = 72,15 \text{ kNm}$ gebildet werden. Bei VK1 beträgt selbiger Wert $\frac{\Delta M}{2} = 74,5 \text{ kNm}$. Beide Werte sind nahezu ident und, verglichen mit dem Berechnungswert aus den Auflagerreaktionen, realistisch.

4.5.2.5 Reaktionen der Zugmessglieder

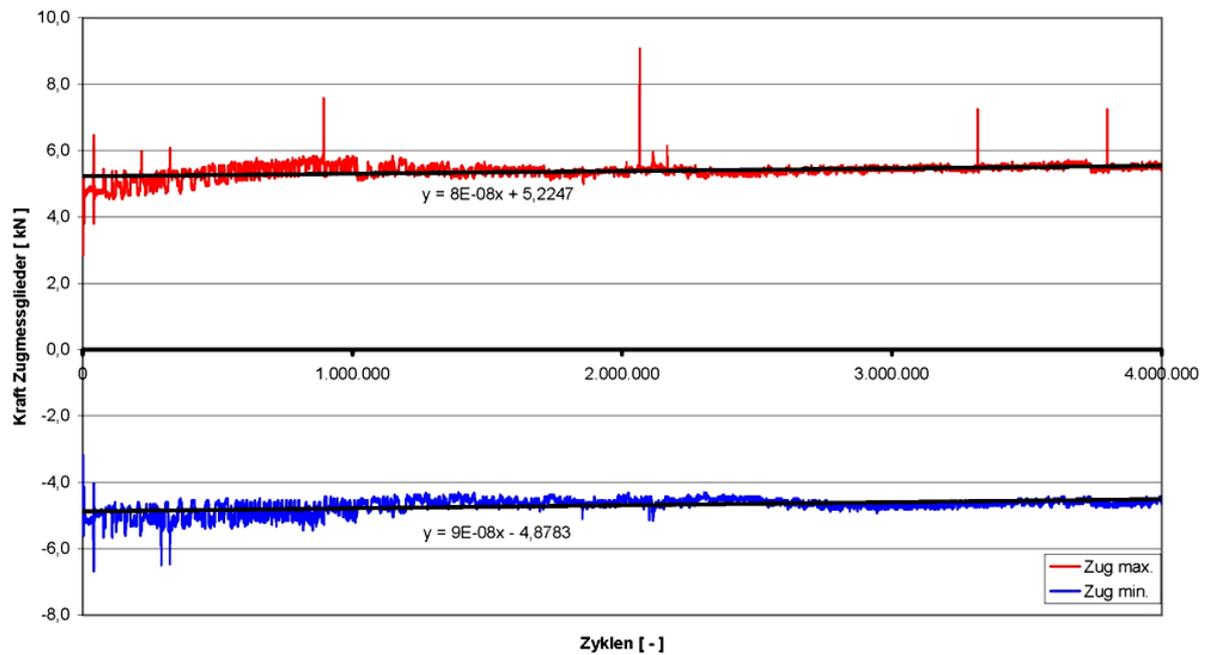


Abbildung 4.53 Entwicklung der Zugmessglieder – VK1

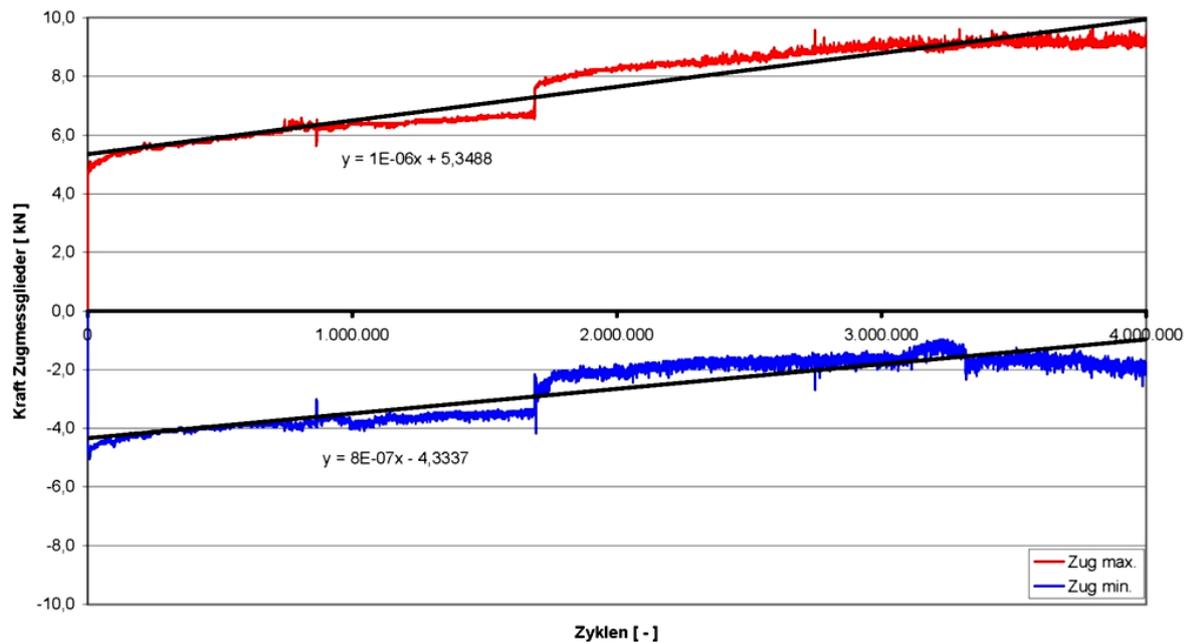


Abbildung 4.54 Entwicklung der Zugmessglieder – VK3

Die wesentlichen Aussagen über die Entwicklung der Zugmessglieder wurden schon bei der Druckzonenergänzung in Kapitel 4.4.2.4 erläutert. Der große Unterschied bei den Verläufen zwischen VK1 und VK3 ist mit der fast doppelt so langen Belastungszeit unter Mittellast zu erklären. Der große Sprung im Verlauf von VK3 bei etwa 1,7 Mio. Lastwechsel ist durch eine

Schwingpause, unter Aufrechterhaltung der Mittellast, von 45 Stunden begründet. Hier kann eindeutig auf eine Kriechverformung des Versuchskörpers geschlossen werden.

4.5.2.6 Frequenzentwicklung

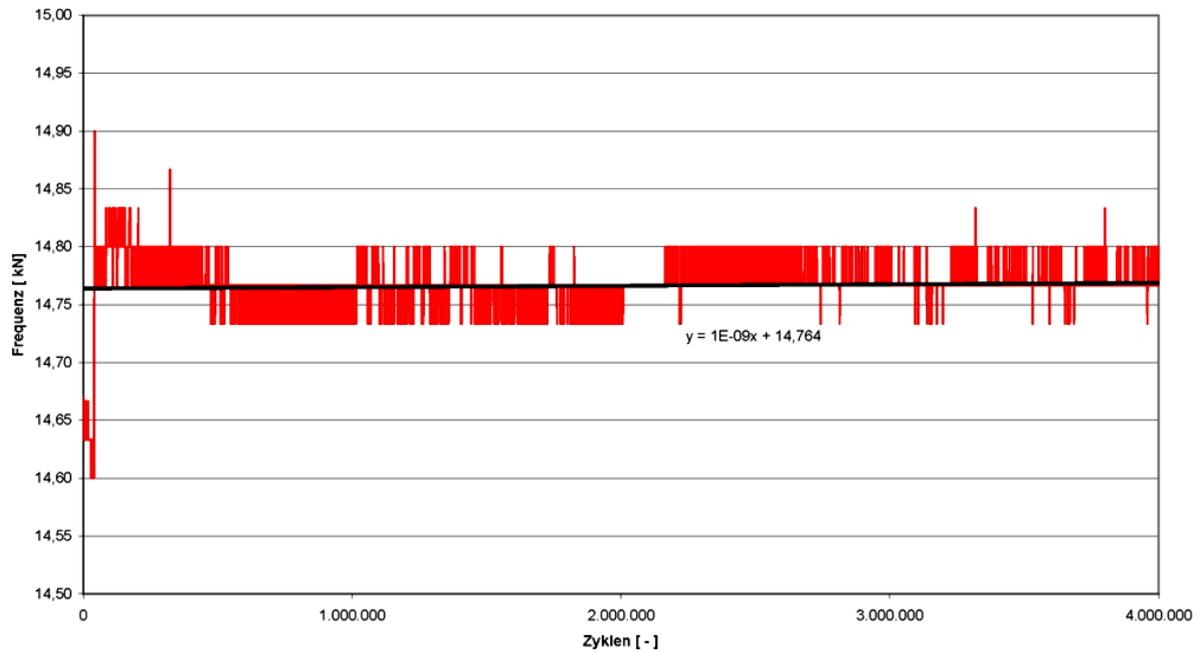


Abbildung 4.55 Entwicklung der Frequenz – VK1

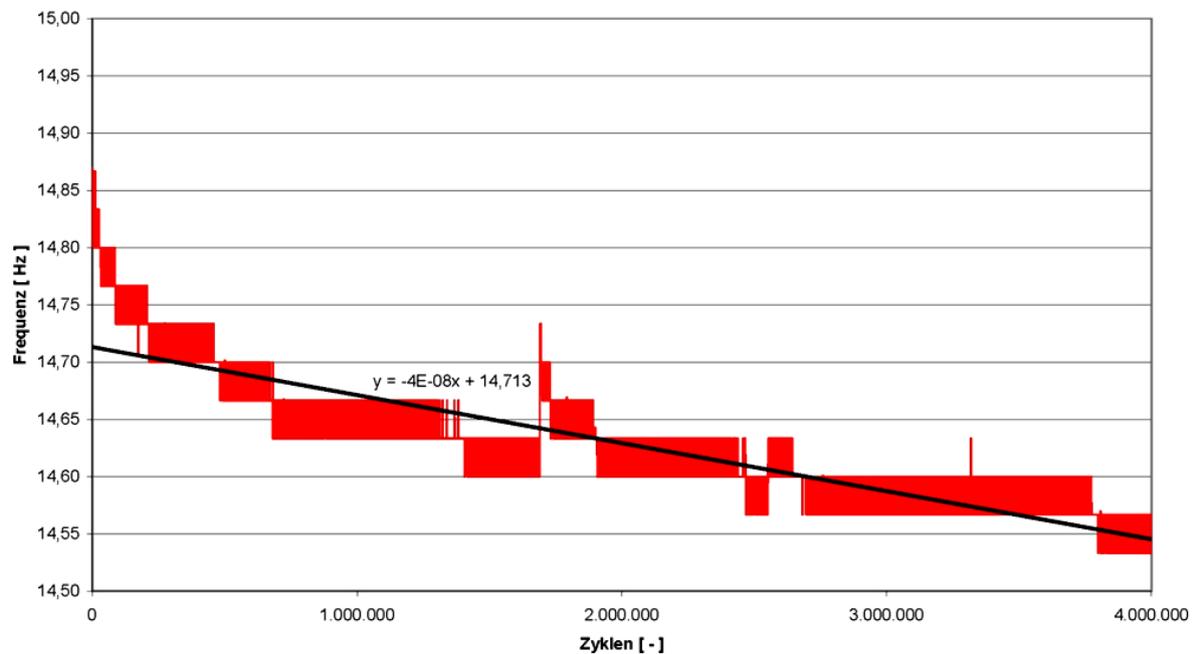


Abbildung 4.56 Entwicklung der Frequenz – VK3

Die Belastungsfrequenz wurde wie bei der Druckzonenergänzung mittels eines automatischen Steuergerätes und zusätzlichen kleineren manuellen Korrekturen bei beiden

Trägern konstant gehalten. Aufgrund der größeren Verformungen und der vielen Schwingpausen bei VK3 ist die Veränderung der Frequenz in der Grafik deutlich sichtbar. Bezieht man sich dabei auf die Trendlinie, so hält sich die Veränderung von 0,15 Hz jedoch in Grenzen. Es ist also wiederum von einem über die Bealstungsdauer homogenen ungerissenen Querschnitt auszugehen.

4.5.2.7 Vertikalverformung

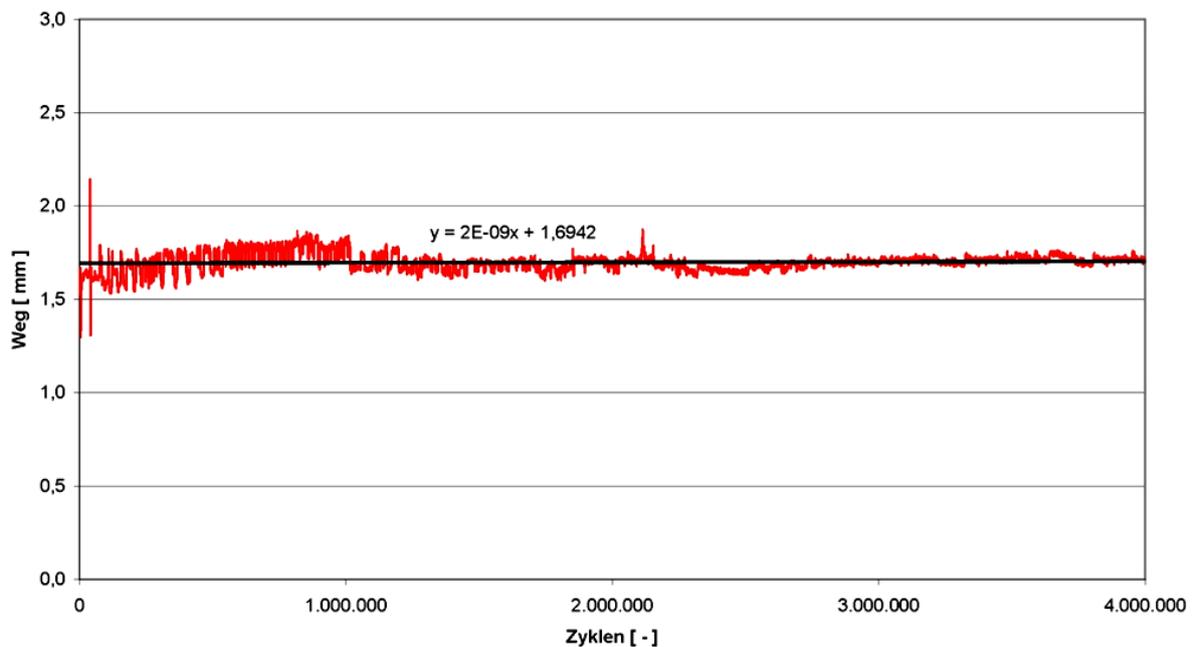


Abbildung 4.57 Realverformung in Feldmitte – VK1

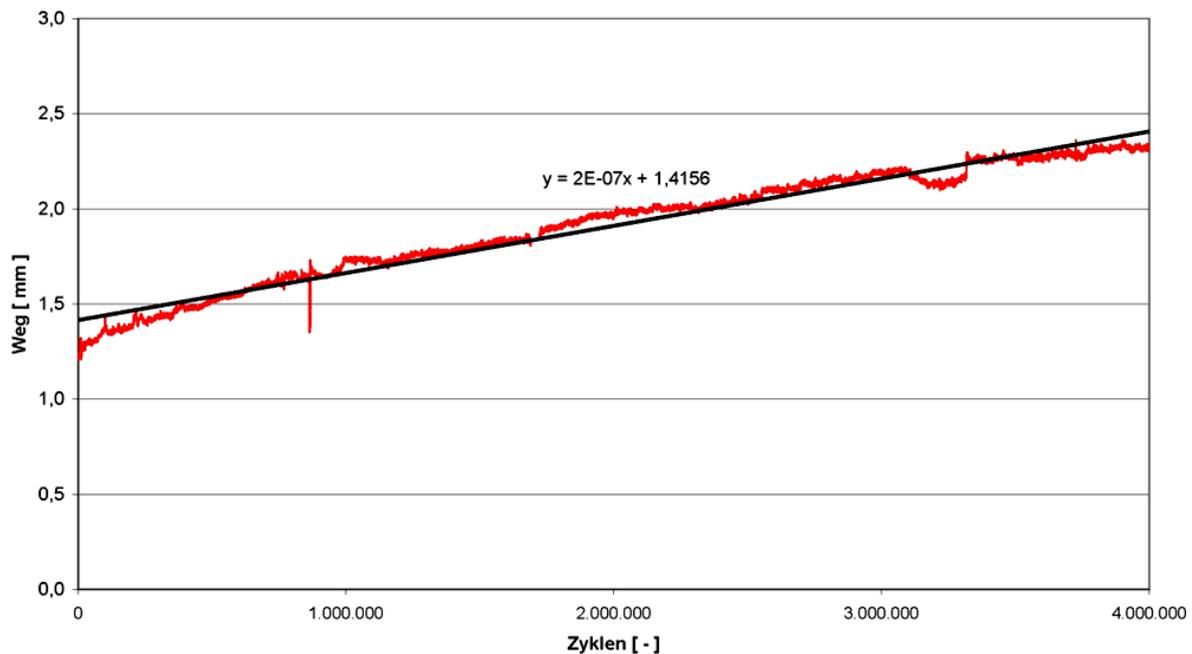


Abbildung 4.58 Realverformung in Feldmitte – VK3

Interessanterweise verläuft die Realverformung von VK1 über die gesamte Dauer nahezu konstant ohne eine nennenswerte Verformungszunahme. Bei VK3 hingegen ist eine gleichmäßig ansteigende Verformung über die Zyklen zu erkennen. Eine höhere Verformung von VK3 wäre aufgrund der längeren Belastungsdauer unter Mittellast zu erklären. Des Weiteren wurden nach dem Dauerschwingversuch auch vereinzelte Risse im Tragwerksbeton von VK3 festgestellt. In Tabelle 4-11 werden die Verformungen gegenübergestellt und mit den in 3.5.2 errechneten Werte für die Kriechverformung verglichen. In der Spalte „Dauer“ wird die Belastungszeit unter Mittellast angeführt.

Tabelle 4-11 Verformung in Feldmitte (ZZE)

	Anfangsverformung	Endverformung	Differenz	Dauer	Kriechen
VK1	1,654 mm	1,709 mm	0,055 mm	88 h	0,73 mm
VK3	1,266 mm	2,33 mm	1,06 mm	139 h	0,84 mm

Die geringe Verformungszunahme von VK1 ist nicht zu erklären, da bei VK2, der ebenfalls nur 77 Stunden unter Mittellast stand, eine Vertikalverformung von zumindest fast 0,2 mm aufgezeichnet wurde. Die Verformung von VK3 liegt deutlich über dem berechneten Wert aus Kriechen. Der Grund dafür könnte die Rissentstehung im Tragwerkskörper, also der

Übergang in den Zustand II, sein. Somit ist Kriechen hier nicht die einzige verformungserzeugende Komponente.

4.5.2.8 Verschiebungen der Verbundfuge

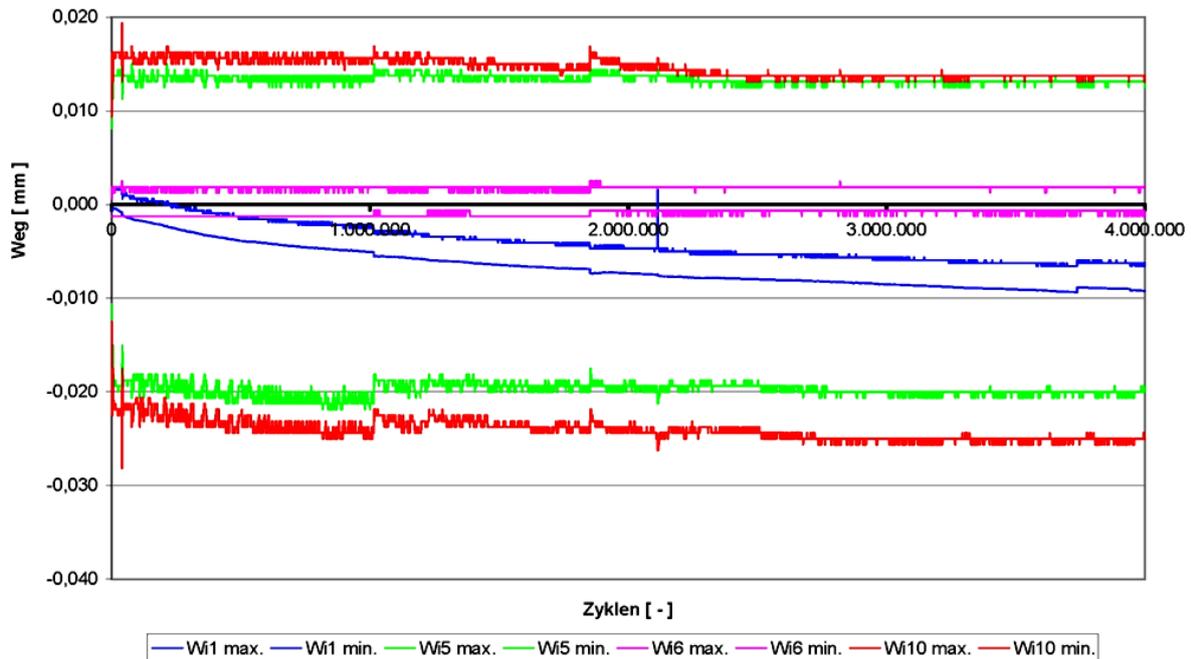


Abbildung 4.59 Relativverschiebung Verbundfuge – VK1

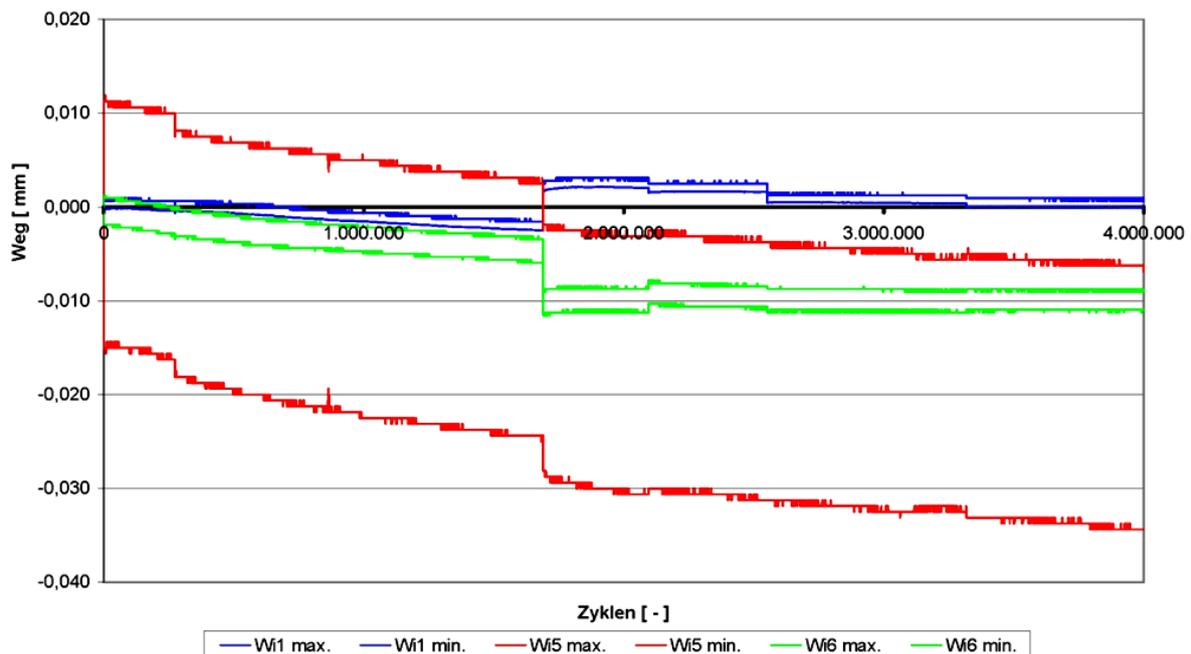


Abbildung 4.60 Relativverschiebung Verbundfuge – VK3

Aus der Betrachtung der Abbildungen ist keine konkrete Aussage über die Relativverschiebungen zu treffen. Bei VK1 erfährt der Wegaufnehmer in Randlage keine

Veränderung mit fortschreitender Zyklendauer. Da auch die Vertikalverformung in Feldmitte sehr gering ist, fällt hier auch der Anteil der Verzerrungen weg. In Feldmitte wurde hingegen eine Zunahme der Relativverschiebung aufgezeichnet. Der Wert ist jedoch sehr gering und könnte von der Durchbiegung des Trägers und dessen Verzerrung abhängen.

Bei VK3 ist eine Interpretation ebenfalls sehr schwierig, da die Messgeräte mit gleichem Abstand zur Feldmitte einen unterschiedlichen Verformungsverlauf liefern. Bei etwa 1,7 Mio. Zyklen ist wiederum die längere Schwingpause zu erkennen. Des Weiteren ist nicht auszuschließen, dass die Messgeräte beider Träger von nahegelegenen neu entstandenen Rissen beeinflusst wurden. Dies könnte der Grund für die gegengleiche Zunahme der Relativverschiebungen nach der Schwingpause bei VK3 sein. Öffnet sich dabei neben dem Wegaufnehmer (Wi1) ein neuer Riss, so entspannt sich die unter Zug stehende Aufbetonschicht, und der Weg aus den Verzerrungen verkürzt sich wieder. Weil dabei auch die im Vorhinein vom Messgerät nicht erfasste Verzerrung aus dem Eigengewicht verloren geht, ist es möglich, einen Nulldurchgang wie in der Abbildung 4.59 zu erhalten. Die Wegaufnehmer Wi5 und Wi10 bei VK1 und VK3 sind über den Rissen im Aufbeton angebracht. Die maximal gemessenen Werte der Rissöffnung sind kleiner als 0,05 mm und somit für das Auge kaum sichtbar. Mit solchen Rissen muss auch in der Praxis gerechnet werden. Die Konstruktion weist dennoch sehr günstige Eigenschaften auf, da bei Stahlbetonbauteilen für den Korrosionsschutz Rissweiten kleiner als 0,3 mm zulässig sind.

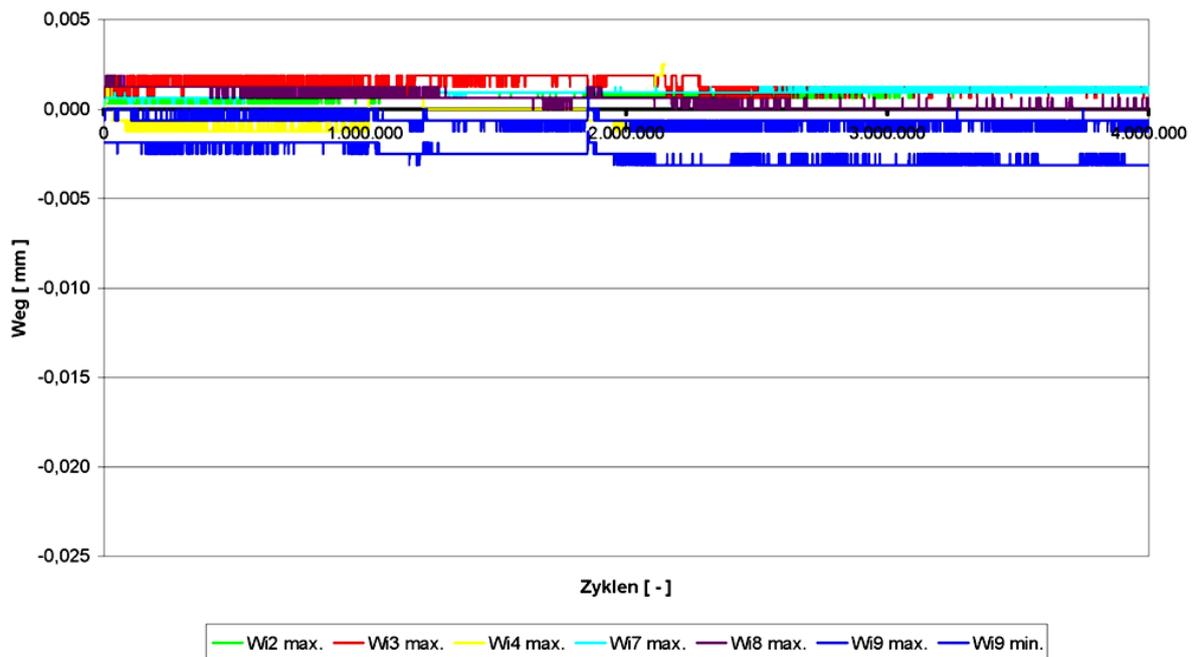


Abbildung 4.61 Vertikalverschiebung Verbundfuge – VK1

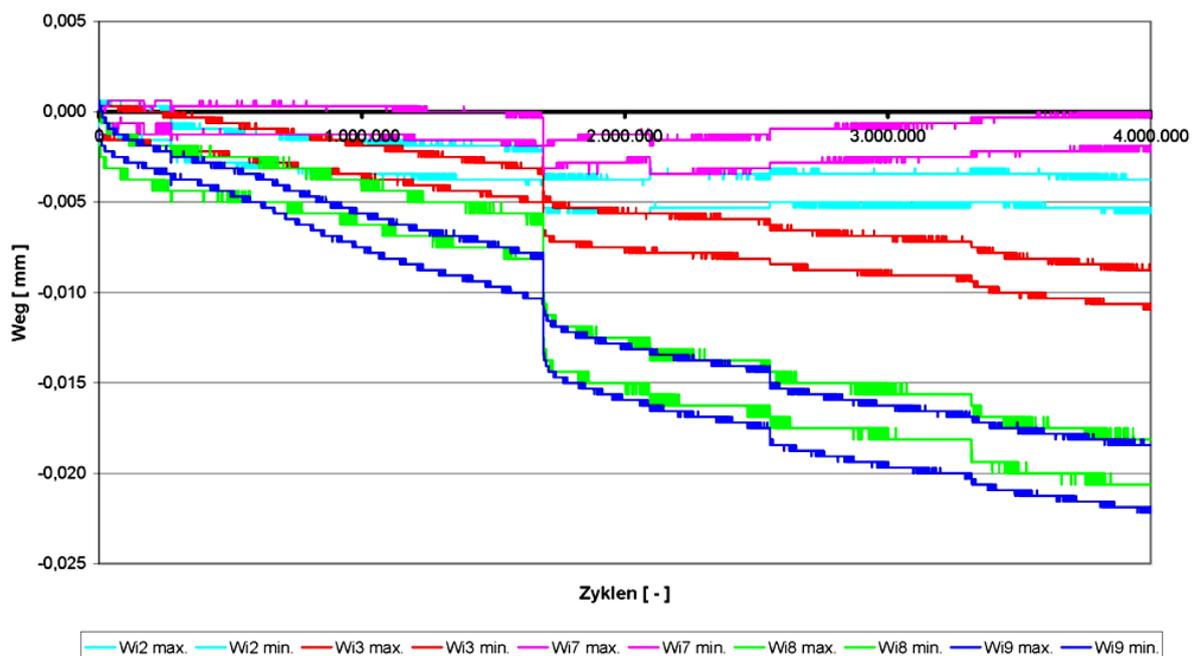


Abbildung 4.62 Vertikalverschiebung Verbundfuge – VK3

Der Verlauf der Vertikalverschiebungen weist bei VK1 keine nennenswerten Veränderungen auf. Die Werte verlaufen über die gesamte Versuchsdauer nahe Null, bei ca. $\pm 0,001$ mm. Bei VK3 wurden, vermutlich auch bedingt durch die höhere Durchbiegung, deutliche Veränderungen aufgezeichnet. Die Beträge der Vertikalverschiebungen sind in der Trägermitte am größten und weisen eine maximale Veränderung von 0,02 mm auf. Dieser

Wert entspricht auch gleichzeitig der maximalen Vertikalverschiebung der Fuge. Hinweise auf ein Versagen der Verbundfuge wurden bei beiden Trägern weder durch die Messtechnik noch aufgrund optischer Eindrücke festgestellt. Die Wegaufnehmer Wi3, Wi4, Wi8 und Wi9 wurden bei den Versuchen direkt neben die durch die Vorbelastung hervorgerufenen Risse platziert (siehe Abbildung 7.6). Durch die Vorspannung des Tragwerksbetons reichten die Risse lediglich bis zur Fuge. Hier wurde von einer Schwachstelle der Fuge ausgegangen, da angenommen wurde, dass sich die vertikalen Risse im Dauerschwingversuch als Horizontalrisse in der Fuge fortpflanzen würden. Diese ungünstige Systemeigenschaft wurde jedoch bei den Versuchen nicht bestätigt.

4.5.2.9 Verzerrung des Querschnitts

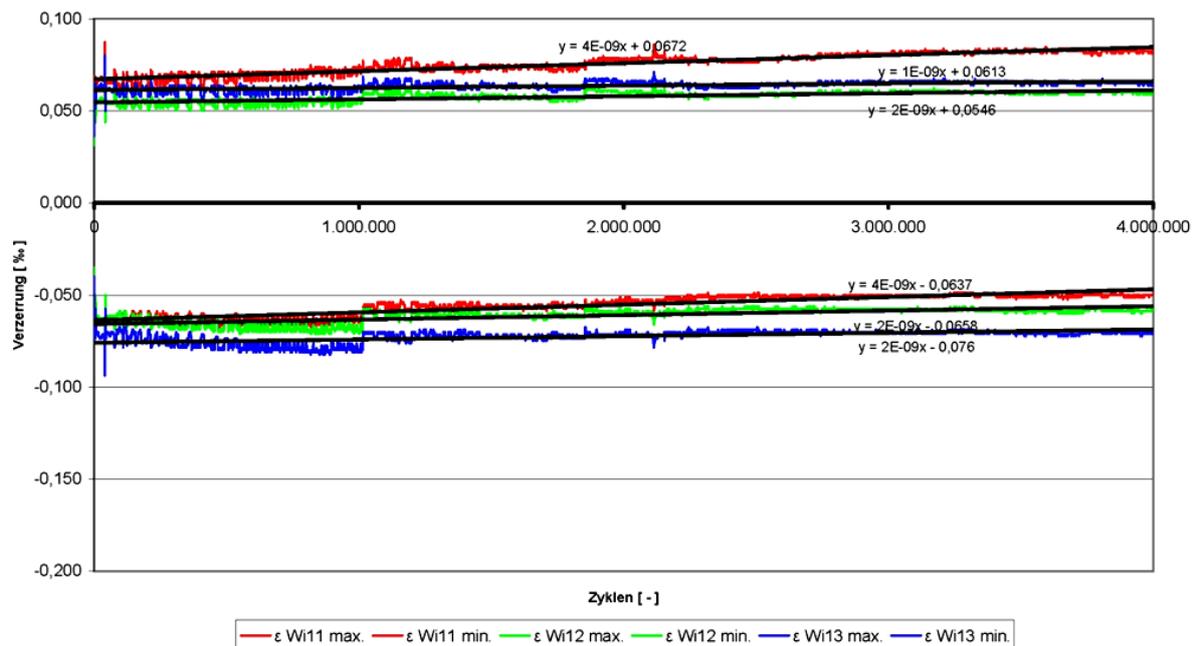


Abbildung 4.63 Querschnittsverzerrung – VK1

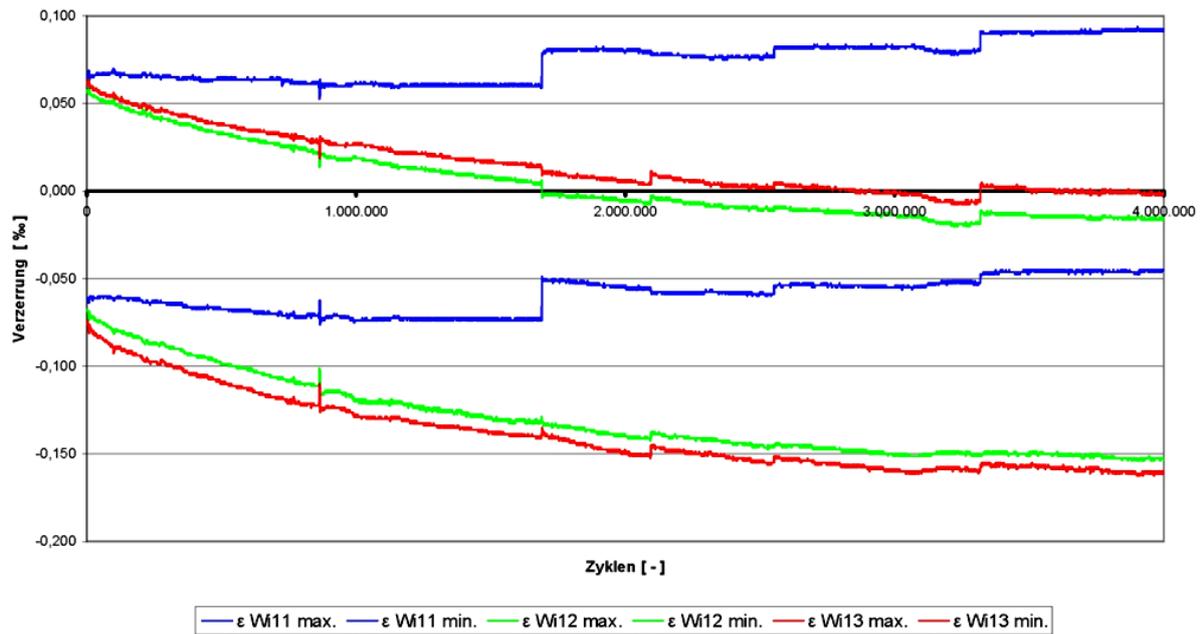


Abbildung 4.64 Querschnittsverzerrung – VK3

Aufgrund der geringen Vertikalverformung von Versuchskörper 1 ist die Veränderung der Verzerrungen sehr gering. Der Vergleich beider Träger zeigt, dass zumindest der Anfangswert der Verzerrungen ein ähnlicher ist. Auffällig ist bei VK3, dass eine Veränderung nach der längeren Schwingpause lediglich bei Wi11 festzustellen ist. Dies deutet auf eine Kriechverformung hin, da der Bereich von Wi11 in der Schwingpause unter einer viel höheren Druckspannung stand als der Bereich der beiden anderen Wegaufnehmer. Nachfolgend werden die Verzerrungen von VK3 aufgelistet und wie bei der Druckzonenergänzung die Durchbiegung errechnet.

Tabelle 4-12 Verzerrungsverlauf von VK3

	Anfangswert [‰]	Endwert [‰]	Differenz[‰]
Wi11 (Druck)	0,066	0,091	0,025
Wi12 (Zug)	0,067	0,153	0,081
Wi13 (Zug)	0,074	0,161	0,087

Ähnlich der Druckzonenergänzung ergibt eine Extrapolation des Verzerrungsverlaufes des Tragwerks eine größere Verzerrung als tatsächlich gemessen wurde. Der Anfangswert

stimmt noch relativ gut überein, am Ende liegt der gemessene Wert von W_{i13} jedoch um ca. 0,02% unter dem extrapolierten Wert.

Die Krümmung κ errechnet sich aus der Verzerrungsänderung zu

$$\Delta\kappa = \frac{0,000025 + 0,000081}{0,445} = 0,000238$$

Aus M' und κ ergibt sich dann die Durchbiegung zu

$$w = \frac{1}{3} \cdot 0,000238 \cdot \frac{7,3}{4} \cdot 2 \cdot 3,65 \cdot 1000 = 1,05 \text{ mm}$$

Führt man selbige Berechnung für den Versuchskörper 1 durch, so erhält man eine errechnete Durchbiegung von 0,17 mm. Tabelle 4-13 vergleicht die aus den Verzerrungen ermittelten Vertikalverformungen mit den in Tabelle 4-11 aufgelisteten gemessenen Verformungen.

Tabelle 4-13 Gegenüberstellung Vertikalverformung (ZZE)

	Gemessen [mm]	Errechnet [mm]
VK1	0,055	0,17
VK3	1,06	1,05

4.5.3 Auswertung und Gegenüberstellung des statischen Versuchs

4.5.3.1 Allgemein

Die Auswertung der Messergebnisse beschäftigt sich hauptsächlich mit dem Versuchskörper 3. Zum Vergleich werden die dazu passenden Ergebnisse von VK1, sowie eventuelle Abweichungen und Besonderheiten angeführt. Da bei der Zugzonenergänzung keine Probekörper entnommen wurden, konnte die statische Last in Feldmitte aufgebracht werden. Beide Versuchskörper wurden bis zum Erreichen der Traglast beansprucht, was sich durch optisches Versagen der Druckzone bemerkbar machte. Alle Messwerte beziehen sich ausschließlich auf die statische Belastung. Vorspannkkräfte oder Eigengewicht werden hier nicht berücksichtigt.

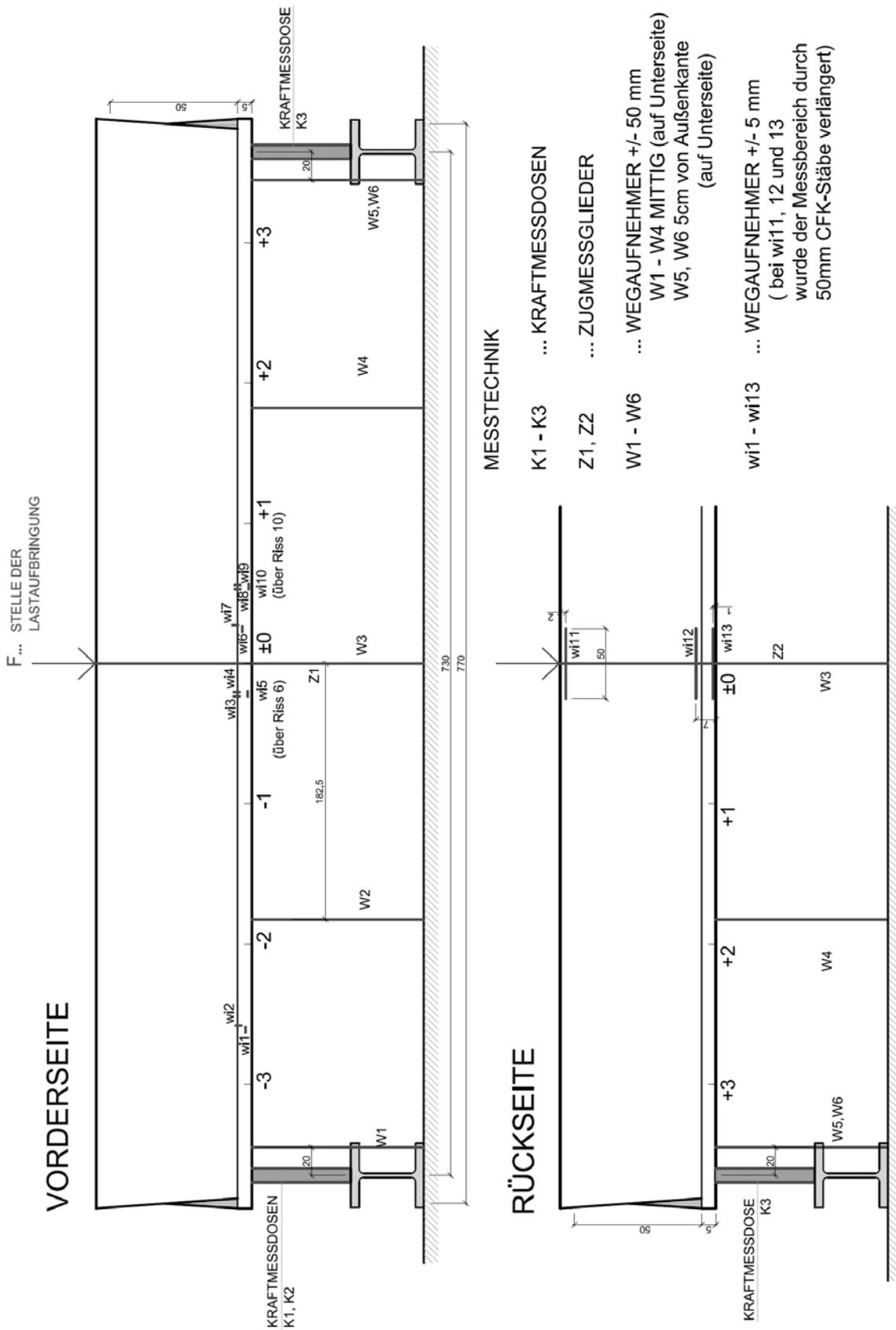


Abbildung 4.65 Messtechnik VK1 statischer Versuch

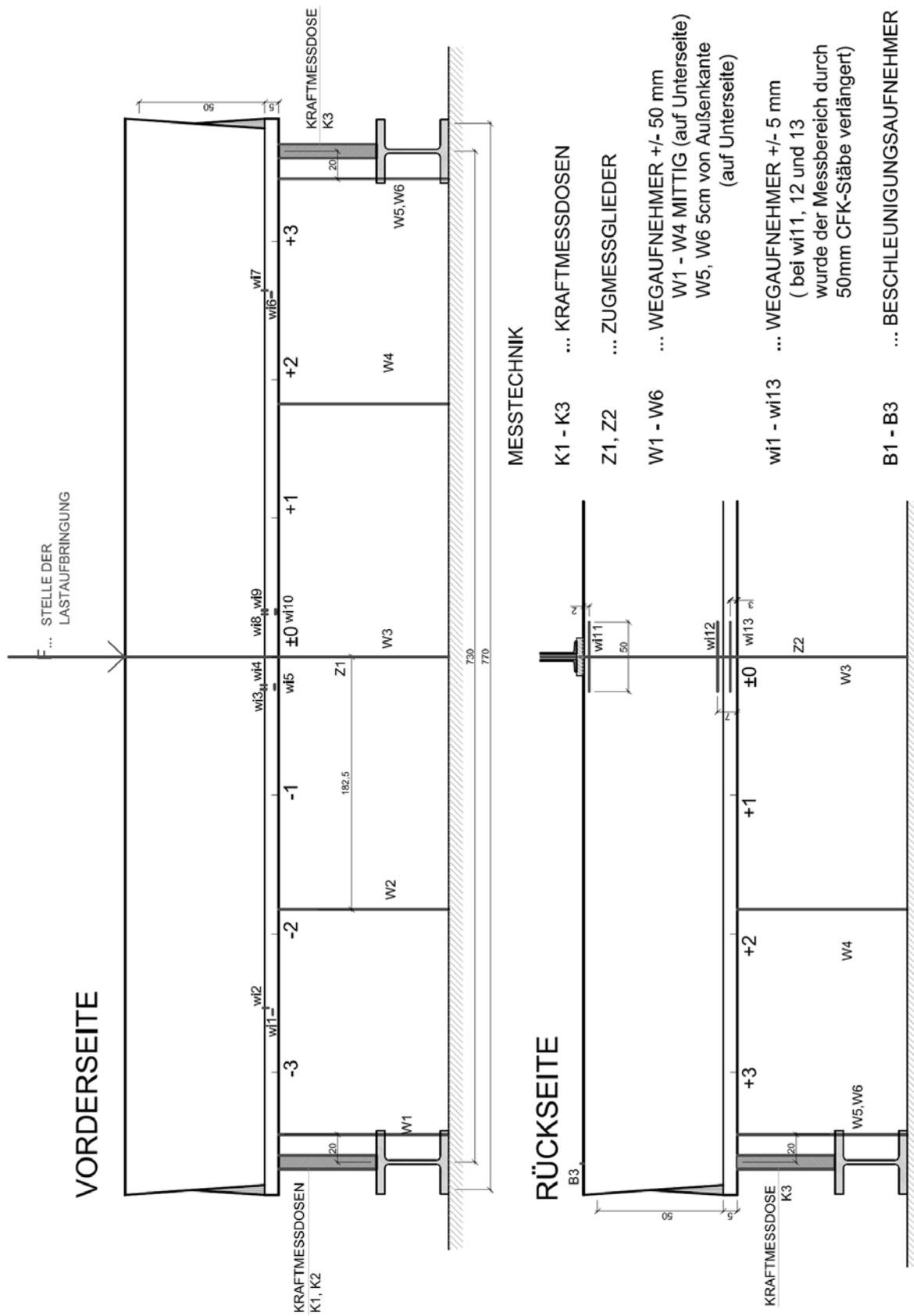


Abbildung 4.66 Messtechnik VK3 statischer Versuch

4.5.3.2 Erstriss

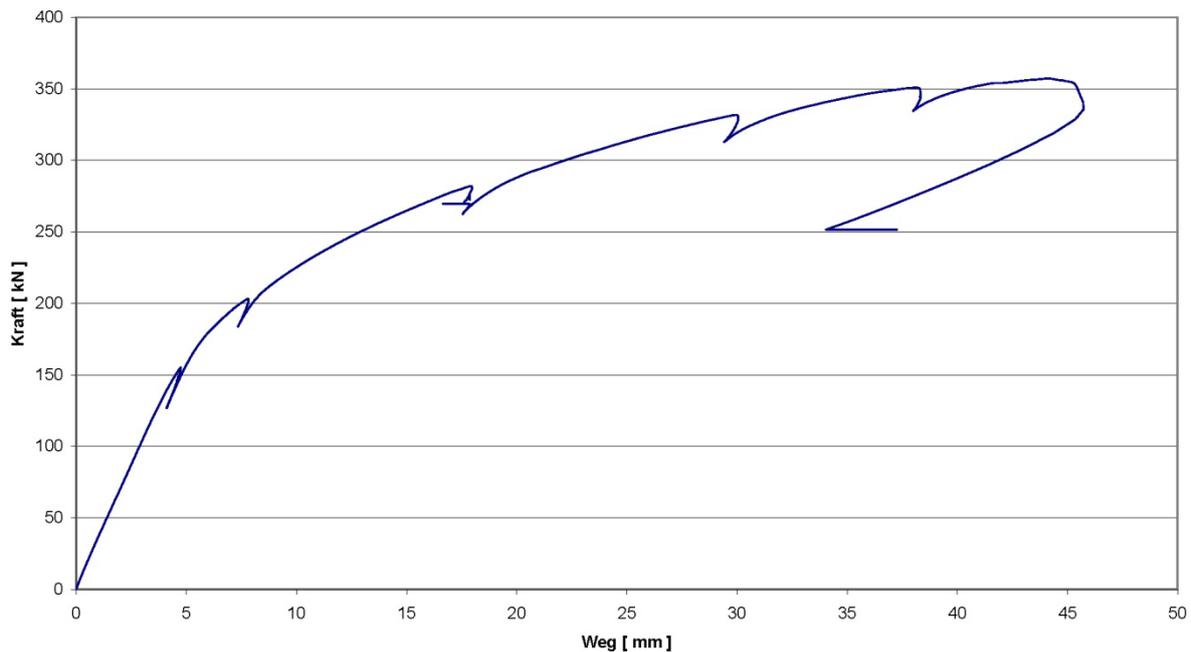


Abbildung 4.67 Maximale Realverformung in Feldmitte – VK3

Von einem Erstriss an der Tragwerksbeton-Unterkante kann hier nur bedingt gesprochen werden, da sich manche Risse der Aufbetonschicht während des Schwingvorganges in den Tragwerksbeton fortgesetzt haben. Betrachtet man jedoch das Kraft-Verformungsdiagramm, so kann man eine Steifigkeitsveränderung ab einer Kraft von etwa 130 kN feststellen. In weiterer Folge wird diese Kraft als „Erstrisskraft“ herangezogen, wobei sie in Wirklichkeit etwas darunter liegen dürfte. Mittels der abgelesenen Kraft und dessen dazugehörigem Moment von $M = 237 \text{ kNm}$ kann wie bei der Druckzonenergänzung eine Krümmung errechnet werden und mit der ermittelten Krümmung aus den Verzerrungen verglichen werden.

Die Berechnung der Krümmung über die Verzerrung ergibt sich mit

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_d| + |\varepsilon_z|}{h} \quad (4-2)$$

$$\text{zu} \quad \kappa_v = \frac{|-0,000206| + |0,000209|}{0,455} = 0,00091$$

Mit dem Moment von 237 kNm und $EI = 324649,4 \text{ kNm}^2$ ergibt sich eine theoretische Krümmung von:

$$\kappa_m = \frac{237}{265356} = 0,00089$$

Da diese beiden Krümmungen relativ gut übereinstimmen, ist anzunehmen, dass der abgelesene Bereich für den Erstriss seine Richtigkeit hat.

Ähnliche Werte wurden bei VK1 abgelesen und errechnet, wie Tabelle 4-14 zeigt.

Tabelle 4-14 Vergleich der Krümmungen bei Erstriss von VK1 und VK3

	Moment [kNm]	Last [kN]	κ_v [1/m]	κ_m [1/m]
VK1	237	130	0,00091	0,00089
VK3	217	118	0,000796	0,000818

4.5.3.3 Last-Verformungsdiagramm

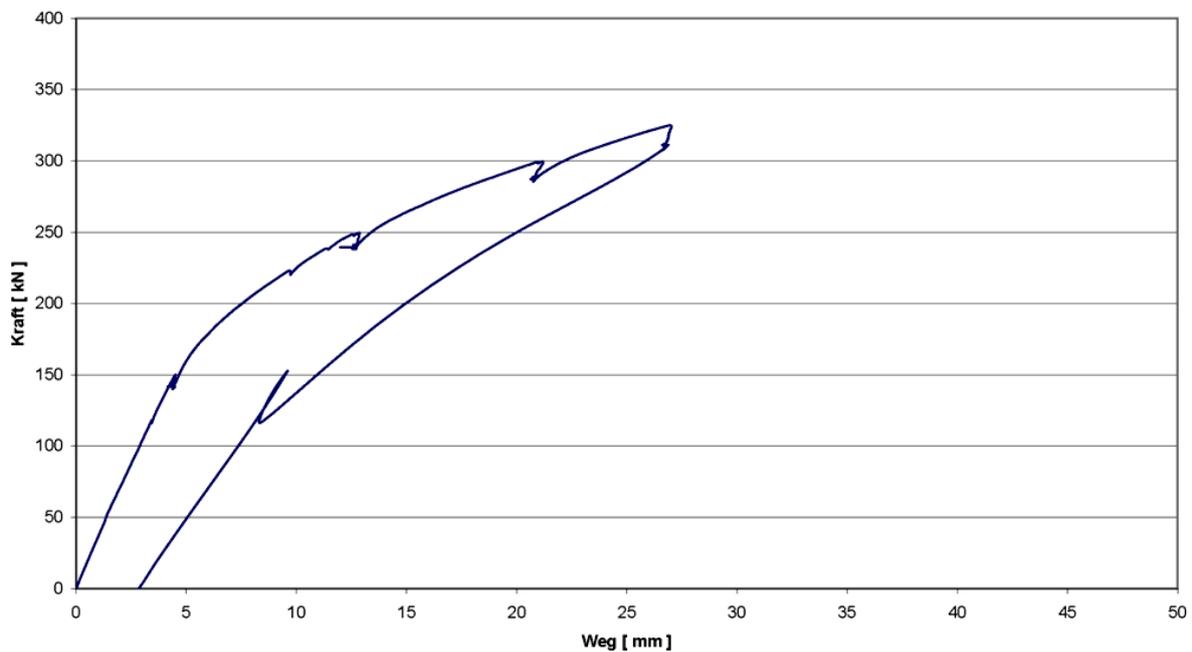


Abbildung 4.68 Realverformung in Feldmitte – VK1

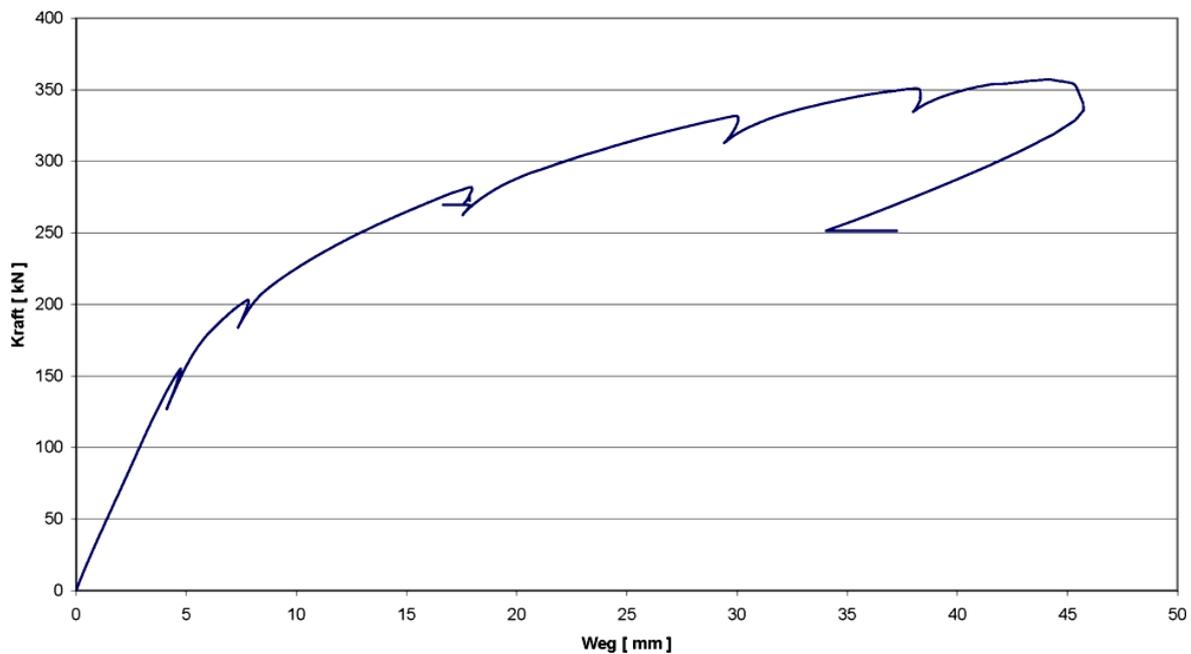


Abbildung 4.69 Realverformung in Feldmitte – VK3

Die Last-Verformungs-Diagramme zeigen einen, der identen Anordnung der Messtechnik entsprechenden, sehr ähnlichen Verlauf. In Tabelle 4-15 werden die Verformungen in Feldmitte, abzüglich der Randverformungen für einige Laststufen angegeben. VK1 wurde ein zweites Mal statisch belastet, da der erste Versuch nicht ganz bis zur Belastungsgrenze geführt wurde. Somit werden manche Messwerte aus dem zweiten Versuch herangezogen, die Abbildung zeigt hier nur den ersten Versuch. Beide Versuchskörper wurden mit einer Einzellast von 350 kN (638 kNm) belastet.

Tabelle 4-15 Messwerte aus dem Last- Verformungs-Diagramm

Laststufe	130	200	250	300	350
VK1 [mm]	3,83	7,58	13,42	21,16	33,68
VK3 [mm]	3,78	7,42	12,90	22,16	37,34

Als Vergleichswert wird auch noch die Durchbiegung mit Hilfe der Formel für einen Einfeldträger mit einer Einzellast (130kN) in der Mitte berechnet.

$$f = \frac{F \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{130 \cdot 730^3}{48 \cdot 3620 \cdot 676558} \cdot 10 = 4,2 \text{ mm}$$

4.5.3.4 Horizontale und vertikale Relativverschiebungen

Die Auswertung der Messtechnik ergab keine auffallenden Ergebnisse. Sowohl die vertikalen als auch die horizontalen Verschiebungen hielten sich im Tausendstel-Millimeter-Bereich auf und wiesen keine sprunghaften Änderungen, die auf ein Versagen der Verbundfuge hinweisen würden, auf.

4.5.3.5 Ermittlung der Betonzugfestigkeit

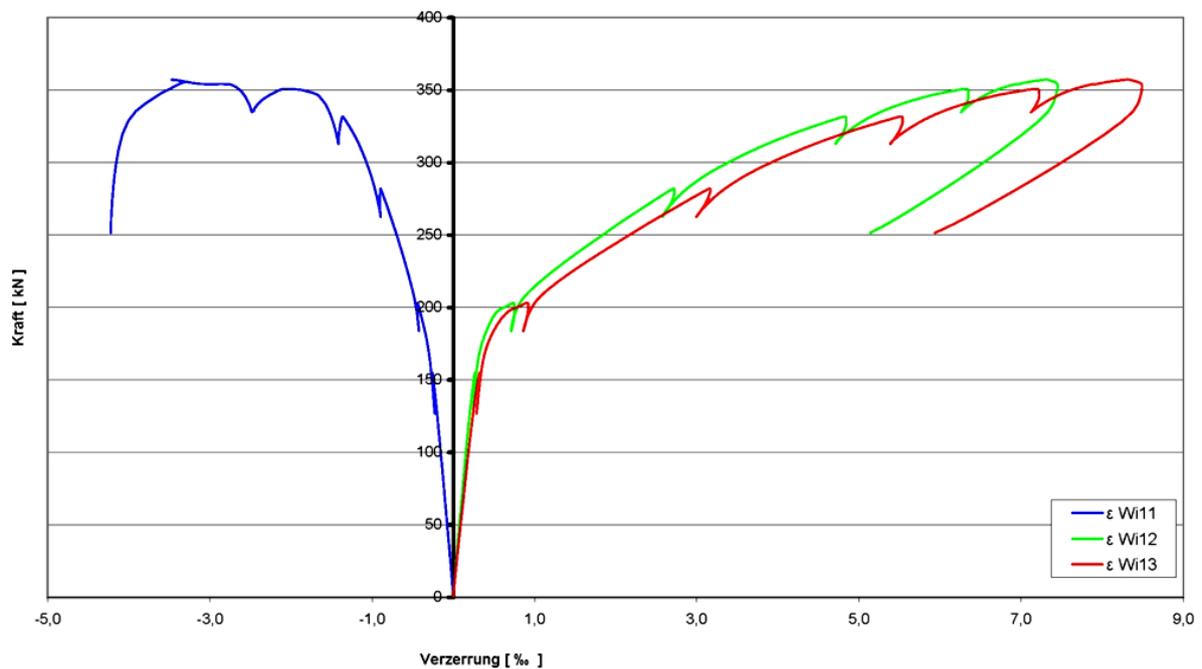


Abbildung 4.70 Verzerrungen – VK3

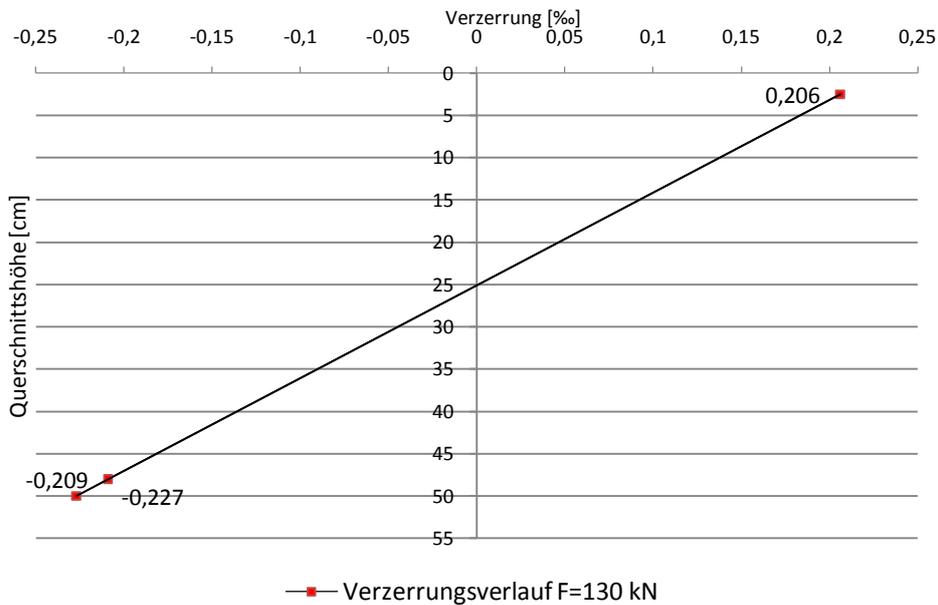


Abbildung 4.71 Verzerrungsverlauf in Trägermitte von VK3 (ZZE)

Wie bei der Druckzonenergänzung soll nun auch bei der Zugzonenergänzung die Betonzugfestigkeit ermittelt werden. Es ist zwar bekannt, dass nach dem Schwingvorgang Risse im Tragwerksbeton festgestellt wurden, jedoch möchte man dies hier auch über die Messtechnik nachweisen. Die Verzerrungen ergaben für VK3 bei einer Belastung von 130 kN (237kNm) in Feldmitte an der Unterkante des Tragwerkskörpers einen Wert von 0,227‰. Dies entspricht einer Spannung von

$$\sigma = 3630 \cdot \frac{0,227}{1000} = 0,824 \text{ kN/cm}^2 = 8,24 \text{ N/mm}^2$$

Mit Einbezug der Vorspannkraft von 7,70 N/mm² und der Spannung aus dem Eigengewicht von 2,13 N/mm² ergibt sich die Betonzugfestigkeit zu

$$f_{ct} = 8,24 - 7,70 + 2,13 = 2,67 \text{ N/mm}^2$$

Dieser Wert liegt etwas unter dem von der Norm geforderten Wert von 2,90 N/mm² und dem Prüfwert von 3,07 N/mm², was die Existenz von kleinen Rissen bestätigt. Auch bei VK1 wurden die Risse durch den Schwingvorgang bestätigt. Hier wurde ein Rechenwert für die Betonzugfestigkeit von nur 1,07 N/mm² errechnet.

4.5.3.6 Rissentwicklung

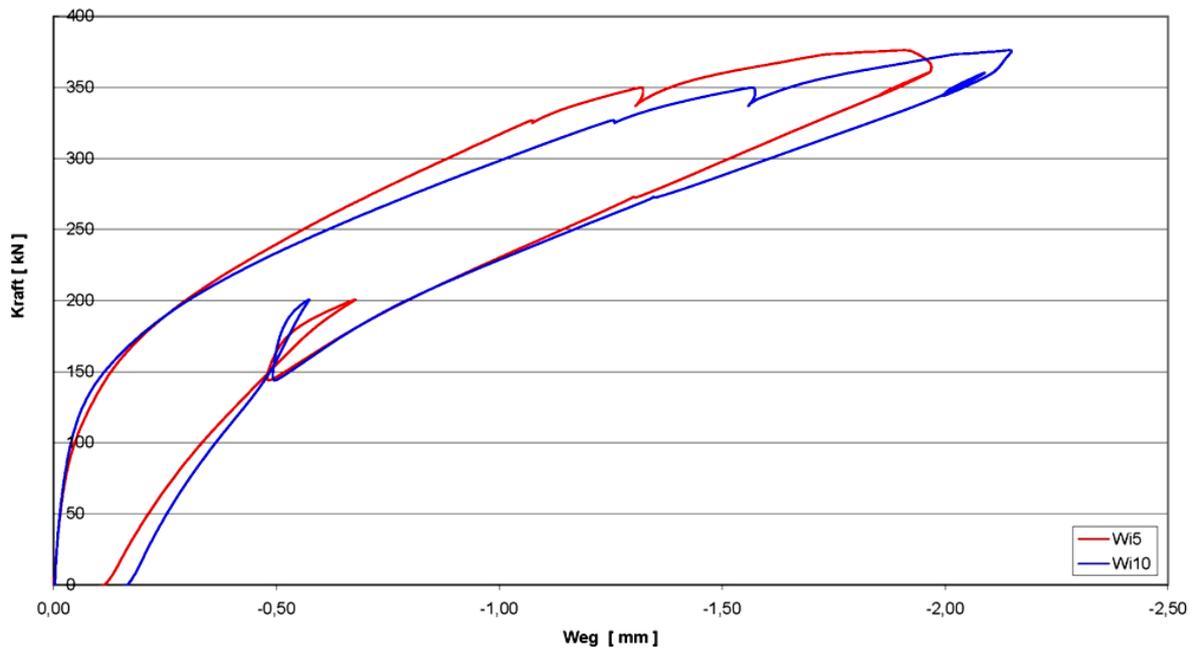


Abbildung 4.72 Rissentwicklung – VK1

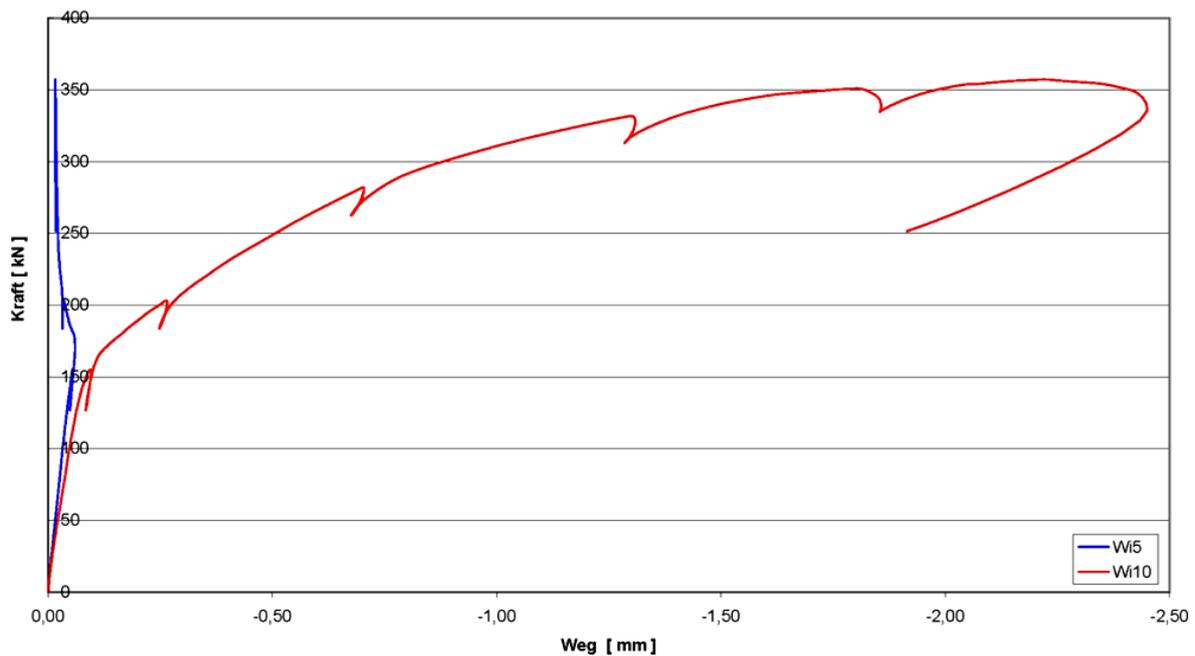


Abbildung 4.73 Rissentwicklung – VK3

Die Abbildungen zeigen die Rissentwicklung der mit Messtechnik versehenen Risse knapp neben der Lasteinleitungsstelle. Die Maximalwerte der Rissöffnungen liegen bei beiden Versuchskörpern in einem ähnlichen Bereich zwischen 2,1-2,4 mm. Wi5 von Vk3 zeigt ab einer Last von 180 kN eine Abnahme der Dehnung. Dies ist auf einen neben der Messtechnik entstandenen Riss zurückzuführen, durch den der Messbereich entspannt wird.

4.5.3.7 Rissbilder

Die Abbildung 4.74 zeigt die Entwicklung der Biegerisse bei den Versuchskörpern mit Zugzonenergänzung. Beide Träger wurden bis zu einer Kraft von 350 kN belastet. Wie bei der Druckzonenergänzung weisen die Risse bei Laststeigerung eine Neigung zur Belastungsstelle auf. Weiters fällt auf, dass sich nicht alle Risse aus dem Aufbeton in den Tragwerksbeton fortgesetzt haben. Die Aufbetonschicht wirkt demnach rissverteilend auf den Tragwerkskörper. Tabelle 4-16 vergleicht einige Kennwerte bezüglich des Rissbildes. Die Angaben beziehen sich auf die größeren Risse, die in etwa ein Drittel der Bauteilhöhe erreichen. Eine größere Abbildung des Rissbildes ist im Anhang zu finden.

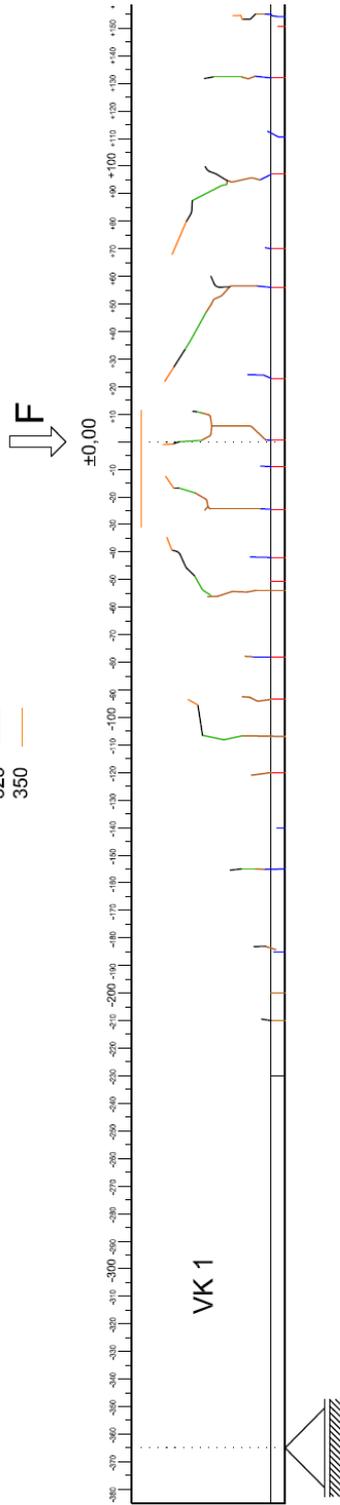
Tabelle 4-16 Einige Daten zum Rissbild - ZZE

	Max.Belastung [kN]	Rissweite (kN)[mm]	Ø Rissabstand [cm]
VK1	350	1,2	40
VK4	350	1,0	37

Aus der Belastung von 350 kN ergibt sich ein Tragmoment von 638 kNm. Von Illich (21) wurden im Jahr 2008 Versuche durchgeführt, bei denen der Querschnitt und die Vorspannung unseren Probekörpern, jedoch ohne Ergänzungsbeton, entsprachen. Auch hier wurde auf eine schlaffe Bewehrung verzichtet. Das in diese Arbeit berechnete Tragmoment, ermittelt aus den Mittelwerten der Werkstoffkennwerte, betrug 672 kNm, was unserem Tragmoment von 638 kNm sehr nahe kommt.

VK1-statischer Versuch Vorderseite

KN - Farbe
83
150
250
300
325
350



VK3-statischer Versuch Vorderseite

KN - Farbe
86
155
200
280
330
350

nach Schwingversuch

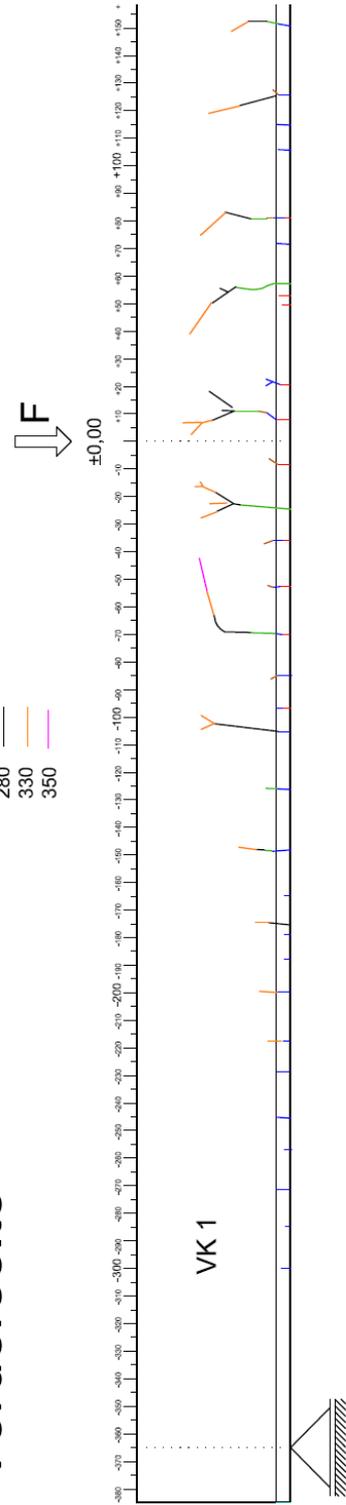


Abbildung 4.74 Rissbilder nach dem statischen Versuch - ZZE

5 Zusammenfassung und Ausblick

5.1 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Kernaussage der Versuche ist, dass es weder bei der Dauerbelastung noch bei dem statischen Versuch zu einer messtechnisch erfassbaren bzw. optisch sichtbaren Schädigung der Verbundfuge gekommen ist. Die Schubkräfte konnten ohne einen nennenswerten Fugenversatz durch Haftverbund und Reibung übertragen werden. Bei der ZZE wurde durch den Ergänzungsbeton eine Risse verteilende Wirkung erzielt. Durch die Vorbelastung vor dem Schwingversuch wurden Risse in der Ergänzungsschicht erzeugt, die sich teilweise während dem Schwingversuch und später im statischen Versuch in den Tragwerksbeton fortgesetzt haben. Auffällig ist, dass die Versuchskörper 3 und 4 aufgrund ihrer langen Belastungsdauer unter Mittellast, beim dynamischen Versuch, eine deutlich höhere Zunahme der Durchbiegung aufweisen, als die Versuchskörper ohne Schwingpausen. Kriechen ist hier für die Verformung die Haupteinflussgröße. In wieweit eine Schädigung durch die Schwingbelastung aufgetreten ist, lässt sich dabei nicht genau feststellen. Des Weiteren wurde kein auffälliger Unterschied erkannt, der auf die unterschiedliche Oberflächenbehandlung von VK1 und VK3 bzw. VK2 und VK4 hinweisen würde.

5.2 Ausblick

Durch die gewonnenen Erkenntnisse wird die Verwendungsmöglichkeit von unbewehrten Betonschubfugen im Strassenbrückenbau bestätigt. Besondere Beachtung gilt dabei einer sauberen Ausführung der Verbundfuge.

Allgemein steht die Forschung von unbewehrten Betonschubfugen noch am Anfang, sodass es weitere Versuche erfordert, um genauere Auskünfte über das Ermüdungsverhalten geben zu können. Ein interessanter Vergleichswert wäre zum Beispiel das Verhalten einer versagenden Verbundfuge bezüglich der:

- Versagenslast
- Relativverschiebung kurz vor Versagen und kurz danach

Vertikalverschiebung bzw. dem Ablösen der Aufbetonschicht

Mit Hilfe solcher Vergleichswerte könnte man die durchgeführten Versuche aus einem anderen Blickwinkel bewerten und eventuelle Reserven herausfinden.

6 Literaturverzeichnis

1. **Hohberg, R.** PhD Thesis. *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*. Berlin : s.n., 2004.
2. **Eskola, L.** PhD.Thesis. *Zur Ermüdung teilweise vorgespannter Betontragwerke*. Zürich;Phd Thesis : ETH Zürich, 1996.
3. **Weigler, H und Rings, K H.** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. *Unbewehrter und bewehrter Beton unter Wechselbeanspruchung*. Berlin : Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 1987.
4. **Wieder, C.** Diplomarbeit. *Vorgespannte Betonbrücken mit integriertem Fahrbelag*. Wien : TU Wien, 2010.
5. **Bergmeister, K [Hrsg.], Fingerloos, F [Hrsg.] und Wörner, J D [Hrsg.]**. *Betonkalender*. Berlin : Ernst & Sohn, 2009.
6. **Kollegger, J.** *Betonbau 1 Skriptum*. Wien : TU Wien, 2006.
7. **Grünberg J. [Hrsg.]**. *Stahlbeton- und Spannbetontragwerke nach DIN 1045*. Berlin/Heidelberg : Springer Verlag, 2001.
8. **ÖNORM EN 1992-1-1, Eurocode 2**. Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. *Teil 1-1:Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Ausgabe 2005-11-01.
9. **Radaj, D und Vormwald, M.** *Ermüdungsfestigkeit- Grundlagen für Ingenieure*. Berlin Heidelberg : Springer-Verlag, 2007.
10. **Wesche, K.** *Baustoffe für tragende Bauteile. 1. Grundlagen*. Wiesbaden und Berlin : Bauverlag , 1996.
11. **Schwabach, E.** Verformungs- und Degradationsverhalten von niederzyklisch uniaxial druckbeanspruchtem Beton. *Dissertation*. Weimar : Bauhaus-Universität Weimar, 2005.
12. **Zilch, K und Zehetmaier, G.** *Bemessung im konstruktiven Betonbau. 2*. Berlin/Heidelberg : Springer-Verlag, 2006.

13. **Grübl, P, Weigler, H und Karl, S.** *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften.* Berlin : Ernst & Sohn, 2001.
14. **Pfister, T R.** Dissertation. *Ein Ermüdungsschädigungsmodell für Zuverlässigkeitsanalysen von Stahlbetontragwerken.* Bochum : Ruhr-Universität Bochum, 2007.
15. **fédération internationale du béton.** *Constitutive modelling of high strength/high performance concrete.* Lausanne : s.n., 2008.
16. **Dankert, H und Dankert, J.** *Technische Mechanik.* 4. Wiesbaden : B.G Teubner Verlag, 2006.
17. **Reinecke, R.** Dissertation. *Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen.* München : TU München, 2004.
18. **Müller, A.** Beton- und Stahlbetonbau. *Zum Ermüdungstragverhalten unbewehrter Betonschubfugen.* Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 2005. 100.
19. **Mathiak, F U.** *Baudynamik-Einführung und Grundlagen.* Neubrandenburg : FH Neubrandenburg, 2002.
20. **Mang, H und Hofstetter, G.** *Festigkeitslehre.* Wien : Springer Verlag, 2004.
21. **Illich, W G.** *Versuche an statisch unbestimmt gelagerten vorgespannten Plattenstreifen ohne Bewehrung aus Betonstahl.* Wien : TU Wien, 2008.

7 Anhang

- Fotos
- Rissbilder nach dem statischen Versuch



Abbildung 7.1 Versuchsaufbau

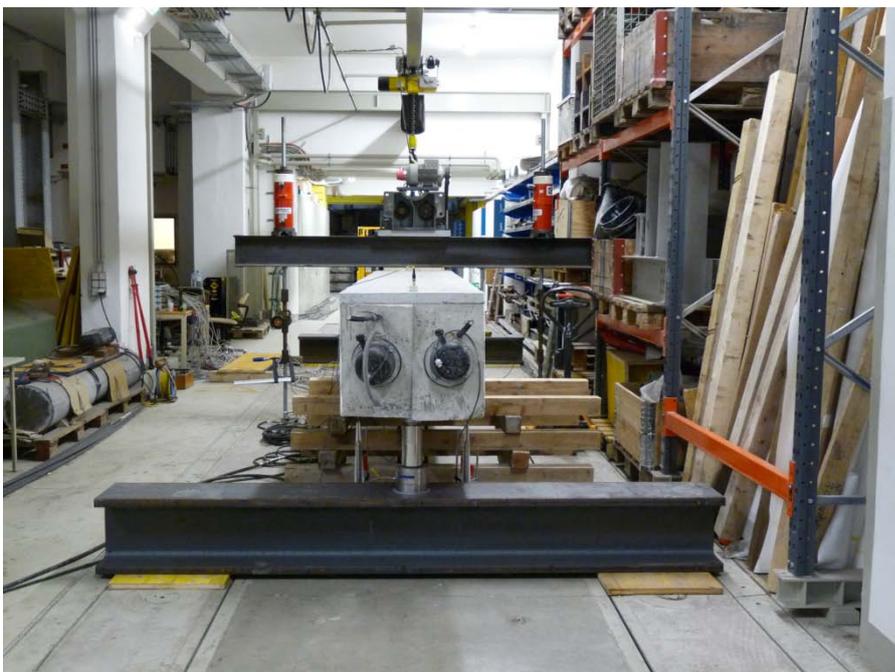


Abbildung 7.2 Versuchsaufbau



Abbildung 7.3 Unwuchteinheit

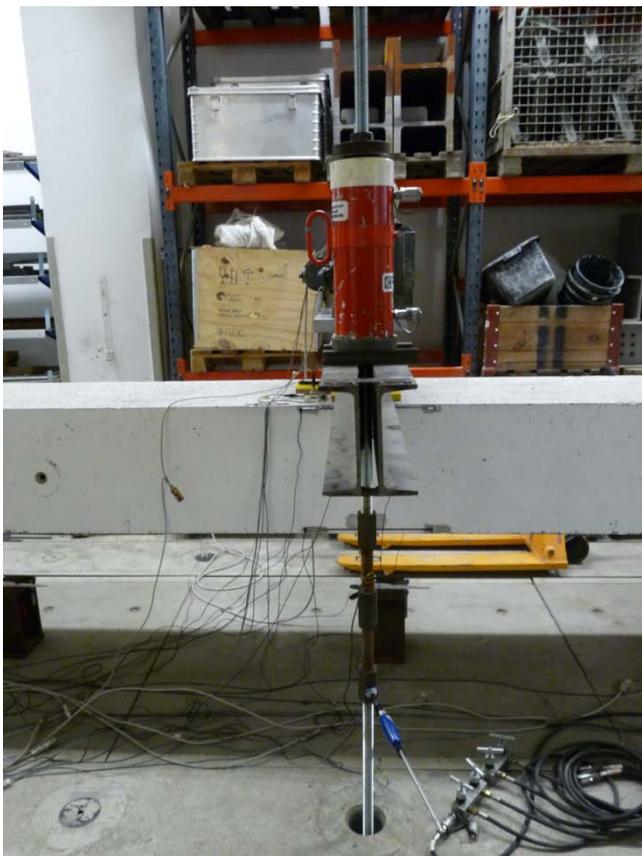


Abbildung 7.4 Hydraulische Presse und Gewindestange

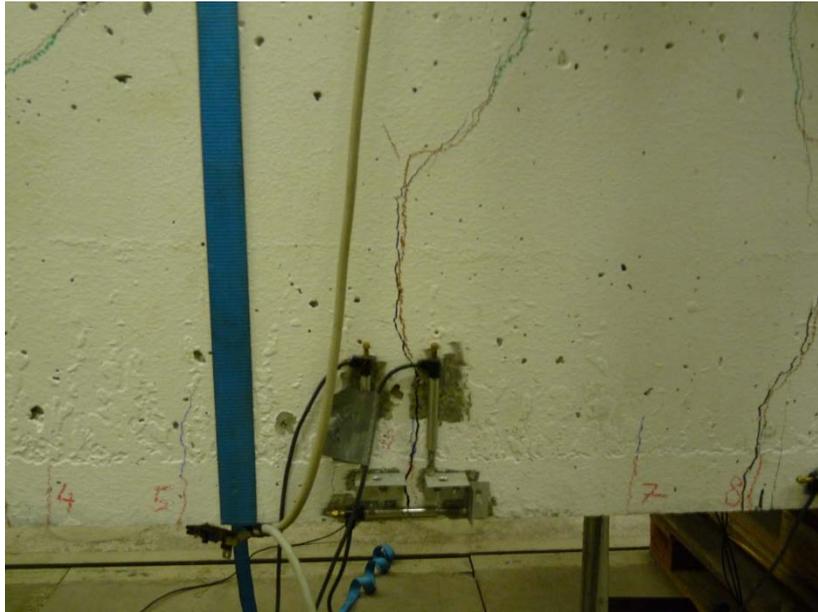
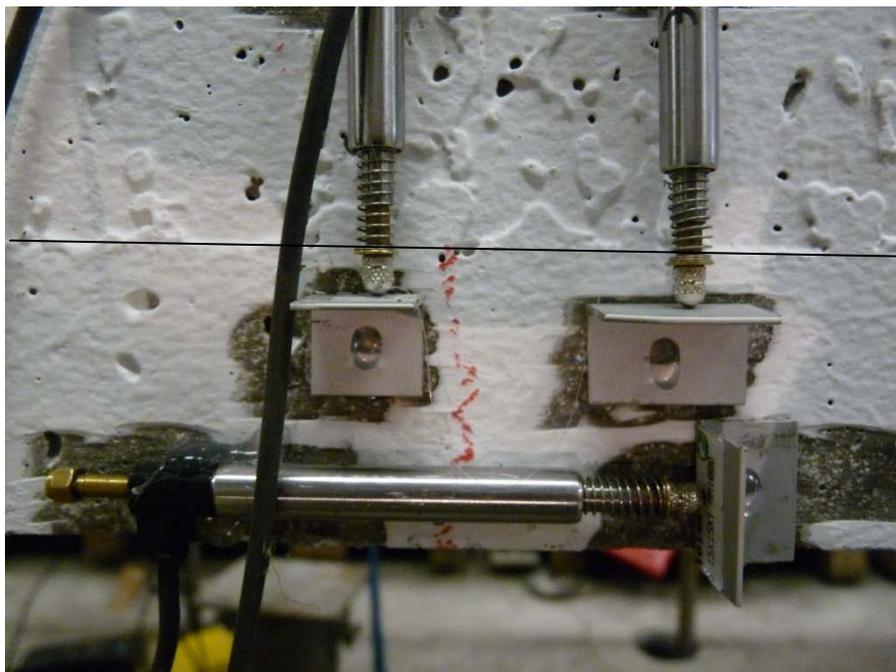


Abbildung 7.5 Riss zwischen den Wegaufnehmern



Fuge

Abbildung 7.6 Anbringung der Wegaufnehmer ZZE



Fuge

Abbildung 7.7 Anbringung der Wegaufnehmer ZZE



Fuge

Abbildung 7.8 Wegaufnehmer zur Messung der Relativverschiebung

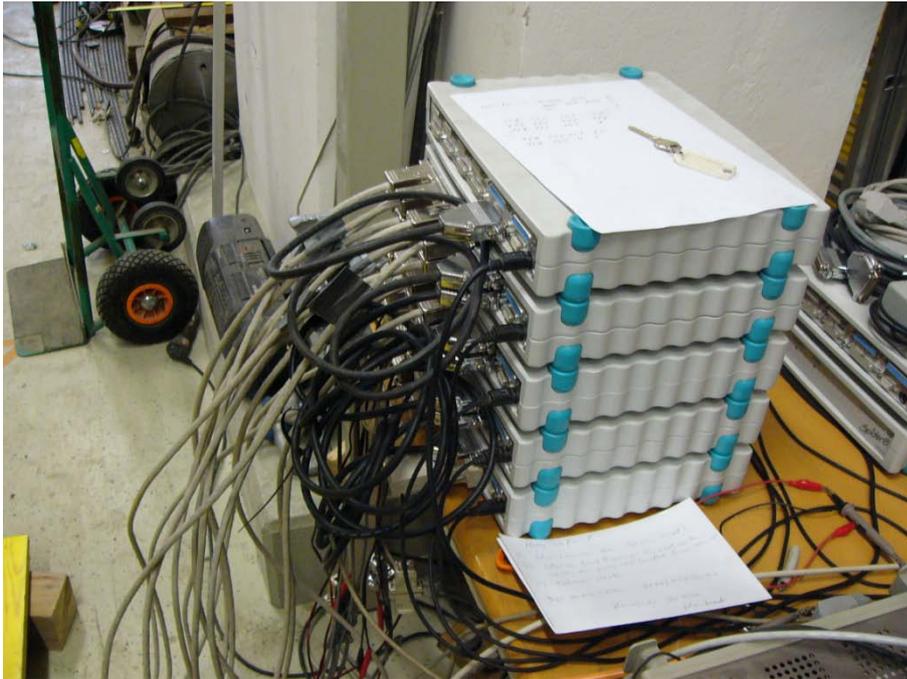


Abbildung 7.9 Spydereinheiten

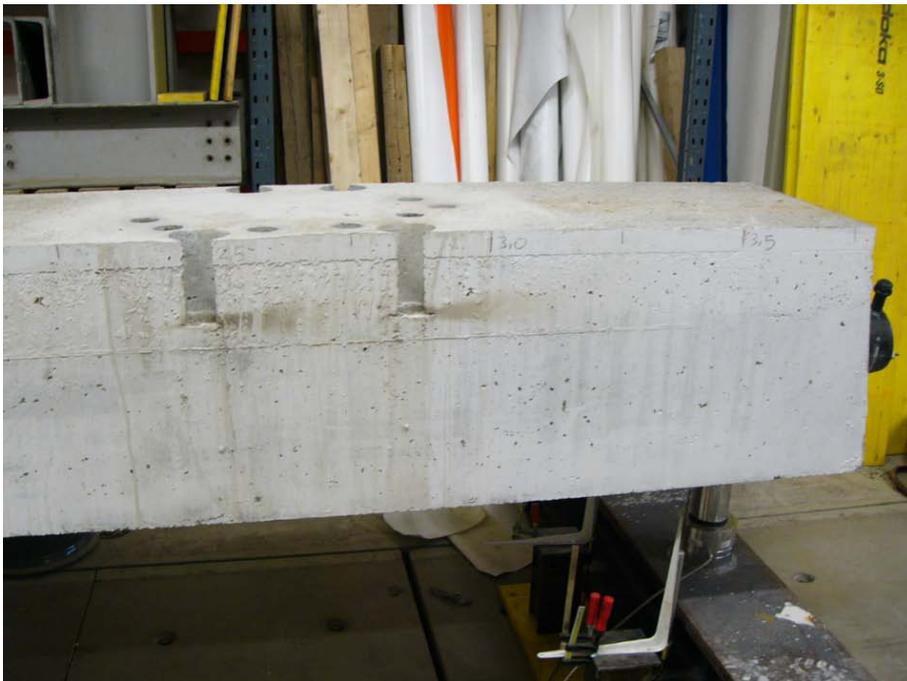


Abbildung 7.10 Probebohrungen bei VK4



Abbildung 7.11 Riss durch Risslupe

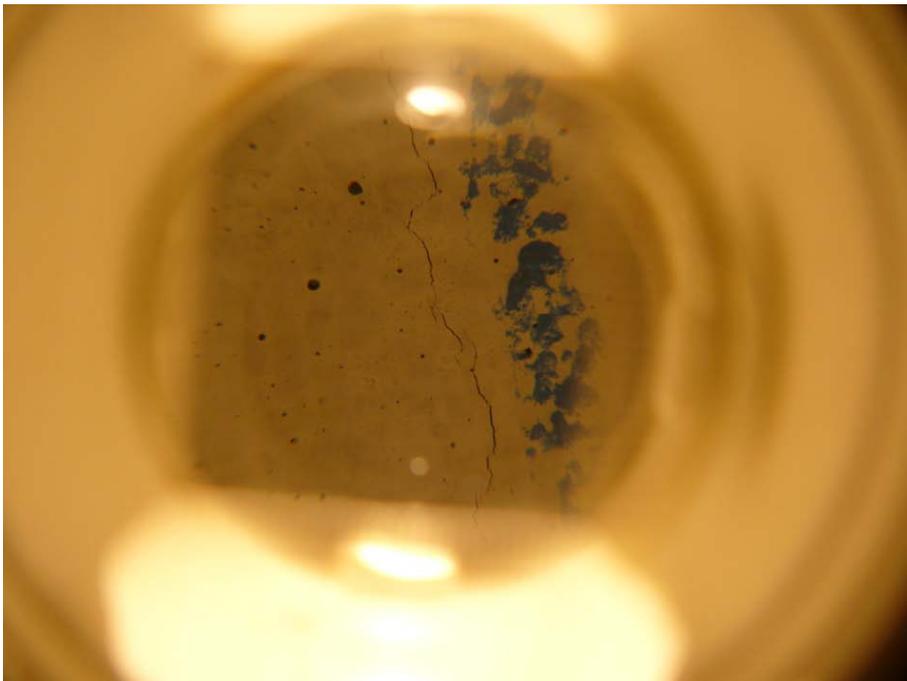
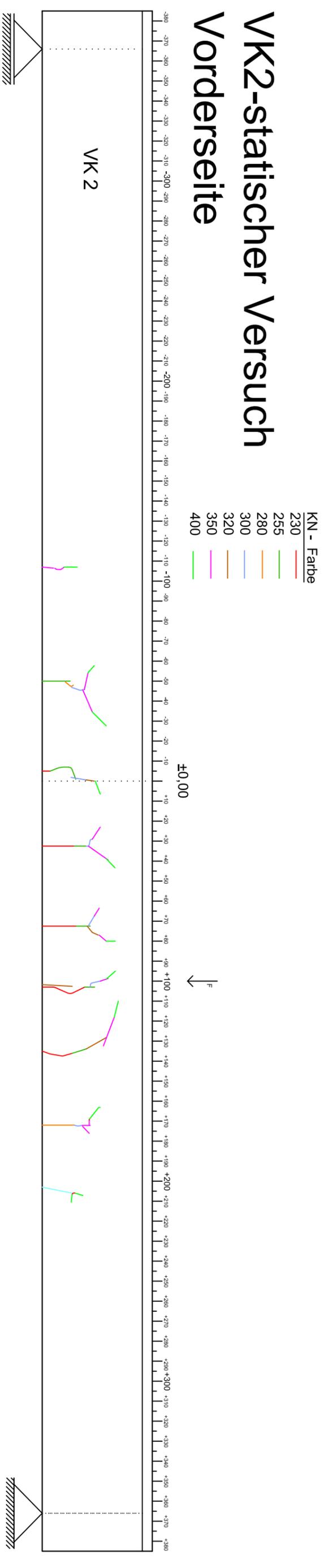


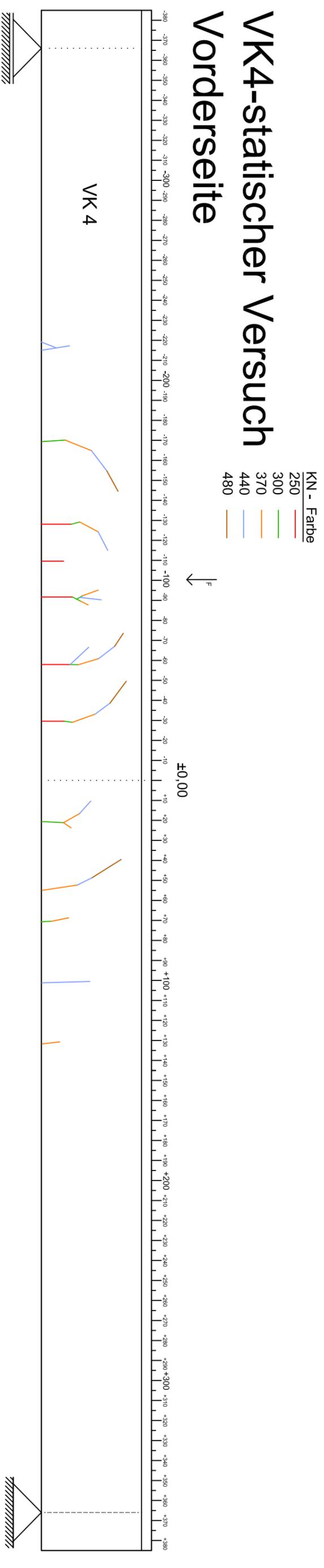
Abbildung 7.12 Riss durch Risslupe

Rissbilder

VK2-statischer Versuch Vorderseite

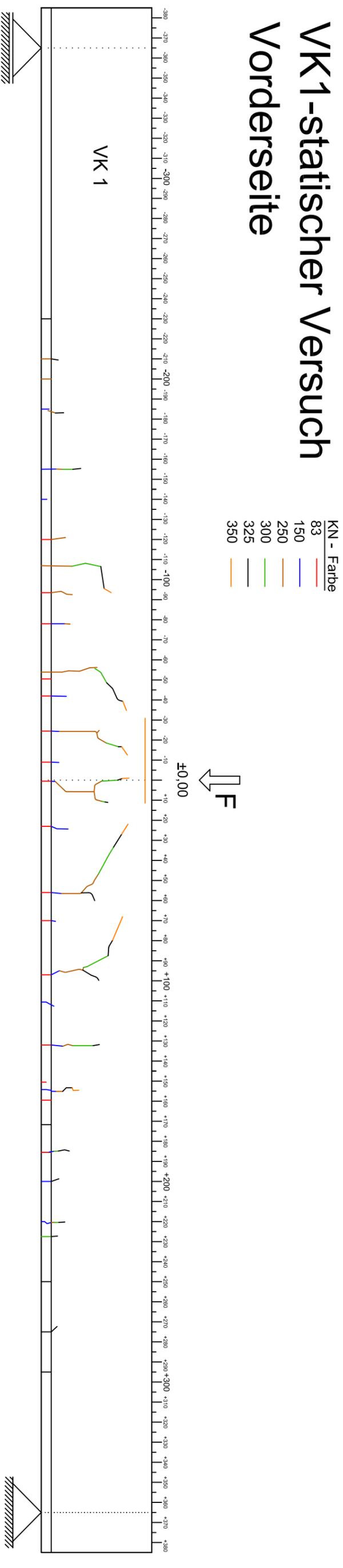


VK4-statischer Versuch Vorderseite



Rissbilder

VK1-statischer Versuch Vorderseite



VK3-statischer Versuch Vorderseite

