

Diplomarbeit

Experimentelle Bestimmung der Dauerschwingfestigkeit von Fahrbahnplatten mit untenliegenden Fertigteileplatten und einer darüber angeordneten Aufbetonschicht

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

Diploma Thesis

Experimental Investigation on the Fatigue Behaviour of partial depth Precast Elements for the use of Bridge Decks

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

von

Stephan Christian Berger, BSc

Matr.Nr.: 1025710

unter der Anleitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Johann Kollegger**

Dipl.-Ing. **Kerstin Fuchs, BSc**

Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/212-2, A-1040 Wien

Wien, im Juni 2017

Danksagung

Meine letzten sechseinhalb Jahre, oder 13 Semester, seit dem Beginn des Studiums an der TU Wien, wurden von sehr vielen Leuten geprägt, sei es nun im Studium, der Arbeit oder in meiner Heimat gewesen. Da mir diese Begegnungen sehr viel bedeuten, möchte ich nun die Gelegenheit nutzen, mich, zum Abschluss dieses Lebensabschnittes, bei einigen dieser Personen zu bedanken. Denn ohne sie wäre die Zeit des Studierens nur ein Studium gewesen.

Zunächst möchte ich mich bei Herrn Professor Kollegger bedanken, der mir die Möglichkeit gegeben hat, diese Diplomarbeit an seinem Institut zu verfassen. Vermutlich wäre ich jedoch immer noch auf der Suche nach einem Diplomarbeitsthema, hätte ich nicht eine gute Freundin am Institut als Drahtzieherin gehabt. Kerstin, vielen Dank für dein Vertrauen in mich und deiner - von mir stark ausgereizten - Betreuungstätigkeit, ganz besonders in den letzten Tagen und Wochen. Du hast mir dabei geholfen, dass ich auf mein Werk, diese Arbeit, wirklich stolz sein kann. Ein Dankeschön gebührt auch meiner ursprünglichen Betreuerin, Sara Reichenbach, für die Einführung in die Versuche und die Betreuung während dieser, trotz anderer Umstände. Ich wünsche dir und Peter viel Glück und Freude mit eurer jungen Familie. Nicht zu vergessen sind Wolfgang Träger, Herbert Pardatscher und Johannes Fleischhacker, ohne deren kompetente Hilfeleistung die Durchführung der Versuche wohl nicht möglich gewesen wäre.

Ein außerordentlicher Dank gebührt selbstverständlich jenen Studienkollegen, mit denen ich die meiste Zeit verbringen durfte. René, Benjamin, Peter und Mathias haben immer dafür gesorgt, dass auch die Zeit zwischen dem Studieren niemals ereignislos war, aber mich auch stets dazu motiviert, mich den nächsten Herausforderungen und Prüfungen zu stellen. René, dir sei im Speziellen dennoch noch einmal gedankt, für deine immerwährenden Motivationskünste und für unsere, doch noch erfolgreich abgeschlossenen, gemeinsamen Projekte. Geri, der nun schon so lange mit dir zusammenwohnt, sei für seine ewige Geduld gedankt. Ich hätte wohl einige Hürden nicht so leicht gemeistert, wären da nicht noch meine lieben Studienkollegen von Beginn des Studiums an für mich da gewesen, ohne die wohl auch so manche Freizeitaktivität nicht stattgefunden hätte: David Wagner, Kathrina Rieger, Markus Hangweyrer, Florian Brauner, Tobias Studener, Michael Böhm, Manuel Heiden, Michaela Aniwanter und Sophie Virgolini, es war mir eine besondere Freude mit euch studieren zu dürfen. In diese Gruppe hat mich jedoch Therese Sulzer hineingebracht. Ich danke dir für die langjährige Freundschaft, schon vor dem Studium, und auch dafür, dass du mir den letzten Schubs in Richtung Bauingenieurwesen an der TU Wien gegeben hast. Meines Erachtens nach viel zu wenig Zeit habe ich mit Franziska Kluge, Kerstin Fuchs, Georg Gassner, Christoph Schaffer und Thomas Schuler verbracht, bin aber für

jede Stunde dankbar, die ich mit ihnen verbringen durfte. Zuletzt ein Danke an all jene Studienkollegen und Freunde, die direkt oder indirekt an meinem Studium beteiligt waren und deren Gesellschaft ich genießen durfte, allen voran mein Planungsprozesse- und Straßenwesen-Projektteam. Auch meinen ehemaligen Mitbewohnern Stefan Jagersberger, Martin Hüttenmayer und Philip Trautner sei dafür gedankt, dass die gemeinsame Zeit auf engstem Raum so reibungslos und freundschaftlich funktioniert hat. Den nötigen Ausgleich und viele Freizeitaktivitäten außerhalb Wiens habe ich meinen Kollegen im Musikverein inklusive der Musiccatos, sowie meinen Freunden abseits des Studiums zu verdanken.

Da ein erfolgreiches und beschwingtes Studienleben auch finanziert werden muss, danke ich an dieser Stelle meinen ehemaligen Mitarbeitern der Pittel+Brausewetter GmbH, mit denen das Zubrot verdienen nie zur lästigen Pflicht wurde. Jedoch darf ich mich schon seit über einem Jahr als ein Mitglied der Woschitz Group zählen und ich möchte mich dafür bedanken, dass ich als ein Teil dieses Teams mitwirken darf, und dass ich die Möglichkeit hatte, mein Studium ohne Zeitdruck zu beenden. Ich hoffe, noch viele spannende Projekte mit meinen Kollegen abwickeln zu können.

So wie wohl die allermeisten Studenten möchte auch ich mich bei meinen Eltern für ihre finanzielle Unterstützung bedanken. Aber auch für die viele Zeit, die sie geopfert haben und die vielen Termine die verschoben wurden, um Platz für „Oma-“ und „Opa-Time“ zu machen, muss ich mich noch ganz besonders bedanken. Auch dass ich ihrerseits immer die Möglichkeit bekommen habe, mich selbst für meinen Werdegang zu entscheiden, ist gerade mit einem Familienbetrieb nicht selbstverständlich. Meinen Geschwistern und dem erweiterten Familienkreis sei auch für jegliche Unterstützung gedankt, sowie für jegliche gemeinsame Zeit und die vielen Unternehmungen, die wir hoffentlich auch in Zukunft noch unterbringen werden. Auch Yvones Familie hat mich von Anfang an in ihren Familienkreis aufgenommen und uns beide immer auf unseren Wegen unterstützt. Daher auch an dieser Stelle ein Dankeschön für das Vertrauen und die viele Hilfe.

Zu guter Letzt gebührt der größte Dank, den Menschen, die meinen Lebensmittelpunkt bilden: Yvonne und unserer Tochter Nora. Yvonne, in den vergangenen sechseinhalb Jahren haben wir sehr viele schöne, aber leider auch teilweise schwierige Zeiten gemeinsam erlebt. Dabei hast du die letzten vier Jahre ganz besonders viel geleistet, sei es nun Haushalt, Studium, Lehrtätigkeit, Erziehung, Familie oder Sonstiges gewesen. Es ist nicht selbstverständlich, dass alles unter einen Hut zu bringen, daher möchte ich dir für deinen Einsatz danken, aber auch für all die schönen Momente, die ich mit dir bis jetzt erleben durfte. Nora, ich möchte mich bei dir bedanken, dass du mir in deinem noch so jungen Leben schon so viel Freude bereitet hast. Ganz besonders bin ich froh darüber, dass ich durch das Studium die Möglichkeit hatte, so viel Zeit mit dir zu verbringen und dadurch deine Entwicklung hautnah mitzuerleben. Das ist mit nichts aufzuwiegen und das kann uns keiner mehr nehmen.

Kurzfassung

Stahl-Beton-Verbundbrücken sind Brückenbauwerke, deren Haupttragelemente aus Stahlquerschnitten bestehen, die mit einer darüberliegenden Stahlbetonfahrbahnplatte als Sekundärtragelement kraftschlüssig verbunden sind. Die Ausbildung der Fahrbahnplatte kann dabei mit Ortbeton oder durch die Verwendung von Fertigteilelementen erfolgen. Letztere können, durch die Fertigung im Werk, wirtschaftliche und qualitative Vorteile gegenüber Ortbetonplatten bringen. Voraussetzung dafür ist eine ausführliche Planung, sowie die gewissenhafte Arbeit bei der Ausführung im Werk und auf der Baustelle.

Bei der Herstellung von Fertigteileplatten im Werk werden üblicherweise Bewehrungsmatten verwendet, welche zur Lagesicherung temporär verbunden werden. Ein einfaches und schnelles Verfahren ist dabei das Verbinden der Bewehrungsstäbe durch elektrisches Widerstandspunktschweißen. Durch dessen Anwendung kann im Fertigteilbau die Wirtschaftlichkeit gesteigert werden. Für dynamisch beanspruchte Bauteile führt diese Methode jedoch zu dem Nachteil, dass die Schweißverbindung eine geometrische Kerbe hinterlässt, welche die Dauerschwingfestigkeit reduziert. Deshalb geben die Regelwerke des Hochbaus für den Einsatz von geschweißten oder gehefteten Bewehrungsmatten niedrigere dynamische Bemessungswerte an. Dadurch wird der Einsatz von Fertigteileplatten im Brückenbau erschwert. Aus diesem Grund wurden im Rahmen eines FFG-Branchenprojektes acht Halbfertigteileplatten mit darüber angeordneter Aufbetonschicht an der hochfrequenten Prüfeinrichtung des INSTITUTS FÜR TRAGKONSTRUKTIONEN - BETONBAU der TU WIEN auf ihre Dauerschwingfestigkeit untersucht und die Ergebnisse anschließend mit den Bemessungswerten der ÖNORM B 1992-1-1 und anderen Studien verglichen.

Ein wichtiges Planungsdetail bei der Verwendung von Fertigteilen ist die Ausführung der unweigerlich auftretenden Längs- und Querfugen. Während für erstere im Brückenbau erprobte Ausführungsdetails vorhanden sind, gibt es für die Ausbildung von Querfugen nur wenige Details. In Anlehnung an Ausführungsformen im Hochbau wurden zwei der acht untersuchten Versuchskörper mit einer Querfugenausbildung in Trägermitte hergestellt. Dabei wurden im Bereich der Fuge Längsstäbe im Aufbeton verlegt. Die Ergebnisse aus den Dauerschwingversuchen wurden im Anschluss mit den Bemessungswerten der ÖNORM B 1992-1-1 für gerade Stäbe verglichen.

Die Versuchskörper wurden in einem ersten Schritt vorbelastet, damit ein Großteil der auftretenden Risse vorhanden war und nicht erst beim Dauerschwingversuch entstanden. Die Rissbildung nach dem Vorbelasten und dem Dauerschwingversuch wurde dokumentiert und mit der Lage der Bewehrung verglichen. Zusätzlich wurden Teile der Bewehrung von vier Versuchskörpern nach beendetem Versuch entnommen und ihre Bruchflächen untersucht.

Abstract

Building steel-concrete composite bridges takes more and more place for mid-range bridges. Those constructions consist of steel-beams which build the main bearing element of the bridge. A concrete bridge deck is arranged on top of the steel girder. The deck is joined with the beams by shear connectors, that are situated on the flange of the beams. The design of the deck slab can usually be done in two ways. On the one hand in-situ slabs can be built by using formwork. On the other hand it is possible to use prefabricated slab elements, either full-depth or partial depth which need not to be built on the building site. Prefabricated elements bring benefits of both economical and qualitative aspects because of the short installation time and the better processing possibilities in a plant.

For the construction of such precast elements it is necessary to use steel-reinforcement and to connect them temporary with each other in order to fix their place. Those connections are usually done by spot- or tack-welding, which is an easy and fast way. One drawback of this method is the welding-spot itself. It significantly reduces the fatigue behaviour of the reinforcement. However, the fatigue strength is one essential characteristic that is needed for structures that are stressed by cyclic loads, such as highway bridges.

In order to realize a new method for building the deck slab by using partial depth precast elements, eight specimen of precast elements have been tested at the INSTITUTE OF STRUCTURAL ENGINEERING at TU WIEN as part of an FFG research program. High cycle fatigue tests were operated and the results were compared to AUSTRIAN STANDARDS documents.

Joints are very important details of precast elements, since there are a lot of them in result of the limited transportation and handling sizes and weights. Longitudinal and transversal joints occur by using precast elements for building a deck slab. Details for building longitudinal joints at a steel-concrete-composite bridge are available. For transversal joints in precast bridge decks only a few execution types are existing yet. Therefore two of the eight specimen were additionally designed with transversal joints.

The testings were examined at the high frequental testing facility of the INSTITUTE OF STRUCTURAL ENGINEERING at TU WIEN. Before the high cycle fatigue tests, the specimen were loaded in order to cause cracks so they do not occur during the tests. The cracks before and after the fatigue tests were documented. To learn more about the failure of the reinforcement during the fatigue tests, some parts of the reinforcement were examined after the execution of the tests.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
2. Fahrbahnplatten im Stahl-Beton-Verbundbrückenbau	5
2.1. Fahrbahnplatten aus Ortbeton	5
2.1.1. Kragarmschalung	6
2.1.2. Verbundschalwagen	7
2.2. Fahrbahnplatten aus Fertigteilen	8
2.2.1. Vollfertigteile als Fahrbahnplatte	10
2.2.2. Halbfertigteile mit Aufbetonschicht als Fahrbahnplatte	12
2.2.3. Verbund-Fertigteil-Träger (VFT®)	14
2.3. Fugenausbildung bei Fertigteilplatten	16
2.3.1. Arten von Fugen bei Fertigteilplatten	16
2.3.2. Tragverhalten von Fugen bei Fertigteilplatten	17
2.3.3. Querfugenausbildung bei Vollfertigteileplatten im Brückenbau	19
2.3.4. Querfugenausbildung bei Halbfertigteileplatten im Brückenbau	23
3. Der Einsatz von geschweißten und gehefteten Bewehrungsmatten bei Straßenbrücken	25
3.1. Bemessung nicht ruhend beanspruchter Bauteile nach ÖNORM EN 1992-1-1	25
3.1.1. Allgemeines	25
3.1.2. Lastansätze auf Straßenbrücken	25
3.1.3. Nachweisführung bei Ermüdungsbeanspruchung	28
3.2. Dauerschwingfestigkeit geschweißter und gehefteter Bewehrungsmatten	32
3.2.1. Allgemeines	32
3.2.2. Schweißverfahren für nicht ruhend beanspruchte Bewehrungsmatten	33
3.2.3. Schwingfestigkeit geschweißter Bewehrungsmatten	33
3.2.4. Dissertation: Schwingverhalten von geschweißten Betonstahlverbindungen Kreuzungsstoß Heftverbindung (KS-HV)	35
3.2.5. Vergleich Wöhlerlinie nach Schwarzkopf und nach ÖNORM B 1992-1-1	36
4. Hochfrequente Prüfvorrichtung der TU Wien	38
4.1. Konventionelles Verfahren für Dauerschwingversuche	38

4.2.	Hochfrequente Prüfvorrichtung der TU WIEN	38
4.2.1.	Dynamische Zugversuche	38
4.2.2.	Dynamische Biegeversuche	40
4.2.3.	Statische Zugversuche	40
5.	Versuchskörper für die Durchführung von Dauerschwingversuchen	41
5.1.	Beschreibung der Versuchskörper	41
5.2.	Herstellung der Versuchskörper	43
5.2.1.	Prinzipielle Fertigung in Halle 3 des Fertigteilwerkes	44
5.2.2.	Fertigung der Versuchskörper	44
6.	Dynamische Dauerschwingversuche	46
6.1.	Versuchsaufbau	46
6.2.	Statisches System	50
6.3.	Querschnittswerte	51
6.4.	Eigengewicht	53
6.5.	Vorbelastung	53
6.6.	Dynamischer Dauerschwingversuch	55
6.6.1.	Eigenfrequenz	55
6.6.2.	Dynamische Belastung	56
6.6.3.	Berechnen der erforderlichen Bestückung des Unwuchterregers	59
6.7.	Einaxialer Druckversuch - Würfeldruckprüfungen	60
7.	Auswertung und Vergleich der Versuchsergebnisse	62
7.1.	Ergebnisse der Würfeldruckprüfungen	62
7.2.	Ergebnisse der Dauerschwingversuche	63
7.3.	Auswertung der Dauerschwingversuche	64
7.3.1.	Versuchskörper 8	65
7.3.2.	Versuchskörper 4	70
7.4.	Vergleich der Ergebnisse	74
7.4.1.	Übersicht über die Versuchsergebnisse	74
7.4.2.	Vergleich der Ergebnisse mit der Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1	75
7.4.3.	Vergleich der Ergebnisse mit anderen Studien	76
7.4.4.	Vergleich der Durchbiegungen	79
8.	Zusammenfassung und Ausblick	83
A.	Versuchskörper - Pläne	93
A.1.	Fahrbahnplatte ohne Fuge	94
A.2.	Fahrbahnplatte mit Fuge	95

B. Auswertungen der Dauerschwingversuche	97
B.1. Versuchskörper 1	97
B.2. Versuchskörper 2	102
B.3. Versuchskörper 3	106
B.4. Versuchskörper 4	110
B.5. Versuchskörper 5	115
B.6. Versuchskörper 6	120
B.7. Versuchskörper 7	126
B.8. Versuchskörper 8	130

1. Einleitung

Das Bauwesen wird immer stärker von der Wirtschaftlichkeit der zu errichtenden Bauwerke getrieben. Eine optimale Abstimmung der Planungs-, Errichtungs- und Instandhaltungskosten sind dabei unentbehrlich. Gerade bei Bauprojekten im Bereich der Verkehrsplanung und Infrastruktur ist ein ausschlaggebender Faktor der Errichtungskosten die Bauzeit, da hierfür meist die umliegenden Verkehrswege während dem Bauen gesperrt oder temporär umgeleitet werden müssen. Gleichzeitig sollen die Lebenszykluskosten niedrig gehalten werden, es soll mit qualitativ hochwertigen Materialien gebaut werden und die Ausbildung der Tragwerksteile soll auch auf die zukünftige Belastungssituation ausgelegt werden.

Eine Möglichkeit zur Lösung dieser Probleme ist die Verwendung von Stahlbetonfertigteilen. Die industrielle Herstellung von Bauelementen im Werk bietet die Möglichkeit, ganze Tragwerksteile in qualitativ hochwertiger Ausführung bereits verlegefertig auf die Baustelle zu liefern. Dort müssen diese nur mehr per Kran eingebracht und verbunden werden. Eine drastische Verkürzung der Bauzeit bei gleichzeitig hoher Passgenauigkeit und Materialqualität der Elemente sind somit möglich. Im Hochbau können so beispielsweise ganze Hallen nach einem Baukastensystem innerhalb kürzester Zeit errichtet werden, wie es in Abbildung 1.0.1 zu sehen ist. Ein entscheidender Nachteil bei der Verwendung von Fertigteilen ist jedoch die kaum zu vermeidende Menge an Verbindungsfugen zwischen den einzelnen Tragwerkelementen und gegebenenfalls zusätzlich erforderlichem Ortbeton. Auf eine geeignete Aufteilung und Ausbildung aller Fugen muss bereits im Bereich der Planung sehr viel Wert gelegt werden.



Abbildung 1.0.1.: Beispiel einer Hallenfertigung mit Stahlbetonfertigteilen [40]

Ein wichtiger Bereich des Straßenbaus ist die Überführung von Tälern, Flüssen oder anderer Verkehrswege mittels Brückenbauwerken. In Österreich sind dafür meist kleine bis mittlere Stützweiten der Brücken erforderlich. In diesem Bereich des Brückenbaus bietet die gemischte Verwendung von Stahl und Stahlbeton viele Vorteile. Diese sogenannten Stahl-Beton-Verbundbrücken weisen üblicherweise als Primärtragkonstruktion Stahlquerschnitte auf. Die auf deren Flanschen liegende Fahrbahnplatte aus Stahlbeton übernimmt die Sekundärtragungsfunktion für die Weiterleitung aller Lasten in den Stahl. Ein Beispiel einer Stahl-Beton-Verbundbrücke zeigt die Abbildung 1.0.2. Besonders zeichnet sich diese Bauweise durch seine kurze Bauzeit aus, da die Stahlkonstruktion üblicherweise als Ganzes oder in wenigen Teilen eingebracht wird.



Abbildung 1.0.2.: Stahl-Beton-Verbundbrücke am Beispiel der VFT[®]-Bauweise [34]

Eine zusätzliche Bauzeitverkürzung kann bei Stahl-Beton-Verbundbrücken erreicht werden, wenn Fertigteilelemente für die Herstellung der Fahrbahnplatte verwendet werden. Das Betonieren in mehreren Betonierabschnitten bei der Herstellung einer Ortbetonfahrbahnplatte kann hierbei aufgrund der Ausschalfzeiten nicht die Bauzeiten von Fertigteilmahrbahnplatten erreichen. Diese werden auf die Stahlkonstruktion aufgelegt und anschließend wird der Verbund zu dieser hergestellt.



Abbildung 1.0.3.: Einsatz von Stahlbeton-Halfertigteilen am Beispiel der Straßenbrücke Horsterdamm [32]

Bei der Verwendung von Fertigteilen im Brückenbau gilt es jedoch, im Gegensatz zum Hochbau, zu beachten, dass diese in vielen Fällen dynamischen Beanspruchungen standhalten können müssen. Das gilt sowohl für die Fertigteile selbst, als auch für deren verbindende Fugenkonstruktionen. Dadurch kommt es zu einer zusätzlichen Herausforderung bei der Herstellung. Die Lagesicherung der Bewehrung im Werk erfolgt durch Punktschweißung, dieser mechanische Vorgang reduziert jedoch die Schwingfestigkeit. In ÖNORM B 1992-1-1 [3] sind Grenzwerte für dynamisch beanspruchte Stahlmatten in Form von Wöhlerlinien angegeben, speziell für den Brückenbau ist in ÖNORM B 1992-2 [5] ein Grenzwert von 80 N/mm^2 für deren Verwendung angegeben. Im gleichen Punkt der Norm wird gefordert, dass bei der Verwendung von geschweißten Bewehrungen in vorgefertigten Plattenelementen bei Straßenbrücken der Kategorie 1 und 2 ein Nachweis der Ermüdungsfestigkeit der Schweißverbindungen zu führen ist.

Ein neues Verfahren zur Herstellung von Stahl-Beton-Verbundbrücken sieht die Verwendung von Halbfertigteilen vor. Dabei werden die vorgefertigten Elemente zum Montageplatz der Baustelle transportiert, wo bereits die zusätzliche Bewehrung der Elemente erfolgt. Anschließend werden diese mit Hilfe eines Versetzwagens, der ähnlich dem Prinzip eines Schalwagens funktioniert, zum Einbauort befördert und versetzt. Zuletzt erfolgt das Einbringen des Aufbetons. Abbildung 1.0.4 zeigt schematisch den Einsatz des Versetzwagens.

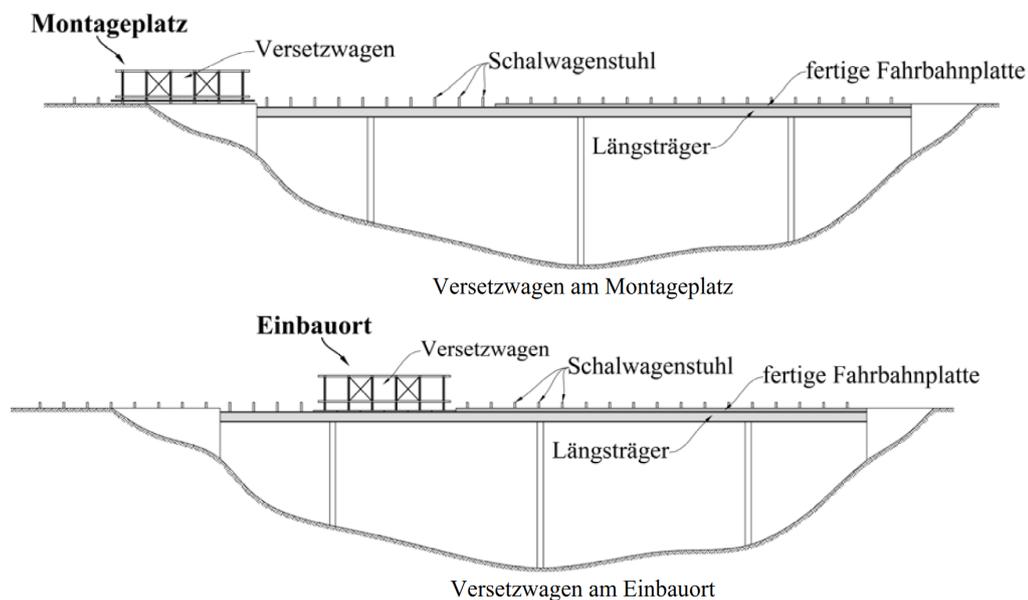


Abbildung 1.0.4.: Schematische Darstellung des Einsatzes eines Versetzwagens [17]

Für die Realisierung dieses Bauverfahrens nach den Punkten der oben erwähnten Normen wurde im Rahmen eines Branchenprojektes der ÖSTERREICHISCHEN FORSCHUNGSFÖRDERUNGSGESELLSCHAFT FFG im Jahr 2016 am INSTITUT FÜR TRAGKONSTRUKTIONEN - BETONBAU der TU WIEN die Dauerschwingfestigkeit von acht Versuchskörpern mit untenliegender Fertigteilplatte und darüber angeordneter Aufbetonschicht untersucht. Als

Bewehrung kamen dabei im Werk heftgeschweißte Bewehrungsmatten zum Einsatz. Zwei der acht Versuchskörper wiesen in Trägermitte eine Querfugenausbildung auf, welche ebenso auf ihre Dauerschwingfestigkeit untersucht wurden. Zur Feststellung und zur weiteren Untersuchung der Versagensursache wurde von vier Trägern ein Teil der Bewehrung nach erfolgtem Versuch entfernt. Zuletzt wurde ein Vergleich der erhaltenen Ergebnisse mit den Werten der genannten Normen angestellt.

2. Fahrbahnplatten im Stahl-Beton-Verbundbrückenbau

Zunächst soll auf den Begriff „Stahl-Beton-Verbundbrücke“ eingegangen werden. Dabei handelt es sich um Brücken mit Stahlquerschnitten als Tragsystem und einer darüberliegenden Betonplatte. Es wurde erkannt, dass es viele Vorteile bietet die Baustoffe Stahl und Stahlbeton miteinander zu kombinieren, anstatt stets reine Stahl- oder Stahlbetonbrücken zu errichten.

Unter der Fahrbahnplatte eines Brückenbauwerkes wird der tragende Teil der Brücke verstanden, welcher die einwirkenden Lasten aus beispielsweise Verkehr in das Haupttragssystem weiterleitet. Sie besitzt eine ebene, vollflächige Oberfläche, welche entweder direkt befahren wird oder zusätzlich um einen Fahrbahnaufbau ergänzt wird. Als Platte nimmt sie sowohl Normal- als auch Schubkräfte auf, die dann über entsprechende Verbundmittel in das Tragsystem weitergeleitet werden. Bis heute wurden viele Verfahren zur Herstellung einer Fahrbahnplatte entwickelt, sowohl aus Stahl als auch aus Ortbeton oder Stahlbetonfertigteilen. Auf die heutzutage wichtigsten und gebräuchlichsten Herstellungsmethoden von Fahrbahnplatten bei Stahl-Beton-Verbundbrücken (in der Folge „Verbundbrücke“ genannt) soll nun eingegangen werden.

Ob eine Verbundbrücke wirtschaftlich ist, wird vor allem davon bestimmt, welche Einbringmethode für die Fahrbahnplatte verwendet wird, da üblicherweise die Einbringung der Stahlträger nur kurze Zeit benötigt. Bei der geeigneten Wahl können solche Brücken wirtschaftlich und schnell gebaut werden [14].

2.1. Fahrbahnplatten aus Ortbeton

Die Herstellung von Fahrbahnplatten aus Ortbeton erfolgt nach konventioneller Art durch Einschalen mittels Schaltafeln. Dabei wird das Gewicht des nicht tragfähigen Frischbetons zunächst über die Schalelemente in den Stahlquerschnitt eingeleitet. Dieser muss also in der Lage sein, diese Belastung aufzunehmen.

Diese Methode zeichnet sich vor allem durch ihre hohe Anpassungsfähigkeit aus, da auch Querschnittsänderungen und Öffnungen in der Platte einfach zu bewerkstelligen sind. Die Ausbildung von Fugen ist meist nicht erforderlich und auch das Ausbetonieren der Verbundmittel erfolgt in einem Zug mit dem Betonieren der restlichen Platte, wodurch die

Verbundwirkung begünstigt wird. Die Korrosionsgefahr des Stahlobergurtes wird durch das voll Ausbetonieren dieses laut Dauner [13] erheblich gemindert.

Nachteilig wirken sich jedoch die Aushärtungs- und Umsetzzeiten der Betonierabschnitte auf die Wirtschaftlichkeit aus. Daher haben Schalungsfirmen Systeme, für das einfachere und schnellere Versetzen kompletter Schalelemente entwickelt. Nachfolgend werden zwei dieser Systeme beschrieben.

2.1.1. Kragarmschalung

Bei der Errichtung von Verbundbrücken mit auskragendem Querschnitt und kleineren Spannweiten in Längsrichtung kann das konventionelle Schalen der Fahrbahnplatte durchaus wirtschaftlich sein. Um das Schalen auch bei größeren Höhen und über Flüssen zu ermöglichen wurden Systeme entwickelt, welche das einfache Versetzen ganzer Schalelemente mittels Kran und Montage direkt auf dem Stahlquerschnitt ermöglichen. Die Schalung stützt sich somit auf dem Stahlquerschnitt ab und muss nicht vom Boden aus über Bühnen und Gerüste errichtet werden. Durch das Versetzen der Elemente mit dem Kran können die Umsetzzeiten gegenüber dem konventionellen Errichten von Gerüsten deutlich reduziert werden [35].

Abbildung 2.1.1 zeigt das System PARATOP der Firma DOKA im Einsatz an der Brücke Rathausen über den Reuss. Die Schalelemente werden laut Firmenangaben [35] nach dem „Baukastenprinzip“ vor Ort zusammengestellt und können so an verschiedene Querschnitte angepasst werden. Dadurch kann das Schalsystem für mehrere Projekte eingesetzt und die Anschaffungskosten auf diese verteilt werden. Zudem besteht die Möglichkeit das Schalungssystem zu mieten und somit die Kosten weiter zu reduzieren.



Abbildung 2.1.1.: Brückenschalungssystem PARATOP der Firma DOKA am Beispiel der Brücke Rathausen [35]

2.1.1.1. Der Einsatz einer Kragarmschalung am Beispiel der Reussbrücke Rathausen

In der schweizer Gemeinde Emmen wurde in den Jahren 2013 und 2014 eine neue Verbindungsbrücke über den Reuss zwischen der Gemeinde und einem Kloster, sowie einem Kraftwerk errichtet. Die bestehende und unter Denkmalschutz stehende Brücke aus dem Jahr 1914 musste teilweise abgebrochen werden [41]. Die zweifeldrige Brücke mit je 37 m Spannweite und einer Querschnittsbreite von 9 m wurde als Stahl-Beton-Verbundbrücke, bestehend aus einem geschlossenen Stahlkasten und beidseitig auskragender Ort betonplatten, ausgeführt. Aufgrund des stark schwankenden Wasserpegels wurde das System PARATOP erstmalig in der Schweiz eingesetzt, da hierbei nur wenig Platz unterhalb der Brücke benötigt wird [33]. Die eingeschaltete Brücke ist in Abbildung 2.1.1 dargestellt.

2.1.2. Verbundschalwagen

Bei dieser Methode fährt die Schalung in Form eines Wagens entlang der zuvor eingebrachten Stahlträger. Die Schalung wird dabei über ein Stahlfachwerk, welches auf den Stahlträgern aufgestellt ist, mitsamt der Arbeitsbühne abgehängt. Die gesamte Konstruktion kann über Schwerlastrollen in Brückenlängsrichtung verschoben werden. So kann die Fahrbahnplatte abschnittsweise betoniert werden. Einflussfaktoren auf die Errichtungsgeschwindigkeit sind die Aushärtungszeit des Betons, die Dauer für das Umsetzen des Schalwagens, des Bewehrens und des Einbringens des Betons (Betonierleistung) sowie ein eventuelles Vorspannen. Die Länge eines solchen Abschnittes ist laut Dauner [14] davon abhängig, wie viel Betonmenge in Abhängigkeit vom Fahrbahnplattenquerschnitt in einem Tag eingebracht werden kann. Aufgrund dieser Einbringzeiten, sowie der Aushärtungszeiten des Frischbetons wird laut Dauner [14] für die Herstellung der Fahrbahnplatte rund die doppelte Zeit wie für das Einbringen der Stahlträger benötigt.

Die Anschaffungskosten für den Schalwagen sind in die Bauwerkskosten einzurechnen, wenn dieser nur für dieses Projekt verwendet werden kann. Daher wird eine Anschaffung eher bei längeren Brücken sinnvoll sein. Um dieses Problem zu umgehen, gibt es mehrere Systeme auf dem Markt, welche sich durch ihre hohe Anpassungsfähigkeit auszeichnen und somit für mehrere Projekte verwendet und häufig sogar gemietet werden können. Abbildung 2.1.2 zeigt eine Lösung des Schalungsherstellers DOKA. Dessen Verbundschalwagen gibt es in zwei Varianten, den hier dargestellten, oben fahrenden und einen unten fahrenden Wagen. Beim oben fahrenden Verbundschalwagen wird die Schalung über ein oben auf dem Stahlquerschnitt aufstehendes Fachwerk abgehängt. Im Gegensatz dazu wird der unten fahrende Verbundschalwagen an einem seitlich in der Auskrragung situieren, längsverlaufenden Stahlprofil eingehängt. Dies ermöglicht einen barrierefreien Zugang der Fahrbahnplattenoberseite und soll laut Herstellerangaben [46] die Arbeitssicherheit maßgeblich erhöhen.



Abbildung 2.1.2.: Verbundschalwagen der Firma DOKA am Beispiel des Talübergangs Auenbach [46]

2.1.2.1. Der Einsatz eines Verbundschalwagens am Beispiel der Talbrücke Nuttlar

Im deutschen Sauerland wird momentan eine Straßenbrücke als neuer Abschnitt der Autobahn A 46 über das Tal des Schlebornbachs errichtet. Sie wird die Anschlussstellen Bestwig-Velmere und Nuttlar verbinden und mit 115 m Höhe die höchste Talbrücke Nordrhein-Westfalens sein. Ihre Länge wird 660 m betragen und eine Ausrundung mit einem Radius von 1.000 m aufweisen. Die Stahlkonstruktion des Stahl-Beton-Verbundbauwerkes wurde bereits auf die Pfeiler gesetzt. Deren 6 m hoher, geschlossener Stahlkasten mit außenliegenden Schrägstreben dient unter Anderem auch der Aufnahme und Führung der vier zum Einsatz kommenden Verbundschalwagen. Zwei Wagen je Seite werden mit einer Betonierabschnittslänge von 19,5 m bis 25 m parallel eingesetzt. Das Betonieren erfolgt im Pilgerschrittverfahren, wobei zunächst die Abschnitte in Feldmitte hergestellt werden. Geplant ist somit das Betonieren der 28,60 m breiten Fahrbahnplatte in 28 Wochentakten abzuschließen.

Abbildung 2.1.3 zeigt den in der Auskragung situierten Stahllängsträger, auf dem zwei der vier Verbundschalwagen der Firma DOKA montiert wurden (es kommen zwei je Seite zur Anwendung). Die Arbeitsebenen unterhalb der Fahrbahnplatte sind abgesichert, die Oberseite ist ohne Behinderung durch Schalelemente frei zugänglich.

2.2. Fahrbahnplatten aus Fertigteilen

Aufgrund der stetigen Weiterentwicklung und Verbesserung bei der Herstellung und dem Einsatz von Fertigteilen können diese heute als sehr wirtschaftliche und qualitativ hochwertige Bauteile in der Bautechnik eingesetzt werden. Auch im Brückenbau bieten im Werk gefertigte Bauteile viele Vorteile gegenüber konventionell hergestellten. Der wohl größte



Abbildung 2.1.3.: Untenliegender Verbundschalwagen der Firma DOKA am Beispiel des Talübergangs Nuttlar [44]

Vorteil ist die Zeit- und Aufwandsersparnis und die damit stark gesenkten Errichtungskosten einer solchen Brücke. Die Einzelteile können bereits vor Baubeginn im Werk unter idealen Bedingungen mit hoher Qualität gefertigt, anschließend zur Baustelle transportiert und direkt eingebaut werden. Die Herstellung kann in einem oder mehreren Werken, in der Nähe der Baustelle oder ausgelagert erfolgen. Das Aushärten des Betons erfolgt unter ständiger Kontrolle, somit kann dieser auf die Erfordernisse abgestimmt nachbehandelt werden. Dadurch wird das Schwinden und Kriechen bei bereits ausgehärteten Fertigteilen stark begünstigt und es kann, die geeignete Planung vorausgesetzt, mit einer starken Minimierung von Schwindrissen gerechnet werden. Dazu müssen jedoch nach Vennemann [31] die Ausschulfristen eingehalten werden und die Nachbehandlung gewissenhaft durchgeführt werden. Auch geringere Toleranzen können im Werk gegenüber denen auf der Baustelle eingehalten werden.

Für den Transport und den Einbau sind Abmessung und Gewicht der Bauteile von entscheidender Bedeutung. Häufig muss daher Beton höherer Güte eingesetzt werden, um über eine schlankere Gestaltung diese beiden Faktoren zu reduzieren. Dies erhöht zwar die Kosten, jedoch ist dieser Beton aufgrund seines höheren Zementgehaltes auch kompakter und langlebiger, was sich wiederum günstig auf die Lebenszykluskosten auswirkt [19]. Aufgrund der begrenzten Maße wird im Übrigen auch die Ausbildung vieler Fugen notwendig, welche genauer Planung bedürfen. Dieses Thema wird in Abschnitt 2.3 behandelt.

Vor allem bei hohen Brücken über tiefe Täler oder über Flüssen, ist das Herstellen einer Verschalung samt Einrüstung oft sehr schwierig. Durch die Verwendung von Fertigteilen oder eines Verbundschalwagens entfällt diese, da durch geeignete Planung auf Schalung und Stützkonstruktionen zur Gänze verzichtet werden kann.

Nach Jung et al. [20] ist es für das erfolgreiche Arbeiten mit Fertigteilen unbedingt erforderlich die Ausführungsplanung der sich kreuzenden Gewerke miteinander abzustimmen. Beispielsweise sollen bei Verbundbrücken aufgrund der unterschiedlichen Toleranzen im Stahl- und Betonbau projektspezifische Toleranzen festgelegt werden. Dabei empfehle es sich besonders, nur eine einzelne Firma mit eigenem Werk für die Fertigung aller Bauteile zu beauftragen.

2.2.1. Vollfertigteile als Fahrbahnplatte

Beim Einsatz von Vollfertigteilen für die Herstellung einer Fahrbahnplatte handelt es sich um im Werk produzierte Fertigteilplatten mit bereits vollständiger Nutzhöhe. Diese werden zunächst zur Baustelle transportiert und dort üblicherweise mit Kränen auf das Tragsystem versetzt. Dabei wirkt sich die Tatsache, dass die Fertigteile zeitgleich mit dem Unterbau hergestellt werden können, positiv auf die Bauzeit und somit auf eventuelle Verkehrsbehinderung aus [31]. Für die Verbundherstellung sowie eine verteilte Lastübertragung werden die Fertigteile und der Stahlträger miteinander verbunden. Dabei kommt es zu keiner oder nur lokaler Anwendung von Frischbeton auf der Baustelle, wodurch sich aufgrund der geringeren Aushärtungszeiten zusätzlich erhebliche Zeiteinsparungen ergeben.

2.2.1.1. Der Einsatz von Vollfertigteilen am Beispiel der Bahretalbrücke

Bei der Bahretalbrücke handelt es sich um eine von Juni 2007 bis September 2008 errichtete Verbundbrücke mit Beton-Vollfertigteilen als Fahrbahnplatte im Kragarmbereich. Sie wurde errichtet um das Verkehrsaufkommen der Gemeinde Friedrichswalde-Ottendorf im deutschen Brandenburg zu entlasten. Ihre Gesamtlänge beträgt 352 m, bestehend aus 6 Feldern mit Stützweiten zwischen 36 m und 76 m. Ihre lichte Höhe beträgt zwischen 14,4 m und 29,4 m. Als Querschnitt wurde ein geschlossener Kasten mit 3,20 m Breite und beidseitig 4 m langen, gevouteten Kragarmen gewählt (siehe Abbildung 2.2.1). Der Stahlüberbau wurde im Taktschiebepverfahren mit Vorbauschnabel eingeschoben und daher gevoutet mit einem Ausrundungsradius von 14.000 m ausgeführt, wodurch sich eine Querschnittshöhe zwischen 2,0 m und 3,10 m ergab [20].

2.2. FAHRBAHNPLATTEN AUS FERTIGTEILEN

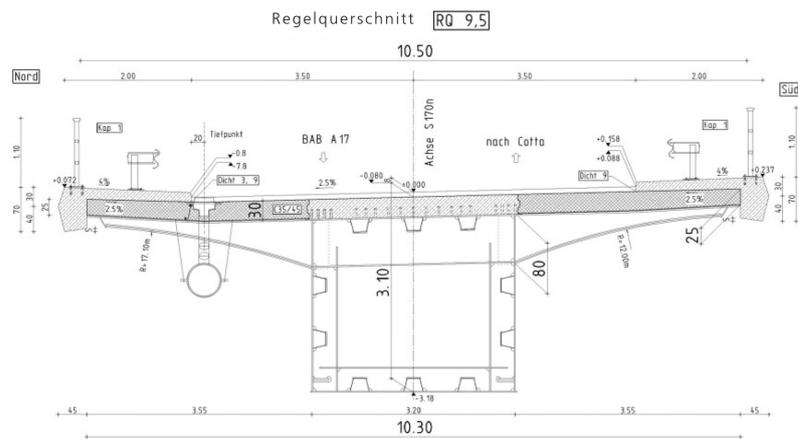


Abbildung 2.2.1.: Regelquerschnitt der Bahretalbrücke [20]

Die Kragplatten wurden aus im Werk gefertigten Fertigteilen hergestellt, wobei alle erforderlichen Einbauteile, wie beispielsweise jene für die Entwässerung, bereits bei der Planung und Herstellung dieser berücksichtigt wurden. Die Fahrbahn wurde dabei so geplant, dass die Verwendung von lediglich zwei verschiedenen Fertigteilbildungen erforderlich wurde. Diese hatten Abmessungen von $3,5 \times 3,5$ m und ein Gewicht von 9,5 t. Der Bereich der Fahrbahnplatte des Hohlkastenobergurtes wurde aus Ortbeton hergestellt. Somit wurde die Verbundwirkung mit der Stahlkonstruktion hergestellt und gleichzeitig konnte die Längsbewehrung an den Spannungsverlauf angepasst werden [20].

Aufgrund der geringeren Toleranzen im Stahlbau mussten äußere Geometrie und Bewehrung der Stahlbeton-Fertigteile äußerst präzise ausgeführt werden damit es in späterer Folge nicht zu Einbauproblemen kam. Für den Höhenausgleich der Fertigungstoleranzen von 2 cm bis 3 cm wurden daher pro Fertigteil vier Justierschrauben an deren Eckpunkten angeordnet.

Die Herstellung der Platten erfolgte zeitgleich mit den Stahlbauteilen. Sie wurden in der Nähe des Einbauortes zwischengelagert und nach erfolgter Fertigung der Stahlbauteile per Großkran in drei Wochen eingebaut, wobei einen Großteil der Zeit das Versetzen des Kranes ausmachte [20]. Die Fugen zwischen den Platten wurden bereits während des Verlegens der Fertigteile bewehrt und anschließend mit Ortbeton ausgefüllt. Dabei wurde eine monolithische Verbindung zwischen Fertigteil, Ortbeton und Kopfbolzendübel der Stahlobergurte über den Einbau schlaufenförmiger Bewehrungsstöße bewerkstelligt. Die Querfugen wurden mit gegeneinander versetzten Schlaufenstößen aus den Fertigteilen bewehrt (siehe Abbildung 2.2.2). Das Betonieren erfolgte in 12 Stunden, wobei keine Schalung erforderlich war und somit Ausschaltzeiten eingespart werden konnten.

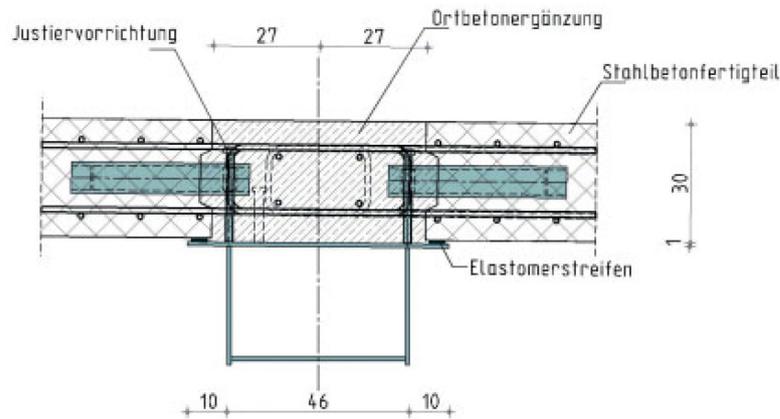


Abbildung 2.2.2.: Quersfugenausbildung der Bahretalbrücke [20]

2.2.2. Halbfertigteile mit Aufbetonschicht als Fahrbahnplatte

Eine weitere Anwendungsart von Fertigteilen ist es, sie als quasi verlorene Schalung zu nutzen, welche jedoch nach Erhärten des Aufbetons als Tragschicht selbst mitwirkt. Dabei spricht man von untenliegenden Halbfertigteilen. Diese werden üblicherweise mit Stahlmatten bewehrt und erhalten zusätzliche Verbundelemente für die Verbundwirkung mit dem Frischbeton. Das Einbringen des Ortbetons erfolgt üblicherweise in einem einzigen Betoniervorgang, wodurch zusätzliche Fugen vermieden werden. Die zusätzliche Bewehrung des Aufbetons erfolgt nach dem Verlegen der Platten, beispielsweise können so die Fugenstöße zwischen den Platten bewehrt werden.

Ein entscheidender Vorteil gegenüber konventioneller Schalung der nicht sofort auf der Hand liegt, ist der positive Einfluss auf die Hydratationswärmeentwicklung. Zunächst wird die Wärmezufuhr im Allgemeinen reduziert, da nur ein geringerer Teil Frischbeton vorliegt, aber auch das Fertigteil wirkt als dämpfende Speichermasse. Die aufgrund der Erhärtung auftretenden Zugnormalkräfte im Frischbeton können über die tragfähigen Fertigteile als Druckkräfte aufgenommen werden [24].

2.2.2.1. Der Einsatz von Halbfertigteilen am Beispiel der Straßenbrücke Horsterdamm

Zwischen 2011 und 2014 wurde in Lauenburg, im deutschen Schleswig-Holstein eine Stahl-Beton-Verbundbrücke mit einer Fahrbahnplatte aus Halbfertigteilen gefertigt, da die alte Straßenbrücke bereits erhebliche Schäden aufwies. Sie kreuzt den Elbe-Lübeck-Kanal, sowie die Eisenbahntrasse Lüneburg-Lübeck mit einer Überbaulänge von 75 m und einer Überbaubreite von 13,84 m. Das Tragsystem besteht aus einem Stabbogen mit Rundstahlhängern und Versteifungsträgern. Die Stahlbauteile wurden zunächst auf einem Vorplatz vormontiert und anschließend über ein Ponton längs vorgeschoben. Nach dem Positionieren

des Stahltragwerkes wurden die Stahlbetonfertigteile auf den Längs- und Querträgern aus Stahl verlegt [24]. Abbildung 2.2.3 zeigt die Brücke vor Einbringen der Fertigteile.



Abbildung 2.2.3.: Stahltragssystem der Straßenbrücke Horsterdamm [38]

Bei den Fertigteilen handelt es sich um 12 cm dicke Platten mit einer Spannweite von 3,20 m. Der Verbund mit der 23 cm dicken Ortbetonschicht wurde durch oben offene Bügel hergestellt. Die schubfeste Verbindung der Fahrbahnplatte mit den Längsträgern wurde mit Hilfe von Kopfbolzendübeln auf den Quer- und den Versteifungsträgern hergestellt. Abbildung 2.2.4 zeigt bereits verlegte Fertigteilplatten vor dem Aufbringen der Ortbetonschicht. Besonders gut zu erkennen sind hier die offenen Bügel, sowie die aufgeraute Betonoberfläche zur Erlangung einer schubfesten Verbindung, aber auch die Verbundfugen mit schlaufenförmiger Bewehrung und Kopfbolzendübeln. Insgesamt kamen 110 Fertigteilplatten zum Einsatz, wobei es 30 verschiedene Fertigteilausführungen gab. Die Verlegedauer betrug eine Woche, ein Ausschalen war aufgrund der Konstruktion nicht erforderlich. Dies führte nach Lühr et al. [24] zu einer Bauzeitverkürzung von rund einem Monat gegenüber einer konventionellen Bauweise.

Die Fertigung der Betonfertigteile erfolgte unter erhöhten Auflagen der Toleranzmaße, da sonst ein Einpassen nicht möglich gewesen wäre. Um das Aufaddieren von Fehlern möglichst gering zu halten, wurde die Verlegeachse in Brückenmitte gelegt. Zum Ausgleich einer unebenen Fertigteil-Plattenunterseite wurden die Platten auf Elastomerstreifen aufgelegt. Freie Ränder zwischen den Fertigteilen wurden mittels Fugenbändern geschlossen.

Eine Besonderheit stellte die Verankerungslänge im Bauzustand dar, da die Fertigteile statisch betrachtet als Träger auf zwei Stützen anzusehen sind. Um die Verankerungslänge einhalten zu können wurde sie, statt mit der tatsächlich vorhandenen, mit der mindest erforderlichen Bewehrung berechnet.

Aufgrund der günstigen Wirkung der Fertigteilplatten konnte die risssteuernde Bewehrung



Abbildung 2.2.4.: Verlegte Fertigteilplatten der Straßenbrücke Horsterdamm vor Einbringen der Aufbetonschicht [24]

in der Ortbetonergänzung von $22 \text{ cm}^2/\text{m}$ auf $15 \text{ cm}^2/\text{m}$ reduziert werden. Nach erfolgter Nachbehandlung wurden nur wenige Risse mit Rissbreiten von $< 0,10 \text{ mm}$ festgestellt, wobei $0,20 \text{ mm}$ zulässig waren [24].

2.2.3. Verbund-Fertigteil-Träger (VFT[®])

Bei Verbund-Fertigteil-Trägern handelt es sich um Verbundbrücken, auf deren Stahlträger bereits werksseitig dünne Betonplatten aufgebracht werden, welche das Gewicht des nachträglich aufgetragenen Frischbetons tragen können und somit die Funktion der Schalung übernehmen. Somit besteht bereits beim Transport und Einbau ein Teilverbundquerschnitt, welcher laut Doss [15] einige Vorteile gegenüber herkömmlichen Verbundträgern bietet. Die Betonplatte wirkt als Druckflansch des Verbundträgers, es ergibt sich somit ein wesentlich steiferer Verbundquerschnitt. Ebenso bewirkt sie bereits beim Transport eine horizontale Stabilisierung des Trägers, Stabilisierungsverbände im Bauzustand sind daher nicht erforderlich. Auch das Eigengewicht beim Betonieren des Aufbetons wirkt bereits auf den Teilverbundquerschnitt. Dadurch können kleinere Stahlquerschnitte ausgeführt und Material eingespart werden.

Die übliche Breite des Betonflansches beträgt etwa drei Meter, daher werden für gewöhnlich mehrere Verbund-Fertigteil-Träger nebeneinander angeordnet, wie es in Abbildung 2.2.5 dargestellt ist. Es können Spannweiten von 20 m bis 80 m verwirklicht werden [15].

Bei der Fertigung wird zunächst der Stahlträger mit den notwendigen Verbundmitteln hergestellt. Auch der Korrosionsschutz wird bereits im Werk und somit qualitativ hochwertiger als auf der Baustelle aufgebracht. Als nächstes wird die Stahlbetonplatte im Fer-

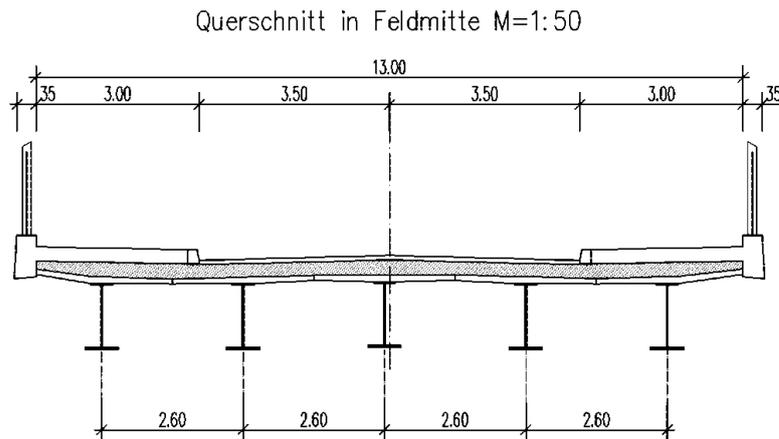


Abbildung 2.2.5.: Beispiel eines Querschnittes mit Verbundfertigteilträgern [15]

fertigteilwerk auf den Träger betoniert. Der Transport erfolgt üblicherweise auf der Straße, wozu temporär Torsionsabstrebungen vom Steg zur Obergurtaußenkante benötigt werden. Vor Ort werden die Träger per Kran auf Hilfsjoche abgesetzt und miteinander verbunden. Im Anschluss wird die Aufbetonschicht betoniert. Nach dem Aushärten ist der gesamte Verbundquerschnitt tragfähig [15].

Aufgrund der konstruktiv einfach auszuführenden Anschlüsse sind prinzipiell alle statischen Systeme möglich. So ist auch beispielsweise eine Anwendung als Querträger mit Trägerüberbau denkbar. Die Abtragung der Lasten erfolgt in Längsrichtung über den Gesamtverbundquerschnitt und in Querrichtung über eventuelle Querträger und die Ortbetonplatte. Besonderes Augenmerk ist auf das Kriechen und Schwinden zu legen, da hierbei zwei unterschiedliche Betonkörper mit unterschiedlichen Betonierzeitpunkten gegeben sind. Auch ändert sich das statische System der Fertigteilplatten über die Bauzustände hinweg [15].

Von Vorteil bei diesem Bauvorhaben sind dessen große Wirtschaftlichkeit, kurze Bauzeiten und Störungen des Verkehrs, eine Qualitätsverbesserung aufgrund des hohen Vorfertigungsgrades und eine wartungsfreundliche, offene Überbaukonstruktion [15].

2.2.3.1. Der Einsatz von VF-Trägern am Beispiel einer Eisenbahnbrücke über den Teltowkanal

Ein Pilotprojekt der VFT[®]-Bauweise war die Überbrückung des Teltowkanals im deutschen Berlin-Lankwitz im Jahr 2004. Sie ist in Abbildung 2.2.7 dargestellt.

Hier kamen insgesamt vier VFT[®]-Träger mit einer Länge von je 42,5 m, einer Obergurtbreite von 2,50 m und einem Gewicht von rund 75 t zum Einsatz. Die Ortbetonschicht wurde 40 cm dick betoniert. Abbildung 2.2.6 zeigt den insgesamt 10,75 m breiten Querschnitt der Brücke. Die Betonobergurte der Träger wurden leicht gevoutet mit einer Dicke zwischen 12 cm und 15 cm ausgeführt [42].

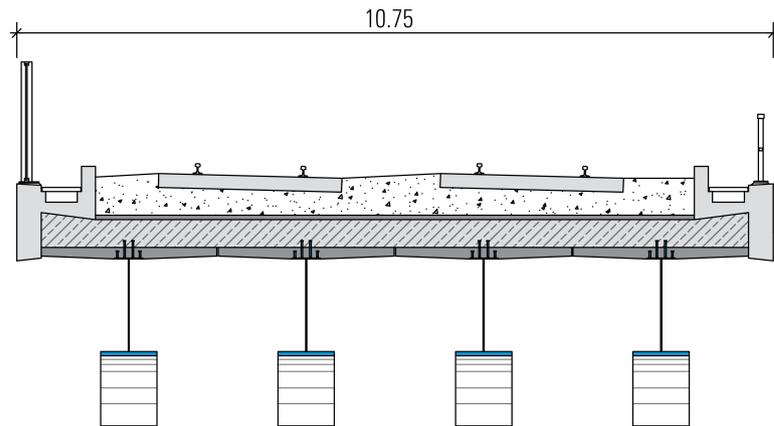


Abbildung 2.2.6.: Querschnitt der Eisenbahnbrücke über den Teltowkanal [34]

Die Brücke wurde als Einfeldrahmen ausgebildet, die Stahlträger wurden dabei in Längsrichtung gevoutet ausgeführt. Als Material kamen Stahl der Güte S355J2+N sowie Beton für die Fertigteilobergurte der Klasse C45/55 zum Einsatz. Es konnte eine Schlankheit in Feldmitte von rund $l/22$ und im Randbereich von $l/14$ erreicht werden [34].



Abbildung 2.2.7.: Ansicht der fertiggestellten Eisenbahnbrücke über den Teltowkanal [37]

2.3. Fugenausbildung bei Fertigteilplatten

2.3.1. Arten von Fugen bei Fertigteilplatten

Fertigteilelemente sind aufgrund des üblicherweise erforderlichen Transportes vom Werk zur Baustelle in ihrer Größe begrenzt. Diese maximalen Abmessungen überschreiten jedoch zumeist die erforderlichen Maße der Bauteile. Somit müssen mehrere Fertigteile aneinander

gereiht werden und es ergibt sich eine Vielzahl an Stoßfugen zwischen diesen Elementen. Je nach Orientierung können diese Fugen in folgende drei Arten, welche in Abbildung 2.3.1 dargestellt sind, unterteilt werden:

1. Längsfugen
2. Querfugen
3. Verbundfläche zwischen Fertigteil und Aufbeton

Längsfugen treten in Bauwerkslängsrichtung auf. Sie werden üblicherweise direkt über den Stahllängsträgern ausgebildet, um die Verbundwirkung zwischen Stahlquerschnitt und Betonplatte herzustellen. Sie werden meist zusätzlich bewehrt und entweder im Fall von Halffertigteilen mit der Aufbetonschicht mitbetoniert oder im Fall von Vollfertigteilen in einem weiteren Arbeitsschritt verbunden.

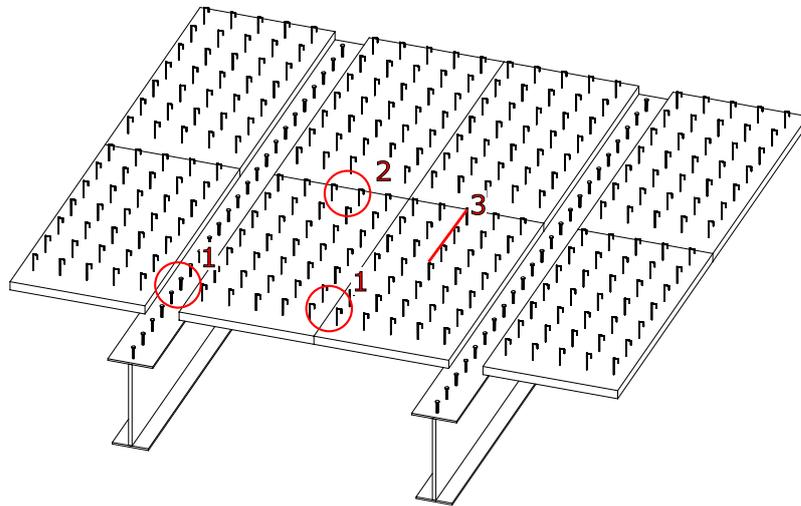


Abbildung 2.3.1.: Unterteilung der Fugenarten nach ihrer geometrischen Orientierung

Querfugen treten in Bauwerksquerrichtung auf. Sie können über Querprofilen oder ohne Unterstützung ausgebildet werden. Auf Querfugen wird in folgendem Abschnitt näher eingegangen.

Die Verbundfläche zwischen Fertigteilen und der Aufbetonschicht tritt nur beim Einsatz von Halffertigteilen auf. Sie stellt den Verbund zwischen beiden Elementen her und ist üblicherweise nur in der Lage, Schubkräfte zu übertragen. Die Größe der maximal übertragbaren Schubkraft hängt dabei von der Rauigkeit der Fertigteiloberfläche und der Art und Anordnung der Verbundmittel ab.

2.3.2. Tragverhalten von Fugen bei Fertigteilplatten

Fahrbahnplatten im Brückenbau wirken sowohl als Platten- als auch als Scheibenelemente. Die Übertragung der horizontalen Lasten aus Wind und Verkehr werden durch Scheibenwirkung, vertikale Lasten aus Eigengewicht und Nutzlasten werden durch Plattenwirkung

abgetragen. Sowohl die Fertigteile, als auch die Fugen müssen in der Lage sein, diese Kräfte zu übertragen. Die in Fugen auftretenden Kräfte können in

- Scheibenschub N_{Ed} (längs der Fuge)
- Scheibenzug $V_{H,Ed}$ (quer zur Fuge in der Ebene)
- Plattenquerkraft V_{Ed} (quer zur Fuge aus der Ebene)
- Plattenquerbiegung M_{Ed} (längs der Fuge)

unterteilt werden und sind in Abbildung 2.3.2 dargestellt. Für die Bemessung wird meist angenommen, dass das Tragverhalten als Scheibe und jenes als Platte nicht gemeinsam, sondern entkoppelt voneinander wirkt [11].

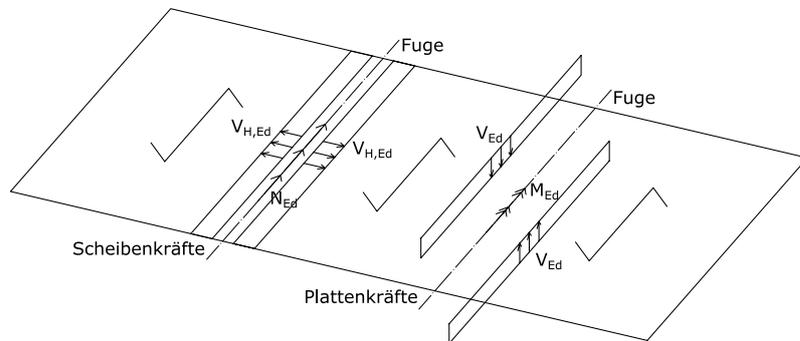


Abbildung 2.3.2.: Auftretende Kräfte in Stoßfugen von Fertigteilplatten (nach [11])

Für das Scheibentragverhalten sind nach Bindseil [11] folgende Faktoren entscheidend:

- Fugengeometrie (vor allem die Verzahnung, aber auch Rauigkeit der Oberfläche)
- Größe und Anordnung einer eventuellen Fugenbewehrung (Quer- und Längsbewehrung)
- Normalspannung in Scheibenebene senkrecht zur Fuge

Das Plattentragverhalten hängt nach Bindseil [11] von

- der Art der Aufnahme der horizontalen Spreizkräfte,
- der Höhe des Konsolanschnittes,
- einem vollständigen oder teilweisen Haftverbund zwischen Fugenverguss und Fertigteilbeton, sowie
- der Größe und Anordnung der Fugenbewehrung

ab. Die Spreizkräfte sind dabei jene Kräfte in Scheibenebene, welche aus der Druckstrebenkraft zwischen Fugenverguss und Fertigteil aufgrund Plattenquerkraft resultieren (siehe Abbildung 2.3.3).

Je nach den statischen Erfordernissen für die Fertigteilelemente fallen die Anforderungen und somit die Ausbildung der Fugen sehr unterschiedlich aus. So müssen Längsfugen

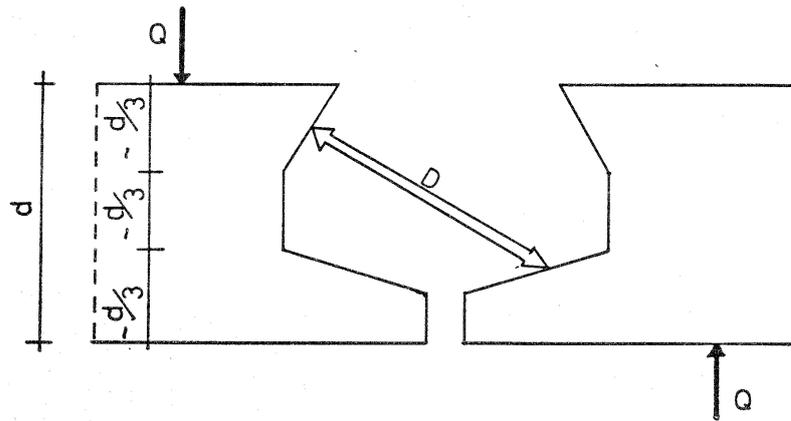


Abbildung 2.3.3.: Druckstrebenkraft zwischen Fugenverguss und Fertigteil aufgrund Querkrafteinwirkung [27]

über Stahllängsträgern üblicherweise in der Lage sein die negativen Momente aus der Auskragung aufzunehmen, Quertugen von einachsig gespannten Fertigteilen müssen jedoch hauptsächlich Querkkräfte aufnehmen, um eine Querverteilung der Lasten zu ermöglichen. Diese Querverteilung ist erforderlich, um lokale Überbeanspruchungen des Querschnitts und Durchbiegungsdifferenzen zu vermeiden. ÖNORM EN 1992-1-1 [2] gibt für den Hochbau beispielhaft drei Varianten von Fugenausbildungen zur Sicherstellung ausreichender Querverteilung an:

- konstruktive Fugenausbildung als Vergussfuge (Abbildung 2.3.4a) - Abschnitt 2.3.3.1
- verankerte Stahleinbauteile, werden auf der Baustelle miteinander verschweißt (Abbildung 2.3.4b)
- bewehrter Aufbeton (Abbildung 2.3.4c) - Abschnitt 2.3.4

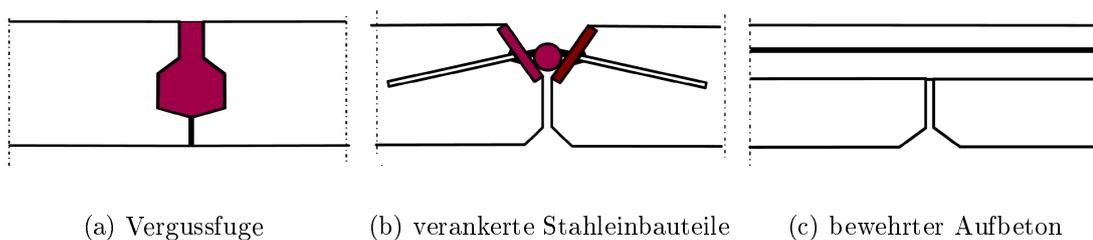


Abbildung 2.3.4.: Fugenausbildung zur Sicherstellung ausreichender Querverteilung, Beispiele nach ÖNORM EN 1992-1-1 [2]

2.3.3. Querfugenausbildung bei Vollfertigteilplatten im Brückenbau

Vollfertigteile kommen bereits als fertig ausgehärtete Platten auf die Baustelle, sie selbst benötigen daher keine weitere Betonage. Für die Herstellung einer kraftschlüssigen Ver-

bindung der Fugen ist jedoch mindestens ein weiterer Arbeitsschritt erforderlich. Je nach Ausbildung der Fuge unterscheidet man bei Vollfertigteilen nach Langrock [23] zwischen

- Vergussfugen / Ortbetonfugen
- Mörtelfugen
- Kontaktfugen, unterteilt in Klebefugen und Trockenfugen.

Am häufigsten findet hierzulande die Vergussfuge Anwendung, aber in den letzten Jahren werden auch vereinzelt Klebefugen ausgeführt (Abschnitt 2.3.3.2) [14].

2.3.3.1. Vergussfugen

Vergussfugen werden nach dem Auflegen der Fertigteile nachträglich ausbetoniert, wobei die Fugengeometrie bereits über die seitliche Abschalung im Werk ausgebildet wird. Die Fugen werden üblicherweise bewehrt ausgeführt, entweder nachträglich oder durch mitbetonierte, überstehende Bewehrung der Fertigteile. Sie können an der Untersicht offen oder geschlossen ausgeführt werden, wobei geschlossene Fugen den Vorteil haben, dass das Fertigteil bereits die Schalung ersetzt und somit zusätzlicher Arbeitsaufwand vermieden wird. Das Austreten des Betoniermörtels am Stoß der Fertigteile kann über Einlegen eines Stricks, eines Fugenbandes oder durch konstruktive Maßnahmen vermieden werden. Vergussfugen können auch über Querträgern angeordnet werden, wodurch auch die Verwendung von Schalung vermieden wird. Um die Jahrtausendwende wurden in Frankreich, basierend auf einem schweizer System, zwanzig Verbundbrücken entlang der Autobahn A16 in Fertigteilbauweise errichtet. Dabei kamen selbstschalende Fertigteilplatten zur Anwendung, welche in Abbildung 2.3.5 dargestellt sind.

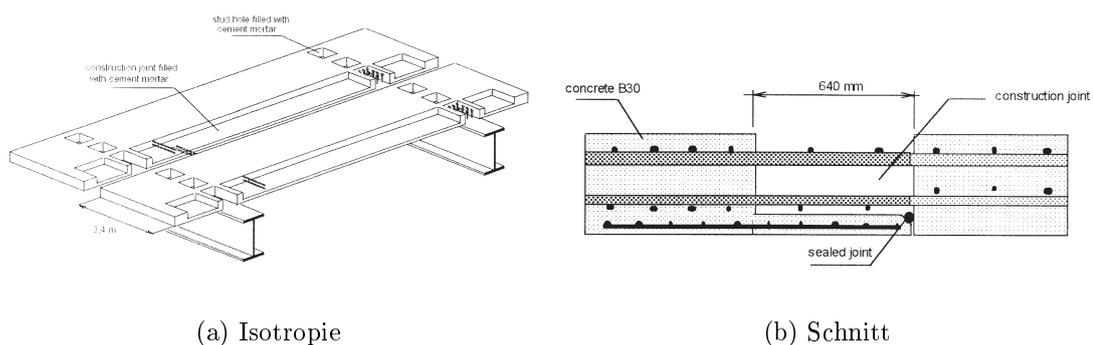


Abbildung 2.3.5.: Quersfugenausbildung der Verbundbrücken entlang der A16 in Frankreich [12]

Eine weitere Methode die Fugen zwischen zwei Fertigteilen zu bewehren, ist die Bewehrungsseisen der Fertigteile in Form von Schlaufen oder Bügeln versetzt herausstehen zu lassen, so dass in Querrichtung gerade Bewehrungsseisen eingezogen werden können, welche die Verbindung zwischen beiden Fertigteilen herstellen. So wurde es beispielsweise bei der in

Abschnitt 2.2.1.1 beschriebenen Bahretalbrücke durchgeführt (siehe Abbildung 2.2.2) und damit eine zug- und druckfeste Verbindung zwischen den Fertigteilen geschaffen. Auch wurden hier Elastomerstreifen zwischen Stahlträger und Fertigteilen bzw. Ortbeton verwendet, um einen ausreichenden Korrosionsschutz sicherzustellen [20].

Ein Problem von ausbetonierten Fugen stellt das Schwinden des Frischbetons dar, wodurch es zu vermehrter Rissbildung kommen kann. Auch eine ausreichende Breite der Fugen sollte nach Dauner [14] vorhanden sein, damit sie Zugkräfte übertragen können und auch hierbei keine Risse entstehen.

2005 führte ein koreanisches Forscherteam Großversuche an einer von ihnen entwickelten, zweifeldrigen Verbundbrücke aus Stahlbetonfertigteilen und zwei Stahlträgern durch. Diese wurde sowohl statisch als auch dynamisch belastet und ein Schwerpunkt lag dabei auf der Untersuchung der Querfugen [28]. Die Fugenausbildung der Stahlbetonfertigteile ist in Abbildung 2.3.6 abgebildet. Hierbei wurde Schlaufenbewehrung versetzt in die Fertigteile miteinbetoniert, welche nach dem Verlegen mit Längseisen verbunden wurden. Die Fugengeometrie entspricht einer U-Form, es sind also keine innenliegenden Kanten vorhanden, wodurch Spannungsspitzen vermieden werden. Ausgefüllt wurden die Querfugen mit expansivem Beton, um dem Schwinden entgegenzuwirken.



(a) Seitenansicht

(b) Draufsicht

Abbildung 2.3.6.: Querfugenausbildung des Verbundbrückenmodells aus [28]

Als Ergebnis beschrieben die Autoren mehrere zusammenfassende Punkte. So wurde nachgewiesen, dass eine Risskonzentration in der Schnittstelle der Fuge über dem mittleren Auflager stattfand. Die Rissweiten in Feldmitte waren jedoch in Plattenmitte größer als in den Fugen, wodurch das Verhalten dieser Fugen an der Plattenunterseite dem von Ortbetondecken gleichgesetzt werden kann. Es konnte des Weiteren bestätigt werden, dass dieses Brückenmodell mit den schlaufenbewehrten Fugen bei Betrachtung der Festigkeit und Steifigkeit unter statischen und dynamischen Lasten gleiches Verhalten wie andere Verbundbrücken aufweist [28, 29]. Besonderes Augenmerk in Bezug auf Rissweite sollte jedoch, den Autoren zufolge, der Fugenvergusschnittstelle gewidmet werden, da hier der Übergang von normaler Bewehrung auf die doppelte Schlaufenbewehrung liegt.

2.3.3.2. Klebefugen

Klebefugen werden durch das Aufbringen eines Klebers auf die Plattenstirnseiten und anschließendes Aneinanderdrücken der zu verbindenden Fertigteile hergestellt. Es sind keine Betonierarbeiten auf der Baustelle erforderlich, was eine Zeitersparnis bringt, da nur kurze Aushärtingszeiten abgewartet werden müssen. Klebefugen sollen somit alle Vorteile der Werksfertigung nutzen und die zeitlichen Verzögerungen auf ein Minimum reduzieren.

Für das vollflächige Verkleben der Fertigteile werden die Segmente nach einem Nut-Feder-Prinzip betoniert, sodass die Stirnseite des einen Bauteils das Negativ der Stirnseite des anderen Bauteils ist. Vor dem Aneinanderlegen wird eine der beiden Stirnflächen mit einem Kleber, üblicherweise Epoxydharzmörtel, beschichtet. Dichtungsringe sorgen dafür, dass Aussparungen, wie Kabelkanäle nicht zugeklebt werden. Das Aneinanderpressen der Fertigteile wird mittels Montageverspannung bewerkstelligt, wobei die Segmente auf ca. 2 cm dicken Gleitschuhen auf dem Stahlobergurt gleiten. Zusätzlich können die Segmente gegeneinander vorgespannt werden.

Werden solche Fugen über Stahlträgern ausgeführt und sollen mit diesen verbunden werden, muss darauf geachtet werden, Korrosion vorzubeugen und eine Vorspannung durch Gleiten auf dem Obergurt zu ermöglichen. Gleichzeitig sollte das Schweißen auf der Baustelle vermieden werden [14]. Zur Lösung dieses Problems wurde ein Verfahren mit der Bezeichnung Teilhaftverbund entwickelt. Dabei werden nicht Betonplatte und Stahlobergurt miteinander direkt verklebt, sondern die Fuge zwischen diesen beiden Teilen wird ausinjiziert. Für den Verbund werden keine Kopfbolzendübel verwendet, sondern es wurden Versuche mit mehreren Arten der Verdübelung durchgeführt und schließlich ein vertikal aufgeschweißtes Riffelblech mit dem Injektionsgut als Haftschrift als beste Lösung befunden (siehe Abbildung 2.3.7 rechts), da sie die beste Verzahnung zwischen Haftschrift und Stahl aufwies [13].

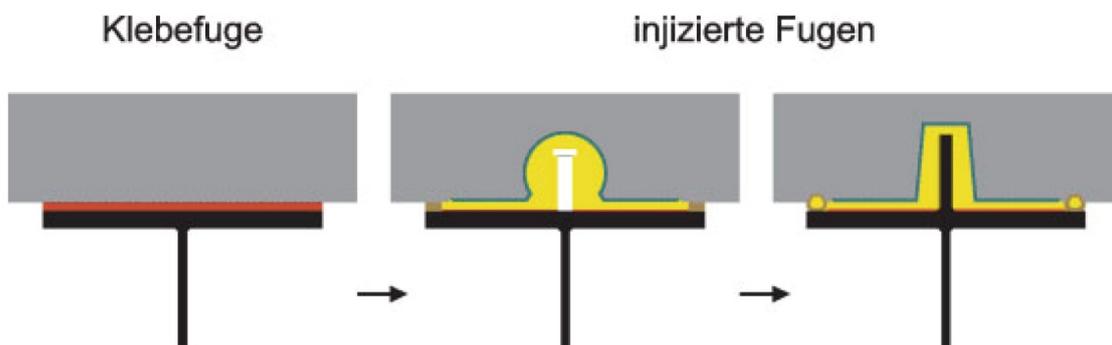


Abbildung 2.3.7.: Entwicklung der Verbundfuge [13]

Wichtige Faktoren für die Ausbildung dieser Fuge sind vor allem folgende Punkte:

- der Beton und seine Oberflächenbeschaffenheit in der Fuge

- der Aufbau der Haftschrift und seine Verzahnung mit dem Stahlgurt
- die Tiefe der Verzahnung des Riffelbleches und die Verschweißung mit dem Trägergurt
- der Injektionsmörtel

Ein Nachteil dieses Verfahrens ist, dass die Fuge nur gering duktil ist und es somit zu keinen Kraftumlagerungen kommen kann. Dies muss also in der Berechnung berücksichtigt werden, beispielsweise durch die Berechnung mit elastischen Schnittkräften [13].

2.3.4. Querfugenausbildung bei Halbfertigteilplatten im Brückenbau

Bei der Ausbildung der Querfugen von Halbfertigteilen werden in der Regel diese gleichzeitig mit dem Betonieren der Aufbetonschicht verfüllt. Der Vorteil hierbei ist, dass dadurch ein quasi monolithisches System entsteht. Die Ausbildung solcher Querfugen ist im Brückenbau noch weitestgehend undokumentiert, daher kann hier kein Detail nach Stand der Technik angegeben werden. Vergleicht man jedoch die Fugenausbildungen bei Vollfertigteilplatten des Hochbaus mit jenen des Brückenbaus, unterscheiden sich diese nicht wesentlich. Daher wird hier vorerst auf die Querfugenausbildung von Halbfertigteilplatten im Hochbau eingegangen und angenommen, dass eine ähnliche Ausbildung auch für Brückenbauwerke durchführbar ist. Es muss jedoch bedacht werden, dass Fahrbahnplatten im Brückenbau im Gegensatz zu Platten im gewöhnlichen Hochbau der Witterung sowie nicht ruhender Beanspruchung ausgesetzt sind.

2.3.4.1. Fugenausbildung im Hochbau

Querfugen von Halbfertigteilen werden im Hochbau üblicherweise ohne Verzahnung der beiden Elemente ausgeführt, das heißt, dass die Stirnseiten eben sind und direkt aneinandergelegt werden. Als Schubverzahnung ist also weniger die Geometrie als die Rauigkeit der Fertigteiloberfläche von entscheidender Bedeutung [11]. Die Bewehrung des Fugenquerschnittes erfolgt lediglich im Aufbeton durch Auflegen von Bewehrungsmatten oder Einzelstäben (siehe Abbildung 2.3.8).

Das Austreten des flüssigen Aufbetons durch die Stirnseiten kann durch Einlegen eines Stricks oder Abschalung vermieden werden. Nicht zu empfehlen ist hingegen das Auflegen von Pappe auf die Fertigteiloberfläche, da hierbei die Querschnittshöhe, sowie die Betondeckung in der Fuge erheblich reduziert werden [11].

Unterschiedliche Verformungen bei der Montage der Platten können durch das Vorsehen von Schraubverbindungen verhindert werden. Sie verbinden die Fertigteile untereinander, was in Abbildung 2.3.9 dargestellt ist.

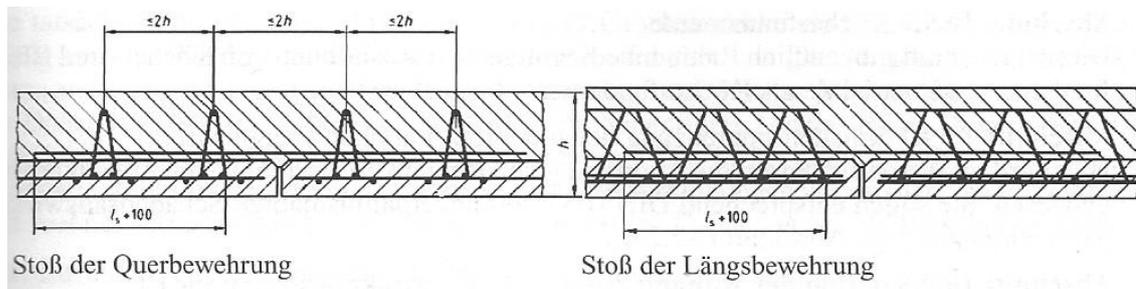


Abbildung 2.3.8.: Stoßausführung bei zweiachsiger Tragwirkung von Elementdecken mit Ortbeton [11]

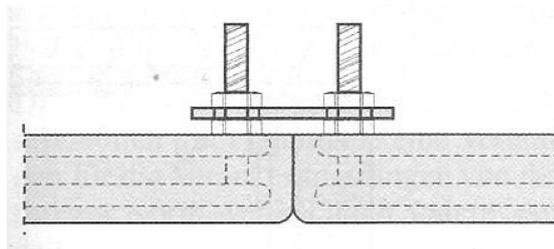


Abbildung 2.3.9.: Reduzierung von Fugensprüngen durch Schraubverbindung [11]

3. Der Einsatz von geschweißten und gehefteten Bewehrungsmatten bei Straßenbrücken

3.1. Bemessung nicht ruhend beanspruchter Bauteile nach ÖNORM EN 1992-1-1

3.1.1. Allgemeines

Von Ermüdung spricht man, wenn ein Bauteil aufgrund dynamischer Beanspruchung versagt, obwohl seine statischen Festigkeiten nicht überschritten wurden. Das Ermüdungsversagen von Beton in der Druckzone kündigt sich üblicherweise durch große Verformungen an, Stähle jedoch versagen dabei spröde, also ohne Vorankündigung [22].

Unter nicht vorwiegend ruhend beanspruchten Bauteilen sind nach ÖNORM EN 1992-1-1 [2] Tragwerke und tragende Bauteile zu verstehen, welche regelmäßigen Lastwechseln ausgesetzt sind. Dabei zählen Tragwerke des üblichen Hochbaues laut nationalem Anhang ÖNORM B 1992-1-1 [3] nicht dazu und auch für Brücken gibt es einige Ausnahmen, wie beispielsweise Fußgängerbrücken nach ÖNORM B 1992-2 [5]. Für jene Bauteile die nicht in diese Ausnahmen fallen, zum Beispiel Straßenbrücken, muss ein Ermüdungsnachweis geführt werden. Dieser hat getrennt für Beton und Stahl zu erfolgen.

3.1.2. Lastansätze auf Straßenbrücken

Da in dieser Arbeit Straßenbrücken behandelt werden, soll, bevor auf die Nachweisführung ermüdungsbeanspruchter Bauteile nach Eurocode 2 eingegangen wird, ein kurzer Überblick gegeben werden, welche Einwirkungen auf Brücken zu berücksichtigen sind und welche Verkehrslasten auf Straßenbrücken angesetzt werden. Ferner werden die Lastansätze aus Verkehr bei Straßenbrücken für die Ermüdungsnachweise genauer betrachtet.

3.1.2.1. Arten der Einwirkungen auf Brücken

In der Normenreihe ÖNORM EN 1991 (Eurocode 1) sind alle im europäischen Raum anzusetzenden Einwirkungen auf Bauwerke geregelt. Dabei ist diese in viele Einzelnormen

unterteilt, wovon jede eine Kategorie der Einwirkungen behandelt. Die für Brücken relevanten Normenteile sind:

- Raumgewichte, Eigenlasten, Nutzlasten EN 1991-1-1
- Schneelasten (nur bei überdachten Brücken) EN 1991-1-3
- Windlasten EN 1991-1-4
- Temperatureinwirkungen EN 1991-1-5
- Einwirkungen und Verformungen während der Bauausführung EN 1991-1-6
- Außergewöhnliche Einwirkungen EN 1991-1-7
- Verkehrslasten auf Brücken EN 1991-2

Diese Einwirkungen sind auf verschiedene Weisen miteinander zu kombinieren. Dies ist in ÖNORM EN 1990 (Eurocode 0) geregelt.

3.1.2.2. Verkehrslasten auf Straßenbrücken

Die auf Brücken anzusetzenden Verkehrslasten und somit auch jene auf Straßenbrücken sind in Teil 2 des Eurocode 1 (ÖNORM EN 1991-2) [1] geregelt. Darin wird zwischen veränderlichen und außergewöhnlichen Belastungen unterschieden.

- Veränderliche Einwirkungen durch Kraftfahrzeugverkehr, unterteilt in
 - statische Vertikallasten
 - statische Horizontallasten aufgrund Bremsen, Anfahren und Zentrifugalkräften
 - dynamische Vertikallasten für Ermüdungsberechnungen
- Außergewöhnliche Einwirkungen durch Straßenfahrzeuge, unterteilt in
 - Fahrzeuganprall an Überbauten oder Pfeilern
 - schwere Radlasten auf Fußwegen
 - Fahrzeuganprall an Schrammborden, Schutzeinrichtungen und Stützen

Für die Lastansätze aufgrund veränderlicher Einwirkungen wird zunächst die Fahrbahn in rechnerische Fahrstreifen unterteilt. Diese sind von der Fahrbahnweite w , dem Abstand zwischen den Schrammborden bzw. Rückhaltesystemen abhängig und ihre Anzahl beträgt immer eine ganze Zahl zuzüglich eines eventuellen Reststreifens. Sie werden nach ihrer ungünstigen Wirkung gereiht nummeriert, wobei eine getrennte Nummerierung nur je unabhängigen Überbau, nicht zwingend je Fahrtrichtung erfolgt.

Einwirkende Vertikallasten sind gleichmäßig verteilte Flächenlasten sowie Gruppen von Einzellasten. Die Größe der Einwirkungen sowie deren Kombination miteinander ist dabei in vier verschiedenen Lastmodellen geregelt. Repräsentativ für eines dieser Lastmodelle,

nämlich das Lastmodell 1, ist Abbildung 3.1.1. Dabei werden je nach Fahrstreifen Flächen- bzw. Gruppen zu vier Einzellasten, welche die Radlasten einer Doppelachse repräsentieren, angesetzt.

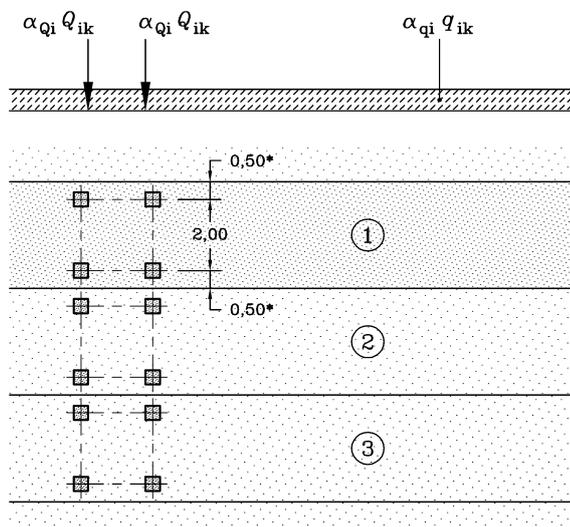


Abbildung 3.1.1.: Vertikallasten auf Straßenbrücken des Lastmodells 1 nach ÖNORM EN 1991-2 [1]

3.1.2.3. Verkehrslasten für den Ermüdungsnachweis bei Straßenbrücken

Für die Führung eines Ermüdungsnachweises bei Straßenbrücken ist der Ansatz von dynamischen Einwirkungen zufolge Verkehr erforderlich. Dieser kann nach ÖNORM EN 1991-2 [1] mittels einem von fünf verschiedenen Ermüdungslastmodellen (ELM) erfolgen. Dabei bestehen diese Lastmodelle nur aus Vertikallasten, der Ansatz von Horizontallasten ist üblicherweise nicht erforderlich.

Die einzelnen Ermüdungslastfälle unterscheiden sich einerseits durch den Detailgrad der Lastannahmen, andererseits durch ihre Aussagefähigkeit. So dienen ELM 1 bis 3 zur Ermittlung der maximalen und minimalen Spannungen auf der Brücke aus denen meist die Differenz gebildet wird für den Erhalt der maximalen Spannungsdifferenz. ELM 4 und 5 dienen hingegen zur Ermittlung der Bandbreite des Spannungsspektrums aus der Überfahrt von Lastkraftwagen. Mittels ELM 1 und 2 kann eine unbegrenzte Ermüdungslebensdauer nachgewiesen werden. ELM 3 bis 5 dienen der Berechnung der Ermüdungslebensdauer und sollten nicht zum Nachweis, ob eine unbegrenzte Ermüdungslebensdauer angenommen werden kann, verwendet werden. Daher sind ELM 1 und 2 nicht mit ELM 3, 4 und 5 vergleichbar.

3.1.3. Nachweisführung bei Ermüdungsbeanspruchung

Wie bereits zu Beginn des Kapitels erklärt, wird der Nachweis ermüdungsbeanspruchter Stahlbetonbauteile getrennt für Beton und Stahl geführt. ÖNORM EN 1992-1-1 [2] gibt vor, dass die Spannungen auf der Grundlage gerissener Querschnitte unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit, jedoch unter Einhaltung der Verträglichkeit der Dehnung ermittelt werden.

Das unterschiedliche Verbundverhalten von Betonstahl und Spannstahl ist durch Erhöhung der unter Annahme starren Verbunds berechneten Betonstahlspannungen mit dem Faktor η zu berücksichtigen. Dieser ist von den Querschnittsflächen, den Durchmessern und den Verbundfestigkeiten der beiden Stähle abhängig.

Für die Berechnung der erforderlichen Schwingbreiten müssen die Einwirkungen nach ÖNORM EN 1992-1-1 [2] in nichtzyklische und zyklische ermüdungswirksame Einwirkungen unterteilt werden. Als nichtzyklischen Einwirkungen sind nach ÖNORM B 1992-2 [5] folgende Einwirkungen zu kombinieren:

- der charakteristische Wert der ständigen Einwirkungen
- der 0,5-fache Wert der ungünstig wirkenden charakteristischen Setzungen
- der 0,95-fache Mittelwert der Vorspannkraft
- der quasiständige Wert der ungünstig wirkenden Temperatureinwirkungen

Die zyklischen Einwirkungen werden aus dem maßgebenden Verkehrslastmodell für Ermüdung, wie beispielsweise einem der Ermüdungslastmodelle aus dem vorherigen Abschnitt, ermittelt.

Der Nachweis des Betons sowie des Stahls kann nach ÖNORM EN 1992-1-1 [2] nach drei verschiedenen Verfahren geführt werden, wobei sich diese in Genauigkeit und Aufwand unterscheiden. Bevor jedoch genauer auf diese Verfahren eingegangen wird, soll zunächst die Ermittlung von Ermüdungsfestigkeiten näher erläutert werden.

3.1.3.1. Ermüdungsfestigkeiten - Wöhlerlinien

Für die Führung eines Ermüdungsnachweises benötigt man die Bauteileigenschaften bei dynamischer Beanspruchung des untersuchten Werkstoffes. Diese können über Dauerschwingversuche, auch Einstufenversuche genannt, ermittelt werden. Dabei wird der Probekörper einer zyklischen Belastung bis zum Versagen ausgesetzt, wobei Oberspannung und Schwingbreite konstant gehalten werden und die Anzahl der Lastwechsel gezählt werden. Der ermittelte Wert gibt somit eine Aussage, wieviele Lastwechsel das Bauteil bei einer bestimmten Schwingbreite bis zum Bruch erträgt, oder umgekehrt bei welcher Schwingbreite eine bestimmte Anzahl an Lastwechseln ertragen werden können. Somit ist die Ermüdungsfestigkeit kein konstanter Wert, sondern von der einwirkenden Schwingbreite und der Anzahl

an Lastwechseln abhängig. Der Verlauf dieser Beziehung kann in einem Diagramm dargestellt werden. Die dadurch erhaltene Linie wird Wöhlerlinie, benannt nach seinem Erfinder August Wöhler, genannt.

Wöhlerlinien sind üblicherweise in doppeltlogarithmischen Diagrammen aufgetragen, wobei die Ordinate die Schwingbreite $\Delta\sigma$ in N/mm^2 und die Abzisse die Anzahl der Lastzyklen darstellt. Aus der Wöhlerlinie ist abzulesen, nach wievielen Lastwechseln mit einer bestimmten Schwingbreite der Probekörper versagt hat. Nach mehreren Versuchen mit Variation der Schwingbreite kann damit die Linie angenähert werden. Üblicherweise stellen sich dabei im doppeltlogarithmischen Diagramm drei annähernd geradlinige Bereiche unterschiedlicher Neigung ein. Diese Verläufe werden häufig durch Geraden angenähert, wodurch sich an den Schnittpunkten Knicke ergeben. Die Linie wird in drei Bereiche unterteilt:

- Kurzzeitfestigkeitsbereich
- Zeitfestigkeitsbereich
- (Quasi-)Dauerfestigkeitsbereich

Abbildung 3.1.2 zeigt ein allgemeines Beispiel einer Wöhlerlinie mit Angabe der Bereiche und der Festigkeiten. Der Wert k gibt die Neigung der Linien an und nimmt mit einer flacheren Neigung zu. Wie in der Abbildung zu sehen ist, beträgt das Maximum der Kurve genau die statische Zugfestigkeit, welche theoretisch nach genau einem Lastwechsel zum Versagen führt. Den Übergang von Kurzzeit- auf Zeitfestigkeit bildet die Fließ- bzw. Streckgrenze. Der Zeitfestigkeitsbereich verläuft üblicherweise geradlinig mit einem kleineren k -Wert als die anderen Bereiche. Im Dauerfestigkeitsbereich beträgt die Neigung $k = \infty$, verläuft also waagrecht und gibt somit an, dass Schwingbreiten unterhalb dieser Linie theoretisch unendlich oft ertragen werden können. Dieser Wert wird für die Untersuchung der unbegrenzten Ermüdungslebensdauer benötigt (Abschnitt 3.1.3.2). Für den Nachweis einer Betriebsfestigkeit werden jedoch auch Schwingbreiten unterhalb dieser Linie für die Schadensakkumulation berücksichtigt (siehe Abschnitt 3.1.3.4), daher wird hierfür eine Linie mit geringer Neigung (strichliert in Abbildung 3.1.2) angenommen. Der Eurocode gibt zur Konstruktion festgelegter Wöhlerlinien die Neigungen der Zeitfestigkeit k_1 und der Quasi-Dauerfestigkeit k_2 , sowie die Position des Knickpunktes dieser beiden Linien N^* an.

3.1.3.2. Vereinfachter Nachweis durch Begrenzung der Spannungen (Stufe 1)

Der vereinfachte Nachweis ist der am einfachsten zu ermittelnde, jedoch der konservativste der drei zulässigen Nachweisverfahren.

Der Nachweis erfolgt durch Spannungsbegrenzung unter der in Abschnitt 3.1.3 erklärten Einwirkungskombination, wodurch die Quasi-Dauerfestigkeit nachgewiesen wird. Es muss keine Lastwechselzahl über die Lebensdauer des Bauwerkes ermittelt werden.

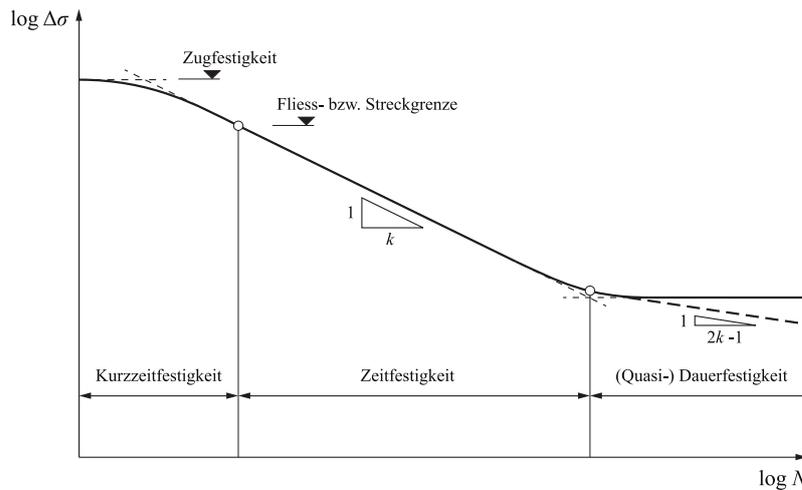


Abbildung 3.1.2.: Allgemeine Unterteilung von Wöhlerlinien (nach Fehlmann [16])

Der Nachweis lautet

$$\Delta\sigma_s \leq k \quad (3.1.1)$$

3.1.3.3. Nachweis mit schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten (Stufe 2)

Kann der vereinfachte Nachweis nicht erbracht werden, so darf der Nachweis gegen Ermüdung bei Standardfällen mit bekannten Belastungen auch über schädigungsäquivalente Schwingbreiten geführt werden. Dabei wird das tatsächliche Spannungskollektiv durch eine äquivalente einstufige Beanspruchung mit N^* Lastwechseln ersetzt.

Ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung von Beton- und Spannstahl ist gegeben, wenn folgende Gleichung erfüllt wird:

$$\gamma_{F,fat} * \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad (3.1.2)$$

Dabei sind $\gamma_{F,fat}$ und $\gamma_{S,fat}$ die Teilsicherheitsbeiwerte für Ermüdung auf Einwirkungs- und Widerstandseite und $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ ist die Schwingbreite bei N^* Lastwechseln. Die entsprechenden Wöhlerlinien für die Anwendung in Österreich sind beispielsweise in ÖNORM B 1992-2 [4] angegeben.

$\Delta\sigma_{S,equ}$ ist die schädigungsäquivalente Schwingbreite für den Nachweis des Stahls, sie wird nach ÖNORM EN 1992-2 [4] Anhang NN folgendermaßen berechnet:

$$\Delta\sigma_{S,equ} = \Delta\sigma_{S,Ec} * \lambda_s \quad (3.1.3)$$

Die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{S,Ec}$ ist dabei durch die in Abschnitt 3.1.3 genannte Einwirkungskombination mit dem ELM 3 aus ÖNORM EN 1991-2 [1] mit erhöhten Achslasten

zu ermitteln. λ_s ist ein schädigungsäquivalenter Korrekturfaktor für Ermüdung. Er berücksichtigt baustellenspezifische Bedingungen einschließlich Verkehrsaufkommen auf der Brücke, Lebensdauer und Spannweite der Tragelemente.

3.1.3.4. Betriebsfestigkeitsnachweis (Stufe 3)

Bei der Betriebsfestigkeitsbemessung werden die Einwirkungen nach voraussichtlich realen Einwirkungen ermittelt. Sie ist die genaueste der drei Varianten, allerdings auch am aufwändigsten bei der Lastannahme.

Für die Betriebsfestigkeit werden drei Elemente benötigt, welche aufeinander abgestimmt werden müssen:

1. Das Belastungskollektiv, das den zu erwartenden Einwirkungen entspricht,
2. die maßgebende Wöhlerlinie, wobei hier besonders auf eine realistische Annahme der Dauerfestigkeit zu achten ist, und
3. eine geeignete Schadensakkumulationshypothese (z.B. Palmgren-Miner).

ad 1.: Lastkollektiv

Ein Belastungskollektiv besteht aus Einwirkungen wie z.B. Verkehr, Wellen oder Wind welche als wahrscheinlich auftretende Einwirkungen angesetzt werden. Für die zu erwartenden Einwirkungen sind entsprechende Analysen, Betriebsangaben oder Annahmen nötig, damit eine realistische Abschätzung getroffen werden kann. Beispielsweise können bei Bauwerksuntersuchungen Beanspruchungs-Zeit-Verläufe aufgezeichnet werden [22].

ad 2.: maßgebende Wöhlerlinie

Für die Betriebsfestigkeitsbemessung wird vor allem der Zeitfestigkeitsbereich betrachtet, aber auch Schädigungen im Dauerfestigkeitsbereich sollten hinzugezählt werden, da diese üblicherweise viel häufiger auftreten. Dabei spielt die Neigung der Wöhlerlinie im Dauerfestigkeitsbereich eine entscheidende Rolle, da hiermit der Anteil der kleinen Einwirkungen an der Gesamtschädigung festgelegt wird. In den Eurocodes sind Wöhlerlinien für unterschiedliche Stähle angegeben.

ad 3.: Schadensakkumulationshypothese

Um den Grad der Beschädigung des Bauteiles aufgrund des Lastkollektivs zu ermitteln, werden die gesamten unterschiedlichen Einzeleinwirkungen zu einer äquivalenten Schwingbreite eines Einstufenversuches umgelegt. Dazu werden Schadsakkumulationshypothesen angewandt von denen es mehrere mit unterschiedlichen Ansätzen gibt. Sie berücksichtigen die Teilschädigungen und kumulieren diese miteinander um eine Gesamtschädigung zu ermitteln. Manche Hypothesen berücksichtigen dabei auch die zeitliche Abfolge der Schäden, da anfängliche große Einwirkungen das System bereits stärker schwächen und die folgenden

Teilschädigungen sich somit stärker auswirken. Die bekannteste und verbreitetste Hypothese ist jene nach Palmgren [26] und Miner [25], welche einfach in der Anwendung ist, jedoch keine zeitliche Abfolge der Schädigung berücksichtigt. Da andere Hypothesen mit größeren Streuungen behaftet sind, gilt die Hypothese nach Palmgren-Miner als ausreichend genau [22].

Für die Ermittlung der Gesamtschädigung wird davon ausgegangen, dass jede Einwirkung eine Teilschädigung verursacht. Aufsummiert ergibt sich die Gesamtschädigung, welche einen Grenzwert nicht überschreiten darf. Im Falle der Palmgren-Miner-Hypothese sind die Teilschädigungen D_k als Quotient aus Anzahl der tatsächlichen Einwirkungen $n_k(\Delta\sigma_k)$ und der maximal möglichen Einwirkungen $N_k(\Delta\sigma_k)$ definiert. Die Summe aller Teilschädigungen muss somit kleiner 1 bleiben.

$$D = \sum_{k=1}^m D_k = \sum_{k=1}^m \frac{n_k(\Delta\sigma_k)}{N_k(\Delta\sigma_k)} < 1 \quad (3.1.4)$$

3.2. Dauerschwingfestigkeit geschweißter und gehefteter Bewehrungsmatten

3.2.1. Allgemeines

Bei dem Vorgang des Schweißens kommt es aufgrund großer Beanspruchungen zu geometrischen und metallurgischen Veränderungen des Materials, so wie auch zu Eigenspannungen beim Aufschmelzen und Abkühlen. Daher entspricht eine Schweißstelle einer geometrischen Kerbe, welche die Dauerschwingfestigkeit ermüdungsbeanspruchter Bauteile herabsetzt [30]. Das Einbringen solcher Kerben sollte deshalb in dynamisch beanspruchten Bauteilen vermieden werden.

Für die industrielle Fertigung von Fertigteilen stellt jedoch der Einsatz von geschweißten Bewehrungsmatten einen erheblichen Vorteil dar, da sich Längs- und Querlage gegenseitig in Position halten und das Auflegen der Matten somit viel Zeit erspart. Diese Matten können entweder als Listenmaterial bestellt werden oder direkt im Werk nach gegebenen Erfordernissen hergestellt werden. Vor allem für den stationären Einsatz im Werk eignet sich die Kreuzungsstoß Heftverbindung (kurz KS-HV) als temporäre Lagesicherung bei der Herstellung von Stahlmatten für Fertigteile. Dabei ist ein Kreuzungsstoß eine geschweißte Verbindung zweier sich üblicherweise rechtwinklig kreuzender Stahlstäbe und eine Heftverbindung eine punktuelle Schweißung für eine temporäre, nicht tragende Verbindung, die lediglich als Lagesicherung beim Herstellvorgang dient.

Sollen also Stahlbetonfertigteile als dynamisch beanspruchte Bauteile möglichst wirtschaftlich mit geschweißten Bewehrungsmatten hergestellt werden, so muss zunächst aufgrund

des negativen Einflusses aus dem Schweißvorgang deren Dauerschwingfestigkeit nachgewiesen werden.

3.2.2. Schweißverfahren für nicht ruhend beanspruchte Bewehrungsmatten

Werden im Werk keine Listen-Bewehrungsmatten für die Herstellung der Bewehrung verwendet, so werden die Bewehrungsstäbe zur Lagesicherung üblicherweise mittels Punktschweißung verbunden [11]. Eine Methode der Punktschweißung ist das Widerstandspunktschweißen (RP). Hier werden durch elektrischen Strom und Anpressdruck zweier Elektroden die zu verbindenden Materialien im Bereich des größten Widerstandes zum Schmelzen gebracht. Durch Aufrechterhalten des Anpressdruckes durch die Elektroden werden die Bauteile beim Abkühlen der Schmelze miteinander verbunden. Es wird beim Schweißvorgang also kein zusätzliches Material aufgebracht, sondern das bestehende aufgeschmolzen und miteinander vereinigt. Die so entstehende Schweißnaht ist üblicherweise kreisförmig und wird Schweißlinse genannt, die Schweißverbindung Schweißpunkt. Diese Art der Schweißung ist im Werk einfach und schnell umsetzbar. Der Nachteil für dynamisch belastete Bauteile ist jedoch, dass der Schweißpunkt eine Querschnittsschwächung und somit eine Kerbe verursacht, welche die Ermüdungsfestigkeit der verbundenen Stahlstäbe deutlich herabsetzt.

ÖNORM B 1992-1-1 [3] listet in der Tabelle 3.4 zulässige Schweißverfahren. Diese sind nach vorwiegend ruhenden und nicht vorwiegend ruhenden Belastungen getrennt, weiters werden Anwendungsbeispiele für diese Schweißverfahren angegeben. Ein angegebenes Beispiel für das Widerstandspunktschweißen bei nicht vorwiegend ruhend beanspruchten Bauteilen ist der Kreuzungsstoß, wobei hier das Verhältnis zwischen den sich kreuzenden Stäben $\geq 0,57$ betragen muss und tragende Verbindungen maximal einen Durchmesser von 28 mm haben dürfen. Der Einsatz von KS-HV bei Werksfertigung von nicht ruhend beanspruchten Bauteilen ist somit nach Eurocode zulässig. Auch nach EN 10080 [6] und ÖNORM B 4707 [8] sind die Verbindungen an den Kreuzungsstellen geschweißter Matten durch Widerstandsschweißen herzustellen, außerdem sind die Matten werkmäßig zu fertigen und maschinell zu schweißen.

Als Material für die Herstellung geschweißter Matten kommen alle Baustähle in Frage, die laut EN 10080 [6] schweißgeeignet sind. Dabei ist die Schweißeignung des Stahles vom Kohlenstoffäquivalent und vom Grenzgehalten gewisser Elemente bestimmt. Üblicherweise werden diese Anforderungen von den meisten zum Einsatz kommenden Stählen erfüllt.

3.2.3. Schwingfestigkeit geschweißter Bewehrungsmatten

ÖNORM B 4707 [8] regelt die Anforderungen an Bewehrungsstahl. Für die dynamischen Eigenschaften von Bewehrungsstählen sind dort Mindestwerte angegeben. Die Oberspannung

3.2. DAUERSCHWINGFESTIGKEIT VON BEWEHRUNGSMATTEN

σ_{max} ist mit 300 MPa und die Schwingbreite $2\sigma_a$ für $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel ist in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser zwischen 100 MPa und 150 MPa angegeben. Für geschweißte Matten wird die Einhaltung der Dauerschwingfestigkeit jedoch als optional angegeben. Außerdem darf die Schwingbreite, falls ein Nachweis der Dauerschwingfestigkeit geführt wird, auf 100 MPa reduziert werden.

In ÖNORM B 1992-1-1 [3] ist für geschweißte Stäbe und Stahlmatten eine charakteristische Wöhlerlinie angegeben. Hierbei wird die Spannungsschwingbreite bei einer Million Lastwechseln, hier bezeichnet als $\Delta\sigma_{Rsk}$, mit 85 N/mm^2 angegeben. Die Angaben für diese Wöhlerlinie sind in Tabelle 3.2.1 zu sehen und als Wöhlerlinie in Abbildung 3.2.1 dargestellt. Die Dauerschwingfestigkeit bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln liegt bei 74 N/mm^2 , also 26 MPa unter dem von ÖNORM B 4707 [8] geforderten Wert.

Tabelle 3.2.1.: Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurve für geschweißte Stahlmatten nach ÖNORM B 1992-1-1 [3]

	N^*	$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$	k_1	k_2
geschweißte Stäbe und Stahlmatten	10^6	85 N/mm^2	4	5

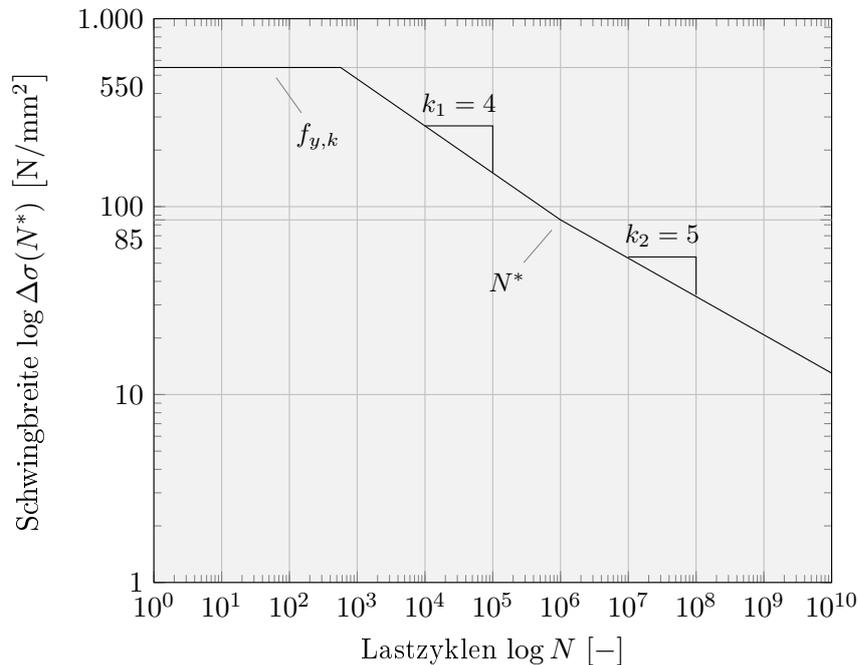


Abbildung 3.2.1.: Wöhlerlinie für geschweißte Stahlmatten nach ÖNORM B 1992-1-1 [3]

ÖNORM B 1992-2 [5] gibt als Grenzwert für den Einsatz geschweißter Bewehrungsmatten im Brückenbau eine Spannung von 80 N/mm^2 an. Diese soll in der Bewehrung zufolge der ungünstigen charakteristischen Verkehrslast nicht erreicht werden. Des Weiteren wird ein Mindestdurchmesser der Matten von 8 mm angegeben.

3.2.4. Dissertation: Schwingverhalten von geschweißten Betonstahlverbindungen Kreuzungsstoß Heftverbindung (KS-HV)

Michael Schwarzkopf hat bereits 1992 in seiner Dissertation [30] das Schwingverhalten von geschweißten Kreuzungsstößen als nichttragende Heftverbindung (KS-HV) in einer großen Serie von Versuchen untersucht und dabei alle damals üblichen Herstellungsverfahren und stationären Schweißverfahren berücksichtigt. Untersucht wurden dabei die Zeitfestigkeit, Dauerfestigkeit und der Wöhlerlinienverlauf oberhalb der Grenzlastspielzahl von $2 * 10^6$. Daraus wurde ein praxisgerechter Vorschlag für die Betriebsfestigkeitsbemessung heftgeschweißter Kreuzungsstöße abgeleitet und ein einfacher Bemessungsweg aufgezeigt.

In den damaligen Normen war es noch nicht zulässig geheftete Verbindungen in dynamisch beanspruchten Bauteilen einzusetzen. Der effiziente Einsatz maschineller Fertigung von Bewehrungen im Werk konnte also nicht durchgeführt werden. Auch der Ermüdungsnachweis war lediglich im Dauerfestigkeitsbereich erlaubt, was zu teilweise sehr unwirtschaftlichen Bemessungen führte. Der Knickpunkt zum Übergang zur Dauerfestigkeit N_1 lag bei $2 * 10^6$ Lastwechseln, ein Wert, der noch heute als Quasidauerschwingfestigkeit bekannt ist [22] und sich für den Vergleich von Wöhlerlinien untereinander gut eignet. Dabei wurde jedoch N_1 als echte Dauerfestigkeit definiert, also konnten alle Schwingungen $< \Delta\sigma(N_1)$ theoretisch unendlich oft ertragen werden. Diese Annahme trifft aber beispielsweise bei geschweißten Stäben nicht zu und befindet sich dabei weit auf der unsicheren Seite. Hier kann eher von keinem oder nur einem leichten Knick ausgegangen werden, also nur geringen Unterschieden der Neigungen. So ist es auch im derzeit gültigen Eurocode 2 definiert.

Um geeignete Wöhlerlinien für die Anwendung mit Schadensakkumulationsverfahren zu finden, wurden in der Dissertation [30] Lastkollektive angewandt. Dazu wurden sowohl Random-Versuche als auch Blocklastversuche durchgeführt. In Random-Versuchen werden zufällige Lasten in einem definierten Größenbereich aufgebracht. Somit treten Lasten aus allen Größenbereichen zu unterschiedlichen Zeitpunkten auf. Dieser Versuch spiegelt eine tatsächliche Belastung am besten wieder, ist jedoch aufgrund seiner Zufälligkeit nur mit geeigneten Methoden auswertbar. Dagegen sind Blocklastversuche relativ einfach zu berechnen und durchzuführen. Hierbei werden blockweise konstante Schwingungen über eine bestimmte Zyklenanzahl aufgebracht und die letzte Stufe bis zum Versagen oder Erreichen einer definierten Gesamtzyklenzahl fortgeführt. Dabei ergeben sich jedoch teilweise große Abweichungen der Ergebnisse beider Verfahren, was aber über das Einbringen geeigneter Faktoren berücksichtigt werden kann.

Als Ergebnis der Arbeit konnte eine Bemessungswöhlerlinie für die Berechnung der Betriebsfestigkeit empfohlen werden (Abbildung 3.2.2). Dabei berücksichtigt diese alle Versuchsvarianten, was einer sehr großen Bandbreite mit teilweise sehr unterschiedlichen Ergebnissen entspricht. Die Linie wurde als 10%-Quantile aller Einzelwöhlerlinien mit einem Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{dyn} = 1,5$ erstellt. Sie weist keinen Knick auf und hat einen Kenn-

wert von $\Delta\sigma_1 = 56,7 \text{ N/mm}^2$ bei $N_1 = 2 * 10^6$ Lastwechseln. Die Bestimmungsgleichung für Wöhlerlinien in Gleichung (3.2.1) geht auf Basquin [10] zurück und lautet in diesem Fall $N = 2 * 10^6 (\Delta\sigma/56,7)^{-2,5}$. Zusätzlich wurden von Schwarzkopf noch andere Wöhlerlinien auf Grundlage dieser Bemessungslinie erstellt, mit unterschiedlichen Annahmen von Belastungskollektiven.

$$\Delta\sigma(N^*)^k * N^* = konst. \quad (3.2.1)$$

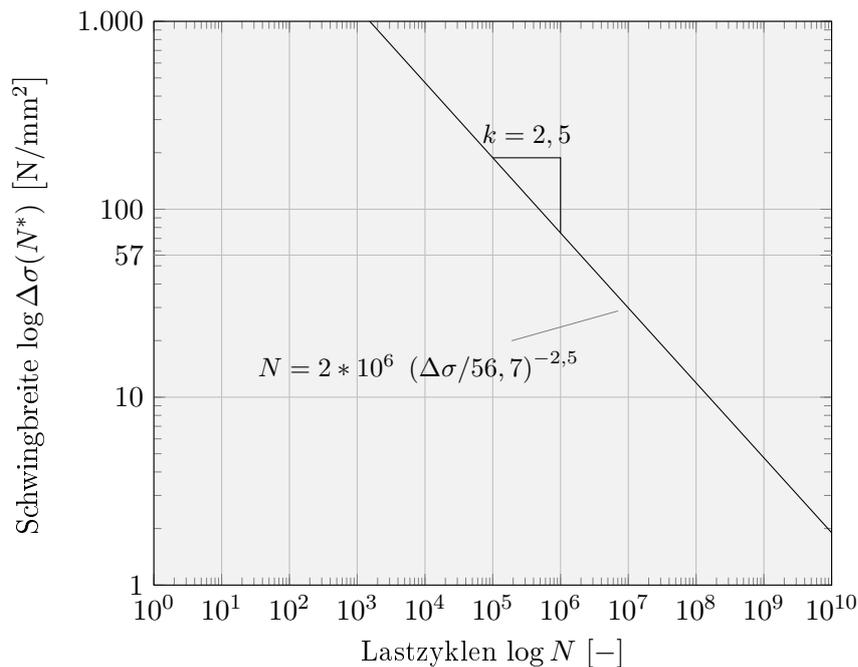


Abbildung 3.2.2.: Bemessungswöhlerlinie nach Schwarzkopf [30]

3.2.5. Vergleich Wöhlerlinie nach Schwarzkopf und nach ÖNORM B 1992-1-1

Es soll nun ein Vergleich zwischen der von Schwarzkopf [30] ermittelten und der in ÖNORM B 1992-1-1 [3] angegebenen Wöhlerlinie für geschweißte Matten aufgestellt werden. Beide Linien sind in Abbildung 3.2.3 dargestellt. Für den Vergleich wurde die Linie nach Schwarzkopf um den enthaltenen Sicherheitsfaktor $\gamma_{dyn} = 1,5$ angehoben. Somit sind beide Linien auf charakteristischem Niveau und vergleichbar. Die Gleichung lautet für Schwarzkopfs Linie auf charakteristischem Niveau $N = 2 * 10^6 (\Delta\sigma/85)^{-2,5}$.

Wie schon erwähnt werden Wöhlerlinien üblicherweise anhand ihrer Schwingbreite bei $2 * 10^6$ Lastwechseln verglichen. Dies ist der Punkt N_1 nach Schwarzkopf mit 85 N/mm^2 , für die Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1 erhält man rund 74 N/mm^2 . Beide Linien kreuzen sich bei $4 * 10^6$ Lastwechseln und einer Schwingbreite von $64,5 \text{ N/mm}^2$. Werte darüber sind

also nach ÖNORM B 1992-1-1 [3] und Werte darunter nach Schwarzkopf konservativer. Aufgrund der stark unterschiedlichen Neigungen beider Linien, unterscheiden sich deren Werte zum Großteil deutlich.

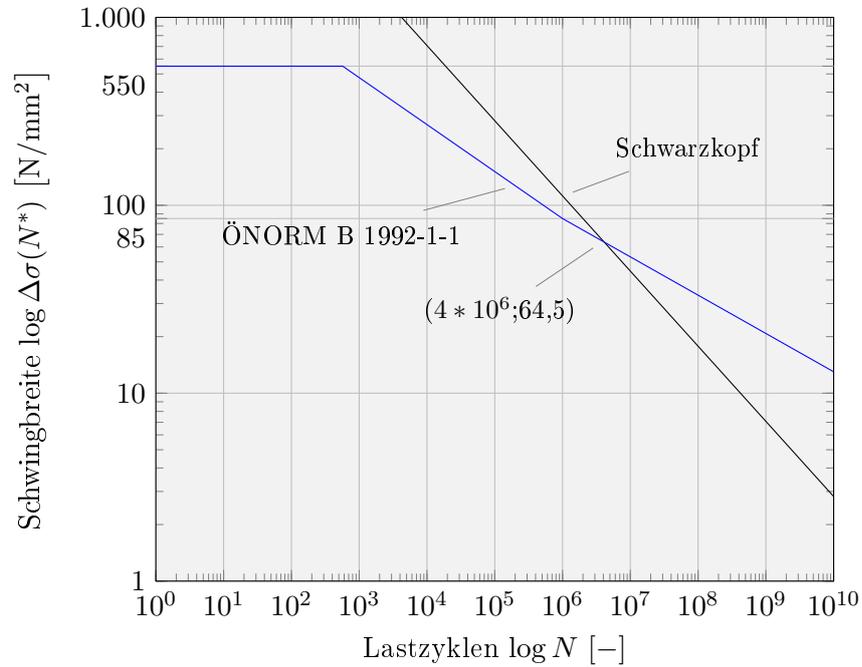


Abbildung 3.2.3.: Vergleich der Wöhlerlinien nach ÖNORM EN 1992-1-1 [3] und nach Schwarzkopf [30]

4. Hochfrequente Prüfvorrichtung der TU Wien

Das Labor des INSTITUTES FÜR TRAGKONSTRUKTIONEN - BETONBAU der TECHNISCHEN UNIVERSITÄT WIEN befindet sich in der Gußhausstraße 28 des 4. Wiener Gemeindebezirkes Wieden. In dieser Forschungseinrichtung werden vor allem Versuche an großen Bauteilen im Maßstab 1:1, aber auch an kleinen Bauteilen durchgeführt. Für die Untersuchung nach Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit oder Dauerhaftigkeit sind geeignete Vorrichtungen vorhanden [45].

4.1. Konventionelles Verfahren für Dauerschwingversuche

In üblichen Versuchseinrichtungen für Dauerschwingversuche an Schrägkabeln wird die dynamische Belastung über servo-hydraulisch gesteuerte Pressen aufgebracht. Dabei können Frequenzen von rund 1 Hz, also einem Lastwechsel pro Sekunde, aufgebracht werden. Für die üblicherweise erforderlichen zwei Millionen Lastwechsel ergibt sich also eine Versuchsdauer von rund 23 Tagen. Des Weiteren muss für die Aufbringung der einzelnen Lasten über das Hydraulikaggregat viel Energie aufgebracht werden. Für die erwähnten zwei Millionen Lastwechsel ist beispielsweise ein Energieaufwand von rund 40.000 kWh erforderlich [39].

4.2. Hochfrequente Prüfvorrichtung der TU Wien

4.2.1. Dynamische Zugversuche

Im Jahr 2006 wurde im Prüflabor des INSTITUTES FÜR TRAGKONSTRUKTIONEN - BETONBAU der TU WIEN eine neue Prüfvorrichtung errichtet, mit deren Einsatz eine enorme Zeit- und Energieersparnis bei der Durchführung von Dauerschwingversuchen zugbeanspruchter Bauteile erreicht werden kann. Bei der Verwendung dieser Prüfvorrichtung wird der Resonanzeffekt ausgenutzt, das System wirkt wie ein Einmassenschwinger. Dabei werden das zu prüfende Kabel sowie ein Behelfskabel in die Verankerungen und die sogenannte Kopp lungseinheit des Systems gespannt. An der Verankerung des Behelfskabels können über eine hydraulische Presse die Kabel vorgespannt werden. Die Kopp lungseinheit trägt einen

Schwingungserreger, Zusatzmassen und verankert die beiden Kabel. Sie bildet also die Masse des theoretischen Einmassenschwingers, die Kabel dienen als Feder. Abbildung 4.2.1 zeigt die schematische Darstellung der Versuchseinrichtung, sowie ihr statisches System. Bei dem Schwingungserreger handelt es sich um einen mechanisch betriebenen Unwuchterreger, dessen gegenläufig rotierende, mit Unwuchtmassen bestückte Scheiben eine sinusförmige Kraft ausüben.

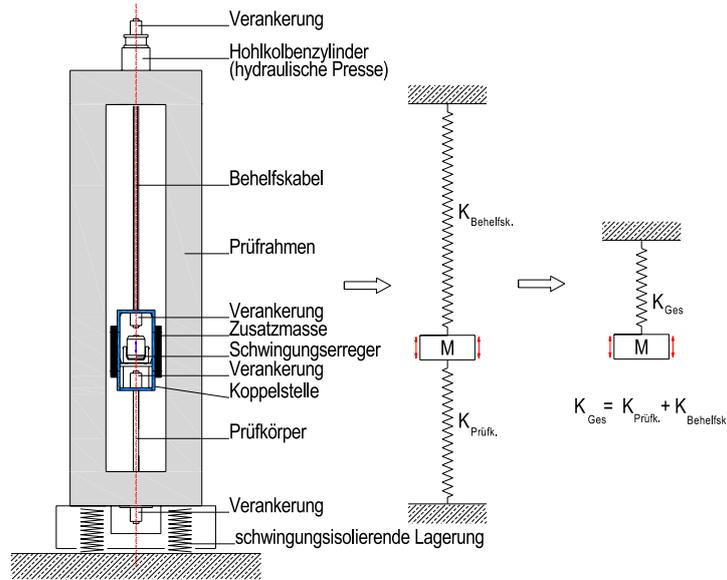


Abbildung 4.2.1.: Schematische Darstellung der hochfrequenten Prüfvorrichtung für Dauerschwingversuche an der TU WIEN [39]

Die Verankerung des gesamten Systems erfolgt in einem Betonrahmen, dessen Außenmaße $L \times B \times H = 16,0 \times 2,8 \times 2,0$ m betragen und der eine Masse von rund 150 Tonnen aufweist. Der Betonrog wurde in drei Richtungen vorgespannt, um eine Rissbildung und vor allem um das Dämpfungsmaß zu minimieren. Er ist gefedert gelagert, dazu wurden Federelemente unterhalb des Troges eingesetzt, welche eine Schwingungsisolation bewirken und so das umliegende Gebäude vor negativen Einwirkungen schützen [21, 39]. Abbildung 4.2.2 zeigt ein Bild des Troges mit der Versuchseinrichtung.

Für die Durchführung eines Dauerschwingversuchs an einem Schrägkabel wird der Prüfkörper und das Behelfskabel in die Vorrichtung eingespannt. Danach wird mittels der hydraulischen Presse eine Grundkraft aufgebracht. Das System wird anschließend harmonisch angeregt, wobei die Frequenz über die Drehzahl des Schwingungserregers an die erste Eigenfrequenz des Systems angepasst wird. Die erste Eigenfrequenz kann über die Federsteifigkeit mit Hilfe des Behelfskabels, sowie über die Masse in der Verankerungseinheit verändert werden. Durch Überlagerung beider Frequenzen kommt es zur Resonanz und die Erregerkraft vervielfacht sich. Dadurch muss nur eine geringe Kraft durch den Schwingungserreger aufgebracht werden, um die erforderliche Beanspruchung zu erreichen. Mit



Abbildung 4.2.2.: Hochfrequente Prüfvorrichtung der TU WIEN

dieser Methode lassen sich Prüffrequenzen von bis zu 40 Hz erreichen, die Prüfzeit für zwei Millionen Lastwechsel verkürzt sich somit auf bis zu 14 Stunden [21, 39].

4.2.2. Dynamische Biegeversuche

Aufgrund der schwingungs isolierten Lagerung des Troges können auch Dauerschwingversuche für auf Biegung beanspruchte Bauteile durchgeführt werden. Dafür wurden zusätzliche Aussparungen an der Oberseite des Troges vorgesehen. Mittels Abdeckplatten wird der Trog für einen solchen Versuch geschlossen. Man spricht von einem sogenannten Aufspannfeld. Die maximale Länge für die Durchführung solcher Versuche liegt bei 16 m [45]. Für den Versuchsaufbau verfügt die Versuchseinrichtung über einen Portalkran, der das Manövrieren der Versuchskörper erheblich erleichtert.

4.2.3. Statische Zugversuche

Durch den Einsatz der hydraulischen Presse können auch statische Zugversuche an Zugkabeln durchgeführt werden. Dabei kann die maximale Zugkraft auf bis zu 20.000 kN erhöht werden [39, 45].

5. Versuchskörper für die Durchführung von Dauerschwingversuchen

Durch den Einsatz von geschweißten oder gehefteten Bewehrungsmatten im Fertigteilbau können erhebliche Zeit- und somit Kosteneinsparungen erzielt werden. Wie bereits in Kapitel 3 beschrieben, wirkt sich die Herstellung mittels Punktschweißen jedoch negativ auf die Dauerschwingfestigkeit der Bewehrung aus, was die Anwendung bei nicht ruhend beanspruchten Bauteilen somit erschwert.

Im Zuge eines FFG-Forschungsprojektes, bei dem ein neues Verfahren zur Herstellung der Fahrbahnplatte für eine Brücke entwickelt wird, wurden Dauerschwingversuche durchgeführt. Bei diesem neuen Verfahren kommen Halbfertigteilelemente mit einer nachträglich aufgetragenen Ortbetonschicht zum Einsatz. Diese Halbfertigteile sollen im Fertigteilwerk unter Einsatz von maschinell gefertigten Bewehrungsmatten hergestellt werden.

In ÖNORM B 1992-2 [5] ist im Abschnitt 10: Allgemeine Bewehrungsregeln festgelegt, dass nur geschweißte Bewehrungsmatten aus Rippenstahl mit 8 mm Minstdurchmesser verwendet werden dürfen. Ferner dürfen sie nur in Bereichen angeordnet werden, in denen die Spannung der Bewehrung zu Folge der ungünstigsten charakteristischen Verkehrslasten nicht mehr als 80 N/mm^2 erreicht. Des Weiteren muss die Ermüdungsfestigkeit der Schweißverbindungen nachgewiesen werden, wenn solche in vorgefertigten Plattenelementen - beispielsweise Elementplatten mit Aufbeton - für Straßenbrücken der Verkehrskategorie 1 oder 2 verwendet werden.

Daher wurden in den Monaten von Mai bis August des Jahres 2016 am INSTITUT FÜR TRAGKONSTRUKTIONEN - BETONBAU der TU WIEN acht Dauerschwingversuche an Stahlbetonversuchskörpern im Labor des Institutes durchgeführt. Es wurde dabei experimentell das Dauerschwingverhalten dieser vom Institut entwickelten Versuchskörper, bestehend aus Halbfertigteilen mit gehefteten Bewehrungsmatten und Aufbetonschicht, untersucht. Ziel war es, anhand der Versuche den Einsatz solcher Fertigteile im Brückenbau zu ermöglichen.

5.1. Beschreibung der Versuchskörper

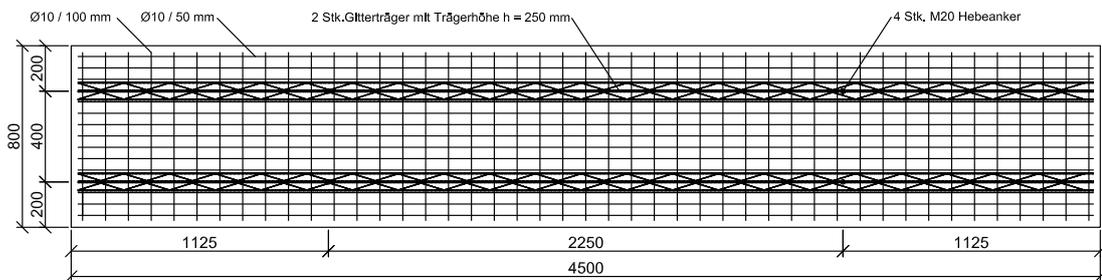
Die für die Versuche benötigten Versuchskörper wurden am INSTITUT FÜR TRAGKONSTRUKTIONEN - BETONBAU der TU WIEN geplant und im Fertigteilwerk der FRANZ

5.1. BESCHREIBUNG DER VERSUCHSKÖRPER

OBERNDORFER GMBH & CO KG in Herzogenburg hergestellt. Die Versuchsdurchführung erfolgte im Betonbaulabor der TU WIEN.

Bei den untersuchten Versuchskörpern handelte es sich um Stahlbetonhalbfertigteilplatten mit Aufbetonschicht. Die Abmessungen im Endzustand betragen $L \times B \times H = 4,50 \times 0,80 \times 0,35$ m. Dabei wurde im ersten Schritt eine 7 cm dicke Platte hergestellt, auf die im Anschluss 28 cm Aufbeton eingebracht wurden. Als Bewehrung waren heftgeschweißte Matten mit 10 mm Durchmesser und einem Abstand von 50 mm in Längsrichtung, beziehungsweise 100 mm in Querrichtung im Fertigteil angeordnet. Für den Verbund mit dem Aufbeton wurden des Weiteren zwei Gitterträger mit einer Höhe von 25 cm in Längsrichtung der Platte eingelegt. Die Betongüte des Aufbetons betrug mindestens C20/25 XC2, die Betondeckung wurde zu 30 mm festgelegt. Abbildung 5.1.1 zeigt die Draufsicht und die Ansicht der Versuchskörper.

Draufsicht



Ansicht

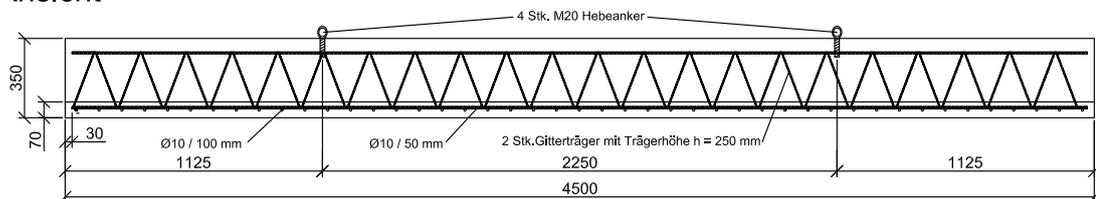


Abbildung 5.1.1.: Planliche Darstellung des Versuchskörpers ohne Fugenausbildung

Insgesamt wurden acht Versuchskörper gefertigt, davon zwei mit einer untenliegenden Querfuge. Bei den beiden Versuchskörpern mit Fuge wurden zwei 7 cm dicke Fertigteile aneinandergelagert. Um eine kraftschlüssige Verbindung der beiden Elemente herzustellen, waren acht Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 14 mm und einer Länge von 1.000 mm erforderlich. Diese wurden über der aufgerauten Querfuge positioniert und von der Aufbetonschicht umschlossen. Abbildung 5.1.2 zeigt das Fugendetail im Schnitt. Eine Besonderheit dieses Fugendetails stellt die Abtreppung im vorderen Bereich dar, wodurch durch das spätere Verfüllen mit Ort beton eine Betondeckung von mindestens 30 mm im Fugenbereich gewährleistet ist.

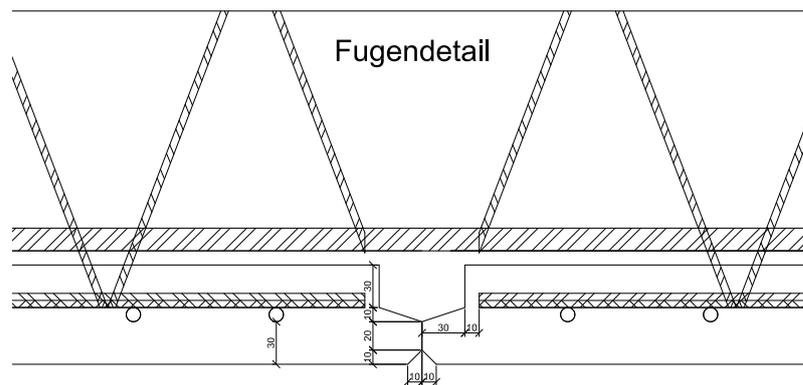


Abbildung 5.1.2.: Fugendetail der Versuchskörper mit untenliegender Querfuge



(a) Abtreppung im Fugenbereich



(b) aneinandergelegte Fertigteilplatten

Abbildung 5.1.3.: Fotografien der Querfugenausbildung vor Einbringen des Aufbetons

5.2. Herstellung der Versuchskörper

Die FRANZ OBERNDORFER GMBH & CO KG ist ein österreichischer Betonfertigteilbetrieb mit Zentrale in Gunskirchen, Oberösterreich. Sie wurde im Jahr 1912 gegründet und besteht heute aus 7 Standorten in ganz Österreich, sowie weiteren in Kroatien, Ungarn, der Slowakei und Slowenien [43].

Das Werk in Herzogenburg wurde 1988 in Betrieb genommen. Es besteht aus dem Büro und drei Werkshallen. Vorwiegend werden in diesem Werk „VS-SPANNBETON-HOHLDIELEN“, „HWE-HOHLWAND-ELEMENTE“ und Elementdecken hergestellt. In Halle 1 können mittels Vorspanneinrichtungen vorgespannte Fertigteile hergestellt werden. Halle 2 dient der Herstellung von nicht vorgespannten Fertigteilen mittels Betonierschalungen. In Halle 3 erfolgt die automatische Produktion von Fertigteilbetonplatten. Dazu ist die gesamte Halle als automatisierte Fertigungsstraße konzipiert [36].

Die Fertigung aller Versuchskörper dieser Arbeit erfolgte in Halle 2 des Werkes. Eine größere Fertigung würde jedoch in Halle 3 erfolgen, daher wird zunächst auf den Herstellungsprozess in dieser eingegangen.

5.2.1. Prinzipielle Fertigung in Halle 3 des Fertigteilwerkes

Standardisierte Fertigteile mit Dicken bis zu 7 cm werden üblicherweise in Halle 3 im automatisierten Prozess in der Plattenumlaufanlage gefertigt. Dabei wird zunächst der Schaltisch gereinigt und die Abschalelemente positioniert. Dies erfolgt magnetisch mittels eines Rasters auf dem Schaltisch. Anschließend werden die Bewehrungsmatten hergestellt. Dazu werden die benötigten Stähle von Coils abgewickelt und abgelängt. Nach der Zwischenlagerung in der Sortieranlage wird die Bewehrung aufgelegt und zu einer Matte heftgeschweißt. In Abbildung 5.2.1a ist die aufgelegte Bewehrung kurz vor dem Verschweißen zu sehen. Die fertige Matte wird auf einem Gitter zwischengelagert und anschließend auf den mit Abstandhaltern vorbereiteten Betontisch gelegt. Auf die Bewehrungsmatten können anschließend beispielsweise Gitterträger positioniert werden, bevor der nächste Arbeitsschritt, das Betonieren, erfolgt. Mit Hilfe einer sogenannten Kübelbahnanlage wird der Beton eingebracht. Im nächsten Sektor wird der Beton mit Hilfe von Schalungsrüttlern verdichtet, was in Abbildung 5.2.1b zu sehen ist. Zur Herstellung von Doppelwänden wird eine bereits ausgehärtete Platte um 180° gedreht und in das gegengleiche, frisch betonierete Plattenelement getaucht. Zuletzt wird der Schaltisch zum Erhärten des Betons im Trocknungslager aufbewahrt.



(a) Auflegen und Verschweißen der Bewehrung



(b) Elementdecke auf dem Schaltisch vor dem Rütteln

Abbildung 5.2.1.: Beispiele einer Fertigung in Halle 3

5.2.2. Fertigung der Versuchskörper

Die Herstellung der Versuchskörper für die Dauerschwingversuche erfolgte manuell in Halle 2. Dazu wurde zunächst die Schalung für den Versuchskörper gefertigt. Die zuvor geschweißten Bewehrungsmatten und die Gitterträger wurden eingelegt (siehe Abbildung 5.2.2a) und anschließend wurde die 7 cm dicke Platte betoniert und verdichtet (Abbildung 5.2.2b). Für die spätere Ermittlung der Betondruckfestigkeit wurden von jeder Betoncharge drei Probewürfel hergestellt. Während der Trocknungszeit von rund 24 Stunden wurde der Frisch-

5.2. HERSTELLUNG DER VERSUCHSKÖRPER

beton fachgerecht nachbehandelt um ungewolltes Trocknungs- und Schwindverhalten zu vermeiden.

Der 28 cm dicke Aufbeton wurde nach dem Trocknen der Platte, üblicherweise am nächsten Werktag, eingebracht, was in Abbildung 5.2.2c zu sehen ist. Auch hier erfolgte eine Nachbehandlung und nach rund 24 Stunden wurde der Träger bis zum Abtransport zwischengelagert.



(a) Bewehrung der Fertigteilplatte



(b) frisch betonierte Fertigteilplatte



(c) frisch betonierte Aufbetonschicht

Abbildung 5.2.2.: Herstellungsschritte der Versuchskörper (ohne Fuge)

6. Dynamische Dauerschwingversuche

Die Durchführung der Dauerschwingversuche erfolgte im Labor des INSTITUTES FÜR TRAGKONSTRUKTIONEN - BETONBAU der TU WIEN. Untersucht wurde das Dauerschwingverhalten der Versuchskörper bei einer bestimmten Schwingbreite nach Vorbelasten in den gerissenen Zustand II.

Nach Erreichen des geforderten Betonalters der Versuchskörper wurden diese per LKW angeliefert. Der Ablauf der Versuchsdurchführung kann nun wie folgt gegliedert werden:

- Einrichten des Versuchsaufbaues für die Dauerschwingversuche (Abschnitt 6.1)
- Vorbelasten des Versuchskörpers und Entlasten auf Mittellast (Abschnitt 6.5)
- Dynamischer Dauerschwingversuch über definierte Schwingbreite (Abschnitt 6.6)
- Ausbau der Versuchskörpers
- Festigkeitsermittlung der Versuchskörper anhand der Probewürfel (Abschnitt 7.1)

6.1. Versuchsaufbau

Alle dynamischen Versuche dieser Arbeit wurden am Aufspannfeld der hochfrequenten Prüfvorrichtung, bzw. des Betontroges durchgeführt. Die zu untersuchenden Versuchskörper sind die in Kapitel 5 beschriebenen Stahlbetonträger. Eine schematische Darstellung des Versuchsaufbaues ist in Abbildung 6.1.1 dargestellt.

Für den Versuch wird eine statisch bestimmte Lagerung angestrebt, daher werden insgesamt drei Pendelstützen an den Enden des Trägers als Lager verwendet. Als Aufstandsfläche dieser dienen zwei in Querrichtung, auf den Betontrog aufgestellte Stahlträger mit dem Profil HEM 300. Sowohl die statische als auch dynamische Belastung erfolgt in Trägermitte. Für die statische Belastung des Trägers sind zwei seitlich des Versuchskörpers angeordnete Gewindestangen mit $\text{Ø}36$ mm in den Aufspannpunkten des Betontroges eingebracht. Diese sind an der Oberseite über einen Querträger mit Profil 2xU320 mittels Schraubenmuttern und an der Unterseite des Troges über Federelemente gehalten. Die Federelemente bewirken eine Reduktion der Steifigkeit der Gewindestangen. Somit kann näherungsweise lediglich die Steifigkeit des Versuchskörpers für die Bemessung berücksichtigt werden.

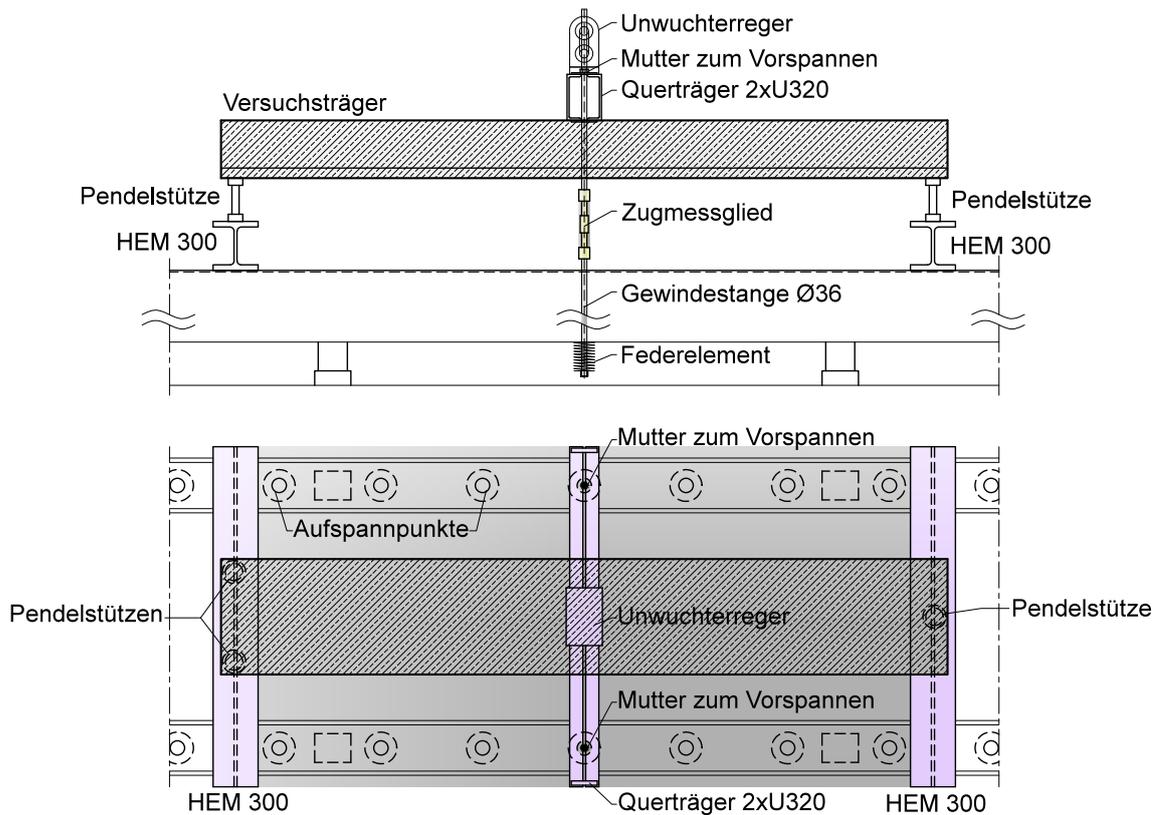


Abbildung 6.1.1.: Schematischer Versuchsaufbau (nach Hanna und Foltin [18])

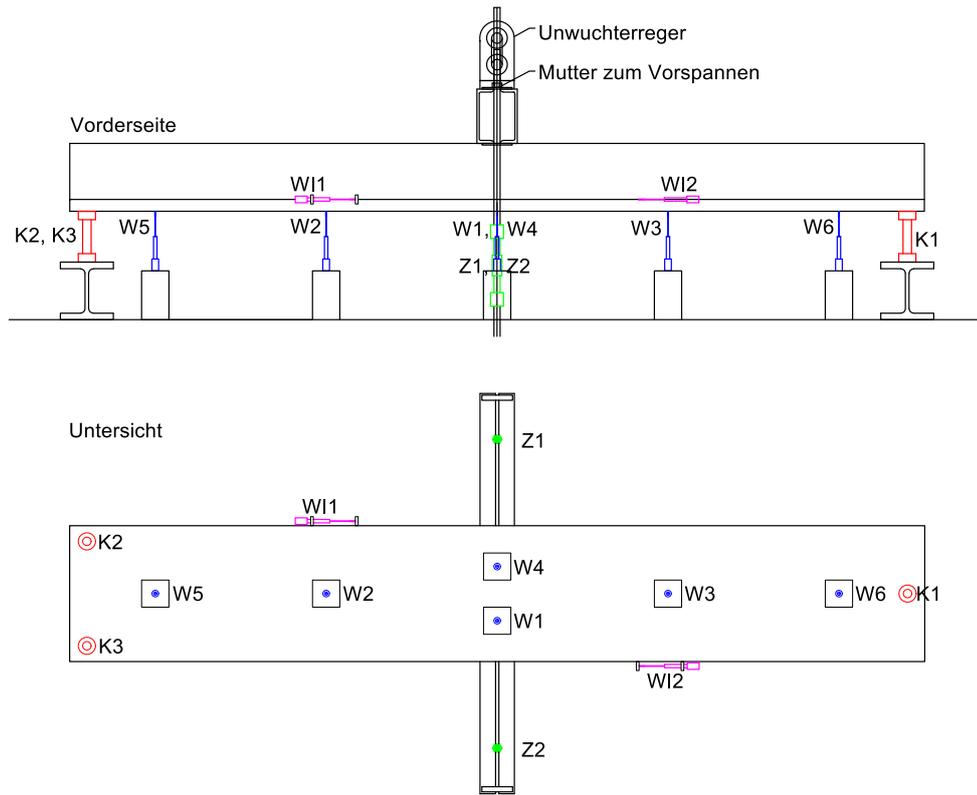
Die dynamische Belastung erfolgt über einen Unwuchterreger. Das ist ein Motor, dessen zwei Scheiben sich gegenläufig drehen. Die Scheiben können beliebig mit Stahl- oder Aluminiumgewichten bestückt werden. Durch die entsprechende Bestückung kann eine gerichtete zyklische Belastung hervorgerufen werden. Dieser Unwuchterreger wird für den Versuch in Trägermitte auf dem Querprofil platziert. Das Querprofil wird auf Elastomerplatten gelegt. Für die Messungen des Versuches werden folgende Messgeräte eingesetzt, welche in Abbildung 6.1.2 dargestellt sind:

- Kraftmessdosen in den Pendelstützen (K1, K2, K3): Sie messen die Druckkraft in den Auflagern und dienen der Aufzeichnung der einwirkenden Kräfte während des Versuches.
- Zugmessglieder an den Gewindestangen (Z1 und Z2): Sie messen die aufzubringende Zugkraft in den Gewindestangen.
- Induktive Wegaufnehmer unter dem Versuchskörper (W1 bis W6): Messen die Durchbiegung des Trägers an bestimmten Stellen. Für die Versuche wurden insgesamt sechs Wegaufnehmer platziert. Je zwei in Trägermitte und je Seite in einem Meter Abstand der Mitte und nahe des Auflagers. Teilweise wurden in Trägermitte auch Laserdistanzmesser eingesetzt.
- Induktive Wegaufnehmer im Bereich der Aufbetonfuge (WI1 und WI2): Diese wurden

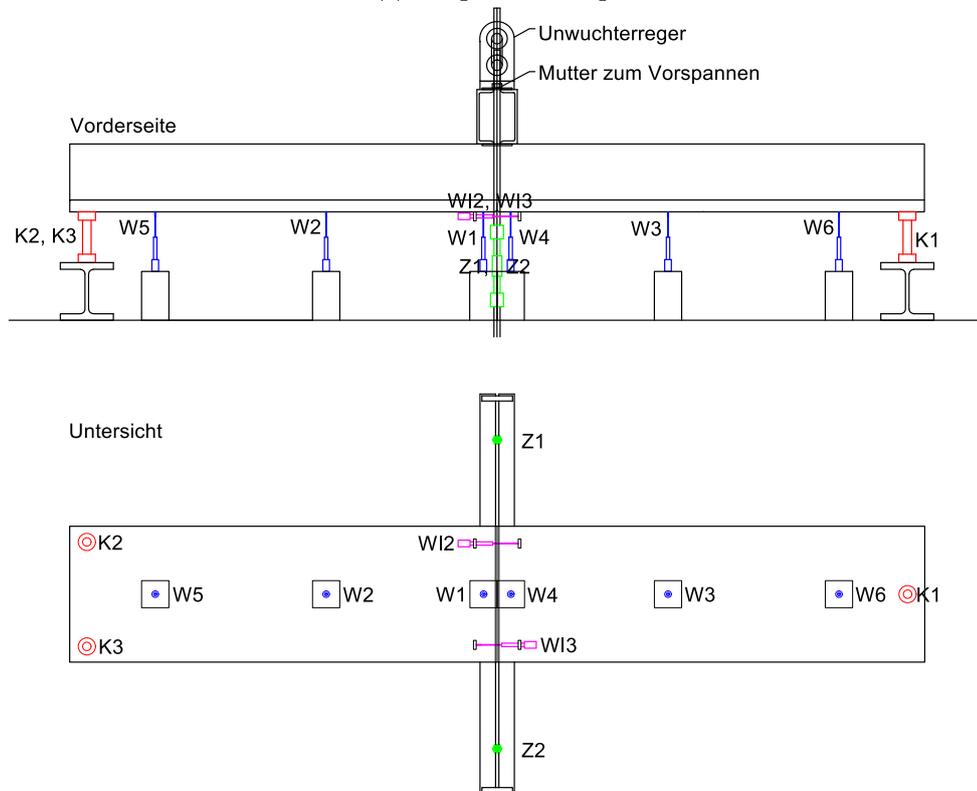
bei den ersten Versuchen eingesetzt um etwaige Bewegungen in der Aufbetonfuge zu messen.

- Induktive Wegaufnehmer im Bereich der Quertuge (WI2 und WI3): Diese wurden bei den Versuchskörpern mit Quertuge eingesetzt um die Öffnung dieser zu messen. Es kamen jeweils zwei Wegaufnehmer zum Einsatz.
- Beschleunigungssensor: Dieser misst die Beschleunigung in jene Richtung in die er befestigt wird. Bei diesen Versuchen wurde er zur Messung der vertikalen Beschleunigung eingesetzt. Dadurch können die Lastzyklen und somit die Belastungsfrequenz ermittelt werden. Er ist außerdem erforderlich um den Unwuchterreger zu regeln.

6.1. VERSUCHSAUFBAU



(a) Träger ohne Fuge



(b) Träger mit Fuge

Abbildung 6.1.2.: schematischer Aufbau der verwendeten Messtechnik nach [18]

Für die Verarbeitung der Daten und die Steuerung des Versuches kamen außerdem folgende Messeinrichtungen zum Einsatz:

- Signalwandler: Für die Umwandlung der analogen Signale der Messgeräte in digitale Signale für die Verarbeitung durch die Software
- Aufzeichnungssoftware: Zeichnet die eingehenden digitalen Signale auf und speichert diese tabellarisch ab. Hierbei können die Signale auf gewünschte Werte gestellt werden, was beispielsweise vor dem Versuchsstart wichtig ist, wo die Wegaufnehmer auf Null zu setzen sind.
- Frequenzumrichter und Steuerungseinheit: Mit diesen Geräten wurden die Versuche geregelt. Dabei regelt der Frequenzumrichter mit Hilfe des Beschleunigungssensors die Umdrehungen des Unwuchterregers und somit die Frequenz der Belastung. Die Steuerungseinheit überlagert den Nulldurchgang des Unwuchterregers und der Versuchskörpers, wodurch die Eigenfrequenz erreicht und der gewünschte Resonanzeffekt hervorgerufen wird. Es ist somit eine geringe Lastaufbringung für die erforderlichen Einwirkungen erforderlich, was in Abschnitt 4.2.1 beschrieben wurde.

Der fertige Versuchsaufbau mit den Steuereinrichtungen ist in Abbildung 6.1.3 zu sehen.

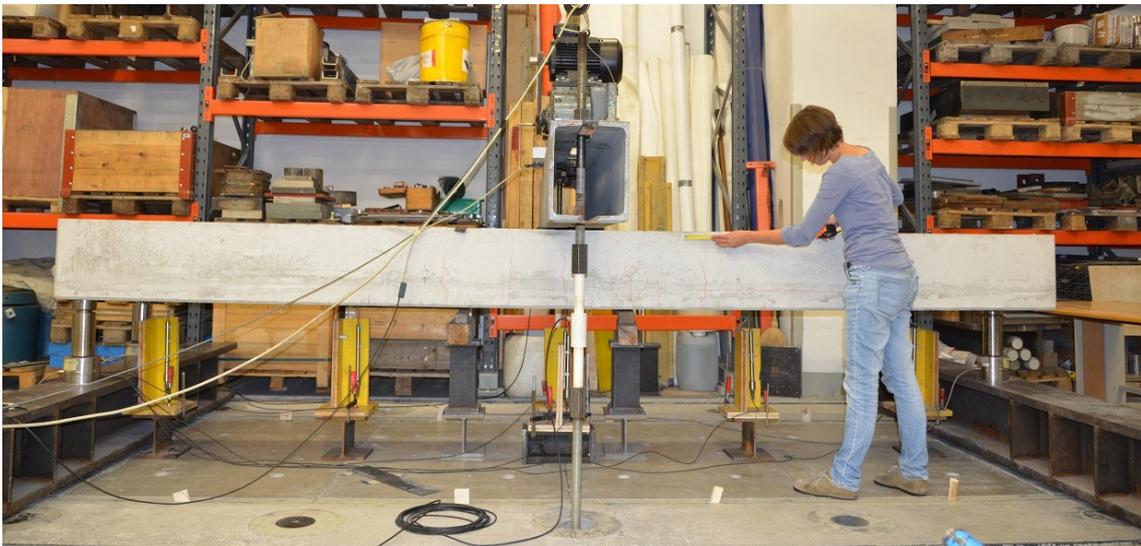


Abbildung 6.1.3.: Fertiggestellter Versuchsaufbau mit Messeinrichtungen

6.2. Statisches System

Für die Dauerschwingversuche wurden die Versuchsträger statisch bestimmt auf Pendelstützen gelagert, daher ist das statische System als Träger auf zwei Stützen anzusehen. Die Länge des statischen Systems beträgt 4,30 m, die Einleitung der Belastungen erfolgte in Trägermitte, wodurch näherungsweise Einzellasten angesetzt werden können. Diese

Belastungen setzen sich aus einem statischen und einem dynamischen Anteil zusammen. Ersterer wird über das Vorspannen der Gewindestangen, letzterer über den Unwuchterreger aufgebracht.

6.3. Querschnittswerte

Beton selbst weist eine hohe Druckfestigkeit jedoch eine geringe Zugfestigkeit auf. Daher werden Stahlbetonkonstruktionen so konzipiert, dass die Zugbeanspruchungen von der Bewehrung aufgenommen werden. Man unterscheidet zwischen Zustand I, ungerissener Beton und Zustand II, gerissener Beton. Im Zustand I geht man davon aus, dass noch kein Riss im Beton entstanden ist und der Beton somit bei der Aufnahme von Zugkräften mitwirkt. Im Zustand II überschreiten die aufzunehmenden Zugkräfte die Betonzugfestigkeit, weshalb diese durch die Bewehrung aufgenommen werden. Für die Versuche sollten die Versuchskörper im Zustand II vorliegen, damit die Einwirkungen rein auf die Bewehrung und die Betondruckzone wirken.

Die maßgebende Stelle zur Ermittlung von Biegenormalspannung ist beim vorhandenen System - dem Einfeldträger - die Trägermitte. Die maßgebenden Querschnitte für die Körper ohne bzw. mit Fuge sind in Abbildung 6.3.1 zu sehen.

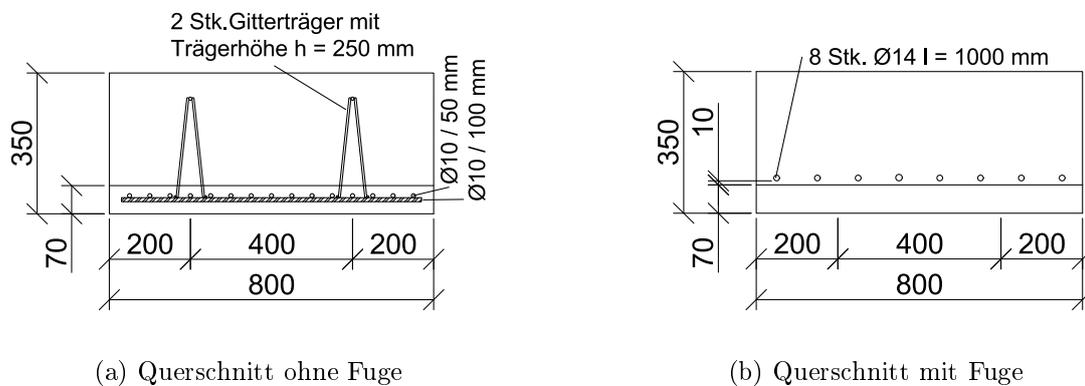


Abbildung 6.3.1.: Querschnitte der Versuchsträger in Trägermitte

Nachfolgend werden die Berechnungsschritte zur Ermittlung der Querschnittswerte angegeben und die Ergebnisse für beide Querschnittstypen in einer Tabelle dargestellt.

Das Trägheitsmoment im Zustand I ergibt sich für einen homogenen Rechteckquerschnitt zu:

$$I_I = \frac{b * h^3}{12} \tag{6.3.1}$$

mit

I_I ...Flächenträgheitsmoment im Zustand I in cm^4

Für die Ermittlung des Trägheitsmomentes im Zustand II, wird der Rechteckquerschnitt

nach dem Reißen aufgrund Biegebeanspruchung betrachtet. Er ist in Abbildung 6.3.2 dargestellt. Die Betondruckzone hat dabei die Höhe x , diese kann über die statische Momentenbildung um die Nulllinie ermittelt werden. Dabei gilt, dass die statischen Momente um die Nulllinie ident sind.

$$b * x * \frac{x}{2} = \alpha_s * A_s * (d - x) \quad (6.3.2)$$

Dabei sind

x ... die Druckzonenhöhe des Betons in cm,

α_s ... das Verhältnis der E-Moduln von Beton und Stahl $\alpha_s = \frac{E_s}{E_c}$,

A_s ... Stahlfläche des Querschnitts in cm^2 und

d ... die statische Nutzhöhe des Querschnittes in cm

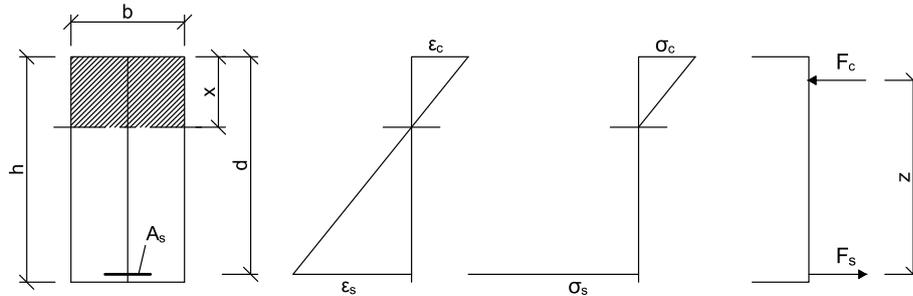


Abbildung 6.3.2.: Spannungen für einen Rechteckquerschnitt im Zustand II

Löst man diese Gleichung nach x auf und führt den Bewehrungsgrad $\rho = \frac{A_s}{b*d}$ ein, so erhält man

$$x = \alpha_s * \rho * d * \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_s * \rho}} - 1 \right) \quad (6.3.3)$$

Nun kann, unter Vernachlässigung des Eigenträgheitsmomentes der Bewehrung, das Trägheitsmoment I_{II} berechnet werden.

$$I_{II} = \frac{b * x^3}{3} + A_s * \alpha_s * (d - x)^2 \quad (6.3.4)$$

mit

I_{II} ... Flächenträgheitsmoment im Zustand II in cm^4

Somit konnten für die Versuchskörper die in Tabelle 6.3.1 dargestellten Querschnittswerte berechnet werden.

Tabelle 6.3.1.: Querschnittswerte der Versuchskörper

	A_s [cm ²]	d [cm]	ρ [-]	x [cm]	I_I [cm ⁴]	I_{II} [cm ⁴]
Querschnitt ohne Fuge	12,57	30,5	0,0052	6,73	285 833	51 160
Querschnitt mit Fuge	12,32	26,3	0,0059	6,13	285 833	36 507

6.4. Eigengewicht

Für die Berechnungen der ständigen Einwirkungen muss zunächst das Eigengewicht, sowie die ständige Auflast, welche aus dem Versuchsaufbau resultiert, ermittelt werden. Das Eigengewicht der Versuchskörper je Meter wird mit der Wichte für Stahlbeton berechnet:

$$g_{VK} = b * h * \gamma_{SB} = 0,8 * 0,35 * 25 = 7 \text{ kN/m} \quad (6.4.1)$$

Dabei sind:

g_{VK} ... Querschnittsgewicht des Versuchskörpers in kN/m

b ... Querschnittsbreite in m

h ... Querschnittshöhe in m

γ_{SB} ... Wichte des Stahlbetons, hier mit 25 kN/m³ angenommen

Das Eigengewicht eines Trägers betrug somit rund 30 kN was 3 t entspricht.

Die ständig wirkende Auflast G_{auf} , welche sich aus dem Gewicht des Stahlträgers, der Zugmessglieder und des Unwuchterregers zusammensetzt, wurde mit 0,65 t, also 6,50 kN berechnet und wirkt in Trägermitte als Einzellast auf den Versuchskörper ein.

Das daraus resultierende Moment in Trägermitte aufgrund ständiger Lasten ergibt sich somit zu:

$$M_g = \frac{g_{VK} * l^2}{8} + \frac{G_{auf} * l}{4} = \frac{7 * 4,3^2}{8} + \frac{6,5 * 4,3}{4} = 23,3 \text{ kNm} \quad (6.4.2)$$

mit

M_g ... Moment in Trägermitte aufgrund ständiger Lasten in kNm

l ... Trägerlänge in m

6.5. Vorbelastung

Nach erfolgtem Aufbau des Versuches wurde dieser bis zu einer Stahlspannung von 350 N/mm² vorbelastet. Dies erfolgte durch das Vorspannen der Gewindestangen. Es wurden beidseitig die Schraubenmuttern so lange angezogen, bis die erforderliche Last erreicht war. Nach Erreichen dieser Last wurden die dadurch entstandenen Risse am Beton dokumentiert.

Die Spannung des Betonstahl errechnet sich mit Hilfe des Trägheitsmomentes zu

$$\sigma_s = \frac{M}{I_{II}} * (d - x) * \alpha_s \quad (6.5.1)$$

mit

M ... Moment des Betons in Trägermitte in kNm

σ_s ... Spannung des Stahls in N/mm²

Durch Vorbelastung soll die Stahlspannung auf einen Wert von 350 N/mm² gebracht werden. Somit kann nach Gleichung (6.5.1) das dafür erforderliche Moment berechnet werden.

$$M = \frac{\sigma_s * I_{II}}{(d - x) * \alpha_s} \quad (6.5.2)$$

Da bereits das Eigengewicht und die Auflast ein Moment bewirken, ist nur noch die Differenz der Momente einzuprägen (siehe Abbildung 6.5.1)

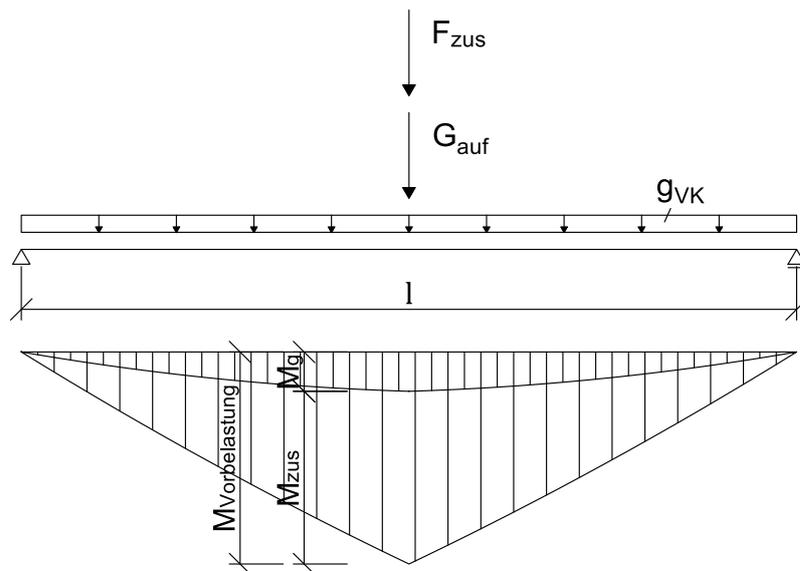


Abbildung 6.5.1.: Erforderliche Schnittgrößen für die Vorbelastung

$$M_{zus} = M_{Vorbelastung} - M_g \quad (6.5.3)$$

M_{zus} ... zusätzlich aufzubringendes Moment in kNm

$M_{Vorbelastung}$... insgesamt erforderliches Moment in kNm nach Gleichung (6.5.2)

Für die Aufbringung dieses zusätzlichen Moments ist eine Kraft erforderlich, welche durch eine Einzellast in Trägermitte mit der Kraftgröße

$$F_{zus} = \frac{M_{zus} * 4}{l} \quad (6.5.4)$$

erreicht werden kann. Die Werte F_{zus} betragen aufgrund der unterschiedlichen Lage der Bewehrung für den Querschnitt ohne Fuge 94,19 kN und für den Querschnitt mit Fuge 97,25 kN.

6.6. Dynamischer Dauerschwingversuch

Für die Durchführung des dynamischen Dauerschwingversuchs wurde eine erforderliche Mittellast eingestellt. Zunächst war es erforderlich den Körper „einzuschwingen“, um die richtige Frequenz für den Versuch zu finden. Dazu musste der Unwuchterreger mit der erforderlichen Anzahl an Stahl- und Alustäben bestückt werden. Anschließend wurde der Motor gestartet und gleichzeitig die Daten aufgezeichnet. Die Steuereinrichtung regulierte die Frequenz der einwirkenden Belastung, nach Bedarf konnte die Bestückung der Unwucht angepasst werden, wenn die erforderliche Kraft nicht erreicht wurde. Für die ersten zwei Versuche stand die erforderliche Steuereinheit jedoch nicht zur Verfügung. Es wurde die Frequenz geregelt und gegebenenfalls die Bestückung des Unwuchterregers angepasst. Daher konnten die Versuchskörper nicht optimal schwingen und es wurde keine Resonanz erzeugt.

Vor allem bei den Versuchen höherer Schwingbreiten wurden die Wertverläufe ständig kontrolliert und auf einen plötzlichen Abfall in der Kraft oder sprunghaften Anstieg in der Durchbiegung geachtet. Diese lassen auf das Versagen eines Bewehrungsstabes oder dem plötzlichen Auftreten eines neuen Risses im Beton schließen. Nach einem starken Abfall der Kraft bzw. nach einer starken Erhöhung der Durchbiegung kann von einem Versagen der Platte gesprochen werden.

Nach Erreichen der gewünschten Anzahl an Lastwechseln oder wenn der Versuchskörper versagte, wurde der Versuch abgebrochen. Die zusätzlichen Risse wurden ebenfalls dokumentiert.

6.6.1. Eigenfrequenz

Die Eigenfrequenz eines Querschnittes kann wie folgt berechnet werden:

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2 * \pi} [Hz] \quad (6.6.1)$$

mit der Winkelgeschwindigkeit

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k^*}{m^*}} [rad/s] \quad (6.6.2)$$

diese setzt sich aus der Ersatzmasse

$$m^* = \frac{g_{VK}}{2} + g_{auf} [kg] \quad (6.6.3)$$

und der Ersatzfedersteifigkeit

$$k^* = \frac{\pi^4 * E_c * I}{2 * l^3} [N/mm] \quad (6.6.4)$$

zusammen. Dabei hängt die Steifigkeit der Systems vom Flächenträgheitsmoment linear ab. Da dieses mit zunehmendem Rissanteil weiter abnimmt wird nach den Gleichungen (6.6.1)-(6.6.4) die Frequenz ebenso mit jedem neuen Riss abnehmen. Somit kann das Auftreten neuer Risse bei den Auswertungen der Versuche anhand der Frequenz leicht festgestellt werden.

6.6.2. Dynamische Belastung

Da die Schwingbreite für jeden Versuch anders gewählt wurde, wurden die folgenden Werte für jeden Versuch neu bestimmt. Sie sind die maßgeblichen Werte für die Versuchsdurchführung.

Für die Durchführung von Dauerschwingversuchen muss nach ÖNORM B 4707 [8] eine konstante Oberspannung $\sigma_{S,max}$ von $300 N/mm^2$ eingehalten werden. Daher kann über sie und die gewählte Schwingbreite $\Delta\sigma_s$ die Mittelspannung σ_m nach Gleichung (6.6.5) berechnet werden. Abbildung 6.6.1 zeigt die benötigten Spannungen exemplarisch auf.

$$\sigma_m = \sigma_{S,max} - \frac{\Delta\sigma_S}{2} [N/mm^2] \quad (6.6.5)$$

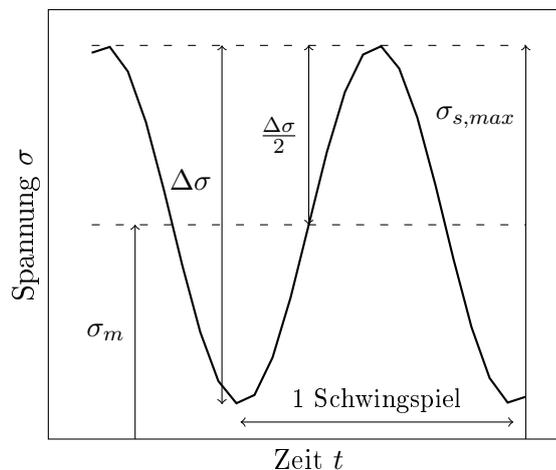


Abbildung 6.6.1.: Spannungen aufgrund zyklischer Belastung

Diese Mittelspannung muss über eine statische Vorlast inklusive der ständigen Lasten aufgebracht werden. Um die dafür erforderliche Last berechnen zu können, wird zunächst das für σ_m erforderliche Moment ermittelt

$$M_m = \sigma_m * \frac{I_{II}}{(d-x) * \alpha_s} \quad [kNm] \quad (6.6.6)$$

Daraus ergibt sich die aufzubringende Mittellast zu

$$F_m = 4 * \frac{M_m - M_g}{l} \quad [kN] \quad (6.6.7)$$

Aus der Spannung $\Delta\sigma_S$ kann das erforderliche dynamische Moment analog zu Gleichung (6.6.6) berechnet werden:

$$\Delta M = \frac{\pm\Delta\sigma_S}{2} * \frac{I_{II}}{(d-x) * \alpha_s} \quad [kNm] \quad (6.6.8)$$

Die Aufbringung der benötigten Kraft ΔF um ΔM hervorzurufen erfolgt mit Hilfe des Unwuchterregers. Dieser ruft eine dynamische Belastung auf den Träger hervor, welche in die Anteile aus Trägereigengewicht und Auflast unterteilt werden kann. Die hervorgegerufenen Schnittgrößen aufgrund dynamischer Anregung des Trägereigengewichts sind in Abbildung 6.6.2 abgebildet. Die Auflast ruft Schnittgrößen einer Einzellast in Trägermitte hervor.

Berücksichtigt man, dass eine Kraft als

$$F = m * a \quad (6.6.9)$$

mit

m ... Masse in kg

a ... Beschleunigung in m/s^2

definiert ist, so kann die Berechnung von ΔM wie folgt angeschrieben werden

$$\Delta M = m_{VK} * a * \frac{l^2}{\pi^2} + M_{auf} * a * \frac{l}{4} \quad (6.6.10)$$

mit

m_{VK} ... Masse des Versuchskörpers in kg/m

M_{auf} ... Masse der Auflast in kg

Umformen nach der Beschleunigung ergibt

$$a = \frac{\Delta M}{m_{VK} * \frac{l^2}{\pi^2} + M_{auf} * \frac{l}{4}} \quad (6.6.11)$$

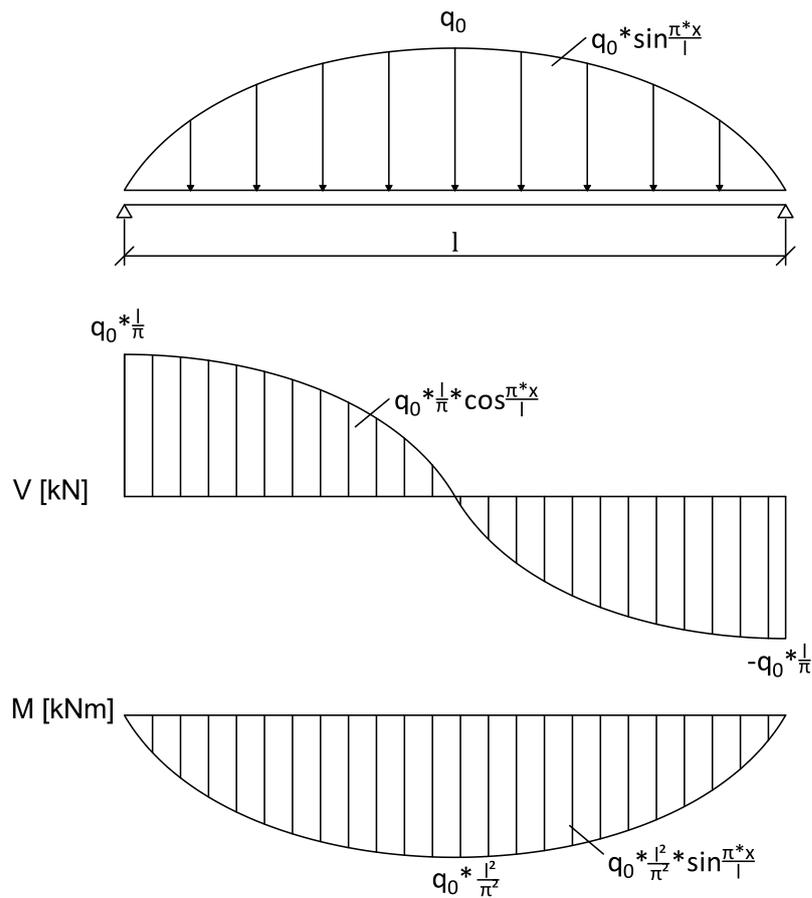


Abbildung 6.6.2.: Schnittgrößen aufgrund dynamischer Belastung

Mit Hilfe der Beschleunigung kann die dynamische Querkraft am Auflager berechnet werden.

$$\Delta Q = m_{VK} * a * \frac{l}{\pi} + \frac{M_{auf} * a}{2} \quad (6.6.12)$$

Schließlich kann aus der dynamischen Querkraft die erforderliche dynamische Kraft ermittelt werden. Hierfür muss berücksichtigt werden, dass die Querkraft beider Auflager aufgebracht werden muss. Soll ΔF die gesamte Schwingbreite abdecken, muss der Wert erneut mal zwei gerechnet werden. Es ergibt sich somit

$$\Delta F = 4 * \Delta Q \quad (6.6.13)$$

Die Summe der statischen und dynamischen Lasten wird je nach Richtung der dynamischen Last Oberlast bzw. Unterlast genannt und ist in Abbildung 6.6.3 dargestellt.

$$\text{Oberlast} = g_{VK} * l + G_{auf} + F_{zus} + \frac{\Delta F}{2} \quad (6.6.14)$$

$$\text{Unterlast} = g_{VK} * l + G_{auf} + F_{zus} - \frac{\Delta F}{2} \quad (6.6.15)$$

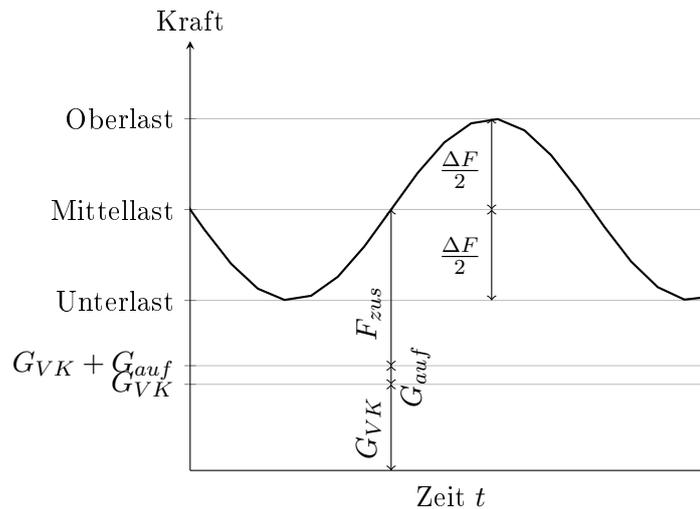


Abbildung 6.6.3.: Statisch und dynamisch einwirkende Kräfte auf den Versuchskörper

Eine Übersicht über die ermittelten dynamischen Kenngrößen aller Versuche ist in Tabelle 6.6.1 gegeben.

Tabelle 6.6.1.: dynamische Kenngrößen der Versuchskörper im Zustand II

	Fuge	F_{zus} [kN]	$f_{0,I}$ [Hz]	$f_{0,II}$ [Hz]	F_m [kN]	$\Delta\sigma_s$ [N/mm ²]	ΔF_s [kN]
Versuchskörper 1	ohne	94,19	26,06	11,03	61,2	100	45,33
Versuchskörper 2	ohne	94,19	26,06	11,03	47,9	180	81,60
Versuchskörper 3	ohne	94,19	26,06	11,03	54,6	140	63,47
Versuchskörper 4	mit	97,25	26,06	9,31	39,7	160	61,01
Versuchskörper 5	mit	97,25	26,06	9,31	34,2	200	76,27
Versuchskörper 6	ohne	94,19	26,06	11,03	47,9	180	81,60
Versuchskörper 7	ohne	94,19	26,06	11,03	51,2	160	72,53
Versuchskörper 8	ohne	94,19	26,06	11,03	52,9	150	68,00

6.6.3. Berechnen der erforderlichen Bestückung des Unwuchterregers

Anhand der berechneten erforderlichen dynamischen Belastung ΔF kann nun ermittelt werden, wie der Unwuchterreger bestückt werden muss, damit er diese Last aufbringen kann.

Ein Unwuchterreger ist ein Motor, der aus üblicherweise zwei Trommeln besteht, welche gegengleich laufen. Diese Trommeln werden mit Stahl-, Alu-, oder Holzgewichten bestückt. Je nach Bestückung wirken bei Rotation der Trommeln die entstehenden Fliehkräfte in unterschiedliche Richtungen. Bestückt man sie gleich, so wirken die Kräfte stets in die gespiegelte Richtung.

Für die Durchführung des Dauerschwingversuches werden beide Trommeln gleich bestückt, so dass die Gewichte vertikal in die gleiche Richtung wirken, sich horizontal aber gegenseitig aufheben. Die Anzahl der Umdrehungen der Trommeln pro Sekunde ist die Frequenz der Einwirkung.

Die Berechnung der Kraft, die aufgrund der Bestückung erzeugt wird, erfolgt über die Formel der Zentripetalkraft

$$F = m * r * \omega^2 \quad (6.6.16)$$

mit

m ...rotierende Masse in kg

r ...Normalabstand vom Rotationsmittelpunkt in m

ω ...Winkelgeschwindigkeit in rad/s, wobei

$$\omega = 2 * \pi * f \quad (6.6.17)$$

mit der Frequenz f in 1/s

Die Trommeln des verwendeten Unwuchterregers enthalten je 20 Bohrungen die mit Gewichten bestückt werden können. Durch die Wahl von Stahl- bzw. Alugewichten können die erforderlichen dynamischen Kräfte erzeugt werden.

6.7. Einaxialer Druckversuch - Würfeldruckprüfungen

Für viele Berechnungen im Stahlbetonbau ist die Kenntnis der charakteristischen Betonfestigkeit f_{ck} von essentieller Bedeutung. Diese ist in der Bezeichnung des Betons als Betonfestigkeitsklasse nach ÖNORM B 4710-1 [9] zu finden (z.B. C 25/30) und gibt damit sowohl die Zylinderdruck- als auch die Würfeldruckfestigkeit in N/mm^2 an. Ermittelt werden die Festigkeiten durch einaxiale Druckversuche an mehreren Probekörpern. Die Probekörper sind entweder Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm, oder Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm. Die Versuche werden nach einer Lagerung im Wasser von 28 Tagen durchgeführt. Bei Klassifizierung mit einem anderen Betonalter ist dieses in Klammern anzuführen (z.B. C 25/30 (56)).

Die Durchführung der Versuche erfolgt nach ÖNORM EN 12390-3 [7] an einer Druckprüfmaschine, welche den Druck einaxial auf den Probekörper mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $0,6 \pm 0,2 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{s}$ aufbringt, so dass die Würfel nach 30 sek bis 1 min zu Bruch gehen. Sobald der Probekörper bricht, wird die Lastaufbringung gestoppt und die aufgebrachte Höchstlast aufgezeichnet. Mit der Kenntnis der Aufstandsfläche und der maximalen Druckkraft kann die Druckfestigkeit ermittelt werden:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (6.7.1)$$

mit

f_c ... Druckfestigkeit in N/mm^2

F ... Höchstkraft beim Bruch in N

A_c ... Fläche des Probenquerschnitts, auf den die Druckbeanspruchung wirkt in mm^2

7. Auswertung und Vergleich der Versuchsergebnisse

Insgesamt wurden acht Versuchskörper mit unterschiedlichen Schwingbreiten getestet, davon zwei Versuchskörper mit Querfugenausbildung.

7.1. Ergebnisse der Würfeldruckprüfungen

Nach der Durchführung der dynamischen Versuche wurden die Betone auf ihre tatsächliche Festigkeit untersucht. Für die Feststellung der Betonfestigkeiten wurden im Fertigteilwerk von jedem Element drei Probewürfel hergestellt. Das Bestimmen der Würfeldruckfestigkeit erfolgte an einer der Druckprüfmaschinen im Prüflabor (siehe Abbildung 7.1.1).



Abbildung 7.1.1.: Prüfmaschine für Druckversuche

Tabelle 7.1.1 beinhaltet die Würfeldruckfestigkeit der einzelnen Versuchskörperteile. Dabei sind die Werte das arithmetische Mittel der drei zugehörigen Probewürfel. Außerdem wurden die Daten der Herstellung und der Versuchsdurchführungen eingetragen. Anhand der Mittelwerte liegt die mittlere Festigkeit der Fertigteilplatten bei $45,7 \text{ N/mm}^2$ bzw. $52,9 \text{ N/mm}^2$ und des Aufbetons bei $55,7 \text{ N/mm}^2$. Die Bandbreite der Ergebnisse liegt hierbei zwischen $33,8 \text{ N/mm}^2$ und $62,8 \text{ N/mm}^2$.

Tabelle 7.1.1.: Ergebnisse der Würfeldruckprüfungen

VK	Datum (2016)			Versuch	Betonalter [Tage]	Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²]		
	Erstellung		AB			PL1	PL2	AB
	PL1	PL2		AB				
1	25.04.		26.04.	24.05.	28-29	49,4		53,1
2	21.04.		22.04.	24.05.	32-33	58,8		52,0
3	27.06.		28.06.	16.08.	48-49	48,0		56,0
4	11.07.	12.07.	13.07.	16.08.	33-35	43,5	33,8	50,9
5	14.07.	15.07.	19.07.	16.08.	27-32	56,4	57,6	58,7
6	29.06.		01.07.	31.08.	59-61	51,6		50,5
7	06.07.		07.07.	31.08.	53-54	59,4		62,8
8	04.07.		05.07.	31.08.	55-56	55,9		61,3

VK = Versuchskörper PL1 = Platte 1 PL2 = Platte 2 AB = Aufbeton

7.2. Ergebnisse der Dauerschwingversuche

Die Datenaufzeichnung bei den Versuchen erfolgte von der Software kontinuierlich. Die Auswertung der Daten erfolgt in Diagrammen, die je eine x- und vier y-Achsen aufweisen. Auf der x-Achse sind stets die Anzahl der Lastwechsel in $x \cdot 10^6$ aufgetragen. An den jeweils linken y-Achsen sind die Kraftamplitude in kN und die Frequenz in Hz aufgetragen, an den beiden rechten y-Achsen die Durchbiegung in Trägermitte in mm, sowie die Durchbiegungsamplitude in Trägermitte in mm, wobei die Werte der Durchbiegungs-Achsen in umgekehrter Reihenfolge aufgetragen sind.

Es sind jeweils vier Kurven eingezeichnet:

- Kraftamplitude ΔF : Die Differenz der einwirkenden maximalen und minimalen Kräfte aus dem Unwuchterreger, aufgetragen auf der Kraftamplituden-Achse, dargestellt in Rot.
- Frequenz f_0 : Die Frequenz der Lasteinwirkung, aufgetragen auf der Frequenz-Achse, dargestellt in Blau.
- Durchbiegung w : Die Durchbiegung des Versuchskörpers in Trägermitte, aufgetragen auf der Durchbiegungs-Achse, dargestellt in Orange.
- Durchbiegungsamplitude Δw : Die Differenz der maximalen und minimalen Durchbiegung in Trägermitte, aufgetragen auf der Durchbiegungsamplituden-Achse, dargestellt in Grün.

Die beiden Amplituden ähneln sich vom Kurvenverlauf her sehr stark, was naheliegend ist, da beide Kurven die Schwingbreite auf unterschiedlichen Niveaus widerspiegeln. Zusätzlich wurde der Punkt, ab dem der Versuchskörper versagte als vertikale Linie in das Diagramm

eingetragen, wodurch der Zeitpunkt des Versagens in allen vier Kurven gut zu erkennen ist.

Teilweise wurden auch noch weitere Verschiebungen gemessen. In den Versuchen 1 und 2 wurde die horizontale Verschiebung in der Betonierfuge zwischen Fertigteil und Aufbeton gemessen, wobei keine relevanten Verschiebungsgrößen gemessen wurden. Deshalb wurde die Horizontalverschiebung zwischen Fertigteil und Aufbeton in den späteren Versuchen nicht instrumentiert. Bei den Versuchen 4 und 5 wurde die horizontale Öffnung der Fuge der beiden Fertigteilplatten gemessen.

Wie bereits in Abschnitt 6.6 erwähnt, wurden die ersten beiden Versuche frequenzgesteuert geschwungen. Es wurde die Frequenz geregelt und die Bestückung des Unwuchterregers nach Bedarf angepasst. Die Kurven der Kraftamplitude sind somit sehr sprunghaft und können schwer mit jenen Versuchen verglichen werden, bei denen die Kraftamplitude durch Regeln der Frequenz konstant gehalten wurde.

Aufgrund der teilweise hohen Anzahl der Werte und der starken Ausschläge in den Kurven wurden manche Versuchswerte geglättet. Das heißt es wurden mehrere Datenzeilen durch Mittelung zusammengefasst, wodurch eine deutlich glattere Kurve entsteht.

Rissbilder mit Rissen infolge Vorbelastung und Dauerschwingbelastung wurden in Grafiken dargestellt. Die Farbcodes der Risse sind dabei für alle Grafiken gleich gewählt:

- Risse aus Vorbelastung: Rot
- Risse aus dynamischer Belastung: Blau

Zusätzlich wurden die Bewehrungen ohne Gitterträger eingezeichnet, damit auch diese in die Interpretation einfließen können.

7.3. Auswertung der Dauerschwingversuche

Insgesamt wurden acht Dauerschwingversuche durchgeführt, wobei zwei dieser Versuche mit einer untenliegenden Querfuge ausgebildet wurden. Die folgende Tabelle 7.3.1 zeigt eine Aufstellung der Versuche mit den zu testenden Schwingbreiten.

Tabelle 7.3.1.: Schwingbreiten der durchgeführten Versuche

	Schwingbreite [N/mm ²]
Versuch 1	100
Versuch 2	180
Versuch 3	140
Versuch 4	
mit Querfuge	160
Versuch 5	
mit Querfuge	200
Versuchs 6	180
Versuch 7	160
Versuch 8	150

Die Ergebnisse aller Dauerschwingversuche sowie einige erklärende Beschreibungen dazu sind im Anhang B von Seite 97 bis Seite 133 zu finden. Im Folgenden werden zwei ausgewählte Versuche beschrieben. Gewählt wurden Versuchskörper 8 und Versuchskörper 4, da es sich hierbei um einen ohne und einen mit einer untenliegenden Querfuge handelt. Des Weiteren war nach Ende der beiden Versuche die Lage der Bruchstellen der Bewehrung unklar, weshalb die Versuchskörper von der Unterseite her aufgestemmt und die Bewehrung freigelegt wurde. Dieses Freilegen der Bewehrung erfolgte ebenfalls bei den Versuchskörpern 2 und 5, wobei die Dokumentation darüber ebenfalls im Anhang B im Kapitel des jeweiligen Versuchsträgers zu finden ist.

7.3.1. Versuchskörper 8

Der achte Versuchskörper sowie dessen Probewürfel wurden am 04.07. und 05.07.2016 gefertigt. Die Durchführung des Dauerschwingversuchs startete am 29.08.2016.

Der Träger wurde auf 93,7 kN vorbelastet und anschließend auf die Mittellast von 52,8 kN entlastet. Die angestrebte Schwingbreite dieses Versuches war 150 N/mm², was einer Kraftamplitude von 68,00 kN entspricht.

Das Versagen des Trägers erfolgte nach rund 1,43 Mio. Lastwechseln. Der Versuch wurde nach 1.489.082 Lastwechseln abgebrochen. Die aufgezeichneten Daten sind in Abbildung 7.3.1 in Form eines Diagrammes dargestellt.

Die Kurven weisen hier nach rund 66.000 Lastwechseln einen sehr geradlinigen und ruhigen Verlauf auf. Das Versagen des Trägers beginnt bei rund 1.410.000 Lastwechseln, dabei weisen die Amplituden bogenförmige Kurvenverläufe auf.

Die Kraftamplitude ist im Diagramm in roter Farbe dargestellt. Ihre Werte liegen zwischen 67,8 kN und 70,0 kN, der Mittelwert beträgt 68,90 kN. Dies entspricht einer Schwingbreite

von 152 N/mm^2 und liegt somit nahe am angestrebten Wert.

Die Durchbiegungsamplitude, also die Bewegung des Körpers während der Schwingbelastung in Feldmitte, nimmt über den Großteil des Versuches stetig zu, was im Diagramm am Verlauf des grünen Graphen zu sehen ist. Ihr Startwert liegt bei $2,40 \text{ mm}$ und steigt weiter bis zum Versagen auf $3,41 \text{ mm}$. Die Zunahme der Durchbiegungsamplitude bis vor Versagen beträgt $1,01 \text{ mm}$ und die maximale Differenz beträgt $1,51 \text{ mm}$. Die stark erhöhten Werte bei reduzierter Kraft deuten auf das Versagen der Bewehrungsstäbe hin, darauf deutet auch die Durchbiegungslinie hin.

Ein stetig fallender Verlauf der Frequenz ist im Diagramm an den blau aufgetragenen Messwerten zu erkennen. Die Frequenz beträgt zu Beginn $17,3 \text{ Hz}$ und fällt dann in einer logarithmischen Kurve ab. Diese Kurve resultiert aus anfänglich entstehenden Rissen und der damit einhergehenden Steifigkeitsminderung. Die Neigung der Frequenz nimmt nach jedem der zwei Sprünge bei 400.000 und 700.000 Lastwechseln weiter zu. Bei $1,38 \text{ Mio.}$ Lastwechseln springt der Wert von $15,6 \text{ Hz}$ auf $15,2 \text{ Hz}$ und fällt dann stark auf $14,8 \text{ Hz}$ ab. Der Abfall der Frequenz weist auf das Versagen der Bewehrung in der Fertigteilplatte hin.

In oranger Farbe ist die Trägerdurchbiegung in Feldmitte gezeichnet, welche über den gesamten Zeitraum des Versuches ansteigt. Der Startwert liegt bei $6,13 \text{ mm}$, was der Durchbiegung bei aufgebrachtter Mittellast entspricht. Im Laufe des Versuchs steigt die Durchbiegung auf $8,66 \text{ mm}$ bei $1,44 \text{ Mio.}$ Lastwechseln. Ab diesem Punkt, welcher ein lokaler Tiefpunkt der Kraftlinie ist, steigt die Durchbiegung sehr stark an. Innerhalb von 50.000 Lastwechseln steigt der Wert von $8,66 \text{ mm}$ auf $12,15 \text{ mm}$. Daher kann auch hier auf ein Versagen der Bewehrungsstäbe geschlossen werden. Die Durchbiegung beträgt zum Zeitpunkt des Versagens $8,59 \text{ mm}$, was eine Durchbiegungszunahme von $2,35 \text{ mm}$ ausmacht.

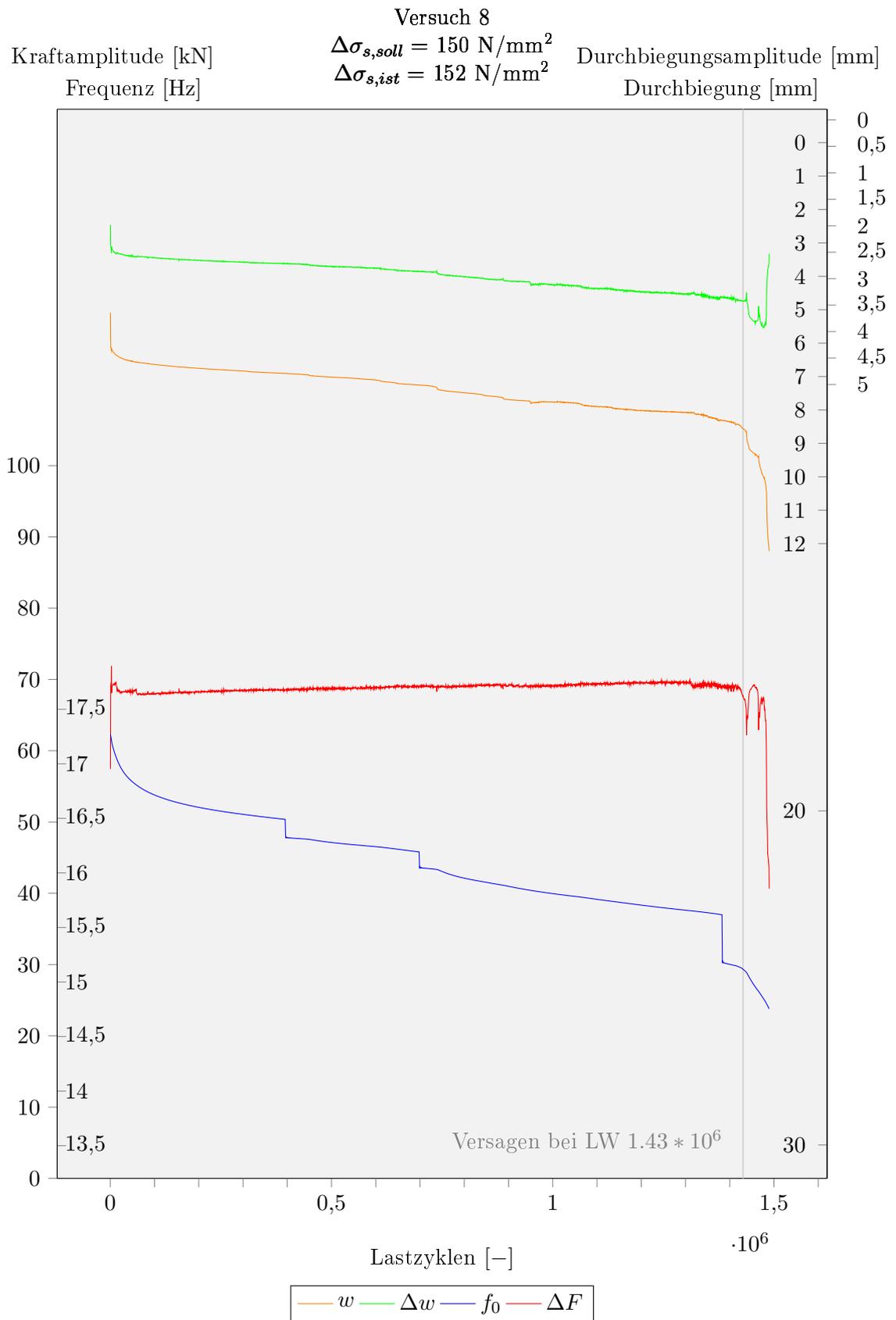


Abbildung 7.3.1.: Messwerte aus Versuch 8

Die Risse aus Versuch 8 sind in Abbildung 7.3.2 dargestellt. Risse aufgrund Vorbelastung stellten sich im Bereich zwischen -70 cm und $+60$ cm ein. Die meisten waren unverzweigte Biegerisse, lediglich zwischen -30 cm und $+20$ cm traten eine kleine Verzweigung, eine Verzweigung in die Verbundfuge, und zwei knapp nebeneinander verlaufende, fast parallele Risse auf. Nach dynamischer Belastung wurden Risse im Bereich von -90 cm bis $+80$ cm festgestellt. Die Versagensstelle beginnt an der Rückseite bei $+40$ cm, setzt sich über die Verbundfuge fort und mündet in den vorhandenen Riss bei $+20$ cm ein. An der Unterseite entstanden einige Verzweigungsrisse im Bereich zwischen $+20$ cm und $+40$ cm auf, in dem sich auch der Versagensriss bewegt und über die Vorderseite bei $+20$ cm weiter fortsetzt.

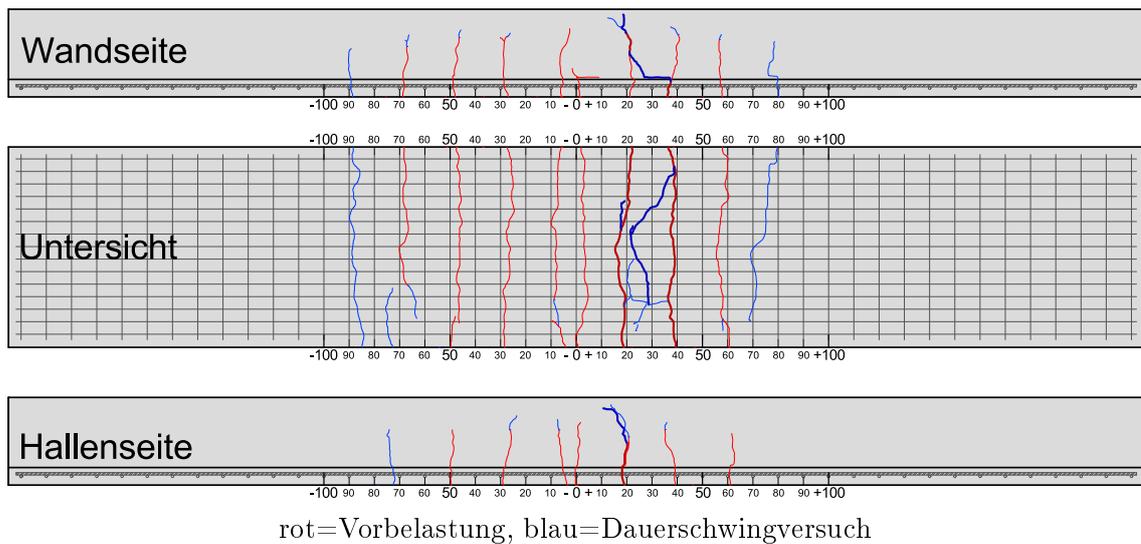


Abbildung 7.3.2.: Versuchskörper 8 - Risse nach beendetem Versuch

Aufgrund des schräg verlaufenden Versagensrisses wurde der Versuchskörper von der Unterseite her aufgestemmt und die Bewehrung freigelegt. Dabei wurden einige offene Heftstellen und Ermüdungsbrüche festgestellt, wobei alle Brüche unmittelbar an der Querbewehrung erfolgten. Abbildung 7.3.3 zeigt die Ermüdungsbruchstellen der freigelegten Bewehrung und stellt eine Lokalisierung zum Versuchskörper her. Zu erkennen ist auch der Versagensriss dieses Körpers, wobei sich hier nun der nicht geradlinige Verlauf an der Unterseite erklären lässt. Anhand der Bruchstellen ist zu erkennen, dass sich 10 der 14 Brüche an Stellen mit Heftschweißung befinden.

Anhand der Positionen und der Fotos der Bruchstellen (siehe Abbildung 7.3.4) ist zu erkennen, dass die Heftschweißung eine wesentliche Kerbe darstellt.

VERSUCH NR. 8

- gehefteter Punkt noch vorhanden
- gehefteter Punkt hat sich gelöst

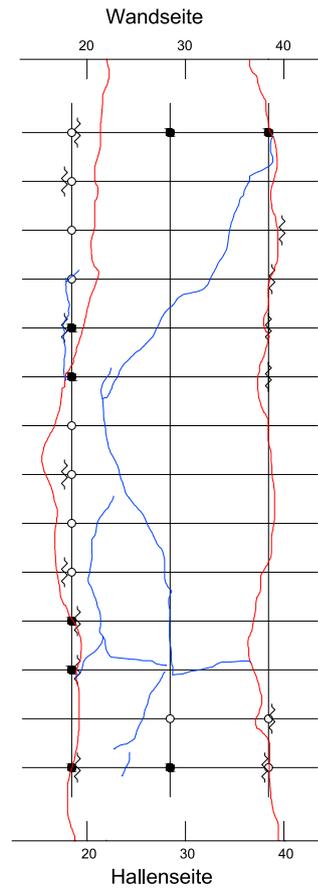


Abbildung 7.3.3.: Ermüdungsbruchstellen der ausgestemmtten Bewehrung des Versuchskörpers 8 mit den zugehörigen Versagensrissen



Abbildung 7.3.4.: Ermüdungsbruch an einem Bewehrungsstab mit Heftscheifung bei Versuchskörper 8

7.3.2. Versuchskörper 4

Der vierte Versuchskörper war der erste der beiden Versuchskörper, welcher mit einer Querfuge ausgeführt wurde. Der Körper als auch die Probewürfel wurden von 11. bis 13.07.2016 gefertigt. Die Durchführung des Dauerschwingversuchs startete am 12.08.2016.

Der Träger wurde auf 81,3 kN vorbelastet und anschließend auf die Mittellast von 40,1 kN entlastet. Die angestrebte Schwingbreite dieses Versuches war 160 N/mm^2 , was einer Kraftamplitude von 61,01 kN entspricht.

Der Versuch wurde nach 5.422.000 Lastwechseln aufgrund des Versagens des Trägers nach 5,29 Mio. Lastwechseln abgebrochen. Die aufgezeichneten Messdaten sind in Abbildung 7.3.5 in Form eines Diagrammes dargestellt.

Die längste Zeit des Versuches über bleiben die Werte annähernd konstant, abgesehen von der Frequenz die langsam sinkt. Bei rund 5,29 Mio. Lastwechseln fällt die Kraftamplitude ab und die Durchbiegung nimmt zu, was auf ein Versagen der Bewehrung hindeutet.

Die rot gezeichnete Kurve der Kraftamplitude verläuft nahezu konstant und bewegt sich bis zum Versagen des Trägers in einem Bereich zwischen 59,7 kN und 61,3 kN. Der Mittelwert des Versuches in diesem Bereich liegt bei 60,64 kN, das entspricht in etwa der angestrebten Schwingbreite von 160 N/mm^2 . Am Ende des Versuches fällt die Kraft auf unter 52 kN ab, steigt dann noch einmal kurz und fällt dann bis auf 38 kN ab, bevor der Versuch beendet wurde.

Die Durchbiegungsamplitude verläuft ebenfalls nahezu konstant, was an der grünen Versuchskurve zu sehen ist. Hier bewegen sich die Werte zwischen 2,36 mm und 3,00 mm, der Mittelwert liegt bei 2,62 mm. Bei Versagen des Trägers fällt der Wert verhältnismäßig schwächer als bei der Kraftamplitude.

Die blau dargestellte Frequenz startet mit 17,1 Hz und erreicht bis zum Ende des Versuches einen Wert von 15,4 Hz. Sie beschreibt vom Anfang bis zu 720.000 Lastwechseln einen logarithmischen Verlauf, der vermutlich auf eine zu geringe Vorbelastung zurückzuführen ist, wodurch sich zu Beginn des Versuches noch eine Vielzahl an Rissen gebildet hat, welche die Steifigkeit des Trägers reduzierten.

Die Durchbiegung in Trägermitte weist ein nahezu stetiges Wachstum auf. Ihr Startwert infolge Mittellast liegt bei 5,32 mm, welcher anfangs logarithmisch zunimmt. Bei 4,50 Mio. Lastwechseln kommt es zu einer starken Zunahme. Bei Versagen beträgt die Durchbiegung 7,38 mm, dies entspricht einer Differenz von 2,07 mm. Bis zum Ende des Versuches steigt der Wert auf 9,95 mm an.

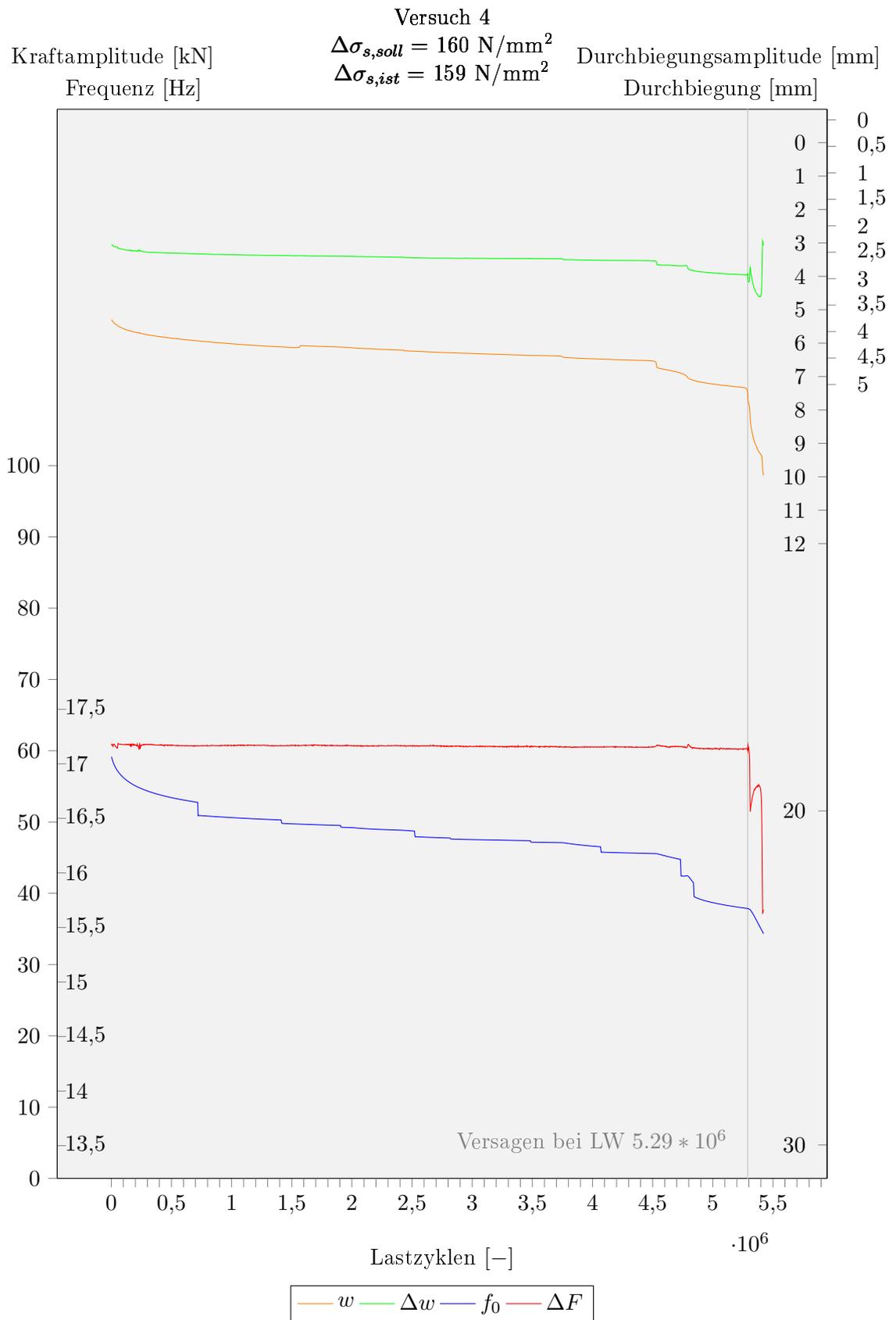


Abbildung 7.3.5.: Messwerte aus Versuch 4

Zu diesem Versuchskörper mit der untenliegenden Querfuge wurde diese mit zwei Wegaufnehmern instrumentiert. Der Verlauf der Rissweite der Fuge ist in Abbildung 7.3.6 dargestellt. Die Werte der beiden Wegaufnehmer weisen bereits nach dem Vorbelasten eine Differenz von rund 0,20 mm auf. Der Wert der Kurve mit den größeren Werten WI3 beträgt nach dem Vorbelasten 0,87 mm. Nach Start des Versuches beschreibt die Rissweite eine logarithmische Kurve, deren Wert bis auf 1,04 mm ansteigt. Die Öffnung aufgrund des Schwingversuches beträgt also zunächst 0,17 mm. Bis zum Versagen des Versuchskörpers steigt der Wert jedoch auf 2,28 mm, was eine Zunahme um 1,41 mm ab Beginn des Versuches bedeutet.

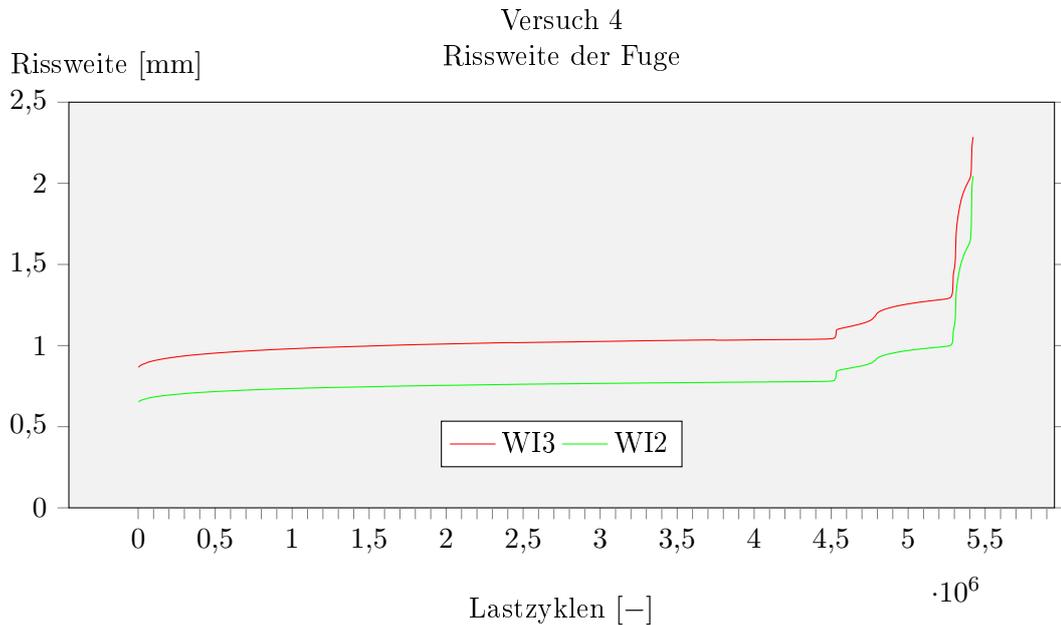


Abbildung 7.3.6.: Messwerte der Rissweite aus Versuch 4

Wie in Abbildung 7.3.7 zu sehen ist, entstanden durch das Vorbelasten kaum Risse. Lediglich sieben Stück an der Unterseite, welche im Bereich von -70 cm bis $+70$ cm situiert sind. An der Unterseite entstanden durch die dynamische Belastung keine weiteren Risse. Lediglich an den Seitenflächen nahmen sie zu. Jedoch erstrecken sie sich in Trägermitte fast bis zur Oberkante und auch die Rissbreite hat deutlich zugenommen. Der Riss in Trägermitte entstand vermutlich aufgrund der Fuge. Die anderen Risse entstanden in den Endbereichen der Fugenbewehrung. Im Bereich der Fuge kam es zu Verzweigungen der Risse. Im Bereich von -20 cm bis $+95$ cm traten Längsrisse auf. Der Versagensriss ist jener in Trägermitte in der Fuge. Er erstreckt sich über die Seitenflächen. Anhand der freigelegten Bewehrung konnte das bestätigt werden.

Um die Bruchstellen der Bewehrung lokalisieren zu können, wurden die Bewehrungsstäbe freigelegt. Es zeigte sich, dass die Zulagebewehrung über der Fuge Ermüdungsbrüche aufweisen. Wie in Abbildung 7.3.8 dargestellt ist, kam es bei fünf der acht Stäbe zu einem

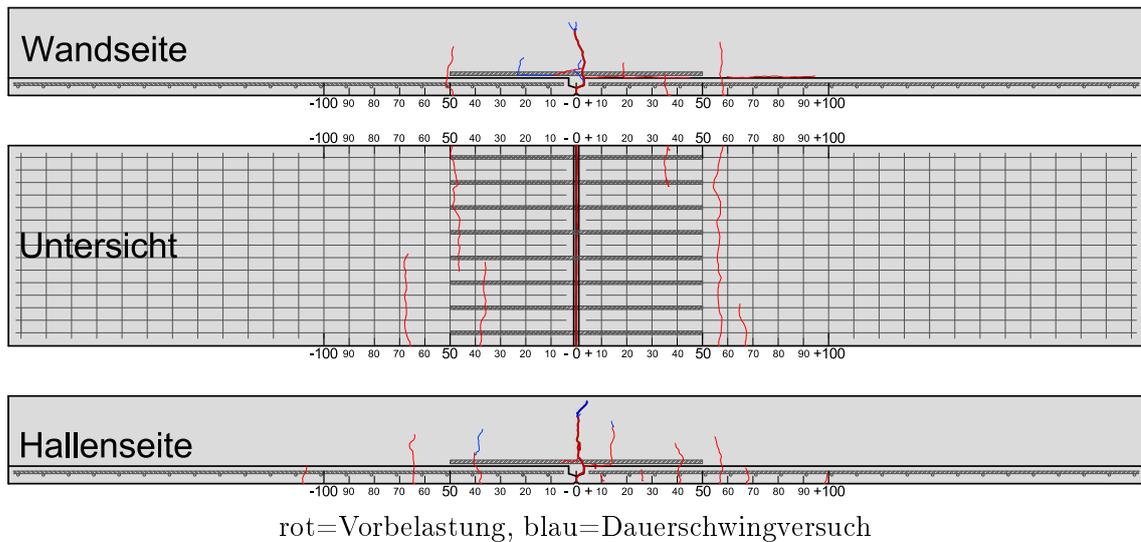


Abbildung 7.3.7.: Versuchskörper 4 - Risse nach beendetem Versuch

Ermüdungsversagen, wobei es sich um die vier mittleren (3-6) und einen äußeren Stab (1) handelt. Die Bruchstellen liegen mit Ausnahme von Stab 5 in einer Linie.

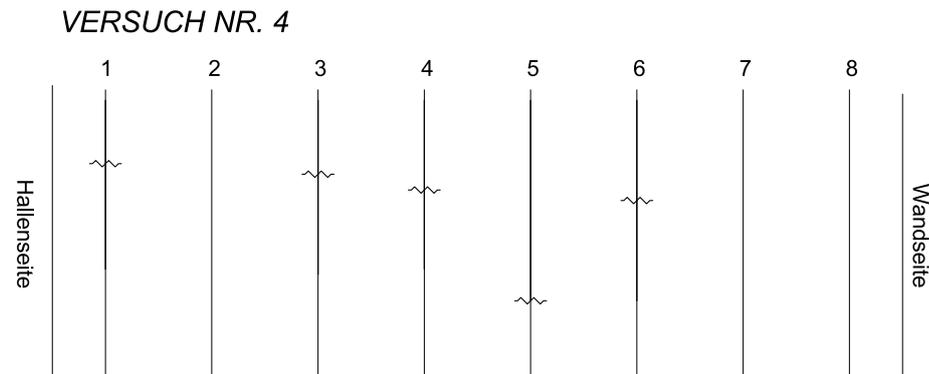


Abbildung 7.3.8.: Ermüdungsbruchstellen der ausgestemmtten Bewehrung des Versuchskörpers 4

Die Bruchstellen sind eindeutig als Ermüdungsbrüche zu identifizieren. Der annähernd glatte, ebene Rissfortschritt über den Großteil des Querschnittes mit Sprödbbruchstelle im letzten Viertel ist besonders gut in Abbildung 7.3.9 zu sehen.



Abbildung 7.3.9.: Ermüdungsbruch an einem Bewehrungsstab bei Versuchskörper 4

7.4. Vergleich der Ergebnisse

7.4.1. Übersicht über die Versuchsergebnisse

In Tabelle 7.4.1 sind die Ergebnisse der Dauerschwingversuche zusammengefasst. Dabei werden die zuvor in Kapitel 6 berechneten Größen aus Tabelle 6.6.1 mit den tatsächlichen Werten aus den Versuchen verglichen.

Die Werte der Mittellast vor Beginn der Versuche konnten relativ genau eingehalten werden. Es sollte jedoch darauf hingewiesen werden, dass die Mittellast mit Fortschreiten der Versuche stets abnimmt, was mit der Abnahme der Steifigkeit zusammenhängt. Der Vergleich der Schwingbreiten und Kraftamplituden zeigt bei den ersten beiden Versuchskörpern noch stärker abweichende Ergebnisse, da hier manuell geregelt wurde. Dabei ist es kaum möglich die Schwingbreite konstant zu halten. Alle folgenden Versuche weisen sehr gute Ergebnisse auf. Da es sich bei den festgelegten Schwingbreiten um selbst gewählte und keine normierten Werte handelt, ist die Einhaltung dieser Werte jedoch zweitrangig, wichtiger ist dabei, dass eine möglichst konstante Schwingbreite eingehalten wird. Der Wert der Lastwechsel bis zum Versagen steht bei Versuchskörper 1 mit $> 4,14$, da dieser ein Durchläufer war und somit nicht versagte. Der Vollständigkeit halber ist der Wert dennoch angeführt.

Aus den berechneten ersten Eigenfrequenzen der Versuchskörper in beiden Zuständen lässt sich ein Bereich festlegen, in dem die Werte der Versuche liegen müssen. Da die Träger vorbelastet wurden, mussten die Frequenzen jedenfalls niedriger sein als die errechneten Werte des Zustandes I. Da ihre Werte aber auch nicht jene von Zustand II erreichten, kann daraus geschlossen werden, dass die Träger nicht vollständig gerissen waren.

Tabelle 7.4.1.: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

VK	Fuge	Mittellast [kN]		Schwingbreite [N/mm ²]		Kraftamplitude [kN]	
		Soll	Ist	Soll	Ist	Soll	Ist
1	ohne	61,2	61,2	100	93	45,33	42,04
2	ohne	47,9	48,0	180	163	81,60	74,09
3	ohne	54,6	54,1	140	140	63,47	63,45
4	mit	39,7	40,1	160	159	61,01	60,64
5	mit	34,2	36,0	200	200	76,27	76,60
6	ohne	47,9	48,1	180	182	81,60	82,41
7	ohne	51,2	52,0	160	156	72,53	70,87
8	ohne	52,9	52,8	150	152	68,00	68,90

VK	Fuge	Frequenz [Hz]				Lastwechsel [10 ⁶]
		Zustand I	max	Zustand II	min	Versagen
1	ohne	26,06	17,4	11,03	17,2	>4,14
2	ohne	26,06	16,4	11,03	15,7	1,14
3	ohne	26,06	15,9	11,03	14,3	3,25
4	mit	26,06	17,1	9,31	15,4	5,29
5	mit	26,06	16,5	9,31	14,9	2,19
6	ohne	26,06	16,0	11,03	13,8	0,72
7	ohne	26,06	17,0	11,03	13,6	1,11
8	ohne	26,06	17,3	11,03	14,8	1,43

7.4.2. Vergleich der Ergebnisse mit der Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1

Die aus den Versuchen erhaltenen Ergebnisse sollen nun mit der Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1 [3] verglichen werden. Die Darstellung im doppeltlogarithmischen Diagramm ist in Abbildung 7.4.1 für die Versuchskörper ohne Querfuge und in Abbildung 7.4.2 für die beiden Versuchskörper mit Querfuge zu finden. Der Vergleich erfolgt getrennt, da die Versuchskörper ohne Querfuge in Trägermitte geschweißte Bewehrung enthielten.

Die Werte dieser Versuchskörper ohne Fuge liegen im Diagramm in Abbildung 7.4.1 über der Wöhlerlinie. Anzumerken ist, dass Versuchskörper 1 ein Durchläufer war. Lässt man diesen Wert außer Acht, so kann die Wöhlerlinie parallel verschoben werden, sodass die restlichen Versuchsergebnisse in Etwa auf dieser Linie liegen. Mit einer größeren Anzahl an Versuchen könnte somit eine geeignete Wöhlerlinie für diesen Versuchskörper gefunden werden.

In Abbildung 7.4.2 werden die Versuchsergebnisse der beiden Versuchskörper mit Querfuge mit der Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1 [3] für gerade und gebogene Stäbe

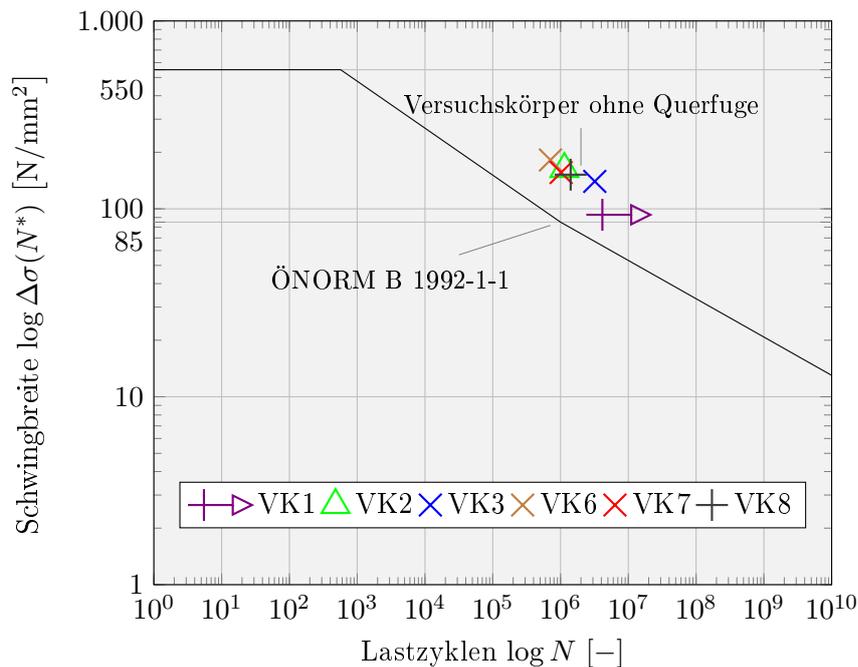


Abbildung 7.4.1.: Vergleich der Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1 [3] mit den Ergebnissen der Versuchskörper ohne Querfuge

mit Durchmessern kleiner 20 mm verglichen. Deren Knickpunkt liegt bei 181 N/mm² und 10^6 Lastwechseln. Die Neigungen betragen $k_1 = 5$ und $k_2 = 9$. Die Punkte der Versuchsergebnisse liegen knapp über der Wöhlerlinie. Da nur zwei Werte vorhanden sind, kann keine Tendenz der Werte festgestellt werden.

7.4.3. Vergleich der Ergebnisse mit anderen Studien

7.4.3.1. Doppelwandelemente für Brückenträger

In ihrer Diplomarbeit haben Katharina Hanna und Oliver Foltin im Jahr 2014 am INSTITUT FÜR TRAGKONSTRUKTIONEN - BETONBAU der TU WIEN die Dauerschwingfestigkeit von Brückenträgern aus Doppelwandelementen untersucht [18]. Diese Doppelwandelemente wurden durch das Institut vor allem für den Einsatz beim Brückenklappverfahren geplant und ebenso wie die Träger dieser Arbeit im Fertigteilwerk der Firma OBERNDORFER in Herzogenburg gefertigt und im Labor des Institutes getestet.

Tabelle 7.4.2 zeigt die Ergebnisse der Versuche nach [18]. Die Elemente wurden maximal 2.000.000 mal geschwungen, wobei Schwingbreiten zwischen 100 N/mm² und 280 N/mm² untersucht wurden. Von den acht durchgeführten Versuchen erreichten lediglich die beiden Versuche mit 100 N/mm² Schwingbreite die 2.000.000 Lastwechsel. Die beiden letzten der sechs Versuchskörper erhielten mehr Bewehrung und erzielten somit bessere Ergebnisse als die anderen. Außerdem wurden zwei der Versuchskörper nach Durchführung des ersten

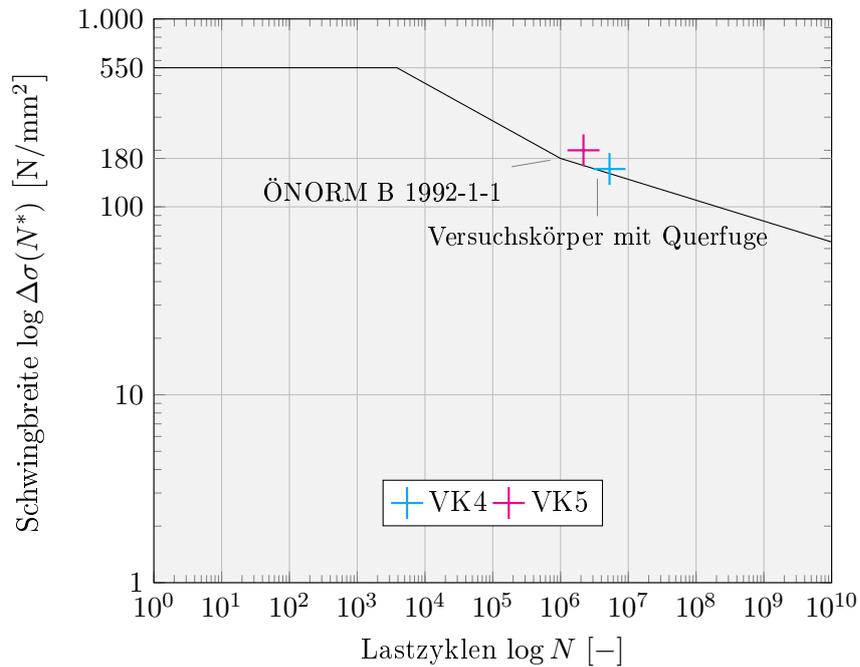


Abbildung 7.4.2.: Vergleich der Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1 [3] mit den Ergebnissen der Versuchskörper mit Querfuge

Dauerschwingversuches umgedreht und erneut geprüft.

Tabelle 7.4.2.: Ergebnisse der Dauerschwingversuche nach Hanna und Foltin [18]

Versuch	Versuchskörper	Schwingbreite [N/mm^2]	Lastwechsel [10^6]
1	1	280	0,17
2	2	180	0,99
3	3	180	1,02
4	4	140	1,38
5	4 (umgedreht)	100	>2,00
6	5	180	1,53
7	5 (umgedreht)	140	0,77
8	6	100	>2,00

Abbildung 7.4.3 zeigt den Vergleich der Ergebnisse mit der Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1 [3] für geschweißte Stäbe und Stahlmatten. Auch hier liegen die Werte deutlich über der Wöhlerlinie und ihre Annäherung durch eine Trendlinie würde in Etwa eine Parallele der Wöhlerlinie ergeben, sofern man den Wert des Durchläufers außer Acht lässt.

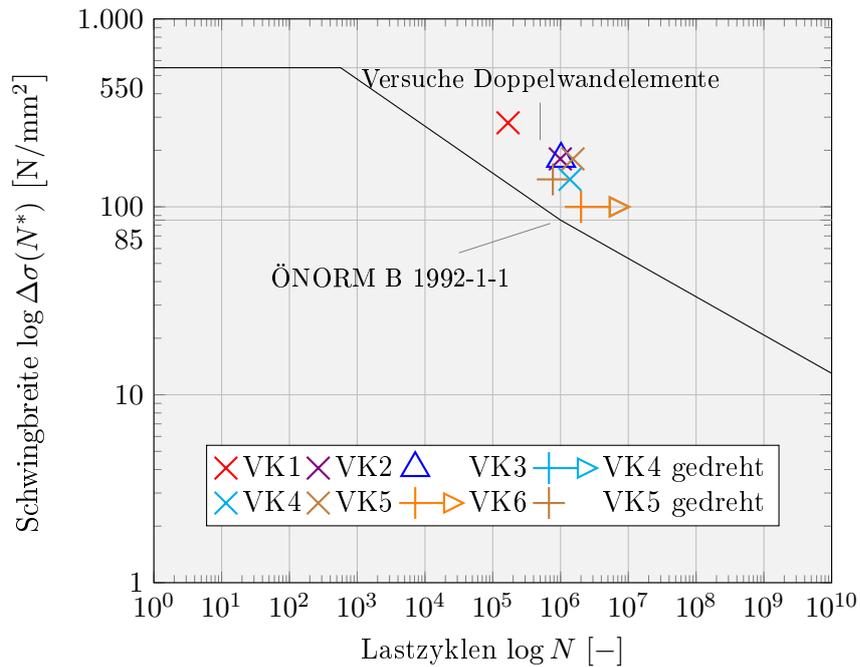


Abbildung 7.4.3.: Vergleich der Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1 [3] mit den Ergebnissen der Versuchskörper nach Hanna und Foltin [18]

7.4.3.2. Kreuzungsstoß Heftverbindungen

In der Dissertation von Michael Schwarzkopf aus dem Jahr 1992 wird intensiv auf das Schwingverhalten von geschweißten Kreuzungsstoß-Heftverbindungen eingegangen [30]. Sie soll vor allem untersuchen, ob diese Art der Verbindungen für die industrielle Fertigung von Stahlmatten im Stahlbetonbau geeignet ist. Das Ergebnis ist eine Wöhlerlinie mit der Funktion $N = 2 * 10^6 (\Delta\sigma/85)^{-2,5}$. Sie hat keinen Knickpunkt und weist eine Neigung von $k_1 = 2,5$ auf.

7.4.3.3. Vergleich aller Ergebnisse

Abbildung 7.4.4 zeigt den Vergleich der Ergebnisse der Versuchskörper ohne Querfuge mit den Versuchsergebnissen nach Hanna und Foltin [18] im Jahr 2014, sowie mit den Wöhlerlinien nach ÖNORM B 1992-1-1 [3] und nach Schwarzkopf [30]. Ebenfalls im Diagramm zu sehen ist die Grenze von 80 N/mm^2 für den Einsatz von Bewehrungsmatten im Brückenbau nach ÖNORM B 1992-2 Abschnitt 10 [5].

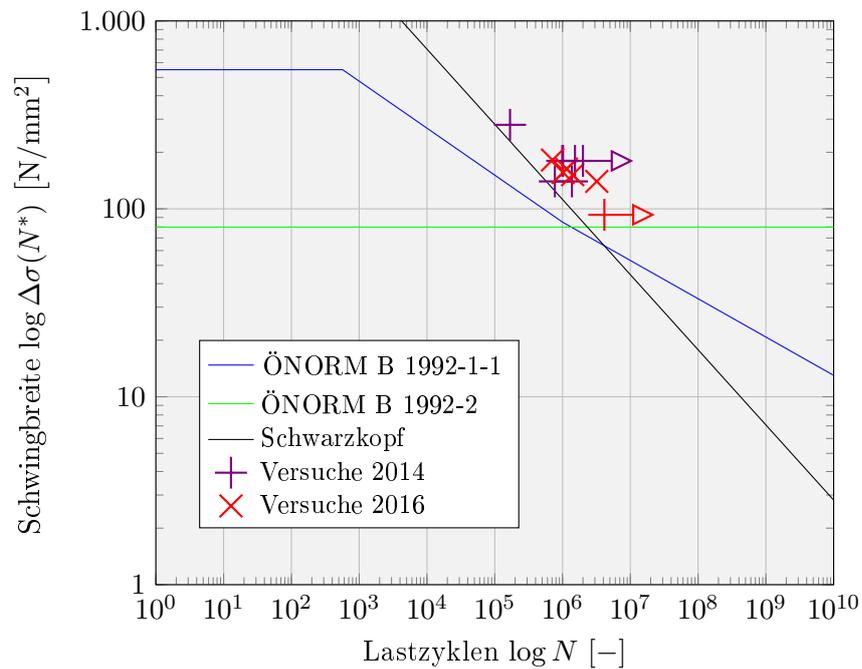


Abbildung 7.4.4.: Vergleich der Versuchsergebnisse mit anderen Werten und Kurven

Alle Versuchsergebnisse liegen über jenen der Bemessungslinien. Die Werte der Versuchsergebnisse von 2014 und 2016 liegen zum Großteil nahe beieinander.

7.4.4. Vergleich der Durchbiegungen

Es soll nun ein Vergleich der Durchbiegungen der Versuchsreihe dieser Arbeit erfolgen. Eine Auflistung der Versuche, sowie die für den Vergleich benötigten Werte sind in Tabelle 7.4.3 gegeben. Die Werte der Lastwechsel sowie des Durchbiegungszuwachses sind jene bei beginnendem Versagen des Versuchskörpers. Als Durchbiegungszuwachs ist die Differenz der Durchbiegung bei Versuchsstart und bei eintretendem Versagen zu verstehen.

7.4. VERGLEICH DER ERGEBNISSE

Tabelle 7.4.3.: Schwingbreiten der durchgeführten Versuche

	Schwingbreite [N/mm ²]		Lastwechsel [10 ⁶] bei Versagen	Durchbiegungszuwachs [mm] bei Versagen
	Soll	Ist		
Versuch 1	100	93	>4,14	1,54
Versuch 2	180	163	1,14	2,60
Versuch 3	140	140	3,25	3,38
Versuch 4				
mit Querfuge	160	159	5,29	2,07
Versuch 5				
mit Querfuge	200	200	2,19	2,33
Versuchs 6	180	182	0,72	2,18
Versuch 7	160	156	1,11	2,26
Versuch 8	150	152	1,43	2,35

Abbildung 7.4.5 zeigt die Kurven der Durchbiegungszuwächse aller durchgeführten Versuche in einem Diagramm. Jene mit den unterbrochenen Linien sind die Versuchskörper mit Fuge. An den Kurven sind die angenommenen Versagenseintritte mit Δ -Symbolen eingetragen. Des Weiteren ist an den Kurven der Soll-Wert der Schwingbreite angegeben.

Im Diagramm ist im Einschwingbereich der Versuche ein logarithmischer Kurvenverlauf zu erkennen. Dieser resultiert aus der Rissbildung am Beginn der Versuche. Einzig der Verlauf von Versuchskörper 2 weist keine solche Kurve auf. Vergleicht man die Versuche anhand der Lastwechsel und der Schwingbreite, so kann festgestellt werden, dass mit steigender Schwingbreite die Anzahl der Lastwechsel abnimmt. Dieses Ergebnis war zu erwarten und konnte hiermit bestätigt werden. Auch hier fällt Versuchskörper 2 aus der Reihe. Hier betrug die tatsächliche, gemittelte Schwingbreite jedoch nur 163 N/mm², wodurch auch dieser Versuchskörper wieder in die Reihe passt.

Vergleicht man die Versuchskörper ohne Fugenausbildung mit jenen mit Fugenausbildung, so fällt zunächst auf, dass die Versuchskörper mit Fuge bei gleicher Schwingbreite deutlich mehr Lastwechseln standhielten. Dies ist damit zu erklären, dass die ungeschweißten Stäbe im Fugenbereich ein steiferes Verhalten hervorrufen. Dadurch ergeben sich geringere Durchbiegungen und ein Versagen tritt später ein.

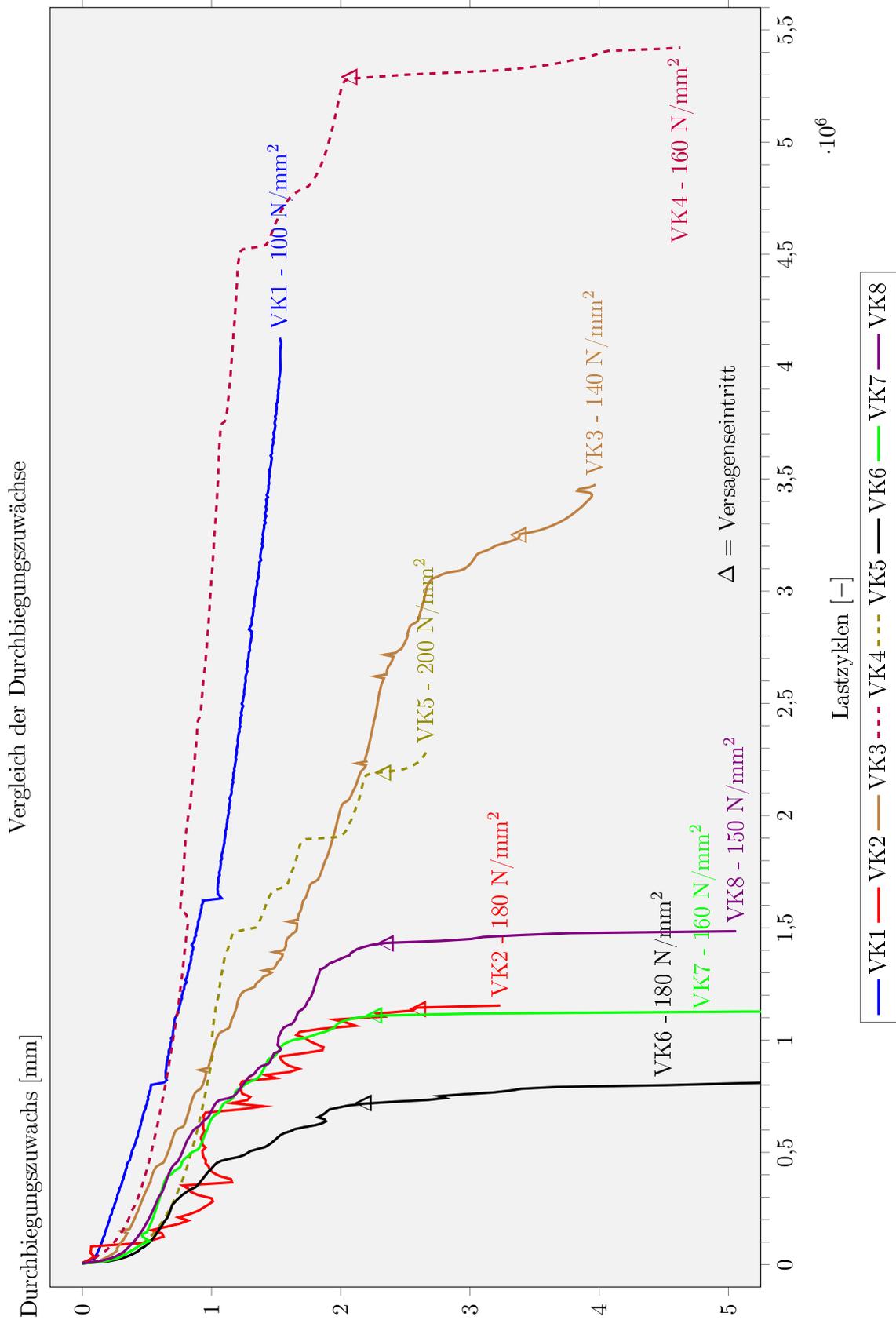


Abbildung 7.4.5.: Vergleich der Durchbiegungszuwächse der Versuchskörper

Abbildung 7.4.6 zeigt einen Vergleich der Durchbiegungszuwächse der Versuchskörper 4 und 7 zu unterschiedlichen Zeitpunkten. Diese Versuche wurden mit der gleichen Schwingbreite durchgeführt, Versuchskörper 4, dargestellt in rot, weist eine Querruge auf, Versuchskörper 7, dargestellt in blau, nicht. Hierbei ist zu erkennen, dass der Zuwachs der Durchbiegung bei dem Versuchskörper ohne Fuge deutlich rascher zunimmt. Versuchskörper 7 weist eine anfängliche Durchbiegung von 0,60 mm auf, welche auf 0,97 mm und letztendlich auf 2,26 mm ansteigt. Dieser Anstieg erfolgt über eine Dauer von 0,81 Mio. Lastwechseln. Die Durchbiegungszunahme in Trägermitte des Versuchskörpers 4 beträgt bei Lastwechsel 1,6 Mio. 0,76 mm. Der Wert steigt auf 1,43 mm und schließlich auf 2,07 mm über eine Dauer von 3,69 mm.

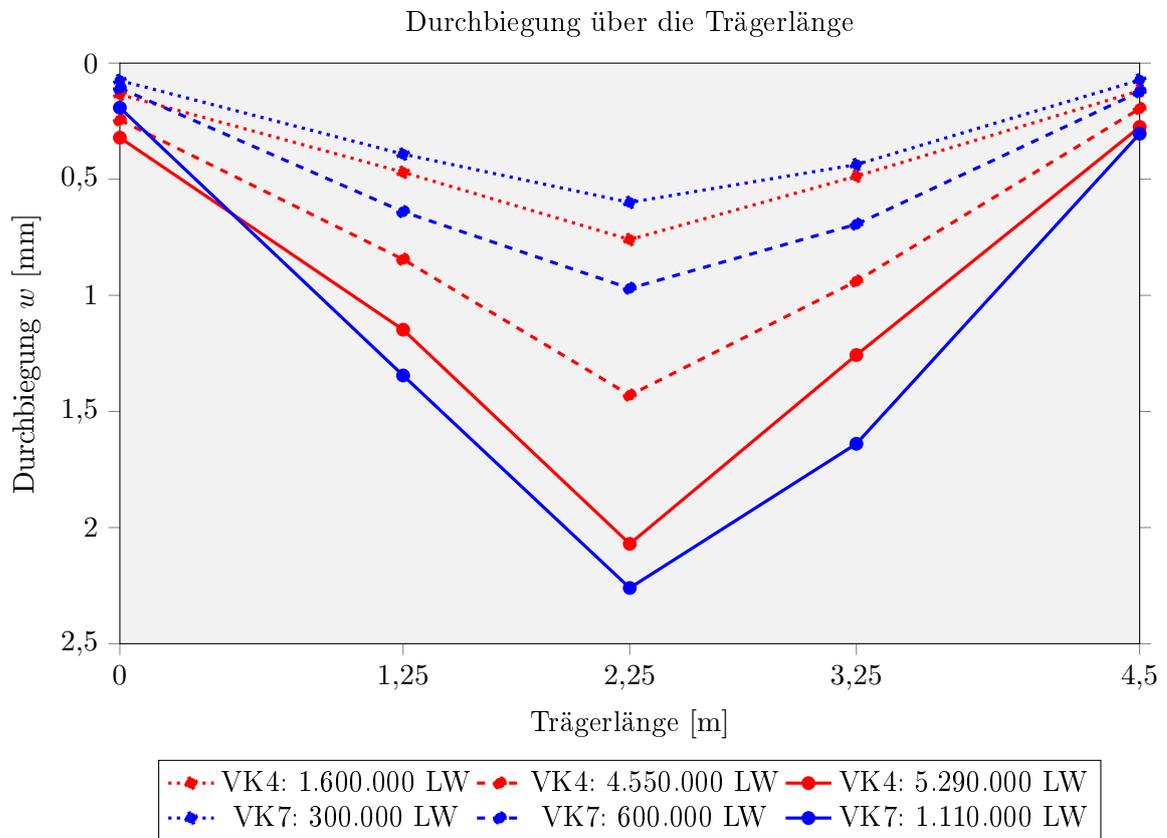


Abbildung 7.4.6.: Vergleich der Durchbiegungen der Versuchskörper 4 und 7, aufgetragen über die Trägerlänge

8. Zusammenfassung und Ausblick

Für den Bau von Brücken mittelgroßer Spannweiten wurden schon seit längerem Fertigteile und Halbfertigteile eingesetzt. Diese Methode wurde jedoch im Laufe der Zeit teilweise wieder von anderen Bauweisen verdrängt. Heute gibt es aber die Möglichkeiten die Effizienz aufgrund des hohen Grades der Automatisierung so hoch zu halten, dass eine derartige Herstellung durchaus konkurrenzfähig wird. Dabei zeichnet sich diese Bauweise vor allem durch die kurzen Bauzeiten und damit nur kurzfristigen Eingriff in den Verkehr und den geringen Personalkosten aus. Ein großes Thema, an dem bestimmt in Zukunft noch geforscht werden wird, ist die Fugenausbildung, da es hierbei zu sehr vielen Stößen der Fertigteile kommt. Hier zeichnet sich insbesondere die Bauweise mit Halbfertigteilen und Aufbetonschicht aus. Hier übernehmen die Fertigteile die Aufgabe der Schalung, bilden jedoch gleichzeitig schon einen Teil des späteren Tragsystems. Anschließend kann die gesamte Fahrbahnplatte in einem Guß betoniert werden. Das bedeutet kurze Arbeitszeiten weil nur einmal betoniert wird, bei gleichzeitig günstiger Ausbildung der Fugen.

Für eine wirtschaftliche Herstellung von Halbfertigteilen wird es in Zukunft unbedingt erforderlich sein, diese weitestgehend zu automatisieren. Dazu zählt auch die Herstellung der dafür erforderlichen Bewehrungsmatten, welche zur Lagesicherung punktuell geschweißt werden. Diese Schweißpunkte können besonders schnell und günstig ausgeführt werden, bewirken jedoch eine Einkerbung des Querschnittes, was eine Abnahme der Dauerschwingfestigkeit zur Folge hat. Diese ist jedoch für die Bemessung schwingungsbeanspruchter Bauteile, wie eben Brückenbauwerke, maßgeblich.

Am INSTITUT FÜR TRAGKONSTRUKTIONEN wird zur Zeit ein neues Verfahren zur Herstellung der Fahrbahnplatte bei Brücken entwickelt. Dabei sollen Halbfertigteilelemente auf ein im Vorfeld hergestelltes Tragsystem positioniert werden. Das Verlegen der zusätzlichen Bewehrung auf die Platten erfolgt auf dem Montageplatz, das Versetzen der bewehrten Halbfertigteile über einen Versetzwagen, welcher auf dem Tragsystem längsverschoben werden kann. Anschließend wird die Fahrbahnplatte mit Ortbeton ergänzt. ÖNORM B 1992-2 [5] schreibt daher vor, dass vorgefertigte Plattenelemente, zu denen auch Elementplatten mit Aufbeton zählen, bei der Verwendung für Eisenbahnbrücken und hochrangigen Straßenbrücken keine geschweißte Bewehrung aufweisen dürfen, es sei denn die Ermüdungsfestigkeit der Schweißverbindungen wird nachgewiesen.

Zur Untersuchung der Dauerschwingfestigkeit von Stahlbetonelementen für den Einsatz als Fahrbahnplatte wurden in dieser Versuchsreihe acht Versuchskörper auf ihre Dauer-

schwingfestigkeit getestet. Es handelte sich dabei um untenliegende Fertigteilplatten mit heftgeschweißten Bewehrungsmatten als Bewehrung. Darüber wurde eine Aufbetonschicht angeordnet, deren Verbund durch Gitterträger hergestellt wurde. Zwei dieser Versuchskörper wurden in Trägermitte mit einer Querfuge ausgebildet. Während der Versuche wurden die einwirkenden Kräfte, die Durchbiegungen an verschiedenen Stellen, sowie die Frequenz der Belastung aufgezeichnet und anschließend analysiert. Für die Durchführung wurden die Versuchskörper vorbelastet, um eine Untersuchung des gerissenen Querschnittes zu ermöglichen. Die Risse nach der Vorbelastung und nach dem Dauerschwingversuch wurden dokumentiert und anschließend interpretiert. Aus vier der acht Versuchskörper wurden im Anschluss an die Versuche Teile der Bewehrung ausgestemmt und auf ihre Bruchstellen untersucht.

In dieser Versuchsreihe zeigte sich, dass die Einkerbung aufgrund Heftschweißung die Dauerschwingfestigkeit deutlich herabsetzt. Dennoch lagen alle Versuchsergebnisse über den vom Eurocode 2 angegebenen Wöhlerlinien. Ein Vergleich mit früher durchgeführten Dauerschwingversuchen zeigt ein ähnliches Ergebnis. Für einen Ermüdungsnachweis nach ÖNORM EN 1992-1-1 [2] werden ab dem Stufe 2-Nachweis Wöhlerlinien benötigt. Da alle Versuchsergebnisse über den Werten der Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1 [3] liegen, kann davon ausgegangen werden, dass die Verwendung von Halbfertigteilelementen mit heftgeschweißter Bewehrung erfolgen kann.

Derzeit werden am INSTITUT FÜR TRAGKONSTRUKTIONEN zugbeanspruchte Bewehrungsstäbe auf ihre Dauerschwingfestigkeit untersucht. Dabei werden geheftete Stäbe untersucht, die den gleichen Bewehrungsdurchmesser haben, wie die in dieser Arbeit beschriebenen Versuche. Es soll ein Vergleich zu den biegebeanspruchten Plattenelementen aus dieser Arbeit hergestellt werden.

Literaturverzeichnis

Normen und Standards

- [1] ÖNORM EN 1991-2:2012-03-01. *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.* (konsolidierte Fassung).
- [2] ÖNORM EN 1992-1-1:2015-02-15. *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* (konsolidierte Fassung).
- [3] ÖNORM B 1992-1-1:2011-12-01. *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen.
- [4] ÖNORM EN 1992-2:2012-03-01. *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln.* (konsolidierte Fassung).
- [5] ÖNORM B 1992-2:2014-09-01. *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln.* Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen.
- [6] DIN EN 10080:2005-08. *Stahl für die Bewehrung von Beton - Schweißgeeigneter Betonstahl - Allgemeines. Anforderungen, Klassifizierung und Konformitätsnachweis.* Deutsche Fassung EN 10080:2005.
- [7] ÖNORM EN 12390-3:2009. *Prüfung von Festbeton. Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.*
- [8] ÖNORM B 4707:2014-07-01. *Bewehrungsstahl. Anforderungen, Klassifizierung und Konformitätsnachweis.*
- [9] ÖNORM B 4710-1:2007-10-01. *Beton. Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis.* (Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206-1 für Normal- und Schwerbeton).

Literatur und andere Veröffentlichungen

- [10] O. H. Basquin. “The exponential law of endurance tests”. In: *American Society for Testing and Materials Proceedings* 10 (1910), S. 625–630.
- [11] P. Bindseil. *Stahlbetonfertigteile nach Eurocode 2*. Konstruktion - Berechnung - Ausführung. 4. Auflage. Werner Verlag, 2012. ISBN: 3804145140.
- [12] J. Brozzetti. “Design development of steel-concrete composite bridges in France”. In: *Journal of Constructional Steel Research* 55/1-3 (Juli 2000), S. 229–243. DOI: 10.1016/s0143-974x(99)00087-5.
- [13] H.-G. Dauner. “Klebertechnik für den schnellen und wirtschaftlichen Bau von Verbundbrücken”. In: *Stahlbau* 75/7 (2006), S. 551–557. DOI: 10.1002/stab.200610057.
- [14] H.-G. Dauner. “Techniken zum Bau der Fahrbahnplatte bei Verbundbrücken”. In: *Stahlbau* 71/8 (2002), S. 625–631. DOI: 10.1002/stab.200201990.
- [15] W. Doss u. a. “VFT-Bauweise - Entwicklung von Verbundfertigteilträgern im Brückenbau”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 96/4 (April 2001), S. 171–180. DOI: 10.1002/best.200100280.
- [16] P. Fehlmann. *Zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken*. Promotionsarbeit. Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2012.
- [17] K. Fuchs und J. Kollegger. “Ein neues Verfahren zur Herstellung der Fahrbahnplatte von Stahl- Beton- Verbundbrücken”. Vortrag: VÖZ Kolloquium 2016 Forschung und Entwicklung für Zement und Beton. In: *VÖZ Kolloquium 2016 Forschung und Entwicklung für Zement und Beton*. Wien, 14. November 2016, S. 79–80.
- [18] K. Hanna und O. Foltin. “Bestimmung der Dauerschwingfestigkeit von Brückenträgern aus Doppelwandelementen”. Diplomarbeit. Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau, Technische Universität Wien, Oktober 2014.
- [19] F. Hue. “Use of Precast Concrete Elements in Bridges in Europe (Spain)”. In: *Brückenbau - Fertigteile auf neuen Wegen* (2005), S. 3–16.
- [20] R. Jung u. a. “Die Bahretalbrücke - eine Verbundbrücke mit Vollfertigteilen”. In: *Stahlbau*. Stahlbau 78 (2009), S. 385–393. DOI: 10.1002/stab.200910052.
- [21] B. Köberl, S. Dallinger und J. Kollegger. “Neue Technologie zur Prüfung der Ermüdungsbeanspruchung von großen zugbeanspruchten Bauteilen”. In: *DACH-Tagung 2007* (2007).
- [22] J. Kollegger. *Skriptum zur Vorlesung Betonbau 2. nach EC 1992-1-1*. 7. Auflage. Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau, Technische Universität Wien. März 2015.
- [23] J. Langrock, J. Schuchardt und W. Verch. *Betonbrückenbau*. VEB Verlag für Bauwesen, 1979.

-
- [24] S. Lühr, K. Morgen und M. Wieser. “Stahlbetonfahrbahnplatte aus Fertigteilen mit Ortbetoneergänzung beim Ersatzneubau der Straßenbrücke Horsterdamm”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110/2 (Februar 2015), S. 131–137. DOI: 10.1002/best.201400083.
- [25] M. A. Miner. “Cumulative damage in fatigue”. In: *Journal of applied mechanics* 12/3 (1945), S. 159–164.
- [26] A. Palmgren. “Die Lebensdauer von Kugellagern”. In: *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure* 68/14 (1924), S. 339–341.
- [27] H. Paschen und V. C. Zillich. “Tragfähigkeit querkraftschlüssiger Fugen zwischen Stahlbeton-Fertigteildeckenelementen”. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 348 (1983), S. 83.
- [28] H.-K. Ryu, Y.-J. Kim und S.-P. Chang. “Crack control of a continuous composite two-girder bridge with prefabricated slabs under static and fatigue loads”. In: *Engineering Structures* 29/6 (Juni 2007), S. 851–864. DOI: 10.1016/j.engstruct.2006.06.021.
- [29] H.-K. Ryu, Y.-J. Kim und S.-P. Chang. “Experimental study on static and fatigue strength of loop joints”. In: *Engineering Structures* 29/2 (Februar 2007), S. 145–162. DOI: 10.1016/j.engstruct.2006.04.014.
- [30] M. Schwarzkopf. “Schwingverhalten von geschweißten Betonstahlverbindungen Kreuzungsstoß Heftverbindung (KS-HV)”. Dissertation. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1992.
- [31] K. Vennemann. “Fertigteile im Brückenbau auf neuen Wegen”. In: *Brückenbau - Fertigteile auf neuen Wegen* (2005), S. 17–19.

Onlinequellen

- [32] *Brücke Horsterdamm. Betontechnologie und Architektur einer Verbundbrücke mit Betonfertigteilen und Ortbetoneergänzung*. Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes WSV. URL: http://www.wsa-lauenburg.wsv.de/wasserstrassen/elk/Anlagen/Strassenbrueckenanlage_Horsterdamm.pdf (besucht am 21. März 2017).
- [33] *Brücke Rathausen*. Deutsche Doka Schalungstechnik GmbH. URL: https://www.doka.com/at/references/europe/Bruecke_Rathausen (besucht am 17. Mai 2017).
- [34] *Brücken mit Verbund-Fertigteil-Trägern. VFT[®]-Bauweise*. SSF Ingenieure AG. URL: http://www.ssf-ing.de/fileadmin/web_data/Downloads/Broschueren/Deutsch/Bruecken_mit_VFT_Bauweise.pdf (besucht am 9. Mai 2017).
- [35] *Brückenschalung ParaTop. Die unterstellungsfreie Kragarmschalung für Verbund- und Betonfertigteilbrücken*. Deutsche Doka Schalungstechnik GmbH. URL: <https://www.doka.com/de/system-groups/doka-load-bearing-systems/bridge-formwork/bridge-formwork-paratop/index> (besucht am 19. Dezember 2016).

-
- [36] *Die Firma Oberndorfer*. Fa. Franz Oberndorfer GmbH & Co KG. URL: <http://www.oberndorfer.at/unternehmen/chronik/> (besucht am 5. Oktober 2016).
- [37] *Eisenbahnüberführung Teltowkanal Anhalter Bahn*. SSF Ingenieure AG. URL: http://www.ssf-ing.de/projekte/projekt-detail/references/Reference/detail/sanierung-der-traian-bruecke-in-arad.html?tx_datamintsssfreferences_pi1%5BbackParams%5D=&cHash=e952d2cb5aee0b3aa393aad683207e18 (besucht am 11. Mai 2017).
- [38] *Horsterdamm. Die unterstellungsfreie Kragarmschalung für Verbund- und Betonfertigteilebrücken*. Wayss & Freytag Ingenieurbau AG. URL: https://www.wf-ib.de/fileadmin/user_upload/HorsterDamm_Prosa02.jpg (besucht am 21. März 2017).
- [39] B. Köberl. *Hochfrequente Prüfvorrichtung für Dauerschwingversuche an der TU-Wien*. Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau, TU Wien. URL: http://www.betonbau.tuwien.ac.at/fileadmin/mediapool-betonbau/Bilder/Preise/Koeberl_news.pdf (besucht am 28. Februar 2017).
- [40] *Komplettlösungen aus Stahlbeton und Spannbeton. Tragwerksplanung - Konstruktion - Produktion - Montage*. Karl Bachl Hoch- und Tiefbau GmbH & Co KG. URL: <http://www.bachl.de/index.php/bau-betonfertigteilebau> (besucht am 28. Mai 2017).
- [41] *Neubau Brücke Rathausen. Emmen*. Stadtwerke Potsdam GmbH. 17. Mai 2017. URL: http://www.ewp.ch/custom/ewp/upload/doc/qxw0el0xbrdanmuw2kbzb_xv1fft_15_neubau_emm.pdf.
- [42] V. Schmitt. *Eisenbahnbrücken kleiner und mittlerer Stützweite in Stahlverbund*. SSF Ingenieure AG. URL: https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/ressourcen/dateien/veranstaltungen/dbbs/14_DBBS/02_download/14bbs_06.pdf?lang=de (besucht am 9. Mai 2017).
- [43] *Standorte*. Fa. Franz Oberndorfer GmbH & Co KG. URL: <http://www.oberndorfer.at/unternehmen/standorte/gunskirchen-zentrale/> (besucht am 5. Oktober 2016).
- [44] *Talübergang Auenbach*. Deutsche Doka Schalungstechnik GmbH. URL: <https://www.doka.com/at/references/europe/taluebergangauenbach> (besucht am 15. März 2017).
- [45] *Übersicht Labor*. Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau, TU Wien. URL: <http://tragkonstruktionen.tuwien.ac.at/labor/uebersicht-labor/> (besucht am 5. Oktober 2016).
- [46] *Verbundschalwagen. Die Anpassungsfähige, fahrbare Verbundschalung aus einer Hand*. Deutsche Doka Schalungstechnik GmbH. URL: <https://www.doka.com/de/system-groups/doka-load-bearing-systems/bridge-formwork/composite-forming-carriage/index> (besucht am 19. Dezember 2016).

Abbildungsverzeichnis

1.0.1.Beispiel einer Hallenfertigung mit Stahlbetonfertigteilen [40]	1
1.0.2.Stahl-Beton-Verbundbrücke am Beispiel der VFT [®] -Bauweise [34]	2
1.0.3.Einsatz von Stahlbeton-Halffertigteilen am Beispiel der Straßenbrücke Horsterdamm [32]	2
1.0.4.Schematische Darstellung des Einsatzes eines Versetzwagens [17]	3
2.1.1.Brückenschalssystem PARATOP der Firma DOKA am Beispiel der Brücke Rathausen [35]	6
2.1.2.Verbandschalwagen der Firma DOKA am Beispiel des Talübergangs Auenbach [46]	8
2.1.3.Untenliegender Verbundschalwagen der Firma DOKA am Beispiel des Talübergangs Nuttlar [44]	9
2.2.1.Regelquerschnitt der Bahretalbrücke [20]	11
2.2.2.Querfugenausbildung der Bahretalbrücke [20]	12
2.2.3.Stahltragsystem der Straßenbrücke Horsterdamm [38]	13
2.2.4.Verlegte Fertigteilplatten der Straßenbrücke Horsterdamm vor Einbringen der Aufbetonschicht [24]	14
2.2.5.Beispiel eines Querschnittes mit Verbundfertigteilträgern [15]	15
2.2.6.Querschnitt der Eisenbahnbrücke über den Teltowkanal [34]	16
2.2.7.Ansicht der fertiggestellten Eisenbahnbrücke über den Teltowkanal [37]	16
2.3.1.Unterteilung der Fugenarten nach ihrer geometrischen Orientierung	17
2.3.2.Auftretende Kräfte in Stoßfugen von Fertigteilplatten (nach [11])	18
2.3.3.Druckstrebenkraft zwischen Fugenverguss und Fertigteil aufgrund Querkraftwirkung [27]	19
2.3.4.Fugenausbildung zur Sicherstellung ausreichender Querverteilung, Beispiele nach ÖNORM EN 1992-1-1 [2]	19
2.3.5.Querfugenausbildung der Verbundbrücken entlang der A16 in Frankreich [12]	20
2.3.6.Querfugenausbildung des Verbundbrückenmodells aus [28]	21
2.3.7.Entwicklung der Verbundfuge [13]	22
2.3.8.Stoßausführung bei zweiachsiger Tragwirkung von Elementdecken mit Ortbeton [11]	24
2.3.9.Reduzierung von Fugensprüngen durch Schraubverbindung [11]	24

3.1.1. Vertikallasten auf Straßenbrücken des Lastmodells 1 nach ÖNORM EN 1991-2 [1]	27
3.1.2. Allgemeine Unterteilung von Wöhlerlinien (nach Fehlmann [16])	30
3.2.1. Wöhlerlinie für geschweißte Stahlmatten nach ÖNORM B 1992-1-1 [3]	34
3.2.2. Bemessungswöhlerlinie nach Schwarzkopf [30]	36
3.2.3. Vergleich der Wöhlerlinien nach ÖNORM EN 1992-1-1 [3] und nach Schwarzkopf [30]	37
4.2.1. Schematische Darstellung der hochfrequenten Prüfvorrichtung für Dauerschwingversuche an der TU WIEN [39]	39
4.2.2. Hochfrequente Prüfvorrichtung der TU WIEN	40
5.1.1. Planliche Darstellung des Versuchskörpers ohne Fugenausbildung	42
5.1.2. Fugendetail der Versuchskörper mit untenliegender Querfuge	43
5.1.3. Fotografien der Querfugenausbildung vor Einbringen des Aufbetons	43
5.2.1. Beispiele einer Fertigung in Halle 3	44
5.2.2. Herstellungsschritte der Versuchskörper (ohne Fuge)	45
6.1.1. Schematischer Versuchsaufbau (nach Hanna und Foltin [18])	47
6.1.2. schematischer Aufbau der verwendeten Messtechnik nach [18]	49
6.1.3. Fertiggestellter Versuchsaufbau mit Messeinrichtungen	50
6.3.1. Querschnitte der Versuchsträger in Trägermitte	51
6.3.2. Spannungen für einen Rechteckquerschnitt im Zustand II	52
6.5.1. Erforderliche Schnittgrößen für die Vorbelastung	54
6.6.1. Spannungen aufgrund zyklischer Belastung	56
6.6.2. Schnittgrößen aufgrund dynamischer Belastung	58
6.6.3. Statisch und dynamisch einwirkende Kräfte auf den Versuchskörper	59
7.1.1. Prüfmaschine für Druckversuche	62
7.3.1. Messwerte aus Versuch 8	67
7.3.2. Versuchskörper 8 - Risse nach beendetem Versuch	68
7.3.3. Ermüdungsbruchstellen der ausgestemmtten Bewehrung des Versuchskörpers 8 mit den zugehörigen Versagensrissen	69
7.3.4. Ermüdungsbruch an einem Bewehrungsstab mit Heftschweißung bei Versuchskörper 8	69
7.3.5. Messwerte aus Versuch 4	71
7.3.6. Messwerte der Rissweite aus Versuch 4	72
7.3.7. Versuchskörper 4 - Risse nach beendetem Versuch	73
7.3.8. Ermüdungsbruchstellen der ausgestemmtten Bewehrung des Versuchskörpers 4	73
7.3.9. Ermüdungsbruch an einem Bewehrungsstab bei Versuchskörper 4	74

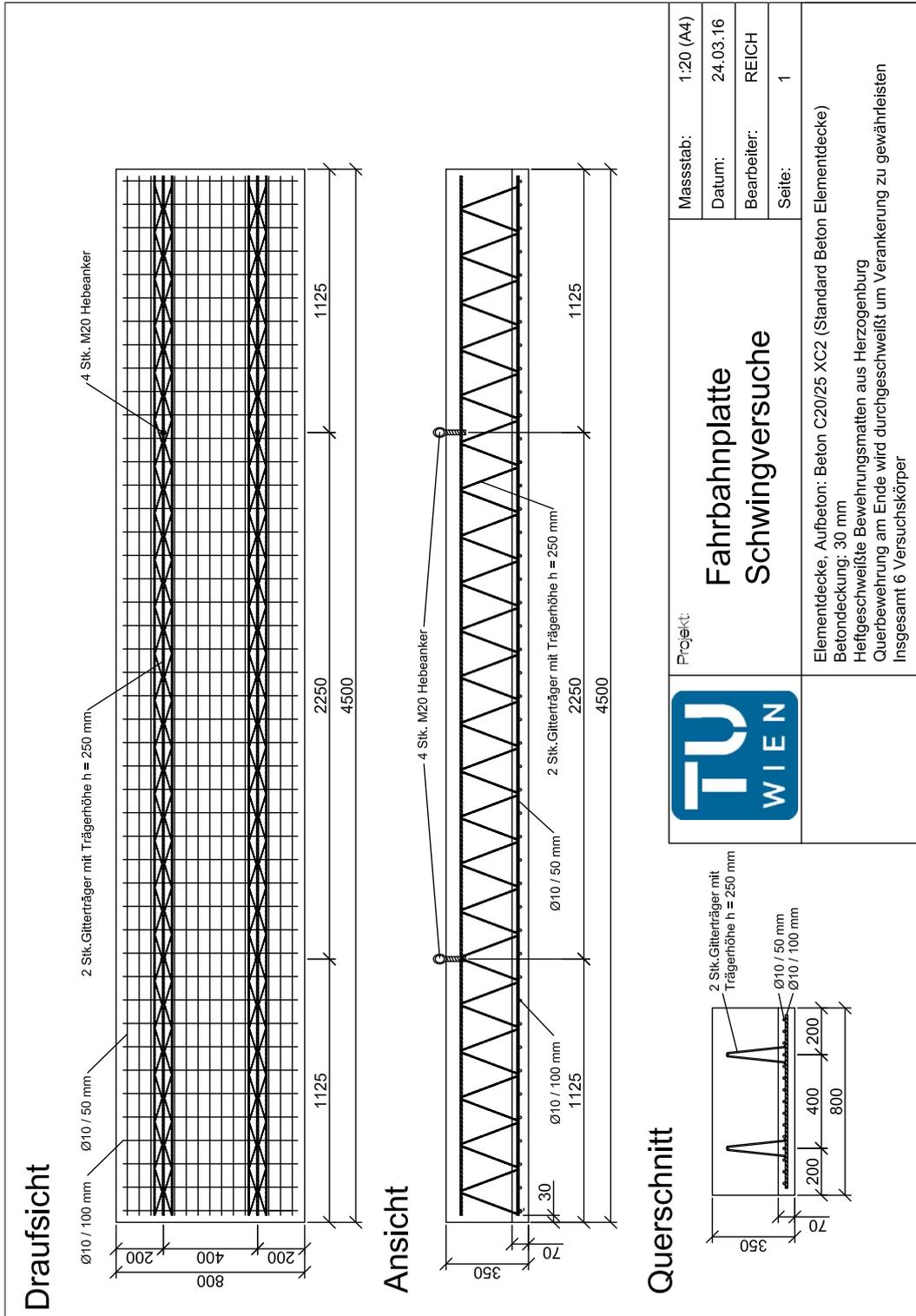
7.4.1. Vergleich der Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1 [3] mit den Ergebnissen der Versuchskörper ohne Querfuge	76
7.4.2. Vergleich der Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1 [3] mit den Ergebnissen der Versuchskörper mit Querfuge	77
7.4.3. Vergleich der Wöhlerlinie nach ÖNORM B 1992-1-1 [3] mit den Ergebnissen der Versuchskörper nach Hanna und Foltin [18]	78
7.4.4. Vergleich der Versuchsergebnisse mit anderen Werten und Kurven	79
7.4.5. Vergleich der Durchbiegungszuwächse der Versuchskörper	81
7.4.6. Vergleich der Durchbiegungen der Versuchskörper 4 und 7, aufgetragen über die Trägerlänge	82
B.1.1 Messwerte aus Versuch 1	99
B.1.2 Versuchskörper 1 - Risse nach beendetem Versuch	101
B.2.1 Messwerte aus Versuch 2	103
B.2.3 Ermüdungsbruch an einem Bewehrungsstab mit Heftschweißung bei Ver- suchskörper 2	104
B.2.2 Versuchskörper 2 - Risse nach beendetem Versuch	105
B.3.1 Messwerte aus Versuch 3	107
B.3.2 Versuchskörper 3 - Risse nach beendetem Versuch	109
B.4.1 Messwerte aus Versuch 4	111
B.4.2 Messwerte der Rissweite aus Versuch 4	112
B.4.3 Versuchskörper 4 - Risse nach beendetem Versuch	113
B.4.4 Ermüdungsbruchstellen der ausgestemmtten Bewehrung des Versuchskörpers 4	114
B.4.5 Ermüdungsbruch an einem Bewehrungsstab bei Versuchskörper 4	114
B.5.1 Messwerte aus Versuch 5	116
B.5.2 Messwerte der Rissweite aus Versuch 5	117
B.5.3 Versuchskörper 5 - Risse nach beendetem Versuch	118
B.5.4 Ermüdungsbruchstellen der ausgestemmtten Bewehrung des Versuchskörpers 5	119
B.6.1 Messwerte aus Versuch 6	122
B.6.3 Bruchstelle des Versuchskörpers 6	123
B.6.2 Versuchskörper 6 - Risse nach Vorbelastung	124
B.6.4 Versuchskörper 6 - Bruchkörper nach beendetem Versuch	125
B.7.1 Messwerte aus Versuch 7	127
B.7.2 Versuchskörper 7 - Risse nach beendetem Versuch	129
B.8.1 Messwerte aus Versuch 8	132
B.8.4 Ermüdungsbruch an einem Bewehrungsstab mit Heftschweißung bei Ver- suchskörper 8	133
B.8.2 Versuchskörper 8 - Risse nach beendetem Versuch	134
B.8.3 Ermüdungsbruchstellen der ausgestemmtten Bewehrung des Versuchskörpers 8 mit möglicher Positionierung der Versagensrisse	135

Tabellenverzeichnis

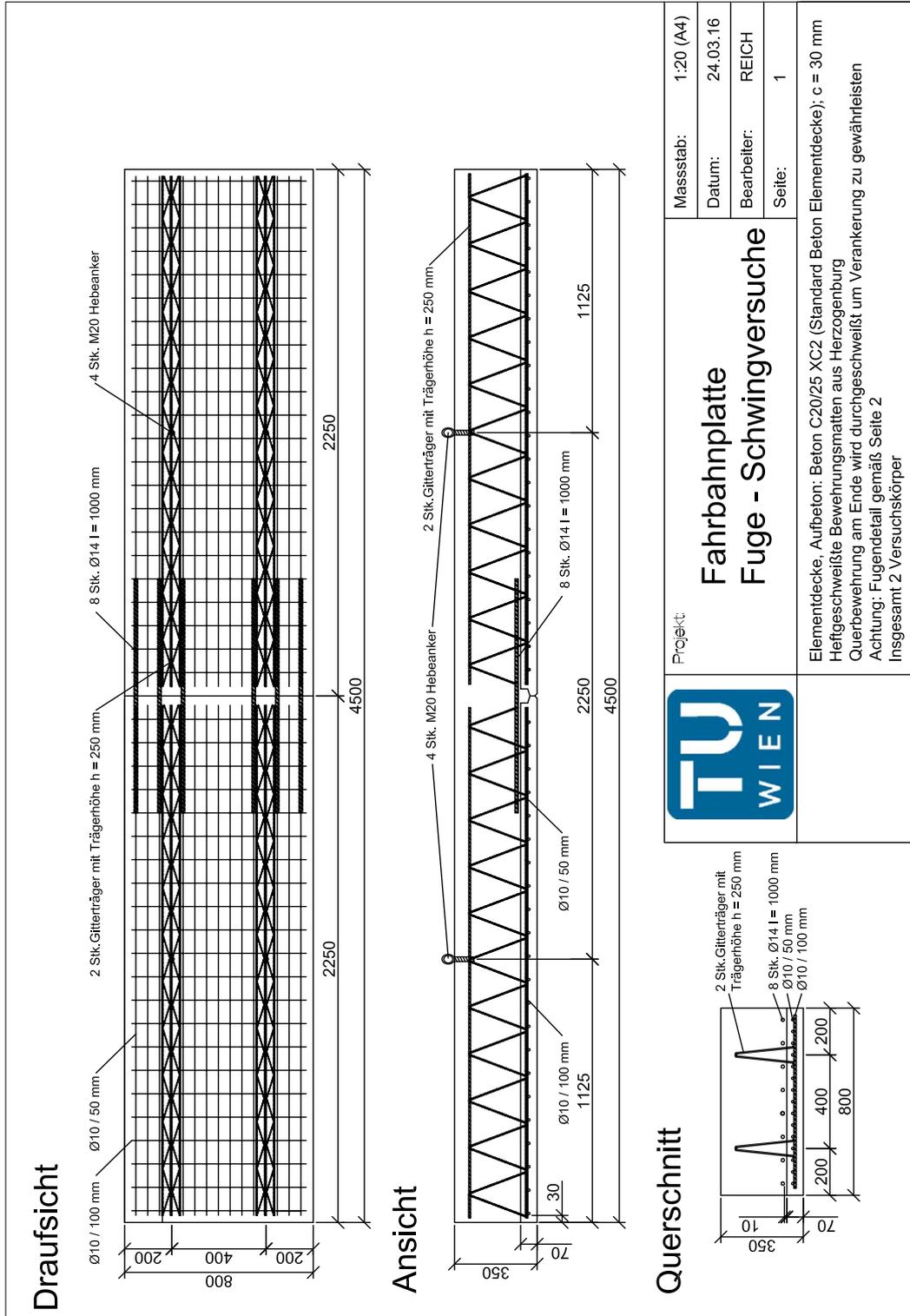
3.2.1.Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurve für geschweißte Stahlmatten nach ÖNORM B 1992-1-1 [3]	34
6.3.1.Querschnittswerte der Versuchskörper	53
6.6.1.dynamische Kenngrößen der Versuchskörper im Zustand II	59
7.1.1.Ergebnisse der Würfeldruckprüfungen	63
7.3.1.Schwingbreiten der durchgeführten Versuche	65
7.4.1.Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	75
7.4.2.Ergebnisse der Dauerschwingversuche nach Hanna und Foltin [18]	77
7.4.3.Schwingbreiten der durchgeführten Versuche	80

A. Versuchskörper - Pläne

A.1. Fahrbahnplatte ohne Fuge



A.2. Fahrbahnplatte mit Fuge



B. Auswertungen der Dauerschwingversuche

B.1. Versuchskörper 1

Der erste Versuchskörper sowie dessen Probewürfel wurden am 25. und 26.04.2016 gefertigt. Die Durchführung des Dauerschwingversuchs erfolgte von 06.05.2016 bis 09.05.2016 mit über 4,1 Millionen Lastwechseln.

Der Träger wurde auf 88,8 kN vorbelastet und anschließend auf die Mittellast von 61,2 kN entlastet. Die angestrebte Schwingbreite dieses Versuches war 100 N/mm^2 , was einer Kraftamplitude von 45,33 kN entspricht. Der Versuch wurde aufgrund fehlender Steuereinheit manuell geregelt, weswegen ein Einhalten der Schwingbreite nicht konstant möglich war.

Da der Probekörper nach 2.000.000 Lastwechseln kein Versagen andeutete, wurde entschieden ihn bis 4.000.000 Lastwechsel zu beanspruchen. Der Versuch wurde nach 4.138.038 Lastwechseln abgebrochen, ohne dass der Versuchskörper versagt hat. Das Ergebnis des Versuches ist in Abbildung B.1.1 in Form eines Diagrammes dargestellt. Die Werte für dieses Diagramm wurden geglättet.

Im Diagramm ist zu erkennen, dass die Frequenz bei stark schwankender Kraftamplitude konstant gehalten wurde. Sehr deutlich fallen die Unstetigkeitsstellen bei Lastwechsel 810.000, 1,67 Mio. und 2,85 Mio. auf, wobei die ersten beiden vom Anpassen der Frequenz herrühren. Die letzte Unstetigkeitsstelle bei 2,85 Mio. Lastwechseln ist nicht auf eine Frequenzanpassung zurückzuführen, sondern könnte durch das Entstehen eines neuen großen Risses oder dem Versagen eines Bewehrungsstabes hervorgerufen worden sein.

Die Kraftamplitude bewegt sich über den gesamten Versuch hinweg im Bereich zwischen 39 kN und 47 kN, der Mittelwert beträgt somit 42 kN, was einer Schwingbreite von 93 N/mm^2 entspricht. Da der Wert am Ende des Versuches nicht übermäßig abgefallen ist und linear weiterverläuft zeigt, dass der Versuchskörper nicht versagt hat.

Die Werte der Durchbiegungsamplitude liegen zwischen 1,49 mm und 1,82 mm, der Mittelwert beträgt 1,61 mm.

Die Frequenz startet nach dem Einschwingen mit rund 17,4 Hz und erreicht nach zweimaligem Nachregulieren einen Wert von 17,2 Hz. Diese Werte liegen zwischen den ermittelten Werten für den ungerissenen und den gerissenen Zustand.

B.1. VERSUCHSKÖRPER 1

Die Werte der Durchbiegung wurden in diesem Diagramm auf einen Startwert von 0 mm gesetzt. Die Durchbiegung in Feldmitte nimmt den gesamten Versuch über stetig zu, abgesehen von den beiden Nachregelstellen. Im Laufe des Versuchs steigt die Durchbiegung bis zum Ende um 1,54 mm an.

B.1. VERSUCHSKÖRPER 1

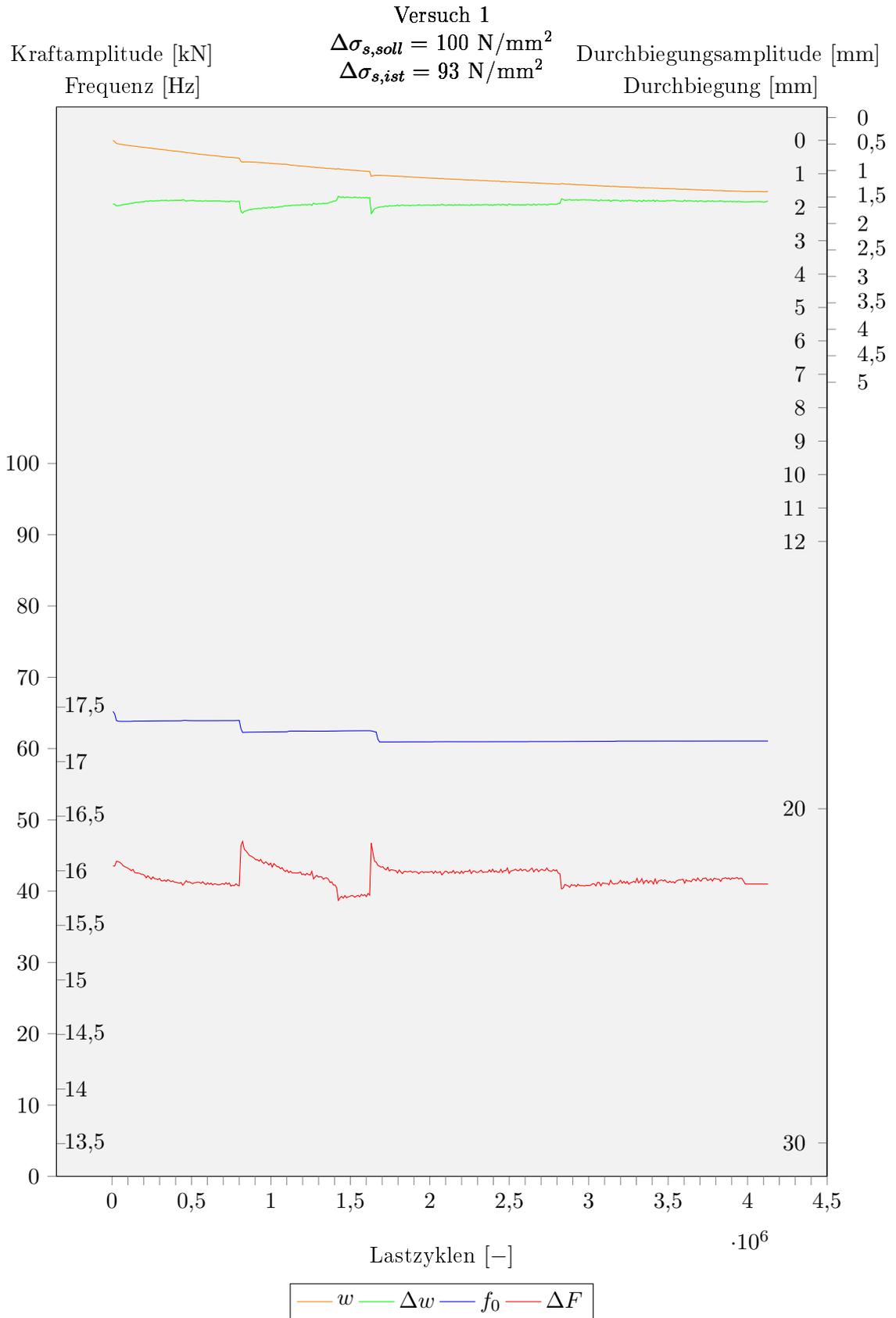
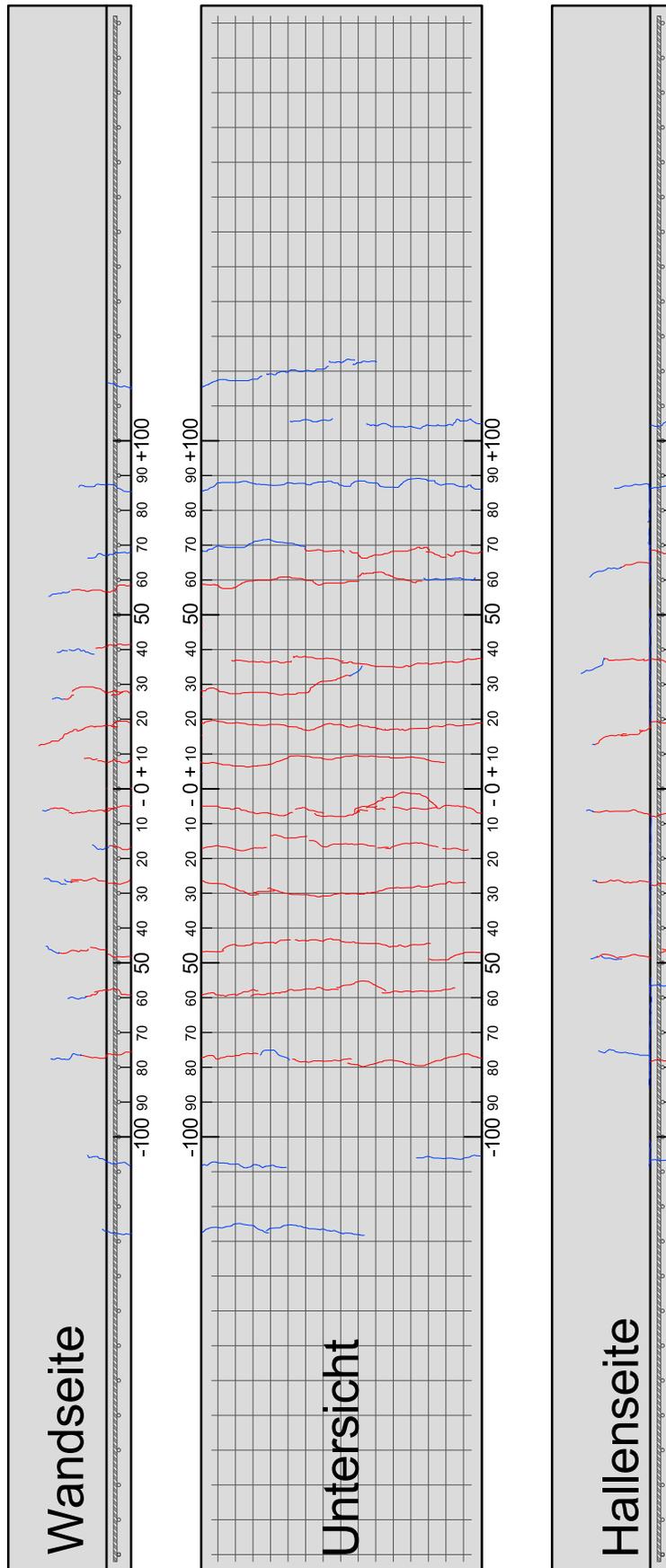


Abbildung B.1.1.: Messwerte aus Versuch 1

Bei diesem sowie dem zweiten Versuchskörper wurden die Verschiebungen in der Fuge zwischen Platte und Aufbeton gemessen. Trotz Rissbildung in dieser konnten keine relevanten Verschiebungen gemessen werden. Die maximale Verschiebung liegt hier bei 0,038 mm.

In Abbildung B.1.2 sind die Risse im Beton nach beendetem Dauerschwingversuch eingezeichnet. Hierbei ist zu sehen, dass bereits nach Vorbelastung einige Risse vorhanden waren und aufgrund der niedrigen, jedoch langen Dauerschwingbelastung nur wenige neue Risse entstanden sind. Die Anfangsrisse treten in einem Bereich von -80 cm bis $+70$ cm auf, und reichen weit in den Ortbeton hinein, die Endrisse reichen von -130 cm bis $+120$ cm und haben die bestehenden nur gering erweitert. Es handelt sich um Biegerisse, Rissverzweigungen traten keine auf.



rot=Vorbelastung, blau=Dauerschwingversuch

Abbildung B.1.2.: Versuchskörper 1 - Risse nach beendetem Versuch

B.2. Versuchskörper 2

Der zweite Versuchskörper sowie dessen Probewürfel wurden am 21. und 22.04.2016 gefertigt. Die Durchführung des Dauerschwingversuchs startete am 09.05.2016.

Der Träger wurde auf 91,5 kN vorbelastet und anschließend auf die Mittellast von 48,2 kN entlastet. Die angestrebte Schwingbreite dieses Versuches war 180 N/mm^2 , was einer Kraftamplitude von 81,60 kN entspricht. Auch dieser Versuch wurde aufgrund fehlender Steuer Einheit manuell geregelt, weswegen ein Einhalten der Schwingbreite nicht konstant möglich war. Aufgrund der großen Schwingbreite und der manuellen Steuerung musste häufig nachgeregelt werden und selbst das Konstanthalten der Frequenz war dadurch kaum möglich.

Dieser Versuch wurde bereits nach 1.156.936 Lastwechseln beendet, nachdem das Versagen des Versuchskörpers nach 1,14 Mio. Lastwechseln eintrat. Das Ergebnis des Versuches ist in Abbildung B.2.1 in Form eines Diagrammes dargestellt. Die Werte für dieses Diagramm wurden geglättet, nachdem die Werte hier überaus stark schwanken.

Im Diagramm fällt zunächst auf, dass die Werte der Amplituden und der Durchbiegung trotz Glättung sehr stark schwanken, die Frequenz jedoch nahezu konstante Werte halten kann. Die Unstetigkeitsstellen der Frequenz liegen hier bei 180.000 und 860.000 Lastwechseln an denen nachgeregelt wurde. Aber auch weitere kleine Nichtlinearitäten sind vorhanden und am Ende des Versuches fällt der Wert plötzlich ab, was das Versagen des Trägers bedeutet.

Die Kraftamplitude schwankt im Bereich zwischen 65 kN bis 94 kN. Der Mittelwert liegt bei 74,1 kN, was einer Schwingbreite von 163 N/mm^2 entspricht.

Die Durchbiegungsamplitude bewegt sich in einem Bereich zwischen 2,85 mm und 4,23 mm, der Mittelwert beträgt 3,62 mm.

Der Startwert der Frequenz liegt bei rund 16,4 Hz, beträgt über den größten Teil des versuchs rund 15,7 Hz und fällt zum Schluss völlig ab. Die Werte vor dem Versagen liegen zwischen den ermittelten Werten für den ungerissenen und den gerissenen Zustand.

Die Durchbiegung nimmt zwar über den gesamten Versuch immer weiter zu, jedoch weist auch sie viele Ausschläge an denselben Stellen auf wie die Amplituden. Die Durchbiegung beim Start des Versuches beträgt bereits 7,07 mm und steigt bis zum Ende des Versuches auf 10,3 mm. Bei Versagen beträgt die Durchbiegung 9,67 mm, was einer Zunahme der Durchbiegung von 2,60 mm entspricht.

B.2. VERSUCHSKÖRPER 2

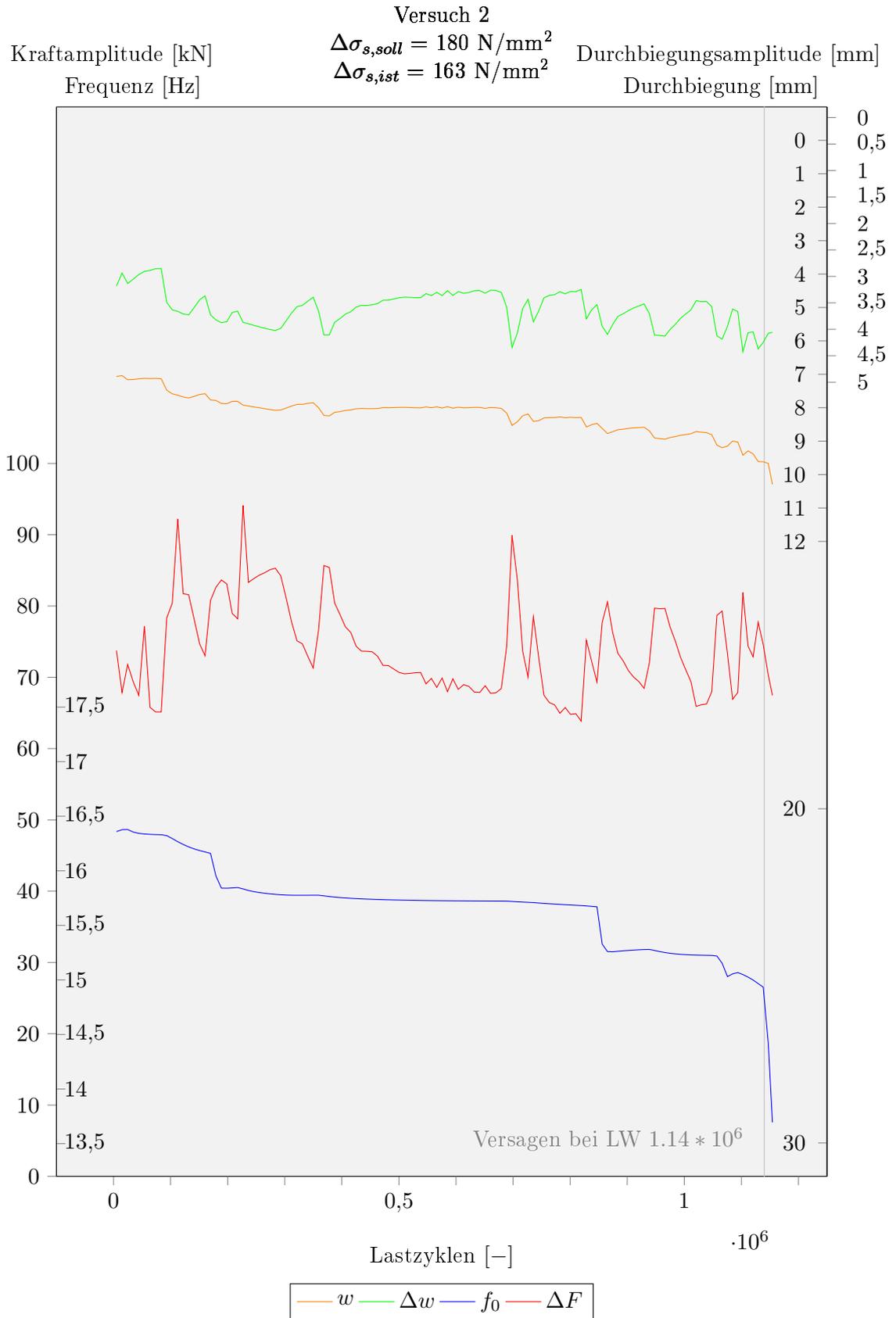


Abbildung B.2.1.: Messwerte aus Versuch 2

Bei diesem Versuchskörper wurden die Verschiebungen in der Fuge zwischen Platte und Aufbeton gemessen. Trotz Rissbildung in dieser konnten keine relevanten Verschiebungen gemessen werden. Die maximale Verschiebung liegt hier bei 0,09 mm.

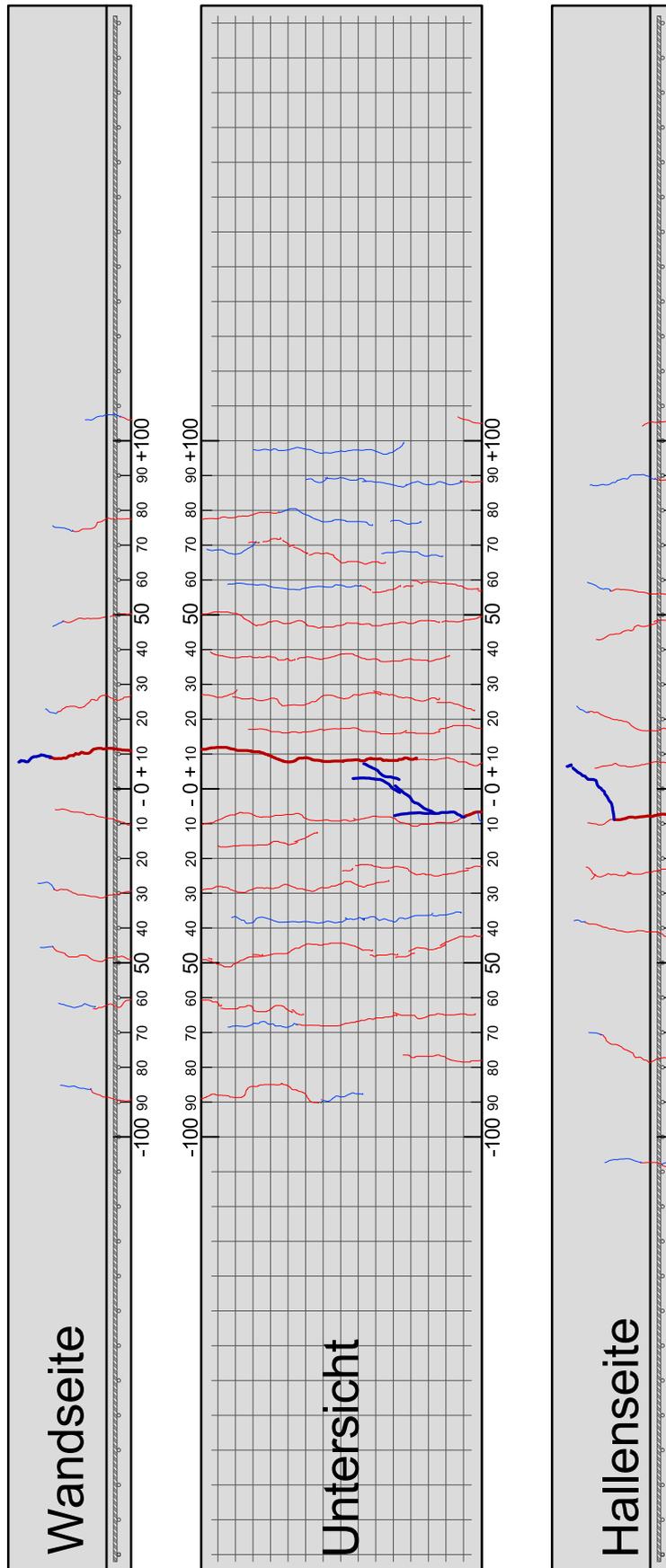
In Abbildung B.2.2 sind die Risse im Beton nach beendetem Dauerschwingversuch eingezeichnet. Es waren nach Vorbelastung bereits einige Risse vorhanden und es kamen im Laufe des Dauerschwingversuches nur wenige hinzu. Sowohl vor als auch nach dem Versuch reichten die Risse von -110 cm bis $+110$ cm, in Trägermitte entstanden Risse bis knapp unter die Trägersoberkante. Dort traten auch vereinzelt Rissverzweigungen auf. Es handelt sich um Biegerisse.

Die Bewehrung dieses Versuchskörpers wurde im Anschluss an den Dauerschwingversuch freigelegt und auf Ermüdungsbrüche untersucht. Insgesamt wurden zwei Stäbe der Querbewehrung und 14 Stäbe der Längsbewehrung mit rund 10 cm Länge entfernt. Es konnten bei der Untersuchung acht Bruchstellen identifiziert werden, sechs davon befanden sich in einem Knotenpunkt, die anderen zwei im Feldbereich.

Bei Betrachtung der Bruchstellen sind die charakteristischen Anzeichen von Ermüdungsbrüchen erkennbar. Bei dem Bewehrungsstaben in Abbildung B.2.3 ist zu erkennen, dass der Schweißpunkt eine Kerbe für den Bewehrungsstab darstellte, da hier der Riss entstand und sich in Richtung der gegenüberliegenden Seite ausbreitete, wo es dann zum Ermüdungsbruch kam.



Abbildung B.2.3.: Ermüdungsbruch an einem Bewehrungsstab mit Heftschweißung bei Versuchskörper 2



rot=Vorbelastung, blau=Dauerschwingversuch

Abbildung B.2.2.: Versuchskörper 2 - Risse nach beendetem Versuch

B.3. Versuchskörper 3

Der dritte Versuchskörper sowie dessen Probewürfel wurden am 27. und 28.06.2016 gefertigt. Die Durchführung des Dauerschwingversuchs startete am 08.08.2016.

Der Träger wurde auf 92,7 kN vorbelastet und anschließend auf die Mittellast von 54,1 kN entlastet. Die angestrebte Schwingbreite dieses Versuches war 140 N/mm^2 , was einer Kraftamplitude von 63,47 kN entspricht. Der Versuch wurde anfangs manuell geregelt, jedoch konnte nach wenigen tausend Lastwechseln die Regelsteuerung verwendet werden.

Nach dem Versagen des Trägers nach 3,25 Mio. Lastwechseln wurde der Versuch nach 3.476.000 Lastwechseln beendet. Das Ergebnis des Versuches ist in Abbildung B.3.1 in Form eines Diagrammes dargestellt. Die Werte für dieses Diagramm wurden geglättet.

Aufgrund der Regelsteuerung ist hier ein wesentlich ruhigerer Verlauf der Kurven zu erkennen, im Vergleich zu den folgenden Versuchen ist jedoch die Kraftamplitude trotzdem nicht konstant. Auffallend sind die vielen kleinen Ausschläge in den Amplituden- und Durchbiegungskurven welche vom Erscheinungszeitpunkt mit den Sprungstellen der Frequenz zusammenfallen und deren Ursache wahrscheinlich in der Rissentstehung liegt. Ein beginnendes Versagen ist bei 3,20 Mio. Lastwechseln zu erkennen. Dabei fällt die Kraftamplitude stark ab, steigt dann erneut bogenförmig an, bevor sie weiter abfällt. Die Durchbiegungsamplitude beschreibt dabei einen ähnlichen Verlauf und die Durchbiegung nimmt bogenförmig zu. Die Frequenz fällt ab dem Punkt stärker ab.

Die Kraftamplitude weist einen abschnittsweise konstanten Verlauf auf. Im Regelbereich liegen ihre Werte zwischen 61,5 kN und 65,1 kN. Der Mittelwert liegt bis zum beginnenden Versagen bei 63,5 kN, was der angestrebten Schwingbreite von 140 N/mm^2 entspricht.

Die Durchbiegungsamplitude weist einen nahezu geradlinig steigenden Verlauf auf. Der Startwert liegt hier bei 2,69 mm welcher bis zum Ende des Versuches auf bis zu 4,13 mm ansteigt. Der Mittelwert liegt bei 3,34 mm.

Der Startwert der Frequenz liegt nach dem Einregeln des Versuches bei rund 15,9 Hz, fällt dann an den Sprungstellen sehr häufig ab und beträgt bei Beendigung des Versuches 14,3 Hz.

Zu Beginn des Versuches beträgt die Durchbiegung bereits 6,93 mm und nimmt im Verlauf des Versuches stetig zu. Bei Versagen des Trägers beträgt sie 10,31 mm, die Differenz somit 3,38 mm.

B.3. VERSUCHSKÖRPER 3

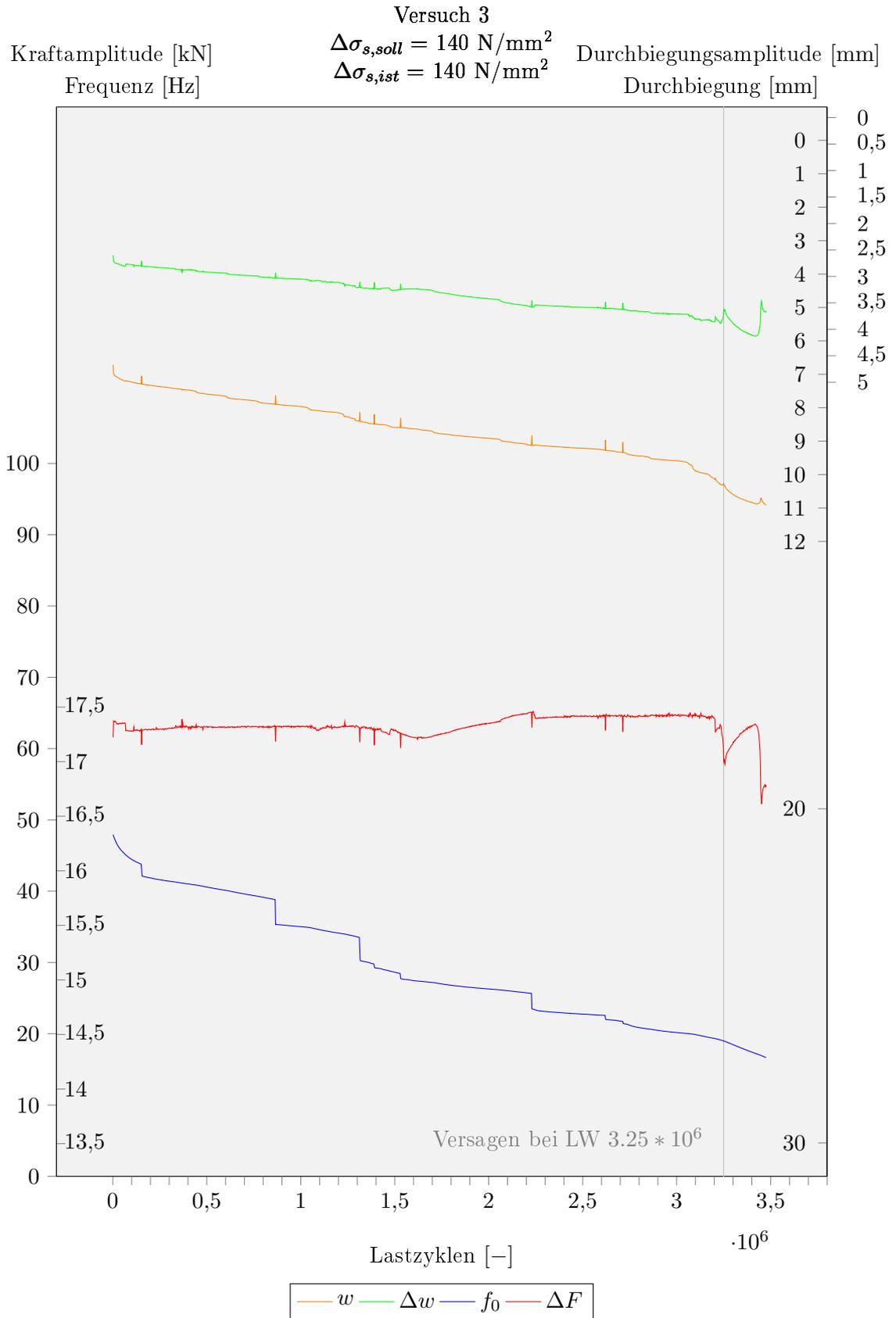


Abbildung B.3.1.: Messwerte aus Versuch 3

Anhand Abbildung B.3.2 ist eindeutig die starke Risszunahme während des Versuches, bei eher geringer Rissentwicklung aufgrund Vorbelastung zu sehen. Diese vermehrte Entstehung von Rissen ist in den Diagrammkurven anhand der Sprungstellen deutlich zu sehen. Die Risse liegen im Bereich von -110 cm bis $+90$ cm. Es handelt sich dabei ausschließlich um Biegerisse, im Mittenbereich sind vereinzelte Verzweigungen zu verzeichnen.

In der Trennfuge hat sich ein Längsriss zwischen -110 cm und $+60$ cm ausgebildet, welcher an der Vorderseite aufgrund Vorbelastung sogar bis $+130$ cm reicht.

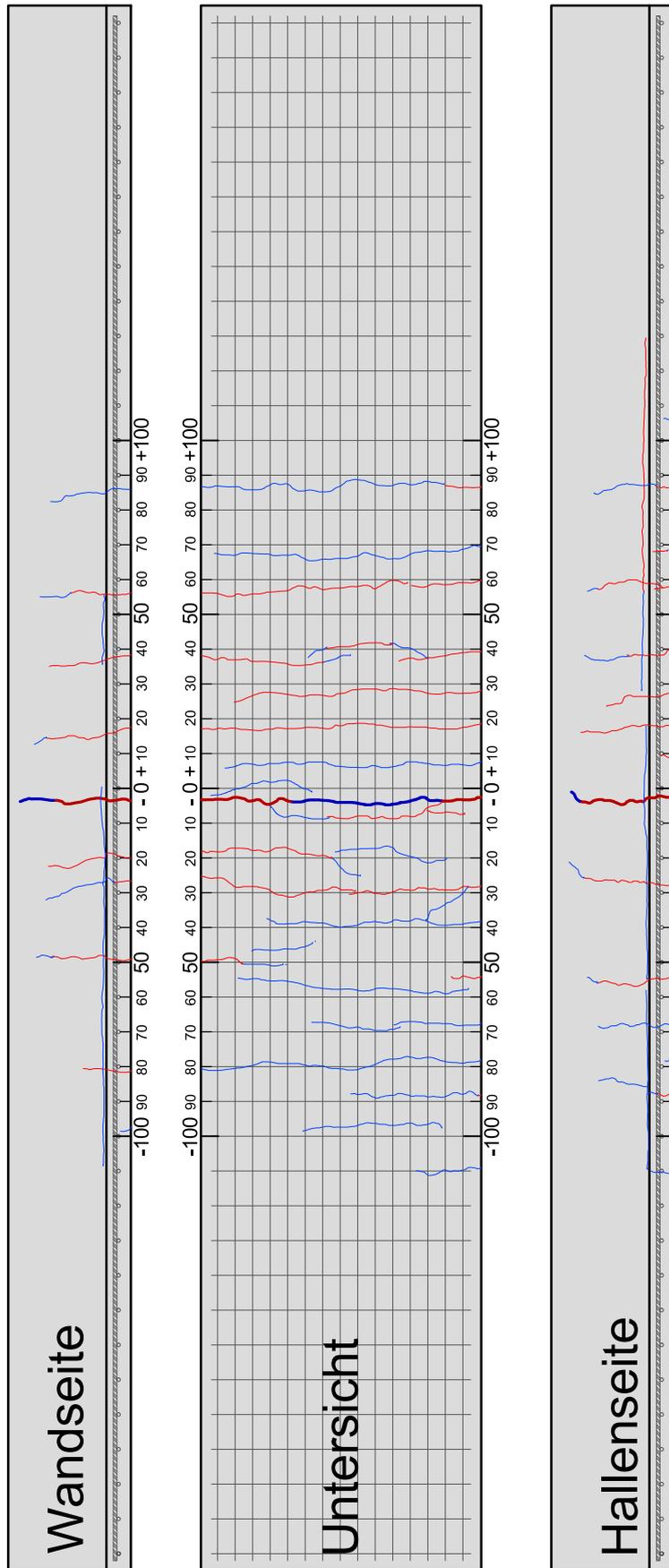


Abbildung B.3.2.: Versuchskörper 3 - Risse nach beendetem Versuch

B.4. Versuchskörper 4

Der vierte Versuchskörper war der erste der beiden Versuchskörper, welcher mit einer Querfuge ausgeführt wurde. Der Körper als auch die Probewürfel wurden von 11. bis 13.07.2016 gefertigt. Die Durchführung des Dauerschwingversuchs startete am 12.08.2016.

Der Träger wurde auf 81,3 kN vorbelastet und anschließend auf die Mittellast von 40,1 kN entlastet. Die angestrebte Schwingbreite dieses Versuches war 160 N/mm^2 , was einer Kraftamplitude von 61,01 kN entspricht.

Der Versuch wurde nach 5.422.000 Lastwechseln aufgrund des Versagens des Trägers nach 5,29 Mio. Lastwechseln abgebrochen. Die aufgezeichneten Messdaten sind in Abbildung B.4.1 in Form eines Diagrammes dargestellt.

Die längste Zeit des Versuches über bleiben die Werte annähernd konstant, abgesehen von der Frequenz die langsam sinkt. Bei rund 5,29 Mio. Lastwechseln fällt die Kraftamplitude ab und die Durchbiegung nimmt zu, was auf ein Versagen der Bewehrung hindeutet.

Die rot gezeichnete Kurve der Kraftamplitude verläuft nahezu konstant und bewegt sich bis zum Versagen des Trägers in einem Bereich zwischen 59,7 kN und 61,3 kN. Der Mittelwert des Versuches in diesem Bereich liegt bei 60,64 kN, das entspricht in etwa der angestrebten Schwingbreite von 160 N/mm^2 . Am Ende des Versuches fällt die Kraft auf unter 52 kN ab, steigt dann noch einmal kurz und fällt dann bis auf 38 kN ab, bevor der Versuch beendet wurde.

Die Durchbiegungsamplitude verläuft ebenfalls nahezu konstant, was an der grünen Versuchskurve zu sehen ist. Hier bewegen sich die Werte zwischen 2,36 mm und 3,00 mm, der Mittelwert liegt bei 2,62 mm. Bei Versagen des Trägers fällt der Wert verhältnismäßig schwächer als bei der Kraftamplitude.

Die blau dargestellte Frequenz startet mit 17,1 Hz und erreicht bis zum Ende des Versuches einen Wert von 15,4 Hz. Sie beschreibt vom Anfang bis zu 720.000 Lastwechseln einen logarithmischen Verlauf, der vermutlich auf eine zu geringe Vorbelastung zurückzuführen ist, wodurch sich zu Beginn des Versuches noch eine Vielzahl an Rissen gebildet hat, welche die Steifigkeit des Trägers reduzierten.

Die Durchbiegung in Trägermitte weist ein nahezu stetiges Wachstum auf. Ihr Startwert infolge Mittellast liegt bei 5,32 mm, welcher anfangs logarithmisch zunimmt. Bei 4,50 Mio. Lastwechseln kommt es zu einer starken Zunahme. Bei Versagen beträgt die Durchbiegung 7,38 mm, dies entspricht einer Differenz von 2,07 mm. Bis zum Ende des Versuches steigt der Wert auf 9,95 mm an.

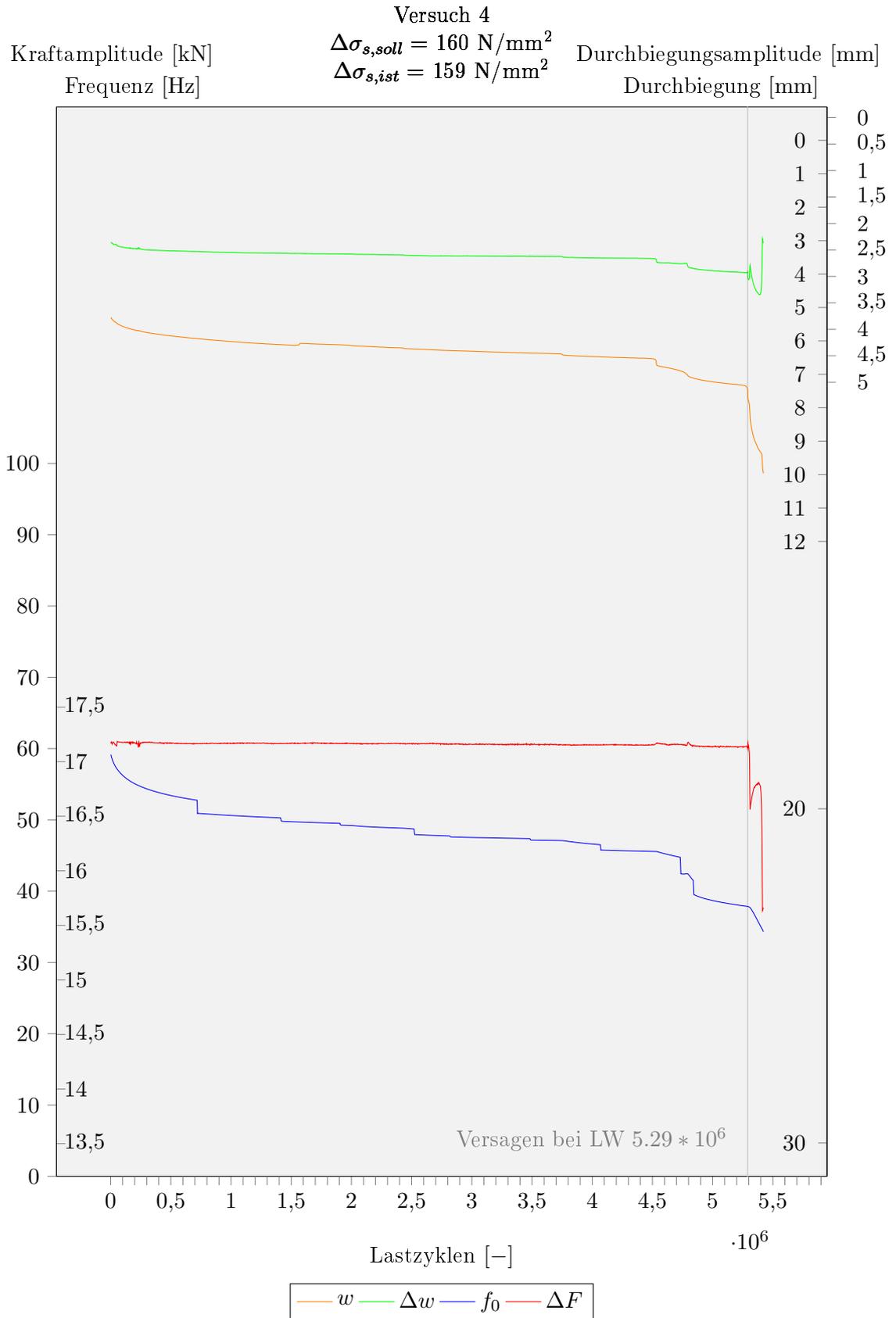


Abbildung B.4.1.: Messwerte aus Versuch 4

Zu diesem Versuchskörper mit der untenliegenden Querfuge wurde diese mit zwei Wegaufnehmern instrumentiert. Der Verlauf der Rissweite der Fuge ist in Abbildung B.4.2 dargestellt. Die Werte der beiden Wegaufnehmer weisen bereits nach dem Vorbelasten eine Differenz von rund 0,20 mm auf. Der Wert der Kurve mit den größeren Werten WI3 beträgt nach dem Vorbelasten 0,87 mm. Nach Start des Versuches beschreibt die Rissweite eine logarithmische Kurve, deren Wert bis auf 1,04 mm ansteigt. Die Öffnung aufgrund des Schwingversuches beträgt also zunächst 0,17 mm. Bis zum Versagen des Versuchskörpers steigt der Wert jedoch auf 2,28 mm, was eine Zunahme um 1,41 mm ab Beginn des Versuches bedeutet.

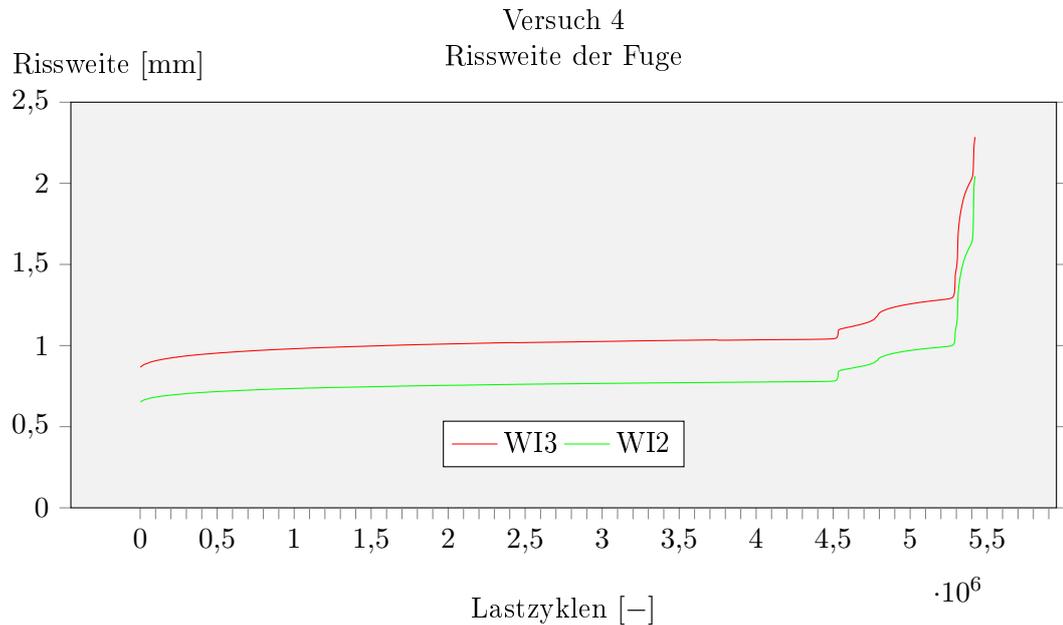
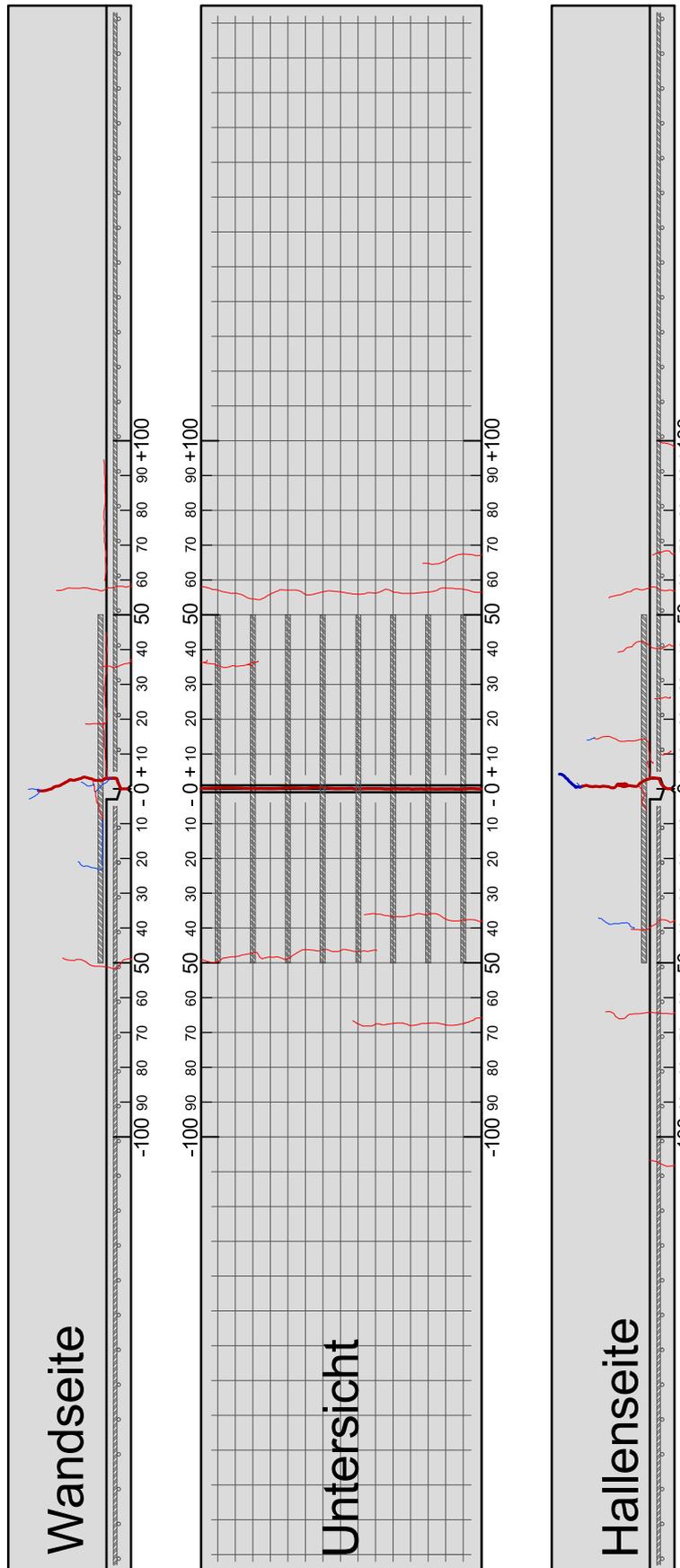


Abbildung B.4.2.: Messwerte der Rissweite aus Versuch 4

Wie in Abbildung B.4.3 zu sehen ist, entstanden durch das Vorbelasten kaum Risse. Lediglich sieben Stück an der Unterseite, welche im Bereich von -70 cm bis $+70$ cm situiert sind. An der Unterseite entstanden durch die dynamische Belastung keine weiteren Risse. Lediglich an den Seitenflächen nahmen sie zu. Jedoch Erstrecken sie sich in Trägermitte fast bis zur Oberkante und auch die Rissbreite hat deutlich zugenommen. Der Riss in Trägermitte entstand vermutlich aufgrund der Fuge. Die anderen Risse entstanden in den Endbereichen der Fugenbewehrung. Im Bereich der Fuge kam es zu Verzweigungen der Risse. Im Bereich von -20 cm bis $+95$ cm traten Längsrisse auf. Der Versagensriss ist jener in Trägermitte in der Fuge. Er erstreckt sich über die Seitenflächen. Anhand der freigelegten Bewehrung konnte das bestätigt werden.

Um die Bruchstellen der Bewehrung lokalisieren zu können, wurde die Bewehrungsstäbe freigelegt. Es zeigte sich, dass die Zulagebewehrung über der Fuge Ermüdungsbrüche aufweisen. Wie in Abbildung B.4.4 dargestellt ist, kam es bei fünf der acht Stäbe zu einem



rot=Vorbelastung, blau=Dauerschwingversuch

Abbildung B.4.3.: Versuchskörper 4 - Risse nach beendetem Versuch

Ermüdungsversagen, wobei es sich um die vier mittleren (3-6) und einen äußeren Stab (1) handelt. Die Bruchstellen liegen mit Ausnahme von Stab 5 in einer Linie.

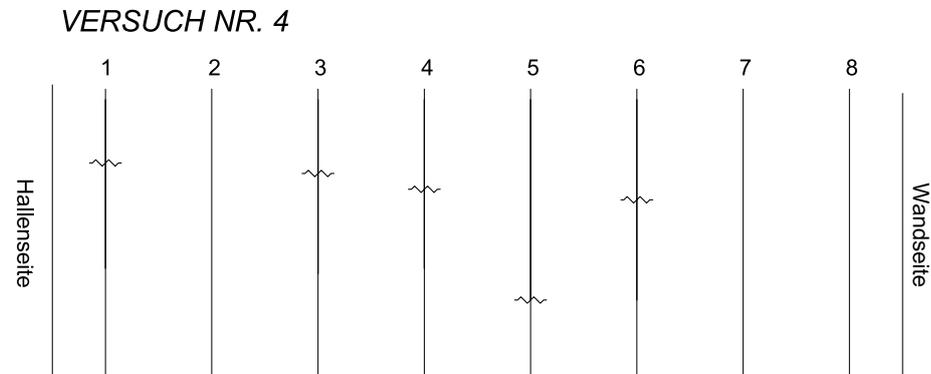


Abbildung B.4.4.: Ermüdungsbruchstellen der ausgestemten Bewehrung des Versuchskörpers 4

Die Bruchstellen sind eindeutig als Ermüdungsbrüche zu identifizieren. Der annähernd glatte, ebene Rissfortschritt über den Großteil des Querschnittes mit Sprödbbruchstelle im letzten Viertel ist besonders gut in Abbildung B.4.5 zu sehen.



Abbildung B.4.5.: Ermüdungsbruch an einem Bewehrungsstab bei Versuchskörper 4

B.5. Versuchskörper 5

Der fünfte Versuchskörper war der zweite der beiden Versuchskörper, die mit Fuge ausgeführt wurden. Er sowie seine Probewürfel wurden von 14. bis 19.07.2016 gefertigt. Die Durchführung des Dauerschwingversuchs erfolgte von 18.08.2016 bis 20.08.2016.

Der Träger wurde auf 80,0 kN vorbelastet und anschließend auf die Mittellast von 36,0 kN entlastet. Die angestrebte Schwingbreite dieses Versuches war 200 N/mm^2 , was einer Kraftamplitude von 76,27 kN entspricht.

Der Versuch wurde nach 2.288.968 Lastwechseln aufgrund des Versagens des Trägers abgebrochen. Das Versagen trat nach 2,19 Mio. Lastwechseln ein. Die aufgezeichneten Messwerte sind in Abbildung B.5.1 in Form eines Diagrammes dargestellt.

Der Verlauf der Kurven ist in den ersten 1,15 Mio. Lastwechseln relativ gleichmäßig, weist ab dort jedoch drei Ausschläge bei den Lastwechseln 1,15 Mio., 1,68 Mio. und bei 1,9 Mio. auf. Diese könnten die Stellen sein, an denen Bewehrungsstäbe versagt haben. Nach 2,18 Mio. Lastwechseln sinkt die Kraftamplitude drastisch und die Durchbiegung steigt an, weshalb der Versuch beendet wurde.

Die Kraftamplitude, im Diagramm in roter Farbe dargestellt, verläuft nahezu konstant im Bereich zwischen 76,2 kN und 77,0 kN, an den Ausschlägen erreicht sie Spitzen bis zu 78,8 kN. Bis vor 2,18 Mio. Lastwechseln beträgt der Mittelwert 76,60 kN, was der angestrebten Schwingbreite von 200 N/mm^2 entspricht.

Die grün gezeichnete Durchbiegungsamplitude verläuft bereichsweise konstant, überwiegend um 3,7 mm. An den Sprungstellen nimmt ihr Wert jeweils um rund 0,2 mm zu. Zuletzt erreicht sie einen Wert von 4,37 mm.

Der Startwert der Durchbiegung liegt bei 5,74 mm, verläuft dann logarithmisch und linear und springt bei den Ausschlägen um mehrere Zehntel Millimeter. Beim Versagen des Trägers steigt der Wert noch einmal stark an und beträgt am Ende des Versuches 8,51 mm. Bei Versagen des Versuchskörpers beträgt die Durchbiegung 8,08 mm, dies entspricht eine Durchbiegungszunahme von 2,33 mm.

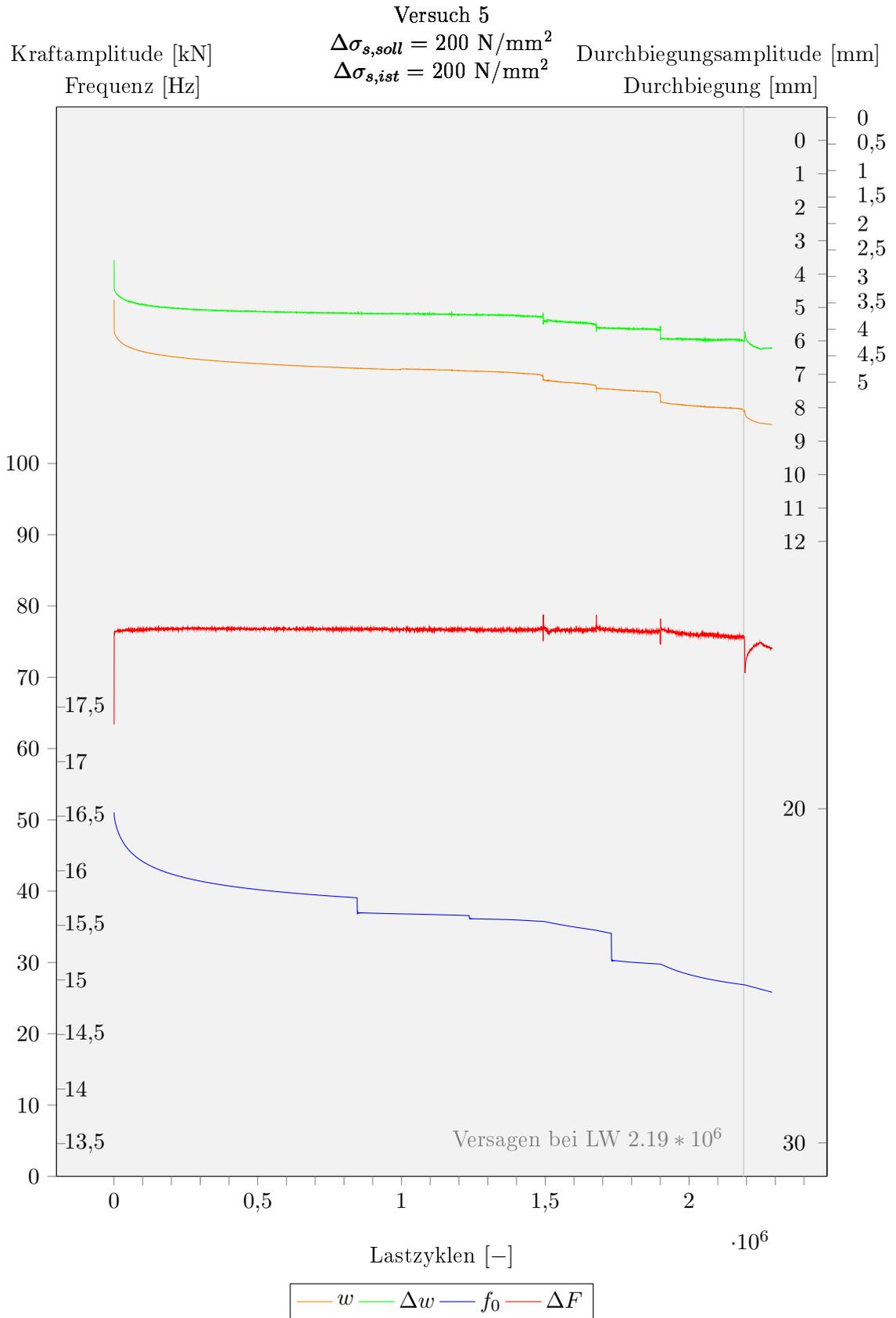


Abbildung B.5.1.: Messwerte aus Versuch 5

Der Verlauf der Rissweite der Querruge ist in Abbildung B.5.2 dargestellt und beträgt nach dem Vorbelasten an beiden Wegaufnehmern 0,98 mm. Die Aufzeichnungen der beiden Wegaufnehmer sind nahezu identisch. Nach Start des Versuches beschreibt die Rissweite eine logarithmische Kurve, deren Wert bis auf 1,16 mm ansteigt. Am Ende des Versuches erreicht die Rissweite einen Wert von 1,58 mm. Die Öffnung der Rissweite ab Versuchsbeginn beträgt also bei diesem Versuch 0,60 mm.

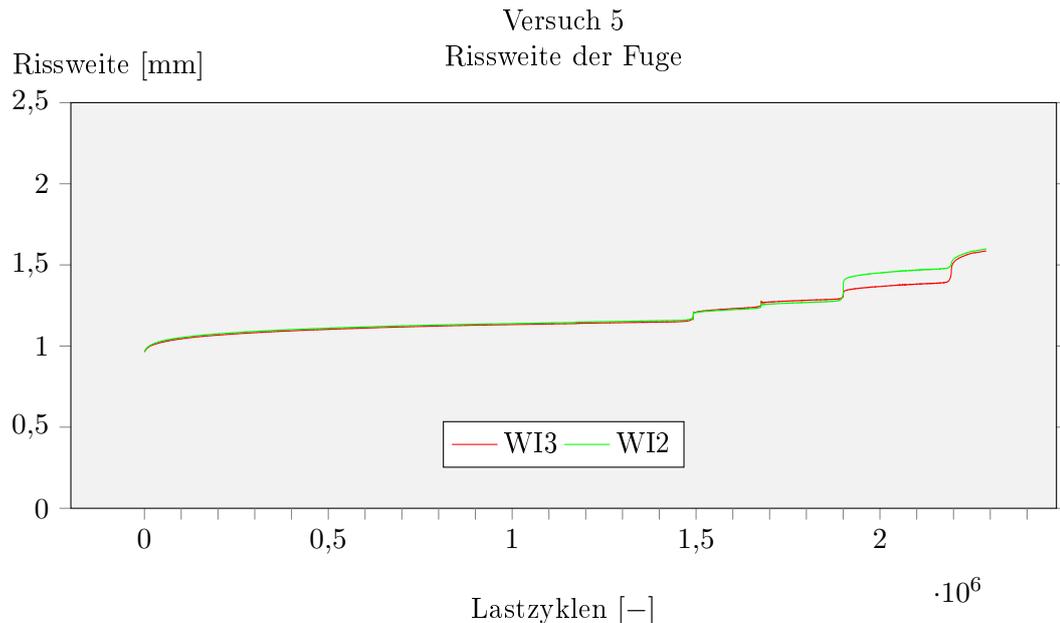


Abbildung B.5.2.: Messwerte der Rissweite aus Versuch 5

Wie in Abbildung B.5.3 zu sehen ist, traten in diesem Versuch trotz der hohen Belastung mit einer Spannungsschwingbreite von 200 N/mm^2 in der Bewehrung nur wenige Risse auf. Insgesamt traten die Risse im Bereich zwischen -60 cm und $+70 \text{ cm}$ auf, davon mehr aufgrund dynamischer Belastung im positiven Bereich und mehr aufgrund Vorbelastung im negativen Bereich. An der Unterseite traten lediglich vereinzelte und zwei durchgehende Risse auf. Längsrisse traten vor allem an der Rückseite im Bereich zwischen -60 cm und 25 cm auf. Sie verlaufen genau an der Trennfuge zwischen Fertigteilen und Aufbetonschicht.

Bei Versuchskörper 5, wurden die Bewehrungsstäbe im Bereich der Fuge ausgestemmt und untersucht (siehe Abbildung B.5.4). Zum Bruch kam es dabei bei zwei der acht Bewehrungsstäbe.

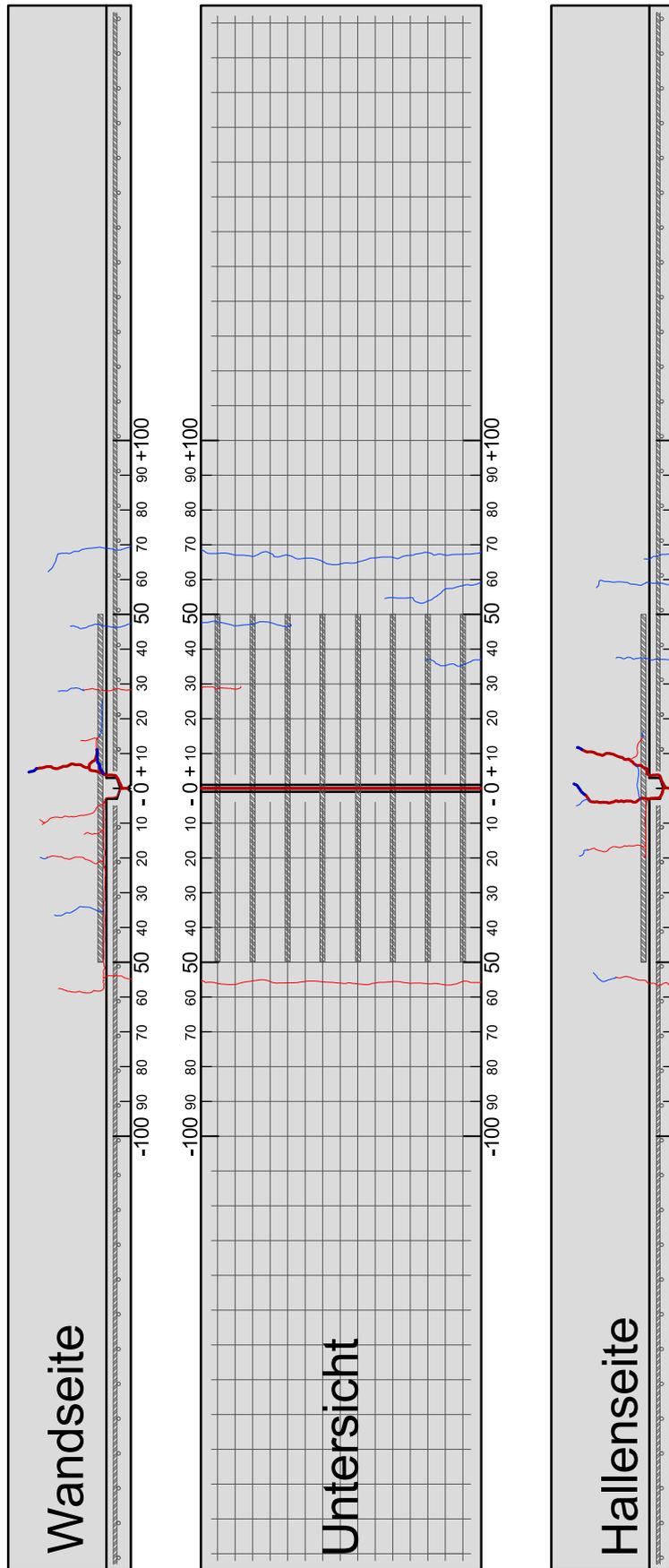


Abbildung B.5.3.: Versuchskörper 5 - Risse nach beendetem Versuch

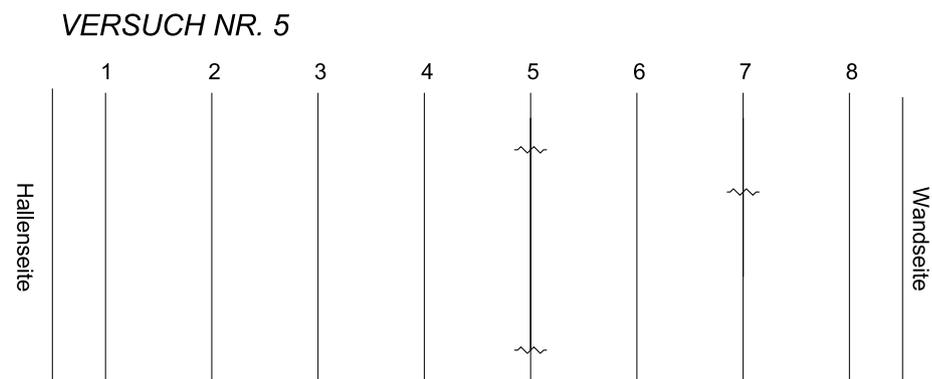


Abbildung B.5.4.: Ermüdungsbruchstellen der ausgestemten Bewehrung des Versuchskörpers 5

B.6. Versuchskörper 6

Der sechste Versuchskörper sowie dessen Probewürfel wurden am 29.06. und 01.07.2016 gefertigt. Die Durchführung des Dauerschwingversuchs startete am 23.08.2016.

Der Träger wurde auf 93,9 kN vorbelastet und anschließend auf die Mittellast von 48,1 kN entlastet. Die angestrebte Schwingbreite dieses Versuches war 180 N/mm^2 , was einer Kraftamplitude von 81,60 kN entspricht.

Der Versuchskörper versagte vollständig, nach bereits rund 0,72 Mio. Lastwechseln kündigte sich das Versagen deutlich an. Der Versuch wurde nach 852.799 Lastwechseln abgebrochen. Das Ergebnis des Versuches ist in Abbildung B.6.1 in Form eines Diagrammes dargestellt.

In Versuch 6 ist der Verlauf nicht mehr so geradlinig wie in den vorherigen Versuchen. Bereits ab Lastwechsel 650.000 entsteht ein Sprung in den Kurven deren Wert dann noch für rund 60.000 Lastwechsel nahezu konstant bleibt und dann völlig abfällt bzw. ansteigt. Die Versagensform ist eine bogenförmige Kurve. Der Versuch wurde bis zum völligen Abfall der Amplituden belastet, der Versuchskörper hat dabei völlig versagt und ist in zwei Teile gebrochen.

Die Kraftamplitude, in rot dargestellt, beginnt mit einem Wert von 81,9 kN bleibt jedoch nicht konstant sondern fällt zunächst leicht bis 79,9 kN ab und steigt dann im zweiten Drittel des Versuches immer stärker an bis zu seinem Maximum von 87,7 kN. Danach fällt der Wert auf rund 82 kN für etwa 60.000 Lastwechsel und fällt dann stufenweise bis auf Null ab. Ein Bereich für eine Mittelwertberechnung lässt sich somit schwer festlegen. Von Beginn bis zum ersten Frequenzsprung beträgt das Mittel 80,91 kN, das entspricht einer Schwingbreite von 178 N/mm^2 und somit nahe an der geforderten Schwingbreite liegt. Das Maximum von 87,7 kN entspricht jedoch schon einer Schwingbreite von 193 N/mm^2 . Das Mittel von Start bis Lastwechsel 710.000 beträgt 82,41 kN, also 182 N/mm^2 und damit auch wieder Nahe dem angestrebten Wert.

Die in grün gezeichnete Durchbiegungsamplitude hat einen Startwert von 3,67 mm und nimmt ab da immer weiter zu, bis zum lokalen Maximum von 4,96 mm. Der Mittelwert bis Lastwechsel 710.000 beträgt hier 4,28 mm. Ab Versagen des Trägers weist auch die Durchbiegungsamplitude eine bogenförmigen, stufenweisen Abfall auf. Am Ende des Versuches gibt es einen kurzen Ausschlag auf 5,58 mm was jene Stelle sein dürfte, an der der Träger endgültig gebrochen ist.

In diesem Versuch weist die blaue Frequenzlinie ihre charakteristische Form auf. Zunächst sinkt der Wert in einer logarithmischen Kurve und fällt dann stufenweise ab. Sie bewegt sich in einem Bereich von 16,0 Hz bis 13,8 Hz.

Die Durchbiegung nimmt den gesamten Versuch über stetig zu. Sie ist in gelb gezeichnet. Beim ersten Sprung in der Kraftamplitude fällt sie etwas, steigt dann jedoch immer stär-

ker an. Auch sie weist gegen Ende des Versuchs, wie die beiden Amplituden bogenförmige Stufen auf. Der Startwert beträgt 7,20 mm steigt bis Lastwechsel 710.000 auf 9,30 mm und erreicht am Ende der Aufzeichnung einen Wert von 46,18 mm, wobei dieser letzte Wert wenig Aussagekraft hat, da der Versuchskörper gebrochen ist und die Durchbiegung daher durch die beiden Unterstellungen zur Vermeidung des Herabfallens des Trägers begrenzt war. Die Durchbiegung bei beginnendem Versagen beträgt 9,38 mm, die Durchbiegungszuwachs ab Beginn des Versuchs somit 2,18 mm.

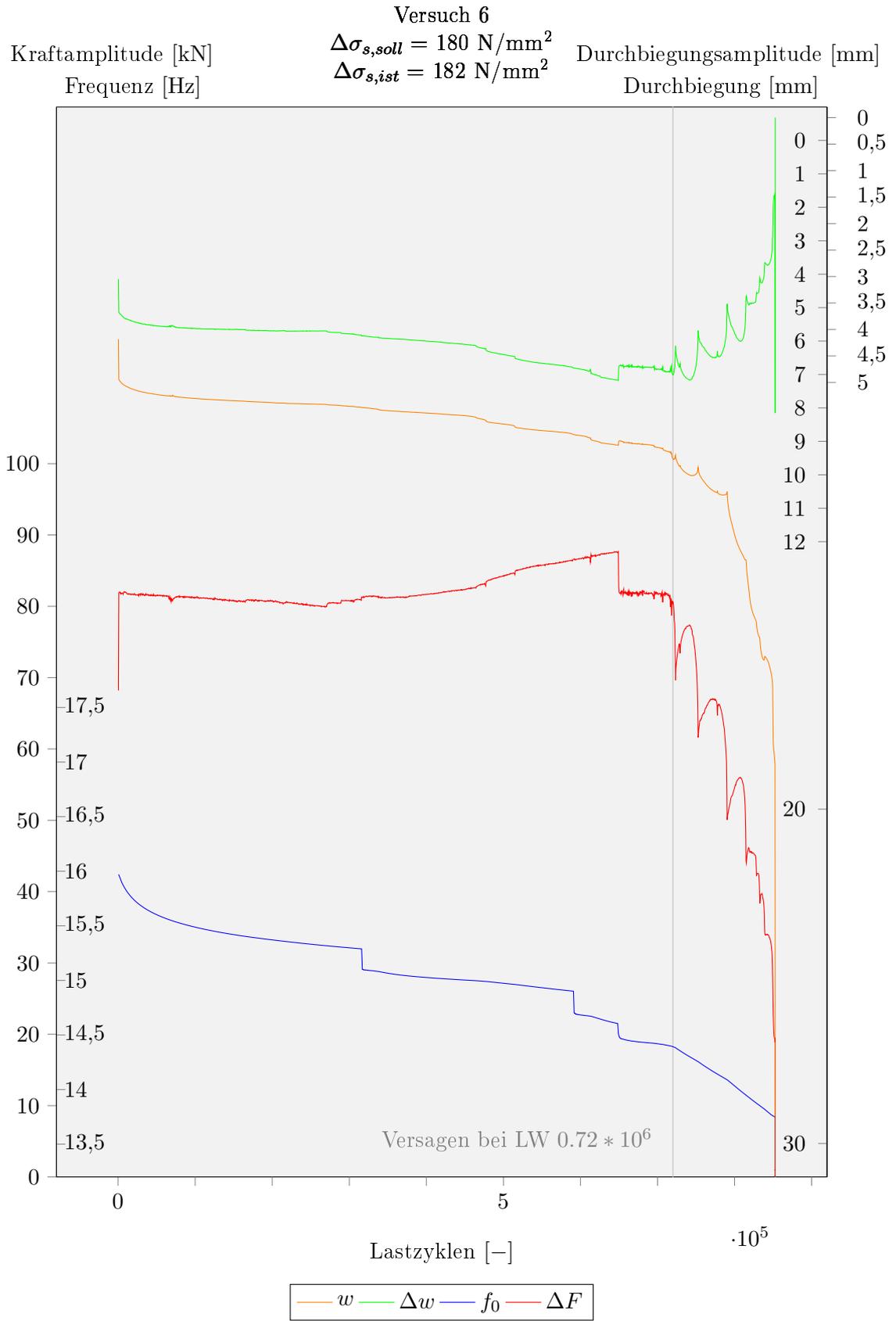


Abbildung B.6.1.: Messwerte aus Versuch 6

B.6. VERSUCHSKÖRPER 6

Im Prinzip bildeten sich bereits in der Vorbelastung alle Risse aus, welche in Abbildung B.6.2 dargestellt sind. Sie befinden sich im Bereich zwischen -80 cm und $+70$ cm, treten beinahe alle 10 cm auf und reichen maximal bis ins obere Drittel der Aufbetonschicht. Es handelt sich ausschließlich um Biegerisse, welche unverzweigt sind.

Da der Versuchskörper gebrochen ist, wurde eine zweite Abbildung erstellt. Die beiden Teile des Versuchskörpers nach dem Bruch aufgrund der dynamischen Belastung sind in Abbildung B.6.4 zu sehen, sowie ein Foto der Bruchstelle in Abbildung B.6.3. Im Prinzip breitete sich nur der Riss bei $+15$ cm immer weiter aus, während die restlichen Risse weitgehend unberührt blieben. Entlang der beiden Bruchlinien entstanden viele Verzweigungsrisse.



Abbildung B.6.3.: Bruchstelle des Versuchskörpers 6

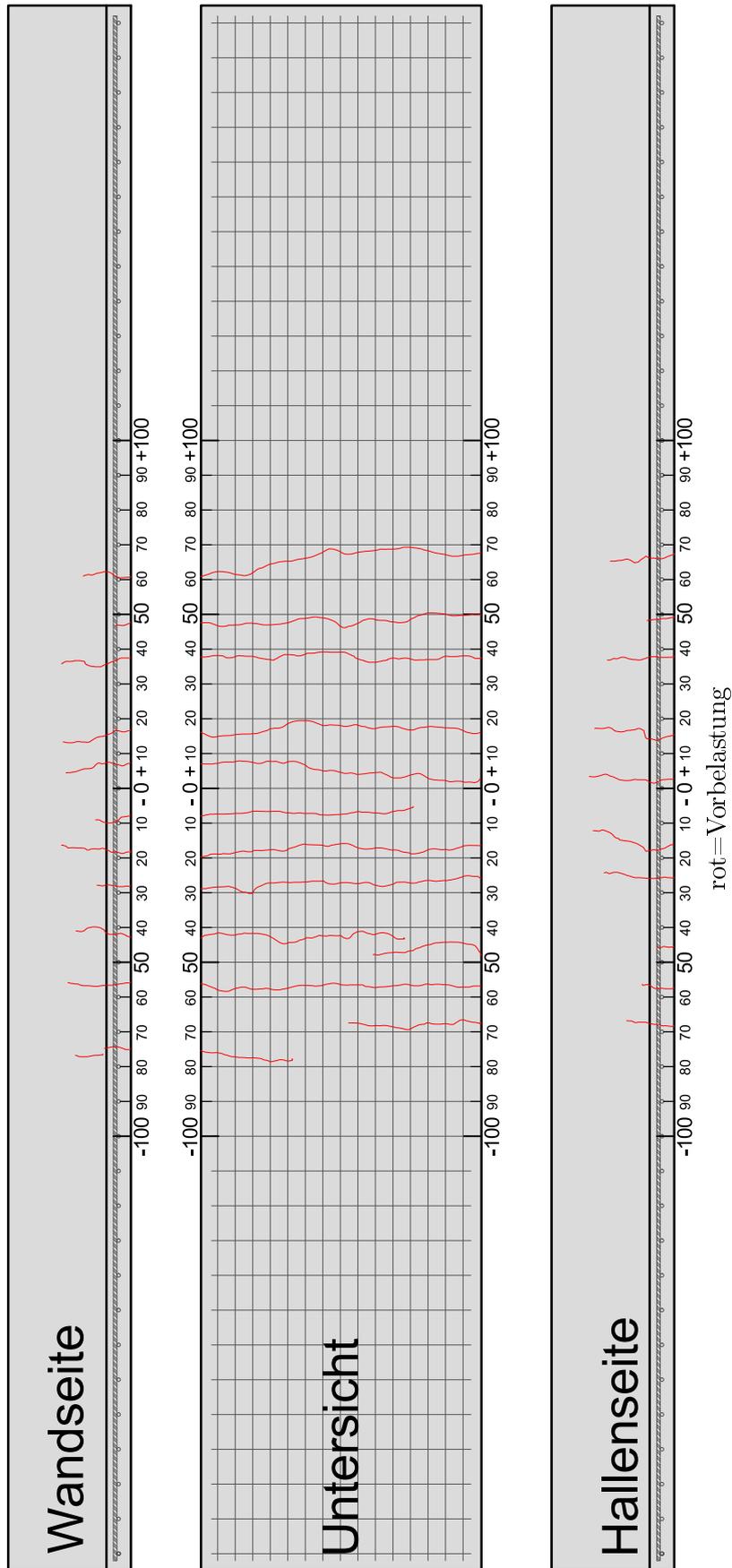


Abbildung B.6.2.: Versuchskörper 6 - Risse nach Vorbelastung

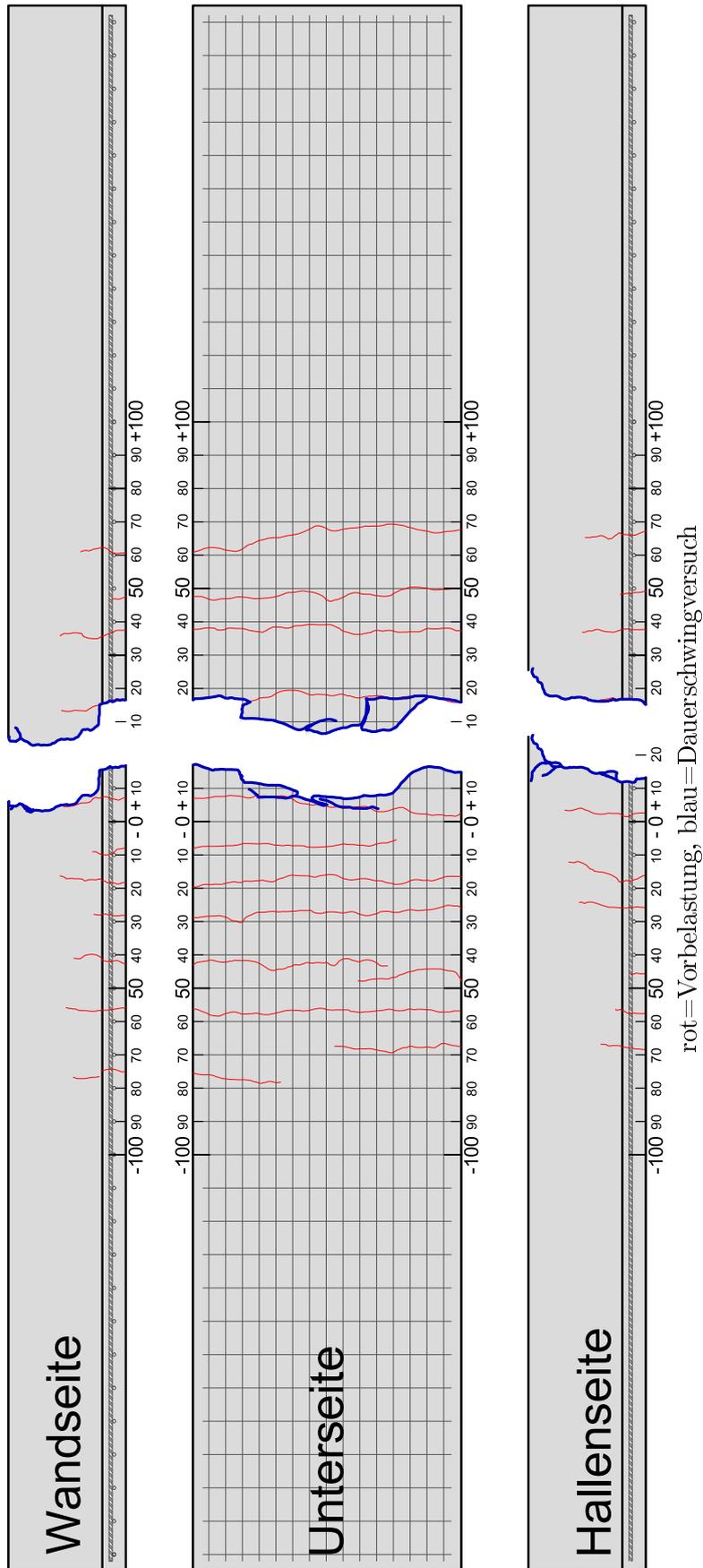


Abbildung B.6.4.: Versuchskörper 6 - Bruchkörper nach beendetem Versuch

B.7. Versuchskörper 7

Der siebte Versuchskörper sowie dessen Probewürfel wurden am 06.07. und 07.07.2016 gefertigt. Die Durchführung des Dauerschwingversuchs startete am 25.08.2016.

Der Träger wurde auf 92,9 kN vorbelastet und anschließend auf die Mittellast von 52,0 kN entlastet. Die angestrebte Schwingbreite dieses Versuches war 160 N/mm^2 , was einer Kraftamplitude von 72,53 kN entspricht.

Der Versuch wurde nach 1.132.022 Lastwechseln abgebrochen. Das Versagen liegt bei rund 1,11 Mio. Lastwechseln. Die Messergebnisse des Versuches sind in Abbildung B.7.1 in Form eines Diagrammes dargestellt.

Bei diesem Versuch verlaufen die Kurven nach dem Einschwingen über rund 120.000 Lastwechsel relativ geradlinig und ruhig. Ein kurzer Abfall in der Kraftamplitude bei 1.020.000 Lastwechseln kündigt das Versagen des Trägers an. Dieser Ausschlag ist jedoch in den anderen Kurven kaum zu verzeichnen. Der Träger versagt dann plötzlich nach 1,13 Mio. Lastwechseln, kurz vor Beendigung des Versuches.

Die in rote gezeichnete Kraftamplitude beträgt zunächst bis zum Ende des Einschwingens zwischen 72,8 kN und 77,1 kN, schlägt dann stark aus und bleibt bis Lastwechsel 1,02 Mio. annähernd konstant zwischen 69,5 kN und 72,2 kN. Der Mittelwert von Beginn bis zum beginnenden Versagen beträgt 70,87 kN, was einer Schwingbreite von 156 N/mm^2 entspricht. Beim beginnenden Versagen bei Lastwechsel 1.020.000 beschreibt die Kraftamplitude eine negative Sinuskurve, bis die bei Lastwechsel 1,13 Mio. aufgrund des endgültigen Versagens völlig auf Null abfällt.

Die Durchbiegungsamplitude nimmt über den gesamten Versuch hin stetig zu. Sie ist im Diagramm grün dargestellt. Die Durchbiegungsamplitude startet mit 2,75 mm und erreicht eine Spitze von 3,87 mm bevor der Träger versagt und der Weg auf Null abfällt. Die Differenz zwischen Startwert und Spitzenwert beträgt 1,12 mm.

Die blau dargestellte Frequenz fällt über den gesamten Versuch immer weiter ab, wobei nach jedem der drei Sprünge die Neigung weiter zunimmt. Der Startwert beträgt 17,0 Hz, der Endwert vor Versagen 15,1 Hz und nach Versagen fällt die Frequenz auf 13,6 Hz ab.

Die Durchbiegung in gelber Farbe beschreibt einen stetig steigenden Verlauf. Ihr Wert beträgt nach Start des Versuches 5,88 mm und vor Versagen des Trägers 8,14 mm. Bei Lastwechsel 1,11 Mio. nimmt die Durchbiegung überaus stark zu und erreicht am Ende des Versuches einen Wert von 17,70 mm. Die Zunahme der Durchbiegung vor Versagen beträgt 2,26 mm und insgesamt 12,58 mm.

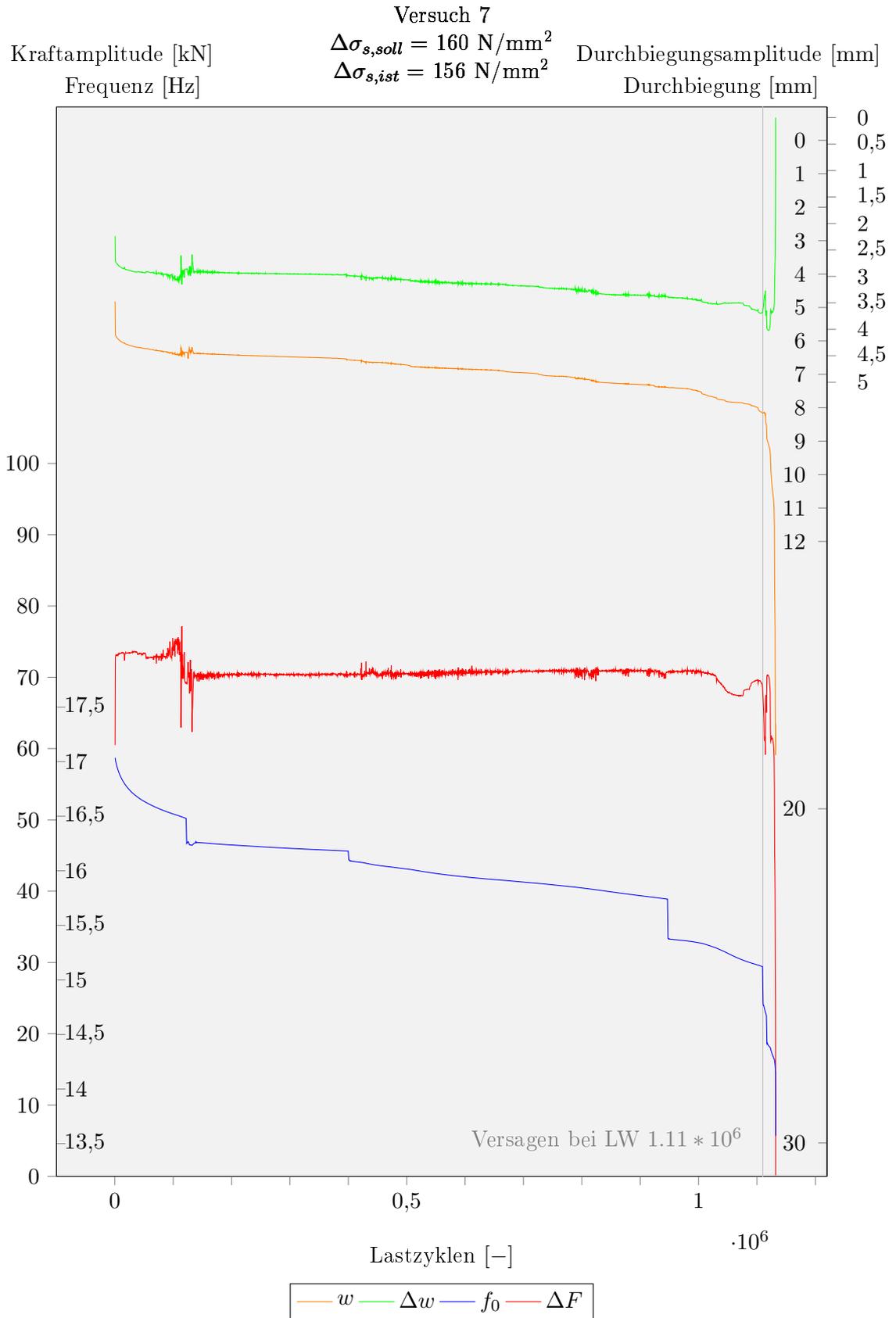


Abbildung B.7.1.: Messwerte aus Versuch 7

Die Risse aus dem Versuch sind in Abbildung B.7.2 dargestellt. Bereits bei der Vorbelastung haben sich viele tiefreichende Risse im Bereich zwischen -75 cm und $+50$ cm gebildet. Diese sind allesamt Biegerisse ohne Verzweigungen. Aufgrund der dynamischen Beanspruchung wurden diese Risse vergrößert, an den Stellen -55 cm und zwischen $+40$ cm und $+50$ cm entstanden neue Risse, wobei letzterer für das Versagen verantwortlich war. Hierbei handelt es sich um zwei Risse welche knapp über der Verbundfuge zusammenverlaufen und gemeinsam bis an die Trägeroberkante reichen, wodurch dieser geteilt wurde.

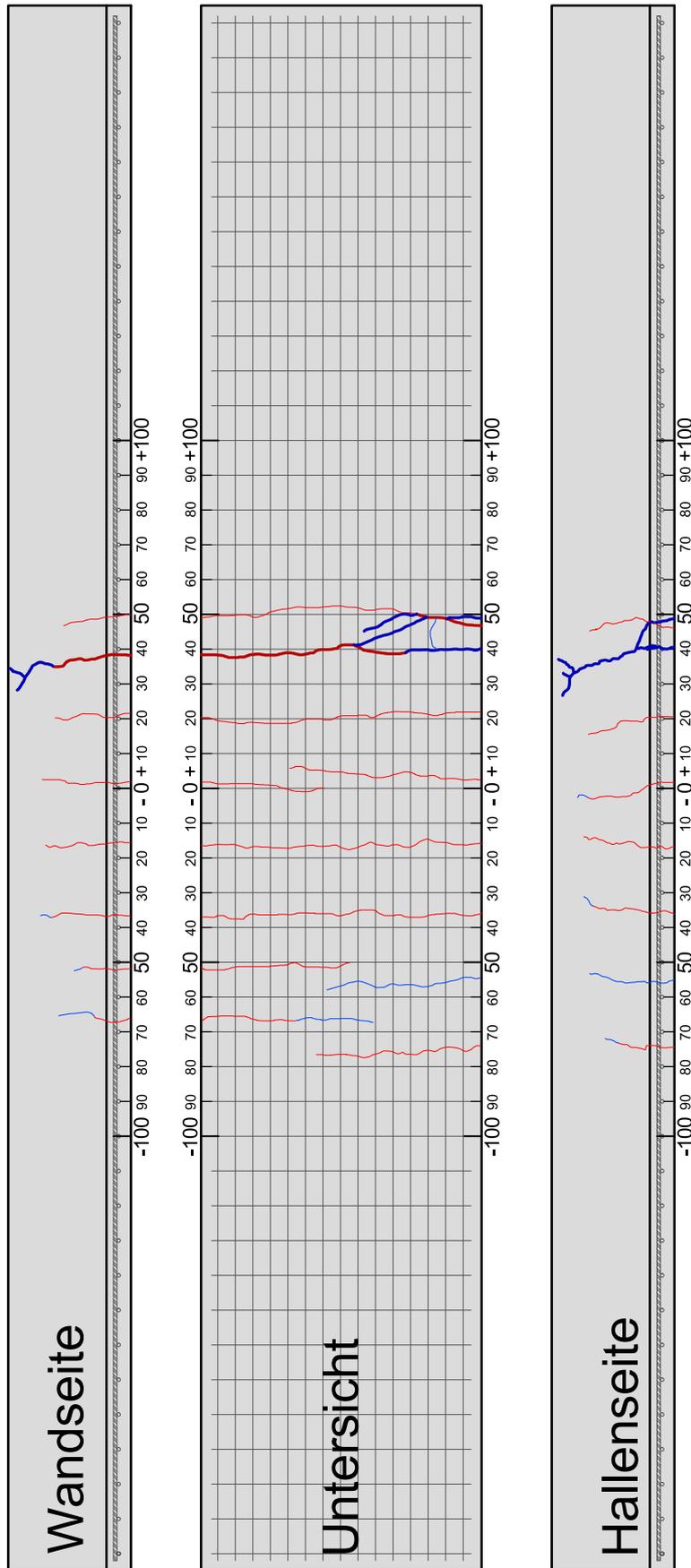


Abbildung B.7.2.: Versuchskörper 7 - Risse nach beendetem Versuch

B.8. Versuchskörper 8

Der achte Versuchskörper sowie dessen Probewürfel wurden am 04.07. und 05.07.2016 gefertigt. Die Durchführung des Dauerschwingversuchs startete am 29.08.2016.

Der Träger wurde auf 93,7 kN vorbelastet und anschließend auf die Mittellast von 52,8 kN entlastet. Die angestrebte Schwingbreite dieses Versuches war 150 N/mm^2 , was einer Kraftamplitude von 68,00 kN entspricht.

Das Versagen des Trägers erfolgte nach rund 1,43 Mio. Lastwechseln. Der Versuch wurde nach 1.489.082 Lastwechseln abgebrochen. Die aufgezeichneten Daten sind in Abbildung B.8.1 in Form eines Diagrammes dargestellt.

Die Kurven weisen hier nach rund 66.000 Lastwechseln einen sehr geradlinigen und ruhigen Verlauf auf. Das Versagen des Trägers beginnt bei rund 1.410.000 Lastwechseln, dabei weisen die Amplituden bogenförmige Kurvenverläufe auf.

Die Kraftamplitude ist im Diagramm in roter Farbe dargestellt. Ihre Werte liegen zwischen 67,8 kN und 70,0 kN, der Mittelwert beträgt 68,90 kN. Dies entspricht einer Schwingbreite von 152 N/mm^2 und liegt somit nahe am angestrebten Wert.

Die Durchbiegungsamplitude, also die Bewegung des Körpers während der Schwingbelastung in Feldmitte, nimmt über den Großteil des Versuches stetig zu, was im Diagramm am Verlauf des grünen Graphen zu sehen ist. Ihr Startwert liegt bei 2,40 mm und steigt weiter bis zum Versagen auf 3,41 mm. Die Zunahme der Durchbiegungsamplitude bis vor Versagen beträgt 1,01 mm und die maximale Differenz beträgt 1,51 mm. Die stark erhöhten Werte bei reduzierter Kraft deuten auf das Versagen der Bewehrungsstäbe hin, darauf deutet auch die Durchbiegungslinie hin.

Ein stetig fallender Verlauf der Frequenz ist im Diagramm an den blau aufgetragenen Messwerten zu erkennen. Die Frequenz beträgt zu Beginn 17,3 Hz und fällt dann in einer logarithmischen Kurve ab. Diese Kurve resultiert aus anfänglich entstehenden Rissen und der damit einhergehenden Steifigkeitsminderung. Die Neigung der Frequenz nimmt nach jedem der zwei Sprünge bei 400.000 und 700.000 Lastwechseln weiter zu. Bei 1,38 Mio. Lastwechseln springt der Wert von 15,6 Hz auf 15,2 Hz und fällt dann stark auf 14,8 Hz ab. Der Abfall der Frequenz weist auf das Versagen der Bewehrung in der Fertigteilplatte hin.

In oranger Farbe ist die Trägerdurchbiegung in Feldmitte gezeichnet, welche über den gesamten Zeitraum des Versuches ansteigt. Der Startwert liegt bei 6,13 mm, was der Durchbiegung bei aufgebrachtter Mittellast entspricht. Im Laufe des Versuchs steigt die Durchbiegung auf 8,66 mm bei 1,44 Mio. Lastwechseln. Ab diesem Punkt, welcher ein lokaler Tiefpunkt der Kraftlinie ist, steigt die Durchbiegung sehr stark an. Innerhalb von 50.000 Lastwechseln steigt der Wert von 8,66 mm auf 12,15 mm. Daher kann auch hier auf ein Ver-

B.8. VERSUCHSKÖRPER 8

sagen der Bewehrungsstäbe geschlossen werden. Die Durchbiegung beträgt zum Zeitpunkt des Versagens 8,59 mm, was eine Durchbiegungszunahme von 2,35 mm ausmacht.

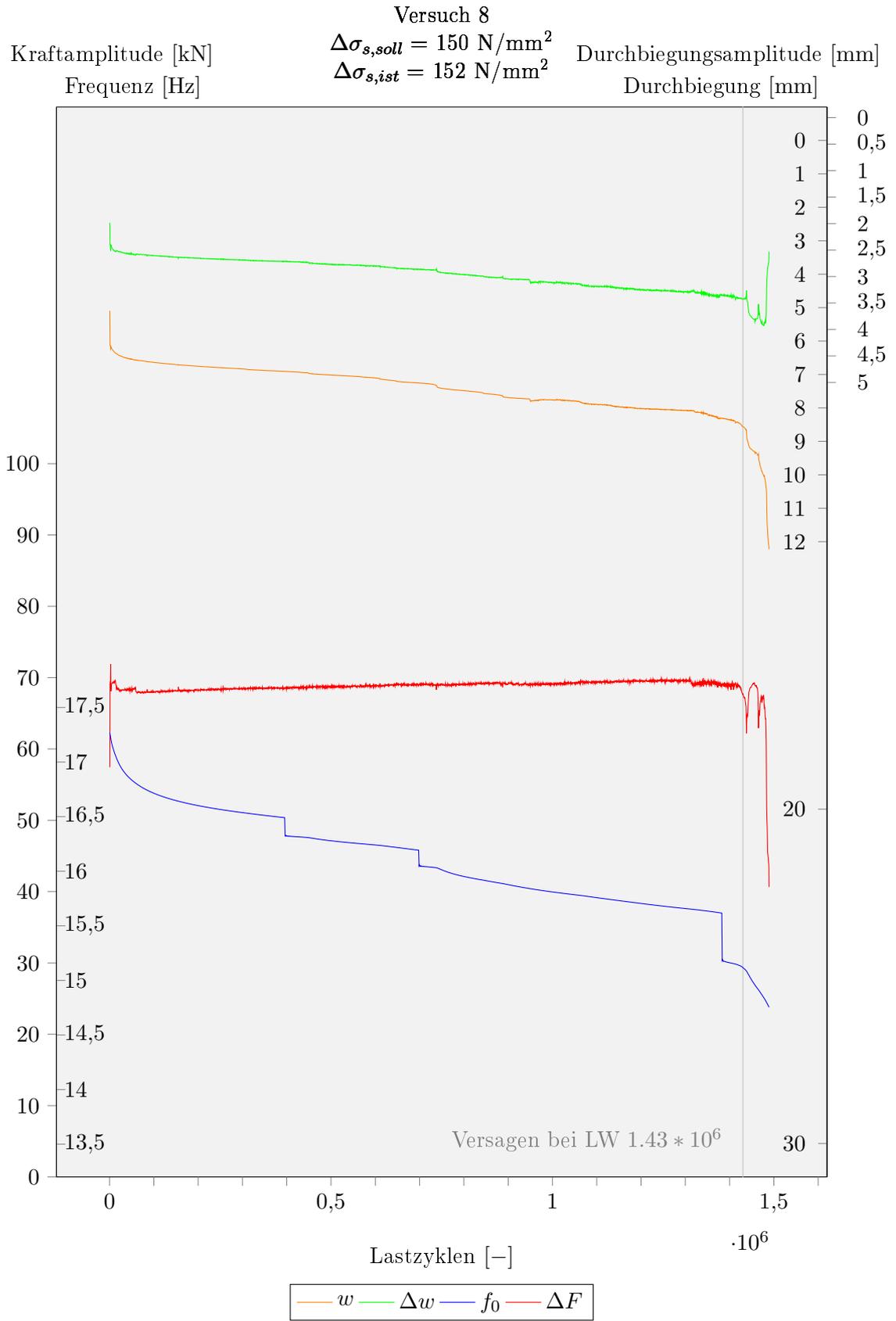


Abbildung B.8.1.: Messwerte aus Versuch 8

Die Risse aus Versuch 8 sind in Abbildung B.8.2 dargestellt. Risse aufgrund Vorbelastung stellten sich im Bereich zwischen -70 cm und $+60$ cm ein. Die meisten waren unverzweigte Biegerisse, lediglich zwischen -30 cm und $+20$ cm traten eine kleine Verzweigung, eine Verzweigung in die Verbundfuge, und zwei knapp nebeneinander verlaufende, fast parallele Risse auf. Nach dynamischer Belastung wurden Risse im Bereich von -90 cm bis $+80$ cm festgestellt. Die Versagensstelle beginnt an der Rückseite bei $+40$ cm, setzt sich über die Verbundfuge fort und mündet in den vorhandenen Riss bei $+20$ cm ein. An der Unterseite entstanden einige Verzweigungsrisse im Bereich zwischen $+20$ cm und $+40$ cm auf, in dem sich auch der Versagensriss bewegt und über die Vorderseite bei $+20$ cm weiter fortsetzt.

Aufgrund des schräg verlaufenden Versagensrisses wurde der Versuchskörper von der Unterseite her aufgestemmt und die Bewehrung freigelegt. Dabei wurden einige offene Heftstellen und Ermüdungsbrüche festgestellt), wobei alle Brüche unmittelbar an der Querbewehrung erfolgten. Abbildung B.8.3 zeigt die Ermüdungsbruchstellen der freigelegten Bewehrung und stellt eine Lokalisierung zum Versuchskörper her. Zu erkennen ist auch der Versagensriss dieses Körpers, wobei sich hier nun der nicht geradlinige Verlauf an der Unterseite erklären lässt. Anhand der Bruchstellen ist zu erkennen, dass sich 10 der 14 Brüche an Stellen mit Heftschweißung befinden.

Anhand der Positionen und der Fotos der Bruchstellen (siehe Abbildung B.8.4) ist zu erkennen, dass die Heftschweißung eine wesentliche Kerbe darstellt.



Abbildung B.8.4.: Ermüdungsbruch an einem Bewehrungsstab mit Heftschweißung bei Versuchskörper 8

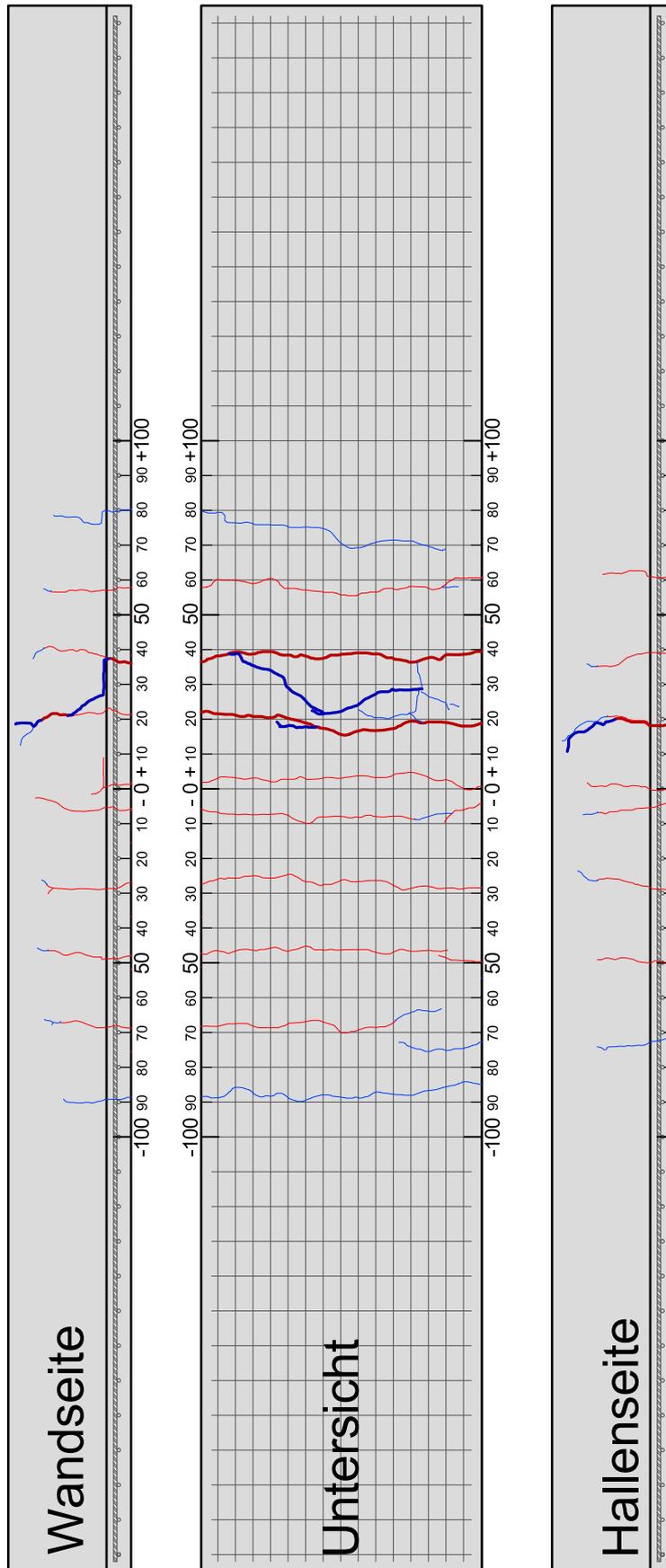


Abbildung B.8.2.: Versuchskörper 8 - Risse nach beendetem Versuch

VERSUCH NR. 8

- gehefteter Punkt noch vorhanden
- gehefteter Punkt hat sich gelöst

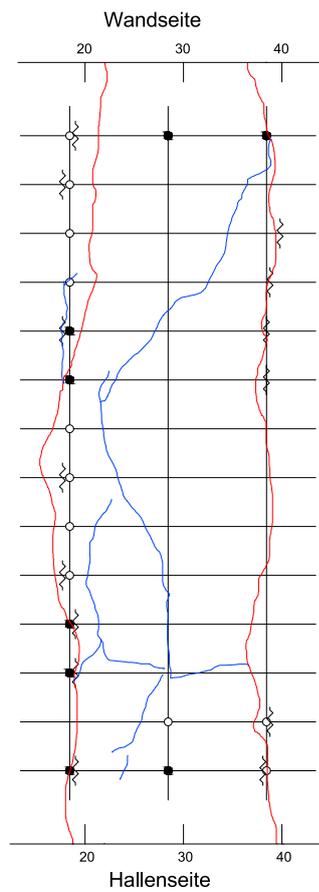


Abbildung B.8.3.: Ermüdungsbruchstellen der ausgestemten Bewehrung des Versuchskörpers 8 mit möglicher Positionierung der Versagensrisse