

Doctoral Thesis

A new construction method for building bridge deck slabs with partial depth precast elements and concrete layers

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Doctor of Science in Civil Engineering
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Dissertation

Ein neues Verfahren zur Herstellung von Brückenfahrbahnplatten aus Fertigteileplatten mit Aufbetonschichten

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaften
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. **Kerstin Gaßner**, BSc
Matr.Nr.: 01027471

- Gutachter: o.Univ.Prof. Dr.-Ing. **Johann Kollegger**
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/E212-2, 1040 Wien, Österreich
- Gutachter: Prof. Dr. **Walter Kaufmann**
Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Stefano-Frascini-Platz 5, 8093 Zürich, Schweiz
- Gutachter: Univ.Prof. Dr.techn. **Gerald Goger**
Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement - Baubetrieb und Bauverfahrenstechnik
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/E234-01, 1040 Wien, Österreich

Wien, im November 2020



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Dissertation ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
The approved original version of this doctoral thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand im Anschluss an die Bearbeitung eines VÖB-FFG- Forschungsprojektes im Zuge meiner Anstellung am Institut für Tragkonstruktionen an der TU Wien. Dem Verein der Österreichischen Beton- und Fertigteilwerke gilt ein besonderer Dank für die Initiierung dieses Projekts. Neben den im Verein mitwirkenden Mitgliedsbetrieben, gilt ein Danke den beim Forschungsprojekt beteiligten öffentlichen Auftraggebern ASFINAG und ÖBB. Hier sollen die beim Projekt beteiligten Experten besonders erwähnt werden, vor denen in mehreren Workshops der Projektfortschritt präsentiert und die Themen in bereichernden Diskussionen besprochen wurden. Durch die Beteiligung der Firma Doka im dritten Forschungsjahr des Projekts, konnte eine neuartige Symbiose zwischen der Fertigteilindustrie und einer Schalungsfirma erzeugt und in einem firmeninternen Projekt der für das Bauverfahren wichtige Versetzwagen entwickelt werden. Die Zusammenarbeit mit der Firma Doka stellte sich für mich als äußerst lehrreich heraus, weshalb ich mich bei den beteiligten Personen besonders für deren Mühe und Einsatz bedanken möchte. Aber auch die Kooperation mit dem Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement der TU Wien hat die Entwicklung des neuen Bauverfahrens bereichert und vorangetrieben. Dabei soll Herrn Univ.Prof. Dr.techn. Gerald Goger und seinem Diplomanden und späteren Projektmitarbeiter DI Christoph Vorlen für die gute Zusammenarbeit sowie Herrn DI Steger für die fachlich kompetente Unterstützung in baupraktischen Belangen gedankt sein.

Ein außerordentlicher Dank gilt o.Univ.Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, der mir die Möglichkeit zur Ausarbeitung dieser Forschungsarbeit gegeben und immer zweifellos an einen erfolgreichen Abschluss meiner Dissertation geglaubt hat. Für seine offene Bürotür, durch die man jederzeit mit Fragen oder Anliegen schreiten kann, bedanke ich mich genauso, wie für seine aufgeschlossene und wertschätzende Art. Die Zusammenarbeit mit ihm hat mich sowohl fachlich als auch persönlich bereichert.

Auf Grund seiner langjährigen Erfahrungen im Brückenbau und im Betonbau freue ich mich über das Interesse an meiner Dissertation und bedanke mich für die Übernahmen des Koreferats bei Prof. Dr. Walter Kaufmann von der ETH Zürich. Bei der Bearbeitung des Forschungsprojekts durfte ich mich mit einem sehr praxisnahen Thema beschäftigen, weshalb ich mich für die Begutachtung meiner Arbeit bei Herrn Univ.Prof. Dr.techn. Gerald Goger bedanken möchte.

Während der Durchführung von mehr als 80 Versuchen zeigten sich mir meine körperlichen Grenzen auf. Für die Hilfe bei den experimentellen Untersuchungen, sei es bei der Betonage der Versuchskörper oder dem nachträglichen Aufstemmen der solchen, was zu einem großen Teil in Gars am Kamp bei der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG stattgefunden hat, bedanke ich mich einerseits bei den Angestellten der Firma, allen voran beim Werksleiter Herrn Ing. Pfannhauser, aber andererseits bei meinen Arbeitskollegen und meinen Diplomanden. Aber nicht nur im Außendienst waren mir meine Kollegen behilflich, wie dies auf diversen Fotos im Anhang dieser Arbeit festgehalten wurde. Auch im institutseigenen Labor bekam ich immer wieder Unterstützung. Hier waren es die Labormitarbeiter, wie Herr Dr.techn. Wolfgang Träger, der beispielsweise nicht nur tagsüber die Dauerschwingversuche über sein Handy oder seinen Laptop überwachte, oder auch Herr DI Herbert Pardatscher und Herr Hannes Fleischhacker, die mir geistig und körperlich zur Seite standen.

Meinen Kollegen am Institut sei nicht nur für die körperliche Hilfe im Labor gedankt. Durch die fachlichen Gespräche mit euch, wurde diese Arbeit ein Stück weit aufgebessert. Danke an Hannes, Stephan und Georg für eure offenen Ohren, die nicht nur fachliche Themen aufgenommen haben.

Besonders bedanken möchte ich bei meinen Eltern, sowie bei meinen Brüdern, deren Frauen und meinen zwei Nichten, die immer an ihre Tochter, Schwester, Schwägerin beziehungsweise Tante geglaubt und mich dadurch unterstützt haben. Aber neben der Arbeit und dem Nachdenken über das Forschungsprojekt darf ein Ausgleich nicht fehlen. Für das Schaffen von freien Gedanken und für die lustigen gemeinsamen Stunden bedanke ich mich bei meinen MusikkollegInnen des Musikvereins Gföhl sowie bei meinen langjährigen Gföhler FreundInnen. Obwohl der Kontakt auf Grund der zum Teil weiten geografischen Distanz mittlerweile etwas abgeschwächt ist, danke ich meinen ehemaligen Studienkollegen für deren immerzu positiven Zuspruch und für die, wenn auch weniger werdenden, gemeinsamen Stunden. Dankbar bin ich aber vor allem dem Menschen, mit dem ich nun schon ein Stück des Weges gemeinsam gehen durfte. Ich danke dir für die vielen fachlichen Diskussionen, das kritische Korrekturlesen meiner Arbeit, die unzähligen Stunden an handwerklicher Unterstützung und für dein immer offenes Ohr.

Kurzfassung

Aus Sicht der Betreiber von Hoch- und Infrastrukturbauten soll die Bauzeit eines Objekts so kurz als möglich gehalten werden. Dies hat neben politisch motivierten Gründen auch die Motivation des Wegfallens von Straßensperren oder etwaigen Belästigungen von Anrainern. Aber auch die mit der Eröffnung einhergehenden Einnahmen durch das Betreiben des Objekts sprechen dafür, die Bauzeiten kurz zu halten. Zur Minimierung der Herstellzeit von Stahlbetonfahrbahnplatten für Brücken, wurde am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien ein neues Bauverfahren entwickelt. Dieses neuartige Verfahren kann als Alternative zur bekannten Herstellungsmethode mit einem Verbundschalwagen angesehen werden. Bei der neu entwickelten Baumethode kommen dünnwandige Halbfertigteilelemente zum Einsatz, die entweder in einem Fertigteilwerk oder auf einer mobilen Fertigungsstätte am Bauort produziert werden. Die Fertigteilplatten haben, neben dem Nutzen als verlorene Schalung, die untere statisch erforderliche Bewehrung in Brückenquerrichtung bereits eingebaut. Nachdem die Brückenlängsträger montiert wurden, kann ein für das Bauverfahren benötigter Montageplatz hinter dem Brückenwiderlager errichtet werden. Dort werden die Fertigteillemente eines Bauabschnittes lagerichtig positioniert und durch das Verlegen der unteren Bewehrung in Brückenlängsrichtung und dem Einbau einer ersten Aufbetonschicht miteinander verbunden. Solch ein Bauabschnitt wird mit Hilfe eines Versetzwagens zum Einbauort auf der Brücke transportiert. Dieser Wagen wird in einer erhöhten Position bewegt, um bereits hergestellte Bauabschnitte passieren zu können. Auf, am Brückenlängsträger montierten, Auflagerkonstruktionen wird der Versetzwagen zum Einbauort bewegt und dort hydraulisch abgesenkt. Die für den Bauabschnitt der Fahrbahnplatte erforderliche Bewehrung wurde mittransportiert, sodass diese nur mehr lagerichtig positioniert werden muss. Nachdem der nun montierte Bauabschnitt mit einer zweiten Aufbetonschicht auf die tatsächlich erforderliche Dicke ergänzt und damit mit dem vorherigen Bauabschnitt verbunden worden ist, bleibt der Versetzwagen so lange am Einbauort, bis der Frischbeton eine ausreichende Festigkeit aufweist. Danach werden die Abhängungen, die die Betonbauteile mit dem Wagen verbunden haben, gelöst und dieser wird zum Montageplatz bewegt, um dort den bereits vorbereiteten nächsten Bauabschnitt abzuholen. Die für die Herstellung der Fahrbahnplatte zu erledigenden Arbeiten werden somit auf verschiedene Orte aufgeteilt. Die Fertigteillemente werden abseits der Baustelle produziert und vor Ort wird sowohl am Montageplatz als auch am Einbauort zeitgleich gearbeitet. Dadurch wird es möglich zwei Bauabschnitte der Fahrbahnplatte pro Woche herzustellen, was zu einer Reduktion von Bauzeit und Herstellungskosten führt.

In der vorliegenden Arbeit werden statisch-konstruktive Detailfragen betreffend der Ausbildung der Betonbauteile, die im Zusammenhang mit der neuen Bauweise auftreten, bearbeitet. Der Einsatz von Halbfertigteilelementen bringt durch deren Produktion im Werk eine hohe Qualität sowohl hinsichtlich der zu erwartenden Oberfläche als auch der Toleranzen mit sich. Obwohl sich die spätere Fahrbahnplatte aus einzelnen Fertigteillementen zusammensetzt, entsteht durch eine sorgfältige Ausarbeitung einer geeigneten Fugenausbildung eine dauerhafte Konstruktion. Durch das Zusammenwirken von Fertigteilen mit einer Ortbetonerfüllung entstehen monolithische Tragwerke. Die in den Halbfertigteilelementen üblicherweise verlegte heftgeschweißte Bewehrung weist im Vergleich zu ungeschweißter Bewehrung eine geringere Ermüdungsfestigkeit auf. Die durchgeführten Ermüdungsversuche an zwei unterschiedlichen Versuchstypen, einerseits an freien Stäben unter einer axialen Zugbeanspruchung und andererseits an auf Biegung beanspruchten Plattenelementen mit einbetonierter Bewehrung, werden in der vorliegenden Arbeit vorgestellt. Außerdem wurden Konstruktionsdetails zur Einleitung von Verankerungskräften in die

dünnwandigen Fertigteilelemente entworfen und sowohl experimentell als auch numerisch untersucht. Neben diesen Forschungsfragen, die die Fertigteile betreffen, wurde der für die Anwendung des Bauverfahrens notwendige Versetzwagen in einer Kooperation mit der Schalungsfirma *Doka GmbH* entwickelt. Die baubetriebliche Umsetzung eines Beispielprojekts wurde an der TU Wien in Zusammenarbeit mit dem Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement - Forschungsbereich für Baubetrieb und Bauwirtschaft durch die Erstellung eines Bauzeitplanes und einer Kostenkalkulation wissenschaftlich untersucht. Dabei konnte die beschriebene Zeitersparnis und das Einsparungspotenzial in den Errichtungskosten anschaulich gezeigt werden.

Abstract

Operators of buildings and infrastructure projects want the construction time of their projects to be as short as possible. In addition to all financially and politically motivated reasons, also the effects on road traffic and neighbours as well as future earnings from the finished object are further incentives for a fast construction. In order to accelerate the production of concrete deck slabs of bridges, a new construction method was invented at the Institute of Structural Engineering at TU Wien. This new building technique can be seen as an alternative to the existing building method with a composite forming carriage. Crucial elements of the new method are partial depth precast elements which can be produced in off-site or on-site precast plants. Besides acting as a permanent formwork, the elements are produced with already integrated statically required lower reinforcement in transverse direction of the bridge. After the installation of the bridge girders on site, an assembly area next to the abutment, which is required for all further construction steps, has to be provided. There, all precast elements of one section are assembled and reinforced in longitudinal bridge direction before being connected by casting of a first concrete layer. The transport of the assembled sections to the installation site is carried out by the means of an installation carriage. This carriage moves in an elevated position in order to drive over already manufactured sections. The carriage moves on supports mounted on top of the bridge main girders until reaching the desired location and before hydraulically lowering the sections. The remaining reinforcement is transported together with the sections and is installed at the final position of the segments. After the application of the second concrete layer to achieve the total width of the deck slab and connect the new section with the already existing sections on the bridge, the installation carriage dwells at the installation site until the young concrete reaches sufficient strength. Then the suspensions, which connect the concrete elements and the carriage, are released and the installation carriage moves to the assembly area to pick up the next, already prepared section. The workload of the production of the deck slab of the bridge is therefore divided among different places. The precast elements are produced off-site, and the tasks on-site can be conducted simultaneously at the assembly area and the installation site resulting in the ability of producing two sections of the deck slab within one week and therefore reducing the construction time and costs.

Within this thesis the answers to detailed questions concerning the design of the concrete elements which arose in connection with the new building technique are given. Using partial depth precast elements produced in prefabricating plants implicates a high quality of the concrete surface as well as precise geometry. Although the deck slab is made out of individual precast elements, a durable structure is created through a careful joint construction. A monolithic deck slab is built due to the interaction of the precast elements with the in-situ concrete layers. Spot-welded reinforcement which is usually installed in the partial depth precast elements has a reduced fatigue resistance compared to unwelded bars. This problematic was looked into using two different types of fatigue testing, one being axial loading in air and the other bending of reinforced concrete beams. Construction details for the introduction of anchoring forces into the thin-walled precast elements were designed and subsequently examined experimentally and numerically. In addition to the question relating to the concrete elements, the installation carriage was developed in cooperation with the formwork company *Doka GmbH*. To learn more about the construction operation, a sample project was analysed in collaboration with the Institute of Interdisciplinary Construction Process Management at TU Wien by creating a construction schedule as well as a cost calculation. The described time savings and the potential cost savings could be clearly shown within this work.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Dissertation ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
The approved original version of this doctoral thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	12
1.1	Problemstellung	12
1.2	Zielsetzung	13
1.3	Methodik	14
1.4	Abgrenzung	16
2	Grundlegende Entwicklungen in der Herstellung von Brückenfahrbahnplatten	17
2.1	Brückenarten	17
2.2	Ausführungsvarianten von Brückenfahrbahnplatten aus Beton	18
2.2.1	Ortbeton	18
2.2.2	Fertigteile	18
2.3	Methoden zur Herstellung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton	22
2.3.1	Ortsfeste Schalung	22
2.3.2	Schalwagen	22
2.3.3	Einschubverfahren	23
2.3.4	Montage von Fertigteilen	24
3	Neues Bauverfahren zur Herstellung von Fahrbahnplatten aus Fertigteilplatten mit Aufbetonschichten	25
3.1	Der Bauablauf	25
3.1.1	Vorbereitende Maßnahmen	25
3.1.2	Herstellung des Bauabschnittes (N+1)	26
3.1.3	Bemessungssituationen	28
3.2	Einsatzmöglichkeiten	28
4	Heftgeschweißte Bewehrung in Fertigteilen	30
4.1	Grundlagen	30
4.1.1	Historischer Rückblick zum Thema Materialermüdung	30
4.1.2	Das Phänomen der Materialermüdung bei Stahlbetonbauteilen	32
4.1.3	Elektrisches Widerstandspunktschweißen	33
4.1.4	Normative Regelungen	34
4.1.5	Ermüdungsversuche an Betonstahl	37
4.1.6	Einflüsse auf die Materialermüdung von Betonstahl	39
4.2	Ermüdungsversuche an auf Zug beanspruchten Stäben	41
4.2.1	Versuchsdurchführung	41
4.2.2	Versuchsergebnisse	42
4.2.3	Interpretation	44
4.3	Ermüdungsversuche an biegebeanspruchten Plattenelementen mit einbetonierten, punktgeschweißten Bewehrungsstäben	46
4.3.1	Versuchsdurchführung	46
4.3.2	Versuchsergebnisse und Interpretation	47

4.4	Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und Normenwerte	51
4.4.1	Vergleich der Ergebnisse der Ermüdungsversuche mit der Wöhlerlinie gemäß ÖNORM B 1992-1-1 (2018)	51
4.4.2	Vergleich der Normwerte	52
5	Fugen	53
5.1	Fugenarten und Ausbildungsformen	53
5.2	Verbundfläche zwischen unterschiedlich alten Betonen	54
5.2.1	Grundlagen	55
5.2.2	Versuche an unbewehrten Schubfugen	61
5.3	Fugen zwischen den Fertigteilen und bei Bauabschnittsfugen	64
5.3.1	Ausbildungsform der Quersfugen	64
5.3.2	Ausbildungsform der Bauabschnittsfugen	66
5.3.3	Schnittgrößenberechnung während den Bauzuständen unter Berücksichtigung der Quersfugen	67
5.3.4	Ermüdungsversuche	67
5.3.5	Haftzugfestigkeitsversuche	70
6	Abhängungen	72
6.1	Schräge Abhängungen (Ankerblöcke)	72
6.1.1	Leiterbewehrung	72
6.1.2	Versuchsdurchführung und Ergebnisse	73
6.2	Vertikale Abhängungen	77
6.2.1	Versuchsdurchführung	77
6.2.2	Versuchsergebnisse und Interpretation	79
7	Der Versetzwagen	83
7.1	Aufbau des Wagens	83
7.2	Hydraulischer Hebe- und Senkvorgang	84
7.3	Einfluss der Wagensteifigkeit auf die Berechnung der Kräfte in den Abhängungen	85
8	Anwendung des neuen Bauverfahrens bei einer Spannbetonbrücke	89
8.1	Projektbeschreibung	89
8.1.1	Ausgeschriebenes Brückenobjekt	89
8.1.2	Alternativlösung für die Herstellung der Fahrbahnplatte	90
8.2	Bauablauf	93
8.2.1	Arbeitsplattform	93
8.2.2	Montageplatz	94
8.2.3	Einbauort	95
8.2.4	Abschalung der Längsfuge	96
8.2.5	Einleitung der Ankerkräfte	97
8.2.6	Aushärtezeit	99
8.3	Bauzeitplan	101
8.3.1	Vorlaufende Tätigkeiten	102
8.3.2	Bauzeitplan: Takt	102
8.3.3	Fahrzeit des Wagens	104
8.3.4	Bauzeitplan: kurze Woche	105
8.3.5	Bauzeitplan: kurze und lange Woche	106

8.4	Vergleichskalkulation	106
8.4.1	Kalkulation der Brückenfahrbahnplatte	106
8.4.2	Fallstudie	109
9	Zusammenfassung	111
A	Anhang - heftgeschweißte Bewehrung	123
A.1	Ermüdungsversuche an auf Zug beanspruchten Stäben	123
A.1.1	Versuchsergebnisse der Ermüdungsversuche	123
A.1.2	Versuchsergebnisse der statischen Zugversuche	124
A.2	Ermüdungsversuche Plattenelemente	125
A.2.1	Bezeichnung der Versuchskörper	125
A.2.2	Herstellung und Materialparameter	127
A.2.3	Messergebnisse	128
A.2.4	Rissbilder	133
B	Anhang - Fugen	138
B.1	Vergleich der Bemessungsmodelle	138
B.2	Verbundfläche zwischen unterschiedlich alten Betonen	140
B.2.1	Versuchskörper und Materialkennwerte	140
B.2.2	Versuchsaufbau	140
B.2.3	Versuchsergebnisse und Nachrechnung	142
B.3	Fugen zwischen Fertigteilen und bei Bauabschnittsfugen	143
B.3.1	Ermüdungsversuche	143
B.3.2	Haftzugfestigkeitsversuche	157
C	Anhang - Abhängungen	158
C.1	Schräge Abhängungen (Ankerblöcke)	158
C.1.1	Versuchsaufbau	158
C.1.2	Versuchsergebnisse: Referenzkörper	158
C.1.3	Versuchsergebnisse: Skalierung der Verbundfläche	159
C.1.4	Versuchsergebnisse: Skalierung des Körpers	159
C.2	Vertikale Abhängungen	159
C.2.1	Bezeichnung der Versuchskörper und Materialkennwerte	159
C.2.2	Versuchsdurchführung und Versagensbilder	161
C.2.3	Nachrechnung Durchstanzen	162
D	Anhang - Anwendungsbeispiel	164
D.1	Bauablauf	164
D.1.1	Abschalung der Längsfuge	164
D.1.2	Einleitung der Ankerkräfte	164
D.1.3	Aushärtezeit	166

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Bei der Errichtung von Bauwerken, sei es sowohl im Hoch- als auch im Infrastrukturbau, hat die Bauzeit einen entscheidenden Einfluss auf die Wirtschaftlichkeit. Die Bauzeit für die Errichtung von Brückentragwerken besteht im Wesentlichen einerseits aus den Zeiten für die Errichtung der Fundierung sowie der Widerlager und Pfeiler und andererseits aus der benötigten Zeit für die Herstellung des Brückenüberbaus samt Ausrüstung. Dabei hat die Errichtung der Fahrbahnplatte einen wesentlichen Zeitanteil an der gesamten Bauzeit des Überbaus. Zur Erlangung einer möglichst kurzen Bauzeit und damit zur Reduktion von Herstellungskosten ist eine Optimierung aller Arbeitsabläufe von großer Bedeutung. In Schweden wurde von der nationalen Straßenbauverwaltung das finanzielle Einsparungspotenzial ermittelt, wenn Straßenteilnehmer eine geringere Fahrzeit zurück legen müssen, um deren Ziel zu erreichen. Auf Basis eines hypothetischen Verkehrsaufkommens von 10 % LKW, 18 % PKW (Berufsverkehr) und 72 % PKW (Privatverkehr) wurde im Jahr 1989 die finanzielle Einsparung mit 10 €/Stunde ermittelt [Collin und B. Johansson 1999]. Die Auswahl einer wirtschaftlichen Baumethode hängt somit nicht primär nur vom Materialbedarf ab. Werden Baumethoden zur Errichtung von Brückenobjekten eingesetzt, mit denen die Bauzeit reduziert werden kann, so ergeben sich ebenfalls finanzielle Einsparungen, deren Betrachtung in die Bewertung der Wirtschaftlichkeit einfließen sollten. Diese kommen einerseits direkt aus der Errichtung des Objekts, wenn dadurch Fahrziele in kürzerer Zeit erreicht werden können, aber andererseits auch indirekt aus der Errichtung, wenn Straßensperren während des Baus von begrenzter Dauer sind und somit Staupotenziale minimiert werden können.

Je nach eingesetztem Baustoff für die Ausbildung der Brückenlängsträger kommen verschiedene Ausführungsformen von Brückenfahrbahnplatten zum Einsatz, welche in Kapitel 2 dargestellt werden. Vor allem auf die Varianten bei der Ausführung von Betonfahrbahnplatten wird näher eingegangen und unterschiedliche Herstellungsverfahren werden erläutert. Ein kurzer Überblick über gängige Herstellungsmethoden von Fahrbahnplatten für Stahl-Beton-Verbundbrücken soll hier allerdings einleitend vorweg gegeben werden.

Bei der Herstellung von Betonfahrbahnplatten kann zwischen dem Einsatz von Ortbeton oder Fertigteilen unterschieden werden. Für die Einbringung von Ortbeton ist immer eine Schalung erforderlich. Diese kann ortsfest oder verschiebbar sein. Ortsfeste Schalungen bieten den Vorteil, dass lange Bauabschnitte in einem Stück betoniert werden können. Ein wirtschaftlicher Einsatz ist laut Stritzke et al. (2010) insbesondere bei Brücken gegeben, bei denen die Fahrbahnplatte in einem Stück betoniert werden kann. Vor allem die Aushärtungs- und Umsetzzeiten wirken sich nachteilig auf die Bauzeit aus. Daher wurden Systeme entwickelt, bei denen die Schalungselemente in Form von größeren, zusammenhängenden Elementen versetzt werden können [z.B. Doka (2020)]. Ein weiteres, häufig eingesetztes System für die Herstellung der Fahrbahnplatte bei langen Brücken stellt der sogenannte Verbundschalwagen, ein Schalungssystem mit einer verschiebbaren Schalung, dar. Es kommt hierbei ein Wagen zum Einsatz, der sowohl die Schalung als auch seitliche Arbeitsbühnen in Brückenlängsrichtung über Schwerlastrollen bewegt. Die Errichtungsgeschwindigkeit wird vor allem durch die Aushärtungszeit des Betons und die Dauer für das Umsetzen des Wagens von einem Bauabschnitt zum nächsten sowie die Zeit für notwendige Vorbereitungsmaßnahmen bestimmt. Laut Dauner (2002) stellt bei Stahl-Beton-Verbundbrücken die Spannweite von 60 m eine

kritische Grenze dar. Bis zu dieser ist für die Herstellung der Fahrbahnplatte mit dem Verbundschalwagen die rund doppelte Zeit als für das Einbringen der Stahlträger erforderlich. Üblicherweise wird bei der Anwendung eines derartigen Wagens die Errichtungsgeschwindigkeit von einem Bauabschnitt pro Woche erzielt. Kommen Fertigteilelemente für den Bau der Fahrbahnplatte zum Einsatz, so kann die Bauzeit verkürzt werden. Unterschiedliche Systeme von Fertigteilen sind am Markt erhältlich. Eine übliche Montageart für Fertigteile stellt die Kranmontage dar, die aber nicht bei allen örtlichen Gegebenheiten optimal eingesetzt werden kann.

Zur Optimierung der Bauzeit bei der Herstellung von Brückenfahrbahnplatten entstand am Institut für Tragkonstruktionen an der TU Wien die Idee zu einem neuen Bauverfahren [Kollegger 2016b], welches im Zuge eines VÖB-FFG-Forschungsprojekts entwickelt wurde. Mit diesem neuen Verfahren wird es möglich, dass zwei Bauabschnitte der Fahrbahnplatte pro Woche hergestellt werden können. Diese Reduktion der Bauzeit führt auch zu einer Reduktion der Baukosten bei einer gleichzeitig hohen Ausführungsqualität, die durch den Einsatz von Halbfertigteilenelementen mit Aufbetonschichten gewährleistet wird.

1.2 Zielsetzung

Bei der Herstellung von Brückenfahrbahnplatten mit dem neuen Bauverfahren kommen plattenförmige Halbfertigteilenelemente zum Einsatz. Diese werden mit einem Versetzwagen zum Einbauort auf den Brückenlängsträgern transportiert. Ein derartiger Wagen besteht aus einem Gerüst aus Stahlträgern, welches in Brückenlängsrichtung verschiebbar ist. Schematisch ist solch ein Versetzwagen in Abbildung 1.1 in einer Längsansicht dargestellt. Dieser Wagen stellt einen der zwei wesentlichen Bestandteile des neuen Bauverfahrens dar. Der zweite wesentliche Bestandteil ist der optimierte Bauablauf auf der Baustelle. Im Widerlagerbereich wird gemäß Abbildung 1.1a ein Montageplatz errichtet, wo die Halbfertigteilplatten für einen Bauabschnitt verlegt werden. Nach den notwendigen Vorbereitungsmaßnahmen sowie dem Verbinden der einzelnen Plattenelemente zu einem Bauabschnitt kann der Versetzwagen solch einen Abschnitt zum Einbauort transportieren, was in Abbildung 1.1b zu sehen ist. Dort werden die Platten eines Bauabschnittes lage- und höhenmäßig richtig positioniert und für die Betonage einer Aufbetonschicht vorbereitet. Nach dem Erhärten des Aufbetons fährt der Versetzwagen zurück zum Montageplatz, um einen dort vorbereiteten weiteren Bauabschnitt zu holen. Für diese Baumethode wurde sowohl das österreichische [Kollegger 2016b] als auch das europäische Patent [Kollegger und Fuchs 2019] erteilt, was die Neuheit des Bauverfahrens zeigt.

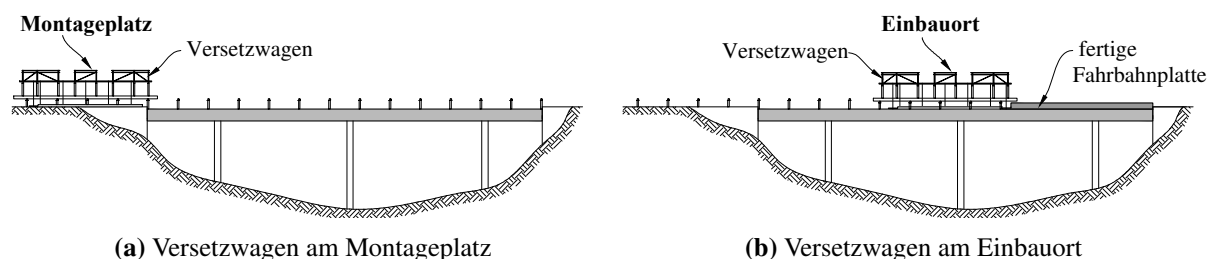


Abb. 1.1: Idee des neuen Bauverfahrens

Mit der neuen Baumethode kann die Bauzeit vor Ort beschleunigt werden. In Kapitel 8.3 soll anhand eines ausgearbeiteten Bauzeitplanes gezeigt werden, dass zwei Bauabschnitte der Fahrbahnplatte pro Woche hergestellt werden können. Eine Reduktion der Bauzeit ist für öffentliche Auftraggeber ein wichtiger Punkt in der Öffentlichkeitsarbeit. Für Brücken über Gleisanlagen ist die Bauzeitreduktion von besonderem Vorteil, da die Zeiten für Gleissperren reduziert werden können. Die Beschleunigung durch Anwendung des neuen Bauverfahrens ist auf die Möglichkeit des gleichzeitigen Arbeitens an zwei Orten auf der Baustelle,

einerseits dem Montageplatz und andererseits dem Einbauort, zurückzuführen. Außerdem fallen einige Arbeiten auf der Baustelle weg, da beispielsweise ein Teil der Bewehrung bereits in den Halbfertigteilen verlegt wird. Die Fertigteile werden, unabhängig vom Baufortschritt, im Vorlauf produziert und zeitgerecht auf die Baustelle geliefert. Durch die Produktion in Hallen kann dies auch in den Wintermonaten erfolgen. Neben der vom Baufortschritt unabhängigen Produktion werden durch die Überwachung der Betonqualität im Fertigteilwerk hochwertige Produkte hergestellt. Der Beton der Fertigteilenelemente dient als schützende Hülle für die eingebaute Bewehrung. Die für die Brückenausrüstung notwendigen Einbauteile können im Fertigteilwerk mit geringen Toleranzen eingebaut werden.

Das erklärte Ziel ist die Entwicklung des vorgestellten Bauverfahrens ausgehend von der Idee hin zur Marktreife. Dabei auftretende Fragestellungen betreffend der Konstruktion der Fertigteilenelemente für die Anwendung als Fahrbahnplatte sollen dabei untersucht werden. Dazu werden einerseits der Bauablauf und die damit verbundene Herstellung der Fahrbahnplatte aus unterschiedlich alten Betonen untersucht und andererseits Möglichkeiten für den Transport der Elemente mit dem Versetzwagen entwickelt. Neben statisch-konstruktiven Lösungen wird auch auf die Entwicklung eines wirtschaftlichen Bauverfahrens geachtet. Die Vorgangsweise der Entwicklungen wird nachstehend beschrieben.

1.3 Methodik

Der Entwicklungsprozess des neuen Bauverfahrens ist in der folgenden Abbildung 1.2 zusammengefasst. Im Wesentlichen kann zwischen zwei Themenkomplexen unterschieden werden, die einerseits mit der Konstruktion der Fahrbahnplatte und andererseits mit der Entwicklung des Wagens in Verbindung stehen.

Im Zuge der Produktion von Halbfertigteilelementen wird in der Regel heftgeschweißte Bewehrung eingesetzt. Diese weist im Vergleich zu ungeschweißten Stäben einen geringeren Ermüdungswiderstand auf. Mit einer Reihe an Versuchen an heftgeschweißten Bewehrungsstäben wird der Mittelwert der Langzeitfestigkeit von punktgeschweißten Bewehrungsstäben mittels zentrischer Ermüdungszugversuche ermittelt. Des Weiteren wird der Einsatz von in Plattenelementen einbetonierter heftgeschweißter Bewehrung auf Ermüdung getestet. Diese Elemente bilden Ausschnitte einer realen Fahrbahnplatte ab. Neben der Beschreibung des Herstellungsverfahrens von heftgeschweißten Verbindungen sowie den normativen Regeln und Grundlagen zum Thema der Materialermüdung werden die durchgeführten Versuche in Kapitel 4 beschrieben.

Der Einsatz von Fertigteilenelementen generell und von Halbfertigteilelementen hier im Speziellen bringt immer ein Bauwerk mit Fugen mit sich. Verschiedene Fugenarten treten bei Anwendung des neuen Bauverfahrens auf, welche in Kapitel 5 beschrieben werden. Mit Hilfe von Abscherversuchen können Aussagen über die erforderliche Oberflächenrauheit der Verbundfläche zwischen unterschiedlich alten Betonschichten getroffen werden. Anhand von Großversuchen, welche Plattenausschnitte einer Fahrbahnplatte darstellen, soll die praktische Umsetzbarkeit gezeigt werden. Außerdem wird das Verhalten von Fugen zwischen den Fertigteilenelementen und von Bauabschnittsfugen unter Ermüdungsbeanspruchung untersucht.

Die Fertigteilplatten werden mit Zuggliedern mit dem Versetzwagen verbunden. Die Ankerstelle und somit die Einleitung der Verankerungskräfte in dünne Plattenelemente stellt einen neuralgischen Punkt beim Einsatz der neuen Baumethode in der Praxis dar. Eine spezielle Ausbildungsform der Fertigteilenelemente, bei der Ankerblöcke zum Einsatz kommen, in denen schräge Abhängungen verankert werden, wird in Kapitel 6 gezeigt. Die Übertragung von Schubkräften zwischen dem Ankerblock und dem Fertigteilenelement soll experimentell untersucht werden. Der wohl üblichere Fall ist es, das Zugglied in einem

Winkel von 90° zum Fertigteil mit einer Ankerstange zu verankern. Die Ergebnisse der Ausarbeitung von unterschiedlichen Ausbildungsformen solch einer Verankerung werden dargestellt. In Kapitel 6 werden experimentelle und numerische Untersuchungen zu diesen vertikalen Verankerungen beschrieben.

Der Transport eines vorbereiteten Bauabschnittes erfolgt gemäß der Beschreibung in Kapitel 1.2 mit einem Versetzwagen. Die Entwicklung eines derartigen Wagens für einen konkreten Anwendungsfall des neuen Bauverfahrens in Zusammenarbeit mit der Firma *Doka GmbH* wird beschrieben und die Ergebnisse in Kapitel 7 gezeigt.

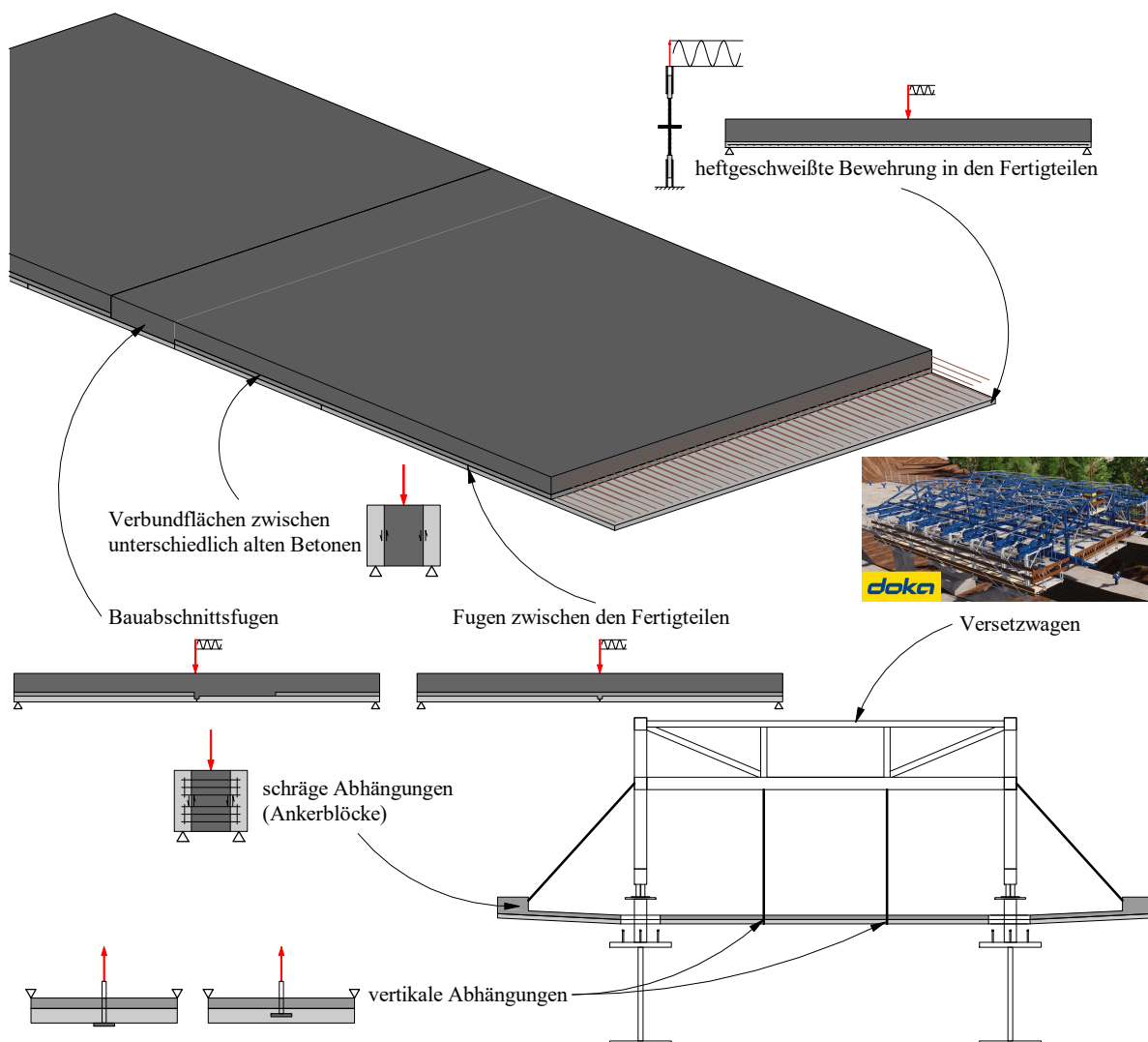


Abb. 1.2: Vorgehensweise bei der Entwicklung des neuen Bauverfahrens

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den experimentellen Versuchen, den numerischen Berechnungen und der Entwicklung des Versetzwagens, wird ein ausgearbeitetes Beispielprojekt vorgestellt. Es handelt sich dabei um eine Spannbetonbrücke, bei der die Herstellung der Fahrbahnplatte mit einem Verbundschalwagen ausgeschrieben wurde. Der anhand dieser Brücke erarbeitete Alternativentwurf wird in Kapitel 8 beschrieben. Aufbauend auf dem statisch-konstruktiven Alternativentwurf wird, unter Einbeziehung der Entwicklungen des Versetzwagens mit der Firma *Doka GmbH*, der Bauablauf dargestellt und dabei auf Detailpunkte eingegangen. Aufbauend auf diesen Vorarbeiten werden die Ergebnisse aus der Zusammen-

arbeit mit dem Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement – Forschungsbereich für Baubetrieb und Bauverfahrenstechnik der TU Wien gezeigt. Dabei wird sowohl der ausgearbeitete Bauzeitplan als auch eine, die Bauverfahren Verbundschalwagen und Versetzwagen, vergleichende Kalkulation erläutert.

1.4 Abgrenzung

Im Rahmen dieser Arbeit liegt der Fokus auf der Entwicklung des neuen Bauverfahrens. Die durchgeführten Versuche dienten dabei vorrangig dazu, die Versuchsergebnisse für die weitere Entwicklung des Verfahrens zu verwenden. Bei den experimentellen Untersuchungen wurden unterschiedliche Einflussparameter variiert. Die Erkenntnisse aus den Versuchen beeinflussten die Entwicklung des Bauverfahrens und dienten dem Vergleich mit numerischen Berechnungen. Zur Ableitung neuer mechanischer Modelle wäre in den einzelnen Versuchsreihen eine umfangreichere Anzahl an Tests notwendig gewesen.

Das neue Bauverfahren kann als Alternative zur etablierten Baumethode zur Herstellung von Fahrbahnplatten mit einem Verbundschalwagen betrachtet werden. Somit ist die Anwendbarkeit bei all jenen Brückenquerschnitten gegeben, bei denen der Einsatz eines derartigen Wagens möglich ist. Im Speziellen soll auf die notwendigen Auflagerkonstruktionen in Brückenlängsrichtung, auf denen der Wagen bewegt wird, hingewiesen werden. Diese Auflagerkonstruktionen können sowohl auf Stahl- als auch auf Betonlängsträgern mit in der Praxis erprobten Ausführungsvarianten montiert werden.

2 Grundlegende Entwicklungen in der Herstellung von Brückenfahrbahnplatten

Die Ausbildungsform der Brückenfahrbahnplatte ist vom jeweiligen Brückenquerschnitt und dem gewählten Baustoff abhängig. Verschiedene Brückenarten werden in Kapitel 2.1 vorgestellt, wobei auf Brücken für den Straßen- und Eisenbahnverkehr näher Bezug genommen wird. Erfolgt die Ausführung der Fahrbahnplatte in Betonbauweise, so kann neben der Betonage vor Ort auch der Einsatz von Fertigteilelementen angedacht werden. Unterschiedliche Ausführungsvarianten werden nachfolgend vorgestellt sowie auf deren Besonderheiten, im Speziellen auf jene bei der Anwendung von Fertigteilen eingegangen. Für die Herstellung von Betonfahrbahnplatten bieten sich unterschiedliche Baumethoden an, wobei jene beschrieben werden, welche für den Infrastrukturbau besonders in Europa relevant sind.

2.1 Brückenarten

Die für die Querschnittsgestaltung von Brücken gängigen Baustoffe sind Beton, Stahl sowie deren kombinierter Einsatz als Stahl-Beton-Verbund oder auch Holz [Aigner et al. 2010]. Während Holzbrücken hauptsächlich für Fußgänger- und Radwegebrücken ihren Einsatzbereich haben, können mit Beton und Stahl auch weitgespannte Tragstrukturen im Infrastrukturbau hergestellt werden. Auf Grund der im Straßen- und Eisenbahnbrückenbau fast ausschließlichen Anwendung wird auf diese Materialien nachfolgend näher eingegangen. Betonbrücken können entweder vor Ort hergestellt oder aus Fertigteilelementen zusammengesetzt werden beziehungsweise bei kurzen Spannweiten aus einem Fertigteilelement bestehen. Neben Plattenbrücken kommen Balken- und Rahmenbrücken sowie auch Bogenbrücken aus Beton zum Einsatz, deren Ausführungsformen von Mehlhorn et al. (2010) beschrieben werden. Balkenbrücken aus Beton bestehen oftmals aus Plattenbalken- oder Kastenquerschnitten. Werden diese Brückenquerschnitte aus Ortbeton hergestellt, so erfolgt die Herstellung der Fahrbahnplatte oftmals in einem gemeinsamen Betonvorgang mit den Längsträgern. Bei Plattenbalkenquerschnitten können auch Fertigteilelemente zum Einsatz kommen, wobei hier entweder eine über die gesamte Brückenbreite durchgehende Ortbetonplatte oder ein verbleibendes Reststück zwischen den Fertigteilträgern auf der Baustelle betoniert wird [Hue 2005].

Stahlbrücken werden ebenfalls als Balken- oder Rahmenbrücken aber auch als Bogenbrücken ausgeführt. Die Querschnitte von Balkenbrücken können als Plattenbalken oder Kasten hergestellt werden. Bei einer reinen Stahlbrücke wird auch die Fahrbahnplatte aus einem Deckblech gefertigt, wobei dieses mit Steifen ausgestattet wird [Aigner et al. 2010].

Kommt eine Kombination der Baustoffe Stahl und Beton zum Einsatz, so spricht man von Stahl-Beton-Verbundbrücken, welche die jeweils vorteilhaften Eigenschaften der beiden Baustoffe vereinen. Die Betonfahrbahn wirkt dabei einerseits in Brückenquerrichtung als Platte, die die einwirkenden Lasten auf die Stahllängsträger weiterleitet und andererseits in Brückenlängsrichtung als Scheibe, die den Obergurt des Brückenquerschnitts bildet und aussteift [Aigner et al. 2010]. Die Bemessung der Fahrbahnplatte erfolgte früher über die Begrenzung der Betonzugspannungen, wie dies von Roik (1985) beschrieben wird. Daher wurde zur Aufnahme der negativen Biegemomente aus der Längs- und Quertragrichtung oftmals in beide Richtungen vorgespannt. Auch die aus dem Schwinden entstehenden Spannungen können mit

Hilfe einer Vorspannung ausgeglichen werden [Virlogeux 1998]. Die eingepprägten Druckspannungen in die Betonplatte bringen allerdings auch Druckspannungen in den Stahlobergurten mit sich, was zum Beulen dieser führen kann und die Vorspannung nur begrenzt vorteilhaft macht [Virlogeux 1998]. Heute werden vorgespannte Fahrbahnplatte bei Stahl-Beton-Verbundbrücken selten ausgeführt, was laut Aigner et al. (2010) auf das Bekanntwerden von Schäden bei Spannbetonbrücken zurückzuführen ist. Von Roik (1985) wird angegeben, dass die Erkenntnisse zur Wirkungsweise von schlaffer Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten und somit zur Vermeidung von Korrosion zum Wegfall von Vorspannung bei Stahl-Beton-Verbundbrücken geführt haben.

2.2 Ausführungsvarianten von Brückenfahrbahnplatten aus Beton

In den nachfolgenden Ausführungen soll im Speziellen auf Stahl-Beton-Verbundbrücken eingegangen werden. Hier hat die Ausführungsart der Fahrbahnplatte eine besonders wirtschaftliche Bedeutung. Denn gemäß Roik (1985) oder auch Dauner (2002) hängt die Wirtschaftlichkeit einer Stahl-Beton-Verbundbrücke in einem großen Maß von der Herstellungsmethode der Fahrbahnplatte ab. Bevor in Kapitel 2.3 auf die verschiedenen Baumethoden eingegangen wird, werden die verschiedenen Ausführungsvarianten aufgezeigt.

2.2.1 Ortbeton

Die Betonage der Fahrbahnplatte auf der Baustelle mit Ortbeton stellt eine technisch meist einfache Lösung mit wenigen Fugen, deren Ausbildung erprobt und klar definiert ist, dar. Das Einschalen und somit die Formgebung der Fahrbahnplatte erfolgt vor Ort in konventioneller Art mit Schaltafeln. Dadurch ist eine hohe Anpassungsfähigkeit an örtliche Gegebenheiten vorhanden, weshalb Querschnittsänderungen oder Öffnungen problemlos hergestellt werden können. Auch geometrische Imperfektionen der Stahlträger können durch die Betonage vor Ort korrigiert werden [Members of SETRA working group 2010].

Als problematisch in Hinblick auf die Ausführungsqualität werden sowohl von Virlogeux (1998) als auch von Geißler et al. (2009) die im jungen Beton entstehenden Zugspannungen infolge Schwinden mit der damit einhergehenden Rissbildung gesehen. Eine Nachbehandlung des Betons nach dem Betonieren aber auch noch nach dem Ausschalen ist als obligatorisch anzusehen. Für den Zeitpunkt des Ausschalens wird von den Members of SETRA working group (2010) eine Mindestzeit von 24 Stunden nach der Betonage angegeben. Im Hinblick auf die Bauzeit ist neben der Aushärtezeit auch die erforderliche Zeit für das Umsetzen der Schalung bestimmend für den Baufortschritt.

2.2.2 Fertigteile

2.2.2.1 Allgemeines

In Abhängigkeit von der Bauteildicke der vorproduzierten Betonelemente wird in den nachfolgenden Kapiteln zwischen Ganz- und Halbfertigteilelementen unterschieden. Allen Fertigteilen gemein ist, dass durch deren Einsatz Bauwerke mit Fugen entstehen, deren Konstruktion und sorgfältige Ausbildung hohe Priorität haben muss. Auf unterschiedliche Ausbildungsformen der Fugen bei Ganzfertigteilen wird im nachfolgenden Kapitel eingegangen. Die Fugenausbildung bei Halbfertigteilelementen, im Speziellen bei deren Einsatz unter Anwendung des neuen Bauverfahrens, wird in Kapitel 5 ausführlich behandelt.

Mit der stetigen Verbesserung und Weiterentwicklung bei der Herstellung und dem Einsatz von Fertigteilelementen, gehen die Produktion von qualitativ hochwertigen Bauteilen und deren wirtschaftliche Anwendbarkeit einher. Der Einsatz von Fertigteilen gewinnt im Brückenbau immer mehr an Bedeutung

[Vennemann 2005]. Der Autor weist neben dem Entfall von Lehrgerüsten auf der Baustelle auf den Vorteil durch die Produktion in geschlossenen Hallen mit dem damit einhergehenden Baufortschritt hin, was auch bei zu tiefen Temperaturen für die Betonage vor Ort oder bei schlechter Witterung zu keinem Produktionsstopp führt. Später notwendige Einbauteile für die Brückenausrüstung können bereits in der Planung berücksichtigt und bei der Fertigteilproduktion installiert werden [Jung, Heymel et al. 2009].

Neben einem von den Members of SETRA working group (2010) angegebenen erhöhten Bewehrungseinsatz, welcher als “passive reinforcement“ bezeichnet wird, minimieren sich die von der Ortbetonbauweise bekannten Möglichkeiten zum Ausgleich von Toleranzen vor Ort. Gerade bei Stahl-Beton-Verbundbrücken treffen Gewerke mit üblicherweise zwei unterschiedlichen Toleranzmaßen aufeinander. Neben der Option der Vereinbarung von projektspezifischen Toleranzen soll gemäß den Erfahrungen von Jung, Heymel et al. (2009), wenn möglich nur eine Firma für die Fertigung von beiden erforderlichen Bauteilen beauftragt wird. So stellte es sich beim Bau der Bahretalbrücke als vorteilhaft heraus, dass der beauftragte Auftragnehmer die Fertigung der Betonplattenelemente in einem eigenen Werk durchführte.

Beim Einsatz von Fertigteilenelementen kann von reduzierten Schwindkräften ausgegangen werden [Members of SETRA working group 2010], weil die Schwindvorgänge in der ersten Zeit nach dem Betonieren entstehen, wo die Fertigteile noch nicht auf den Stahlträgern montiert sind [Collin und B. Johansson 1999]. Die Nachbehandlung der Betonelemente stellt in diesem Zusammenhang ein wichtiges Thema dar [Vennemann 2005].

Werden Fertigteile für die Ausbildung der Fahrbahnplatte bei Stahl-Beton-Verbundbrücken verwendet, so unterscheidet sich, je nach Konstruktion und Montageart der Fertigteilplatten, die Anordnung der für den Verbund mit den Brückenlängsträgern erforderlichen Kopfbolzendübel. Bei einem Brückenquerschnitt mit einer auskragenden Fahrbahnplatte, ist je nach Ausbildungsform der Plattenelemente eine über den Längsträger kontinuierliche oder eine auf bestimmte Bereiche konzentrierte Anordnung von Kopfbolzendübeln möglich [Members of SETRA working group 2010]. Werden die Verbundmittel in Gruppen angeordnet, so ist auf eine ausreichende Größe der Aussparungen in den Betonplatten zu achten, um eine zu enge Dübelanordnung zu vermeiden [Virlogeux 1998]. Bei der Ausbildung von Dübelgruppen wird oftmals nur der im Fertigteil ausgesparte Bereich mit Beton vergossen, wodurch der restliche Bereich über dem Brückenlängsträger nicht ausbetoniert verbleibt und hier eine unkontrollierte Korrosion entstehen kann [Dauner 2006]. Durch die Anordnung von Gummifugenbändern am Brückenlängsträger beziehungsweise durch die Anordnung von zusätzlichen Aussparungen zum Vergießen des Spaltes zwischen Stahlobergurt und Fertigteil kann dieser Bereich dicht abgeschlossen werden [Virlogeux 1998]. Diese spezielle Problematik ist bei einer über den Brückenlängsträger kontinuierlichen Anordnung von Kopfbolzendübeln nicht gegeben.

Neben der Unterscheidung zwischen der Anordnung der Kopfbolzendübel kann bei der Montage der Fertigteilplatten zwischen verschiedenen Zeitpunkten der Verbindung mit dem Stahllängsträger unterschieden werden. Einerseits können die Fertigteile erst auf den Längsträgern platziert und im Nachgang mit diesem kraftschlüssig verbunden werden. Andererseits kann bereits bei der Fertigteilmontage die Verbindung beider Bauteile erfolgen, was der Herstellung eines Teilverbundquerschnitts entspricht. Solch ein Teilverbundsystem wurde bei der Herstellung der Moselbrücke Mehring durch die Aufbringung einer durchgängigen Mörtelschicht auf dem Brückenlängsträger bewerkstelligt [Wittenkämper et al. 2004]. Die Halbfertigteilplatten wirken hierbei bereits ab diesem Zeitpunkt gemeinsam mit dem Brückenlängsträger für die Abtragung der Lasten. Als spezielle Ausbildungsform eines Teilverbundquerschnitts soll hier die Bauweise der VFT-Träger genannt werden, auf die im Unterkapitel der integrierten Halbfertigteile noch einmal Bezug genommen wird. Bei diesen Verbundfertigteilträgern wird bereits im Werk eine dünne Betonplatte auf die Stahllängsträger betoniert, womit ein Teilverbundquerschnitt mit einer Stahleinsparung

von bis zu 30 % einhergeht [Doss et al. 2001]. Bei der Betonage der Aufbetonschicht auf der Baustelle wirkt durch den Teilverbund der gesamte vorhandene Querschnitt zur Lastabtragung mit und es kommt neben geringeren Stahlspannungen auch zu geringeren Verformungen.

2.2.2.2 Ganzfertigteile

Unter Ganzfertigteilelementen, welche oftmals auch als Vollfertigteilelemente bezeichnet werden, versteht man vorgefertigte Betonelemente, die bereits die Dicke des endgültigen Bauteils aufweisen. Die unterschiedlichen Ausführungsvarianten beim Einsatz für Stahl-Beton-Verbundbrücken unterscheiden sich im Wesentlichen in der Ausbildung der Fugen zwischen den Elementen sowie den Anschlussfugen zu den Stahlbauteilen. Die gängigsten Ausführungsmöglichkeiten werden nachfolgend beschrieben.

Bewehrte Fugen

Eine übliche Verbindung zwischen den Ganzfertigteilelementen wird häufig durch, aus den Fertigteilen herausragender Bewehrung und einem Betonverguss erzeugt. Die Bewehrung wird oftmals auf Grund einer möglichst kurzen Verankerungslänge mit schlaufenförmigen Enden ausgebildet, wie dies beispielsweise bei der Bahretalbrücke zur Ausführung gekommen ist [Jung, Reintjes et al. 2009]. Nach dem Vergießen der Bereiche zwischen den Fertigteilenelementen können Schwindrisse an der Oberfläche entlang der Aussparungen entstehen [Dauner 2006]. Durch den Einbau von schwindarmen Betonen können diese Risse vermieden beziehungsweise klein gehalten werden [Virlogeux 1998]. Vor allem in den 1960-er und 1970-er Jahren wurden vor der Betoneinbringung die Fugen geschalt, was zu einer Diskontinuität im Bauablauf und damit zu einer Zeitverzögerung geführt hat [Dauner 2002]. Um dem entgegenzuwirken wurde die von Dauner (2002) als selbstschalende Fuge bezeichnete Fugenausbildung entwickelt, bei deren Ausführung das Fertigteil im Fugenbereich nur eine geringe Dicke aufweist und daher als untenliegende Schalung wirkt. Die Länge dieses dünneren Bauteilbereichs ergibt sich auf Grund der notwendigen Übergreifungslänge der Bewehrung. Die zusätzlichen Arbeitsvorgänge des Ein- und Ausschalens konnten damit entfallen. Im Bereich der Auflagerung der Fertigteilplatten wird der vorhandene Stahlträger als Fugenschalung genutzt.

Bei der Wahl des Brückenquerschnitts der Bahretalbrücke wurden an den Hohlkastenquerschnitt Querträger verschweißt, auf welche die Ganzfertigteilelemente bei der Montage aufgelagert wurden [Jung, Reintjes et al. 2009]. Der Bereich über dem Hohlkasten sowie die Fugenbereiche über den Querträgern wurden mit Ortbeton verfüllt. Bei der Bemessung der Stahllängsträger musste das bei der Montage aufgebrauchte Gewicht der Fertigteilenelemente berücksichtigt werden, da der Fugenverguss erst zu einem späteren Zeitpunkt erfolgte [Jung, Heymel et al. 2009]. Drei Tage nach der Betonage hatten sich Risse mit Breiten zwischen 0,1 mm und 0,3 mm an beiden Seiten der Fertigteile ausgebildet [Geißler et al. 2009], was auf die Bedeutung des Einsatzes von schwindarmen Beton sowie einer besonderen Aufmerksamkeit auf die Betonnachbehandlung hinweist.

Geklebte Fugen

Zur Erhöhung der Herstellungsgeschwindigkeit der Brückenfahrbahnplatte vor Ort wurden Ganzfertigteilelemente mit verklebten Fugen entwickelt [Dauner 2006]. Die Fugenflächen werden bei dieser Ausführungsvariante im Werk im sogenannten "match-casting-Verfahren" hergestellt, wo die einzelnen Elementflächen exakt zueinander passen. Auf der Baustelle werden diese an einer der beiden Seiten mit Epoxydharzmörtel bestrichen und nach der Montage auf dem Brückenlängsträger gegeneinander vorgespannt. Auf einer Teflonschicht können die Elemente gleiten. Die Längsfuge entlang des Stahlträgers wird im Nachgang mit Zementmörtel ausinjiziert [Dauner 2006]. Bei dieser Ausführungsform entsteht eine vorgespannte Fahrbahnplatte, welche nachträglich mit dem Brückenlängsträger verbunden wird.

Von Virlogeux (1998) wird solch eine Herstellungsmethode als ideale Lösung beschrieben, weil dadurch Verformungen infolge Schwinden vermieden werden können und sich die entstehenden Druckkräfte nur auf Grund von Kriechverformungen auf die Stahlbauteile umlagern können.

Trockenfugen

Neben den beschriebenen Fugenausbildungen soll auch die in Hällmark et al. (2009) gezeigte Konstruktionsform erwähnt werden. Dabei werden im Bereich der Fuge sich überlappende Rück- beziehungsweise Vorsprünge aus Beton hergestellt. Dadurch ist die erforderliche Übertragung der entstehenden vertikalen Schubkräfte zwischen den Fertigteilelementen ermöglicht. Die einzuhaltenden geringen Toleranzen in der Produktion der Betonelemente wurden bei zwei ausgeführten Projekten in Schweden erreicht [Hällmark et al. 2009]. In Kanälen wird Querbewehrung verlegt, die durch die Bewehrungsführung zwischen den Kopfbolzendübeln und das Ausbetonieren der Kanäle den Verbund zum Stahllängsträger herstellen.

2.2.2.3 Halbfertigteile

Auf Grund der Bezeichnung lässt sich der spätere Einsatz dieser Fertigteilelemente erahnen. Die im Werk produzierten Bauteile weisen eine Dicke, die kleiner als die schlussendliche Bauteildicke ist, auf und werden auf der Baustelle durch eine Ortbetonergänzung vervollständigt. Die dünnen Betonelemente können als Ersatz für eine Holz- oder Stahlschalung angesehen werden, die dem Betonierdruck standhalten müssen [Dauner 2002]. Bei der Anwendung von Halbfertigteilen als Brückenfahrbahnplatte ergeben sich unterschiedliche Ausbildungen, wobei die Fertigteilplatten einerseits auf den Brückenlängsträgern aufgelagert oder mit dem Längsträger verbunden beziehungsweise integriert sein können.

Aufgelegte Fertigteile

Werden Halbfertigteilelemente auf den Brückenträgern aufgelagert, so können diese allein als verlorene Schalung dienen, deren Verbund mit dem späteren Aufbeton keine statischen Vorteile bringt [Members of SETRA working group 2010]. Die üblichere Ausführung ist jene, dass nach der Herstellung der Ortbetonschicht das Fertigteil mit dem ergänzten Beton als monolithisches Bauteil wirkt. Vorteilhaft wirkt sich ein untenliegendes Fertigteil auf die Beanspruchungen infolge Zwang aus abfließender Hydratationswärme aus. Am Beispiel der Straßenbrücke Horsterdamm, wo zur Herstellung der Fahrbahnplatte 12 cm dicke Fertigteilelemente mit einer 23 cm dicken Ortbetonschicht ergänzt wurden, ergibt sich eine um 30 % geringere Wärmezufuhr auf Grund des bereits vorhandenen Fertigteils [Lühr et al. 2015]. Außerdem wirken die Fertigteilplatten dämpfend auf die Wärmeentwicklung und die entstehenden Zugkräfte im Frischbeton werden als Druckkräfte im Fertigteil abgebaut [Lühr et al. 2015]. Kommen Fertigteilelemente mit aufgekanteten Außenseiten zum Einsatz, wie dies von Hamme et al. (2006) für die Querschnittsausbildung der Wupper-Talbrücke Oehde oder von Wittenkämper et al. (2004) für die Herstellung der Moselbrücke Mehring beschrieben wird, so kann die erforderliche seitliche Abschalung für das Einbringen der Aufbetonschicht entfallen.

Sollen die Halbfertigteilelemente bei einem Brückenquerschnitt mit Kragarmen nur auf den Längsträgern aufgelagert werden, so können die Kragarme lediglich geringe Längen aufweisen, wie dies in der Richtlinie "Stahl-Beton-Verbundbrücke" gezeigt wird [öbv (2019)]. Außerdem wird es oftmals erforderlich, dass die Kopfbolzendübel in Dübelgruppen angeordnet werden müssen, um die Teilstücke der Fertigteile, die die Kragarmplatten mit der Feldplatte verbinden, am Brückenlängsträger auflagern zu können. Um die Kragarmlängen zu erhöhen, gleichzeitig aber eine kontinuierliche Dübelanordnung zu ermöglichen, wurden selbsttragende Halbfertigteilelemente entwickelt. Hierbei werden in die dünnen Betonplatten Querbalken zur Erhöhung der Plattensteifigkeit einbetoniert [Laumer 1976, Maria Teresa Abardia Garcia 2010].

Integrierte Fertigteile

Brückenquerschnitte die sich aus Stahllängsträgern und aus auf diesen im Werk betonierten dünnen Betonplatten zusammensetzen, werden als Verbundfertigteilträger (abgekürzt VFT-Träger) bezeichnet. Bei der Ausbildung eines Brückenquerschnitts sind üblicherweise mehrere solcher nebeneinanderliegender VFT-Träger erforderlich, was bei kürzeren Brücken eine wirtschaftliche Baumethode darstellt [Dauner 2002]. Neben den Mann an Mann angeordneten Trägern wird von Allmeier et al. (2000) die Talbrücke Oberhartmannsreuth beschrieben, wo zwischen den VFT-Trägern Ortbetonteilstücke betoniert wurden, um die gewünschte Fahrbahnplattenbreite herzustellen. Es wird angegeben, dass die Bauzeit auf Grund der zeitgleichen Trägerfertigung und der Herstellung der Unterbauten auf der Baustelle minimiert werden konnte.

2.3 Methoden zur Herstellung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton

2.3.1 Ortsfeste Schalung

Zur Herstellung der Fahrbahnplatte aus Ortbeton kann eine ortsfeste Schalung mit einer am Baugrund verankerten Rüstung Verwendung finden. Die Rüstungselemente können allerdings, auch bei einer geeigneten Querschnittsausbildung, auf den Untergurten der Brückenlängsträger montiert werden [Members of SETRA working group 2010]. Sowohl die aus der Schalung, als auch die aus dem eingebrachten Beton entstehenden vertikalen und horizontalen Lasten sind in der Bemessung der Stahllängsträger zu berücksichtigen, wobei hier der Querschnitt ohne aussteifender Fahrbahnplatte wirkt [Kuhlmann und Detzel 2010]. Durch die Bauweise mit einer ortsfesten Schalung wird der Vorteil der Stahl-Beton-Verbundbauweise nicht ausgenutzt, weil die Herstellung der Fahrbahnplatte mit dem schnellen Einbau der Stahllängsträger nicht mithalten kann [Dauner 2002].

Um die Umsetzzeiten der Schalung zu minimieren, wurden von Schalungsherstellern Systeme entwickelt, bei denen mit Hilfe von größeren, zusammenhängenden Elementen diese Zeiten verringert werden. Ein erprobtes, unterstellungsfreies Schalungssystem ist jenes von der Firma *Doka GmbH* als "ParaTop" bezeichnetes [Doka 2020]. Dabei wird die aus größeren Elementen zusammengesetzte Schalung mit dem Kran umgesetzt und auf dem Brückenlängsträger mit darauf angeschweißten Befestigungselementen verschraubt. Nach der Betonage des jeweiligen Bauabschnittes werden die einzelnen Elemente von der Oberseite der Fahrbahnplatte gelöst und die Schalungselemente zum nächsten Abschnitt umgesetzt [Doka 2020].

2.3.2 Schalwagen

Als Alternative zur ortsfesten Schalung kann der sogenannte Schalwagen beziehungsweise Verbundschalwagen angesehen werden. Wie dem Namen zu entnehmen ist, sind hierbei die Schalungselemente an einem Wagen befestigt. Der Wagen wird entweder oberhalb oder unterhalb der Brückenlängsträger angeordnet [Members of SETRA working group 2010].

Ein auf den Längsträgern angeordneter Schalwagen kann der Abbildung 2.1 entnommen werden. Das Bild zeigt die Brücke über die Lafnitz, welche im Zuge des Baus der Fürstenfelder Schnellstraße in Österreich errichtet worden ist. Bei dieser bestehen die Längsträger aus vorgespannten und nachträglich ausbetonierten Trogquerschnitten aus Halbfertigteilenelementen. Die Fahrbahnplatte wurde bei dieser Brücke mit dem Verbundschalwagen hergestellt, wobei in der Abbildung 2.1 der auf den Längsträgern montierte Wagen mit den daran abgehängten Schalelementen erkennbar ist. Der Wagen wird auf Auflagerkonstruktionen in Brückenlängsrichtung, auf sogenannten Schalwagenstühlen, aufgelagert und bewegt.



Abb. 2.1: Schalwagen auf der Brücke über die Lafnitz (Copyright: TU Wien, Kollegger)

Die Herstellung der Fahrbahnplatte erfolgt üblicherweise im Wochentakt, wobei laut Dauner (2002) Taktlängen zwischen 10 und 40 m zur Ausführung kommen. Die Betonage unter Einsatz eines Schalwagens ermöglicht eine kontinuierliche Anordnung der Kopfbolzendübel und stellt somit eine qualitativ gute Lösung dar [Dauner 2006].

Als Alternative zum klassischen Verbundschalwagen kann ein von Bröcking (1997) patentierter Wagen gesehen werden, der nicht auf Auflagerkonstruktionen sondern mittels Reifen oder Rollen direkt auf den Stahllängsträgern beziehungsweise der Betonplatte fährt. Außerdem ist die Überwindung des Höhenunterschiedes zwischen Längsträger und Fahrbahnplatte möglich.

In Frankreich ist es gemäß den Members of SETRA working group (2010) üblich, dass die Bewehrungskörbe für einen Bauabschnitt im Vorfeld hergestellt werden. Diese Körbe werden zum Einbauort auf der Brücke beispielsweise mit einem Kran gehoben. Aber auch der Transport mit Wägen, die mit Reifen ausgestattet auf den Längsträgern fahren, ist üblich. Bei langen Brücken können derartige Wägen auch motorisiert ausgeführt sein. Generell wird durch den Einsatz von vorgefertigten Bewehrungskörben die Herstellungsgeschwindigkeit erhöht.

2.3.3 Einschubverfahren

Das Einschieben von Brückenfahrbahnplatten auf Stahllängsträgern wurde in den siebziger Jahren in der Schweiz entwickelt und in den neunziger Jahren in Frankreich in einer etwas abgewandelten Form weiter ausgeführt. Bei diesem Bauverfahren wird die Betonplatte etappenweise auf einer Schalung hinter dem Widerlager oder bei langen Brücken in Brückenmitte hergestellt [Dauner 2006]. Nach dem Absenken der Schalung kann die Betonplatte über den Trägerobergurten verschoben werden [Dauner 2002]. Die übliche Ausführungsform in Frankreich war bis zum Jahr 2005 der Verschiebung auf einem Profil über den Trägergurten, wodurch die Kopfbolzendübel bereits im Werk aufgeschweißt werden konnten [Dauner 2006]. Außerdem können die Fertigteilelemente vor dem Verbund mit dem Brückenlängsträger vorgespannt werden. Im Jahr 2005 wurde die in Frankreich angewendete Baumethode dahingehend weiterentwickelt, dass die bis dahin erforderliche Quervorspannung der Fahrbahnplattenelemente entfallen konnte [Members of SETRA working group 2010]. Ein Zeitgewinn kann laut Dauner (2006) mit diesem Verfahren nicht erzielt werden. Mit dieser Herstellungsmethode können sowohl gerade als auch im Grundriss kreisförmig verlaufende Fahrbahnplatten hergestellt werden, wobei beim Bau ein Wochentakt erzielt werden kann [Dauner 2002]. Für die zur Anwendung kommende Bauweise in Frankreich wird ein

schneller Baufortschritt von 10 m Fahrbahnplatte pro Tag angegeben [Members of SETRA working group 2010].

2.3.4 Montage von Fertigteilen

Fertigteilelemente, egal ob Ganz- oder Halbfertigteilelemente verwendet werden, werden üblicherweise mit einem Kran auf den Brückenlängsträgern montiert. Nur bei einer geringen Brückenhöhe und der Zugänglichkeit unter der Brücke kann die Kranmontage vom Boden her erfolgen [Members of SETRA working group 2010]. Andere Positionen von Kränen können je nach örtlicher Gegebenheit variieren und beispielsweise am Widerlager beziehungsweise später auf den bereits hergestellten Bauabschnitten auf der Brücke sein. Auch können Schwimmkräne bei Brücken über Gewässern zum Einsatz kommen.

In Frankreich kommen Wagen zum Einsatz, die mit Reifen ausgestattet auf den Stahlobergurten fahren und Ganzfertigteilelemente transportieren [Members of SETRA working group 2010]. Die lagemäßige Sicherung erfolgt dabei durch Fahrspuren aus U-Profilen, in denen die Wagen bewegt werden.

Eine weitere Methode zur Herstellung der Fahrbahnplatte wurde am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien entwickelt [Kollegger und Fuchs 2019]. Im nachfolgenden Kapitel wird dieses Bauverfahren näher erläutert. Es werden hierbei, wie bereits eingangs in Kapitel 1.2 kurz beschrieben worden ist, Halbfertigteilelemente auf der Baustelle mit einem Versetzwagen auf den Brückenlängsträgern montiert. Der zur Anwendung kommende Wagen wird in Anlehnung an den bereits beschriebenen Verbundschalwagen auf, an den Brückenlängsträgern montierten, Auflagerkonstruktionen bewegt. Mit solch einem Wagen können auch Halbfertigteilelemente mit aussteifenden Betonquerbalken transportiert werden, wie dies in einem in Österreich angemeldeten Patent [Kollegger, K. Gaßner et al. 2020] vorgestellt wird. Hier wird auch eine mögliche Ausführungsvariante eines Wagens gezeigt, wobei dieser mit Rädern auf dem Stahllängsträger bewegt wird. Nach dem Montieren der Fahrbahnplattenelemente wird dieser mit zusätzlichen am Wagen montierten Rädern, mit denen das Fahren am Beton ermöglicht wird, zur Aufnahme eines nächsten Bauabschnittes bewegt.

3 Neues Bauverfahren zur Herstellung von Fahrbahnplatten aus Fertigteilplatten mit Aufbetonschichten

In der Literatur finden sich verschiedenste Baumethoden für die Herstellung von Fahrbahnplatten für Brücken aus Beton. Ein weiteres, neues Bauverfahren wurde im Zuge eines VÖB-FFG-Forschungsprojekts entwickelt. Die grundsätzliche Idee des neuen Bauverfahrens wurde in Kapitel 1.2 bereits beschrieben und wird beispielsweise auch in Fuchs und Kollegger (2018) erläutert. Im folgenden Kapitel wird auf die einzelnen Arbeitsschritte genauer eingegangen, um so den Bauablauf zu erläutern.

3.1 Der Bauablauf

3.1.1 Vorbereitende Maßnahmen

Für die Anwendung des neuen Bauverfahrens ist die Herstellung eines Montageplatzes erforderlich. Dieser befindet sich im Widerlagerbereich (siehe Abbildung 3.1) und kann, je nach Baustellengegebenheiten, aus unterschiedlichen Materialien hergestellt werden. Die Anforderung an den Montageplatz ist lediglich, dass die Fertigteilplatten für einen Bauabschnitt verlegt und für den späteren Transport vorbereitet werden können.

Wie der Abbildung 3.1 entnommen werden kann, müssen die Ankerstäbe für den späteren Transport eines Bauabschnittes durch die Fertigteilplatten geführt und an der Unterseite mit Ankerplatten verbunden werden. Dies passiert beim Positionieren der Fertigteilplatten auf den Montageplatz. Die Halbfertigteilelemente werden, entweder direkt vom LKW-Transporter oder von einem Zwischenlagerplatz, angehoben. Auf einer Arbeitsplattform, welche beispielsweise aus Gerüstturmelementen besteht und mindestens so hoch ist, dass eine Person unterhalb arbeiten kann, werden die Elemente kurzzeitig abgelegt und die Ankerstäbe werden montiert. Die Fertigteilplatten sind weiterhin mit dem Kran verbunden und können so mit einem Hub weiter auf den Montageplatz verlegt werden. Solch eine Arbeitsplattform kann entfallen, wenn am Montageplatz unterhalb der Fertigteilteilelemente eine ausreichende Höhe vorhanden ist, um die Ankerstäbe montieren zu können.

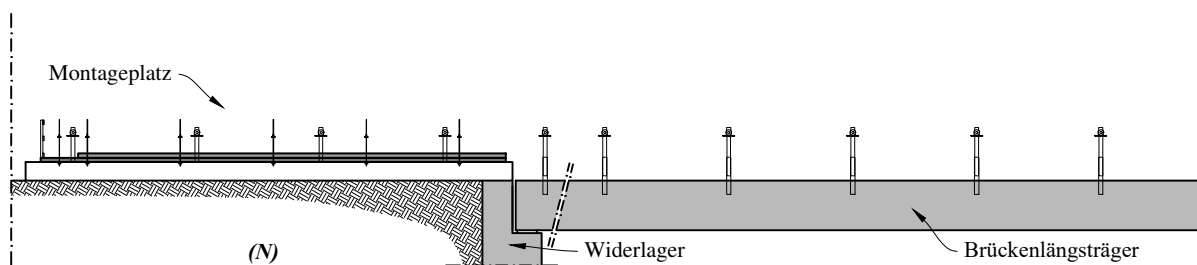


Abb. 3.1: Montageplatz

In den Fertigteilplatten ist die für den Endzustand statisch erforderliche untere Bewehrung in Brückenquer- richtung sowie alle Bügel und Randeinfassungen vorhanden. Die untere Bewehrung in Brückenlängs- richtung wird am Montageplatz verlegt. Durch das Aufbringen einer ersten Aufbetonschicht (in Abbildung 3.1 in hellgrauer Farbe dargestellt) werden die einzelnen Fertigteilplatten zu einem zusammenhängenden Bauabschnitt verbunden.

Nach dem Aushärten der Aufbetonschicht wird, ebenfalls noch am Montageplatz, die obere Bewehrung verlegt. Dies kann in Bereichen über den Fertigteilplatten vollständig erfolgen. Die am Einbauort zu ergänzende Bewehrung über den Brückenlängsträgern wird ebenfalls vormontiert und muss am Einbauort lediglich an die richtige Position geschoben werden. Somit ist der erste Bauabschnitt (N) fertig vorbereitet. Die Ankerstäbe dieses ersten Bauabschnittes (N) können nun mit dem Versetzwagen verbunden werden, was in Abbildung 3.2 dargestellt ist.

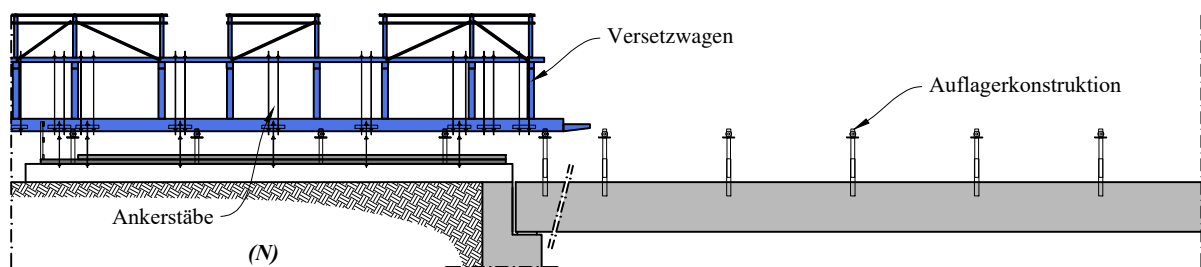


Abb. 3.2: Vorbereitungen des ersten Bauabschnittes für den Transport

3.1.2 Herstellung des Bauabschnittes (N+1)

Mit dem Verfahren des Versetzwagens zum Einbauort beginnen auch die Vorbereitungsarbeiten für den Bauabschnitt (N+1) und somit beginnt das in der Einführung beschriebene gleichzeitige Arbeiten an zwei Standorten auf der Baustelle. Ist der Versetzwagen am Einbauort angelangt, so kann dieser abgesenkt und der Bauabschnitt (N) höhenmäßig justiert werden. Am Einbauort erfolgen nun weitere Arbeiten, wie beispielsweise das Positionieren der verbleibenden Bewehrung. Zeitgleich arbeitet am Montageplatz eine zweite Arbeitsmannschaft und verlegt die Fertigteilplatten für den nächsten Bauabschnitt (N+1) gemäß Abbildung 3.3. Außerdem wird am Montageplatz die untere Bewehrung in Brückenlängsrichtung verlegt und alles für das Betonieren der ersten Aufbetonschicht vorbereitet.

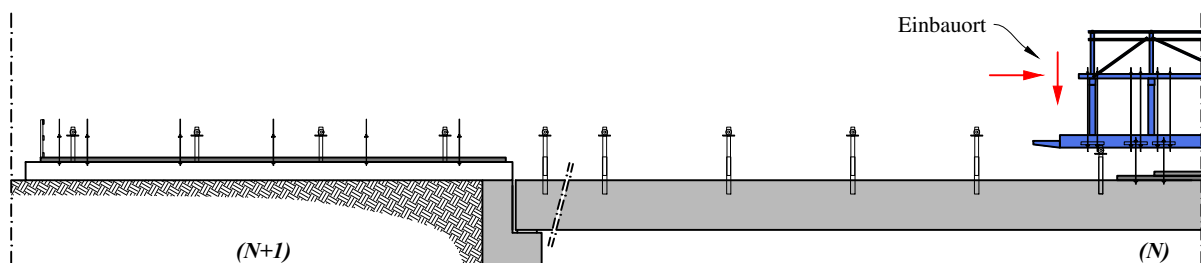


Abb. 3.3: Transport und Absenken des Bauabschnittes (N) und Vorbereiten des Abschnittes (N+1)

Abbildung 3.4 zeigt jenen Zeitpunkt nach der Betonage der ersten Aufbetonschicht auf den Bauabschnitt (N+1) am Montageplatz sowie der Betoneinbringung des Aufbetons auf den Bauabschnitt (N) am

Einbauort. Die neu betonierten Abschnitte sind anschaulich mit einer gelben Schraffur gekennzeichnet. Dies soll darstellen, dass die Betonierarbeiten zeitgleich beziehungsweise nur kurzzeitig nacheinander erfolgt sind.

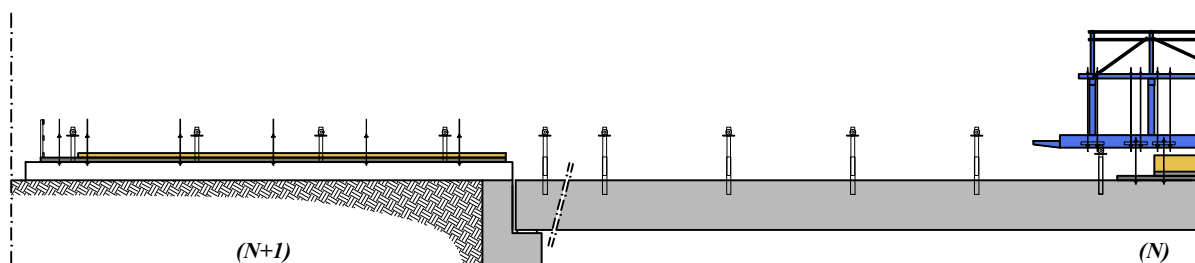


Abb. 3.4: Betonage: 1. Aufbetonschicht bei Abschnitt (N+1) sowie Aufbeton bei Abschnitt (N)

Der Versetzwagen bleibt so lange am Einbauort, bis der Aufbeton eine ausreichende Festigkeit erreicht hat und die Platten das Eigengewicht ohne Abhängungen aufnehmen können. Auf die Ermittlung dieser Zeit wird in Kapitel 8.2.6 näher eingegangen. Die Ankerstäbe werden vom Wagen gelöst und an der Stangenoberseite wird eine Ankerplatte befestigt, damit die Stäbe nicht nach unten durchfallen. Die Stäbe bleiben hängen und werden entweder ausgehend von einem am Brückenlängsträger montierten Montagegesteg abgebaut oder im Nachlauf mit Hilfe eines Brückeninspektionsgeräts entfernt. Nachdem die Ankerstäbe gelöst sind, wird der Wagen hydraulisch angehoben und in erhöhter Position zurück zum Montageplatz verfahren. Dort wurde bereits die obere Bewehrung verlegt, sodass der Bauabschnitt (N+1) zum Transport bereit ist.

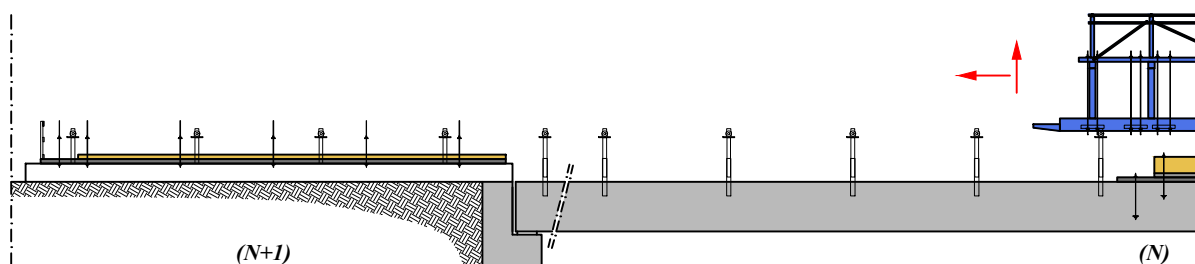


Abb. 3.5: Anheben und Verfahren des Wagens

Es wird nun, sinngemäß zu Abbildung 3.2, der Bauabschnitt (N+1) mit dem Versetzwagen verbunden. Der Wagen fährt anschließend, wie dies in Abbildung 3.6 zu sehen ist, zum Einbauort. Dort angelangt wird dieser hydraulisch abgesenkt. Nach dem Absenken sowie dem Verlegen der oberen Bewehrung kann am Einbauort betoniert werden. Durch die Einbringung des Betons der zweiten Aufbetonschicht auf den Abschnitt (N+1) erfolgt einerseits die Herstellung der endgültigen Dicke der Fahrbahnplatte und andererseits die Verbindung zum bereits bestehenden Bauabschnitt (N).

Am Montageplatz wiederholen sich die Vorbereitungsmaßnahmen für die Herstellung des Bauabschnittes (N+2), sodass auch hier eine erste Aufbetonschicht aufgebracht und die einzelnen Fertigteileplatten verbunden werden. Der weitere Bauablauf zur Herstellung des nächsten Abschnittes (N+2) erfolgt sinngemäß zu den oben dargestellten Bildern.

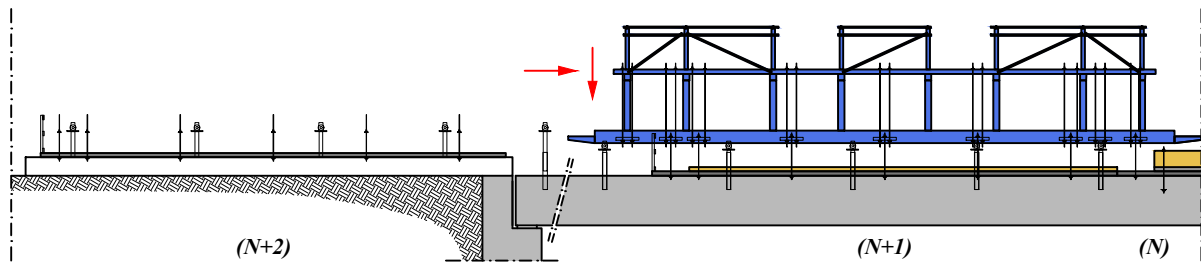


Abb. 3.6: Transport des Abschnittes (N+1)

3.1.3 Bemessungssituationen

Eine möglichst exakte Berechnung der Schnittgrößen ist die Voraussetzung für die korrekte Bauteilbemessung. Für die Bemessung der Fahrbahnplatte ist einerseits der Endzustand zu betrachten und andererseits sind die Bauzustände zu berücksichtigen, wie dies beispielsweise in der Diplomarbeit von Wieser (2018) gezeigt wird. Bei den Bauzuständen kann wiederum zwischen zwei Szenarien unterschieden werden, welche sich aus dem beschriebenen Bauablauf ergeben. Einerseits sind jene Bauzustände, in denen die Fertigteillemente samt erster Aufbetonschicht am Wagen befestigt sind (vergleiche Abbildung 3.3 beziehungsweise Abbildung 3.6), zu berücksichtigen. Andererseits ist der Bauzustand nach der Betonage der zweiten Aufbetonschicht zum Zeitpunkt des Lösens der Ankerstäbe und anschließendem Wegfahren des Versetzwagens (vergleiche Abbildung 3.5) zu untersuchen.

Die Bemessung der Fahrbahnplatte im Endzustand erfolgt analog zu monolithisch hergestellten Fahrbahnplatten, wobei zusätzlich die Schubkraftübertragung in den Verbundfugen nachzuweisen ist (vergleiche Kapitel 5.2). Aus der Berechnung der Bauzustände nach der Betonage der zweiten Aufbetonschicht ergibt sich die Verweilzeit des Versetzwagens am Einbauort. Die diesbezüglich durchgeführten Berechnungen für ein Beispielprojekt werden in Kapitel 8.2.6 erläutert. Auf die Besonderheiten bei der Berechnung der Bauzustände während des Transports der Elemente sowie bei der Betonage der zweiten Aufbetonschicht wird in Kapitel 5.3.3 eingegangen.

3.2 Einsatzmöglichkeiten

Die Einsatzmöglichkeiten des neuen Bauverfahrens beschränken sich nicht auf im Grundriss gerade Brücken. Verläuft die Trassenführung so, dass die Brücke im Grundriss einen Radius aufweist, so kann durch die Ausbildung von trapezförmigen Fertigteillementen das neue Bauverfahren ebenfalls angewendet werden. Bei der Planung ist darauf zu achten, dass möglichst viele gleiche Plattengeometrien produziert werden können, um einerseits Schalungen möglichst wiederverwenden zu können und andererseits die Verwechslungsgefahr auf der Baustelle zu minimieren.

Ein gängiger Bauablauf bei der Herstellung von Brückenfahrbahnplatten bei Stahl-Beton-Verbundbrücken ist die Anwendung des Pilgerschrittverfahrens. Bei diesem Verfahren werden die Feldbereiche vorweg hergestellt. Durch die anschließende Herstellung der verbleibenden Bereiche der Fahrbahnplatte über den Stützen werden die Zugspannungen in den Stützbereichen reduziert. Durch Anwendung dieser Bauabfolge wird es erforderlich, dass über bereits fertig hergestellte Bereiche hinweg gefahren werden muss. Dazu wird der Versetzwagen mit den angehängten Fertigteilplatten samt erster Aufbetonschicht auf die erforderliche Höhe angehoben, wodurch das Überfahren von fertigen Abschnitten problemlos möglich wird.

Die neue Baumethode kann immer dann besonders vorteilhaft eingesetzt werden, wenn das Verlegen der Fertigteilplatten auf den Brückenlängsträgern mit einem Kran nicht oder nur schwer möglich ist. Dies ist vor allem bei tiefen Tälern der Fall. Ein weiterer vorteilhafter Anwendungsfall ergibt sich bei Brückenquerschnitten mit einem Aussteifungsverband zwischen zwei Längsträgern. Würde hier ein Verbundschalwagen eingesetzt werden, so ergeben sich besondere Herausforderungen in Bezug auf das Vorwärtsbewegen der Schalungselemente im Feldbereich, für die oftmals Sonderlösungen gefunden werden müssen, wie beispielsweise bei der Thyraltalbrücke in Sachsen-Anhalt [Glaser 2004]. Bei der neuen Baumethode, bei der die Bauabschnitte am Einbauort von oben abgesenkt werden, wird diese Problematik umgangen. Unabhängig von der Querschnittsausbildung der Brückenlängsträger muss bei Anwendung eines klassischen Verbundschalwagens nach der Betonage des letzten Bauabschnittes die Schalung unter dem Feldbereich demontiert werden, was sich wegen der beengten Platzverhältnisse als besondere Herausforderung darstellen kann. Diese Demontage entfällt bei Anwendung des neuen Bauverfahrens.

Werden Brückenquerschnitte mit einem großen Abstand zwischen den Längsträgern oder mit weit auskragenden Kragarmen geplant, kann der Einsatz von quer vorgespannten Fahrbahnplatten vorteilhaft sein. Gerade bei solchen Geometrien ist oftmals der Ermüdungsnachweis von schlaff bewehrten Fahrbahnplatten bemessungsrelevant. Die vorteilhafte Eigenschaft von durch die Quervorspannung überdrückten Querschnitten kann dahingehend genutzt werden, dass somit der Nachweis der Dekompression unter der häufigen Einwirkungskombination erfüllt wird und der Ermüdungsnachweis daher entfallen kann [Zilch und Zehetmaier 2010]. Die ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) gibt hierzu den Ermüdungsnachweis als erfüllt an, wenn im Bereich von 200 mm um die Spannglieder der Betonquerschnitt überdrückt ist. Dazu sind die häufige Einwirkungskombination sowie eine um einen Faktor von 0,9 abgeminderte mittlere Vorspannkraft anzuwenden. Für die Ausführung von Quervorspannung mit zentrisch verlaufenden Spanngliedern, können diese auf den Fertigteilplatten auf dem Montageplatz positioniert werden. Die Verankerungspunkte können in seitlichen Aufkantungen der Fertigteile untergebracht werden. Sollen die Spannglieder umgelenkt werden, so können die Hüllrohre bereits im Fertigteilwerk positioniert werden. Außerdem können erforderliche Umlenkstellen im Fertigteil integriert und ebenfalls bereits im Vorfeld hergestellt werden.

4 Heftgeschweißte Bewehrung in Fertigteilen

Bei der Anwendung des neuen Bauverfahrens kommen Halbfertigteilplatten zum Einsatz. Diese Platten werden üblicherweise in Fertigteilwerken, witterungsunabhängig und mit geringen Toleranzen, in halbautomatischen Anlagen hergestellt. Die Bewehrung in den Platten wird nicht wie auf der Baustelle üblich mit einem Draht verbunden, sondern oftmals mit Hilfe eines Schweißroboters durch Anwendung des elektrischen Widerstandspunktschweißverfahrens lagerichtig positioniert. Herstellungsbedingt kommt es zu einem geringeren Ermüdungswiderstand von solchen heftgeschweißten Bewehrungsstäben im Vergleich zu ungeschweißten Stäben.

Im Folgenden wird nach einem kurzen historischen Rückblick zum Thema der Materialermüdung auf das Phänomen der Materialermüdung von Stahlbetonbauteilen eingegangen. Bei einer korrekten Bemessung von biegebeanspruchten Bauteilen auf deren Tragsicherheit, kommt es bei einer Ermüdungsbeanspruchung üblicherweise zu einem Ermüdungsbruch der Bewehrung und zu keinem Betonversagen [Schläfli 1999], [U. Johansson und Sundquist 2002]. Da bei Fahrbahnplatten die Biegetragwirkung oftmals überwiegt, liegt das Hauptaugenmerk der folgenden Kapitel dementsprechend auf dem Ermüdungsverhalten der Bewehrung. Nach der Erklärung des elektrischen Widerstandspunktschweißens und der normativen Regelungen nach derzeitigem Stand für Österreich, werden die grundlegenden Erkenntnisse aus früheren Forschungsvorhaben zum Thema der Ermüdung von Betonstahl aufgezeigt. Aufbauend auf der Literaturrecherche wurden eigene experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Dabei wurden Bewehrungsstäbe einerseits auf Zug beansprucht und andererseits in Plattenelemente einbetonierte, heftgeschweißte Bewehrungsmatten unter Biegebeanspruchungen getestet. In den Kapiteln 4.2 und 4.3 werden die Experimente erläutert und deren Ergebnisse aufgezeigt und interpretiert. Eine Gegenüberstellung der durchgeführten Versuche einerseits und der normativen Regelungen andererseits erfolgt in Kapitel 4.4.

4.1 Grundlagen

Ermüdungsbelastungen sind wiederkehrende Lasten, deren Größe oftmals weit unterhalb der Traglast liegt. Bestimmende Lastgrößen sind dabei häufige, sich wiederholende Beanspruchungen, die keiner einmaligen extremen Beanspruchung entsprechen. Durch die wiederholte Be- und Entlastung kann es zu Schädigungen im Materialgefüge eines Bauteils kommen. Aus dem Zusammenspiel zwischen Spannungsschwingbreite und der Anzahl der Lastwechsel können zwei Kategorien der Materialermüdung definiert werden (z.B. [Zilch und Zehetmaier 2010]). Bei einer geringen Anzahl von Lastwechseln, welche allerdings eine hohe Amplitude aufweisen, kann es zur Materialermüdung beispielsweise durch die Einwirkung eines Erdbebens kommen. Dabei spricht man im Englischen von "low cycle fatigue". Der Gegensatz dazu ist "high cycle fatigue", also eine Materialermüdung, die auf eine hohe Anzahl von Lastwechseln mit geringen Amplituden zurückzuführen ist. Diese zweite Belastungsart ist jene, die für die folgenden Kapitel der Ermüdungssicherheit beziehungsweise der Ermüdungsnachweise von Bedeutung ist.

4.1.1 Historischer Rückblick zum Thema Materialermüdung

Eine Arbeit zum Thema Materialermüdung zu schreiben ohne den Ingenieur August Wöhler zu nennen, ist nicht denkbar. Doch es war nicht Wöhler, der die ersten Erkenntnisse zum Thema der Materialermüdung niedergeschrieben hat. Wie Schütz (1996) in seinem detaillierten Rückblick aufarbeitet, hat 1837 bereits

Albert, der Oberbergrat der Clausthaler Mine war, eine erste Versuchseinrichtung für Ermüdungsversuche konstruiert und die Erkenntnisse aus den Tests dokumentiert. Die Versuche wurden an Förderketten durchgeführt. Das aus seiner Tätigkeit wohl bekanntere Ergebnis war jedoch die Entwicklung des geschlagenen Drahtseils. 1858 gelang es Wöhler über die Messung von Durchbiegungen auf die Beanspruchung von Zugachsen während der Fahrt zu schließen. Als erster Ingenieur führte er systematisch Versuche durch. Seine Aufzeichnungen zu den Ermüdungsversuchen hielt er in Tabellenform fest. Erst sein Nachfolger Spangenberg stellte die Ergebnisse in grafischer Form dar und benannte diese Diagramme Wöhlerlinien. Die heute bekannte Auftragung der Wöhlerlinien in der doppeltlogarithmischen Darstellung geht 1910 auf Basquin zurück, der auch die bekannte Gleichung der Wöhlerlinie (Gleichung (4.1)) als lineare Funktion in der doppeltlogarithmischen Auftragung angab. Mit der vorhandenen Schwingzahl N und dem Wertepaar an der Stelle des Abknickpunktes σ_D und N_D kann mit Hilfe der Steigung der Geraden k auf die gesuchte Spannung geschlossen werden.

$$\sigma_A = \sigma_D \left(\frac{N_D}{N} \right)^{1/k} \quad (4.1)$$

Eine für einen metallischen Werkstoff typische Wöhlerlinie kann der Abbildung 4.1 entnommen werden, wo die Lastwechselzahlen N in Abhängigkeit der jeweiligen Schwingbreite $\Delta\sigma$ aufgetragen werden. Die Kurve ist das Ergebnis von vielen Einstufenversuchen, welche mit unterschiedlichen Schwingbreiten durchgeführt wurden. Durch die Auftragung in der doppeltlogarithmischen Achsenskalierung entstehen annähernd lineare Verläufe in den einzelnen Bereichen der Wöhlerlinie, welche den Kurzzeit-, den Zeit- und den Dauerfestigkeitsbereich darstellen. Der Kurzzeitfestigkeitsbereich ist beispielsweise in der DIN 50100 (2016) bis etwa 10^4 Lastwechsel definiert und die Beanspruchung liegt nahe an der statischen Materialfestigkeit. Der Bereich der Zeitfestigkeit kann mit der Gleichung (4.1) beschrieben werden, was zu einem abfallenden Ast führt, da bei Versuchen die Abnahme von ertragbaren Lastwechseln bei Zunahme der Spannungsschwingbreite aufgezeigt wurde.

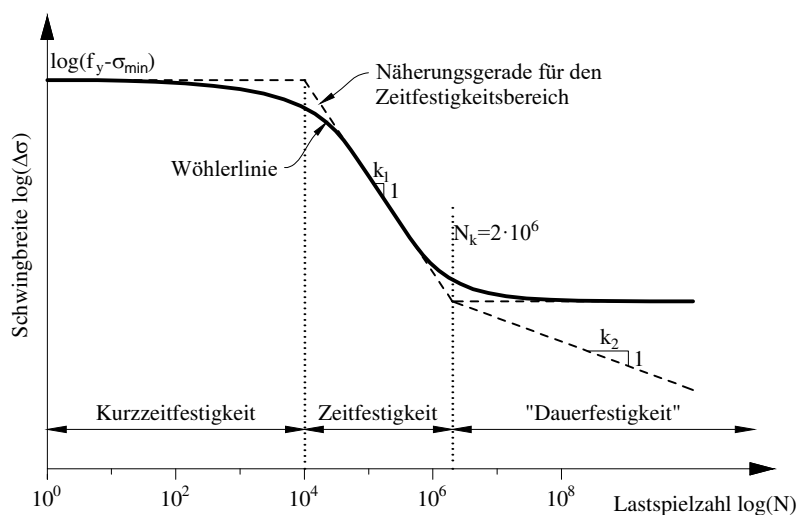


Abb. 4.1: Wöhlerlinie für metallische Werkstoffe

Der Eurocode 2, Teil 1-1 [ÖNORM EN 1992-1-1 2011] sowie die zugehörigen nationalen Festlegungen der ÖNORM B 1992-1-1 (2018) definieren Werte für den Exponenten k_1 . Dabei führen kleine Werte zu steilen Neigungen, große Werte zu flachen Neigungen der Zeitfestigkeitsgeraden. Der Übergang zwischen dem Zeit- und dem Dauerfestigkeitsbereich stellt einen charakteristischen Punkt der Wöhlerlinie, die sogenannte Knick-Schwingzahl N_k zwischen $5 \cdot 10^5$ und $1 \cdot 10^7$ Lastwechsel, dar. Für den Verlauf

nach diesem Punkt gibt die DIN 50100 (2016) drei Varianten an. Demzufolge kann der weitere Verlauf beispielsweise als horizontale Linie fortgeführt werden. Die Tatsache einer tatsächlichen Dauerfestigkeit, also eines horizontalen Verlaufs der Wöhlerlinie im Dauerfestigkeitsbereich, ist in der Literatur umstritten [Bathias 1999]. Als zweite Variante wird in der DIN 50100 (2016) im Bereich der Dauerfestigkeit eine Gerade mit einer im Vergleich zur Zeitfestigkeit geringeren Neigung angegeben. Als dritte Variante beschreibt die Norm eine Form des Dauerfestigkeitsbereichs bei der nach einem zunächst horizontalen Verlauf ein weiterer Abfall der Linie bei etwa $1 \cdot 10^8$ Lastwechsel stattfindet. Für die praktische Anwendung von Normen für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen ist die Angabe der zweiten Variante erforderlich. Erst durch die Angabe einer Neigung $1/k_2$ können Spannungen im Bereich der Dauerfestigkeit bei den anzuwendenden Schadensakkumulationshypothesen berücksichtigt werden.

4.1.2 Das Phänomen der Materialermüdung bei Stahlbetonbauteilen

Durch wiederkehrende Belastungen, die unterhalb der Tragfähigkeit des Materials liegen, treten Schädigungen ein, die zu einer Werkstoffermüdung führen können. Im Falle eines zyklisch auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbalkens konnten von Schläfli (1999) in Versuchen drei Phasen bis zu einem Ermüdungsbruch festgestellt werden. In der ersten Phase kommt es zu einer starken Verformungszunahme. Nach der zweiten Phase, in der eine stetige Zunahme der Verformungen erfolgt, kommt es zu einem Ermüdungsbruch der Bewehrung und somit zum Versuchsende. Die Verformungen entstehen in der Frühphase durch die Rissbildung in der Zugzone. Ist diese Phase nach mehreren Millionen Lastwechseln abgeschlossen, entstehen die weiteren Verformungen in der Betondruckzone [Schläfli et al. 2002]. Generell kann beim Werkstoff Stahlbeton ein Ermüdungsversagen entweder beim Baustoff Beton oder der Bewehrung auftreten. Der Beton kann dabei entweder auf Grund einer Zug- oder einer Druckbeanspruchung versagen. Auch der Verbund zwischen Bewehrung und Beton kann als ermüdungsrelevant eingestuft werden [Schläfli et al. 2002]. Für Bauteile, welche sich aus unterschiedlich alten Betonen zusammensetzen, wie dies bei Elementdecken mit einer Aufbetonschicht der Fall ist, gilt es außerdem ein Versagen der Verbundfuge auszuschließen [Furche und Bauermeister 2006]. Daher muss die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge, aber auch die Bewehrung die die Fuge kreuzt, untersucht werden.

Das tatsächliche Ermüdungsversagen von biegebeanspruchten Bauteilen wird auf Grund eines Stahlversagens verursacht, welches Schläfli (1999) und Läßle (2008) in vier Phasen unterteilen, die sich aus der Rissentstehung, dem stabilen Risswachstum, dem instabilen Risswachstum und dem schlussendlichen Restgewaltbruch zusammensetzen. In den etwa ersten zehn Prozent der Lebenszeit erfolgt die Risseinleitung. Diese Risseinleitung entsteht durch die Ermüdungsbeanspruchung an Stellen, wo entweder mikroskopische Schadstellen oder bereits erhöhte Spannungen z.B. durch Eigenspannungen vorhanden sind. Es kommt an diesen Stellen zu plastischen Verformungen, die Läßle (2008) als Extrusionen und Intrusionen bezeichnet. In diesem Bereich entstehen durch eine weiterführende Ermüdungsbeanspruchung sogenannte Ermüdungsgleitbänder, welche die Riskeimbildung darstellen. In weiterer Folge entsteht daraus ein Mikroriss, der sich bei jedem Lastwechsel um einen bestimmten Betrag vergrößert, weshalb man vom stabilen Risswachstum spricht. Gemäß Läßle (2008) kann davon ausgegangen werden, dass mehr als 60 % der Lebensdauer für das Wachstum des Mikrorisses benötigt werden. In der Phase des instabilen Risswachstums bildet sich ein Makroriss aus, welcher rechtwinkelig zur Beanspruchungsrichtung entsteht. Ist eine gewisse Fläche des Querschnitts durch den Makroriss durchtrennt und kann der verbleibende Querschnitt die Belastung nicht mehr aufnehmen, so kommt es zum Restgewaltbruch und zum spröden Versagen des Werkstoffs. Insgesamt gesehen wächst das Risswachstum exponentiell über die Zeit an. Auf das Entstehen eines Risses entfällt somit viel Zeit, weshalb im Werkstoff bereits vorhandene Schadstellen oder Risse die Lebensdauer erheblich reduzieren. An Stellen von Schweißungen sind höhere Eigenspannungen oder sogar Risse vorhanden. Der Ermüdungsbruch eines Stabes mit einem angeschweißten Querstab kann der Abbildung 4.2 entnommen werden. Anhand der Aufnahme unter

dem Mikroskop sind die Anrisse an der Stelle der Schweißnaht gut erkennbar. Dort entsteht der Mikrobeziehungsweise Makroriss, der so weit fortschreitet, bis der Restquerschnitt der Oberspannung der zyklischen Beanspruchung nicht mehr Stand halten kann und der Restgewaltbruch eintritt.

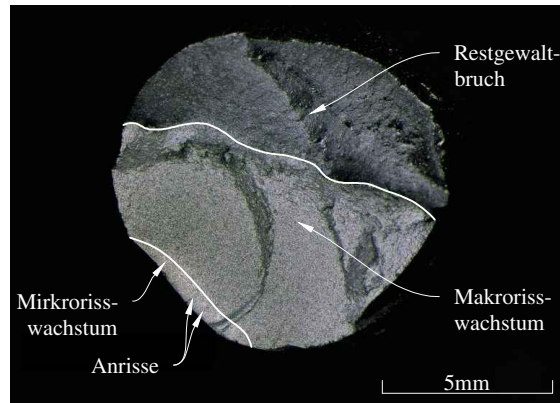


Abb. 4.2: Ermüdungsbruchfläche eines Bewehrungsstabes mit angeschweißtem Querstab

4.1.3 Elektrisches Widerstandspunktschweißen

Durch das Zusammenfügen von einzelnen Bewehrungsstäben zu Mattenelementen, wird der Einbau der Bewehrung in Plattenelemente wesentlich erleichtert. In Fertigteilwerken werden diese Bewehrungsmatten aus einzelnen Bewehrungsseisen zusammengefügt. Die jeweilige Bewehrung wird als Ringmaterial, den sogenannten Coils, bis zu Durchmessern von 14 mm gelagert.

Die einzelnen Stäbe werden automatisch zur Mattenschweißanlage geführt. Die Abbildung 4.3 zeigt die Anlage der Firma *Franz Oberndorfer GmbH & Co KG* im Werk Herzogenburg, wobei die Zufuhr der Querstäbe von der linken Seite zu sehen ist. Die einzelnen Bewehrungsstäbe werden auf die erforderliche Länge abgelängt und auf den von hinten kommenden Längsstäben positioniert. Der Abstand zwischen den Längsstäben wird durch den Abstand der im Hintergrund des Bildes ersichtlichen gelben Greiferelemente vorgegeben. Die Verbindung zwischen den Stäben wird oftmals, so auch im vorliegenden Fall, mittels Widerstandspunktschweißen hergestellt.



Abb. 4.3: Mattenschweißanlage der Firma *Franz Oberndorfer GmbH & Co KG*, Werk Herzogenburg

Das verwendete Schweißverfahren wird gemäß DIN 1910-100 (2008) den Pressschweißverfahren zugeordnet. Im Vergleich zu Schmelzschweißverfahren, welche die zweite Gruppe der Metallschweißverfahren bilden, wird die Pressschweißverbindung gewöhnlich ohne die Zugabe von Schweißzusätzen ausgeführt [DIN EN 14610 2005]. Beim Widerstandspunktschweißverfahren, welches für die Verbindung von Bewehrungsstäben verwendet wird, werden die kreuzweise übereinander liegenden Bewehrungsstäbe durch zwei stromführende Elektroden und einen gegeneinander aufgebrachtten Druck verbunden. Kämpfe (2011) erklärt, dass durch den Stromwiderstand eine Schweißtemperatur von über 1000°C erzeugt wird und somit die Verbindung der Bewehrungsstäbe erfolgt. Dabei werden die Ausgangsmaterialien oberflächlich aufgeschmolzen, wodurch es zu Änderungen in der Kristallstruktur kommt. Die Schweißnaht ist üblicherweise kreisförmig ausgebildet und wird Schweißlinse genannt. Diese Art der Schweißung ist im Werk effizient einsetzbar. Die entstehenden Bewehrungsmatten sind nicht zwingendermaßen an jedem Punkt verschweißt, um so die Produktionsgeschwindigkeit zu erhöhen. Nachteilig wirken sich die Schweißverbindungen in Hinblick auf die Ermüdungstragfähigkeit aus, da an der Schweißstelle eine Kerbe entstehen kann.

4.1.4 Normative Regelungen

Tragwerke, die regelmäßigen Lastwechseln ausgesetzt sind, sind gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) auf einen ausreichend Widerstand gegenüber Ermüdungsbeanspruchungen zu bemessen. Als Beispiel werden in diesem Grunddokument des Eurocodes für Hochbaukonstruktionen aus Beton Kranbahnen oder Brücken mit hohem Verkehrsaufkommen genannt. In den nationalen Festlegungen für Betonbrücken in Österreich [ÖNORM B 1992-2 2019] werden Ausnahmehauwerke des Brückenbaus definiert, wo der Ermüdungsnachweis entfallen kann. Diese Ausnahmen betreffen vor allem niederrangige, überschüttete Tragwerke oder auch Gründungen und Widerlager. Werden allerdings geschweißte Stäbe oder Stahlmatten verwendet, so ist ungeachtet vom Bauteil immer ein Ermüdungsnachweis zu führen. Die Durchführung solch eines Ermüdungsnachweises wird im nachfolgenden Kapitel 4.1.4.2 erläutert. Davor wird auf die Regeln in den aktuellen Normen zu geschweißter Bewehrung im Zusammenhang mit Ermüdungslasten eingegangen, um so einen Überblick über die Anwendbarkeit von heftgeschweißter Bewehrung beziehungsweise somit von Halbfertigteilelementen zu erhalten.

4.1.4.1 Regeln zu geschweißter Bewehrung unter nicht ruhender Beanspruchung

Zulässige Schweißverfahren für den Betonbau werden in Tabelle 3.4 in der ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) definiert, wobei zwischen den Belastungsarten "vorwiegend ruhend" und "nicht vorwiegend ruhend" unterschieden wird. Es werden vier Schweißverfahren angegeben, wobei das Lichtbogenhandschweißen oder das Metall- Aktivgasschweißen nur bei der Ausführung von Druckstäben für nicht vorwiegend ruhende Belastungen angewendet werden darf. Zug- oder Druckstäbe dürfen mittels Abbrennstumpfschweißen zu einem Stumpfstoß verschweißt werden. Außerdem darf ein Überlappings- oder Kreuzungsstoß mittels Widerstandspunktschweißen ausgeführt werden. Die Stäbe, welche mit dem Widerstandspunktschweißen verbunden werden, dürfen bei tragenden Verbindungen einen Durchmesser von maximal 28 mm aufweisen. Um kreuzende Stäbe mittels Widerstandspunktschweißen gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) ausführen zu dürfen, hat deren Verhältnis der Stabnennndurchmesser mehr als 0,57 zu betragen.

Die oben genannten Punkte erlauben somit die Verwendung von widerstandspunktgeschweißten Kreuzungsstößen für den Hochbau, wie diese bei der Herstellung von Bewehrungsmatten im Fertigteilwerk ausgeführt werden. Für den Betonbrückenbau in Österreich ist der nationale Anhang des Eurocodes 2, Teil 2 [ÖNORM B 1992-2 2019] anzuwenden. In diesem wird unter Punkt 10.1.1 *Allgemeine Bewehrungsregeln* angegeben, dass geschweißte Bewehrungsmatten einen Mindestdurchmesser von 8 mm aufweisen müssen und diese nur in Bereichen mit Spannungen σ in der Bewehrung zufolge ungünstigen charakteristischen Verkehrslasten von weniger als 80 N/mm² eingesetzt werden dürfen. Für Eisenbahnbrücken

beziehungsweise Straßenbrücken der Verkehrskategorie 1 und 2 dürfen teilweise vorgefertigte Plattenelemente nur dann eingesetzt werden, wenn die Bewehrung nicht geschweißt wird. Falls die Bewehrung geschweißt ausgeführt wird, so ist die Ermüdungsfestigkeit der Schweißverbindungen nachzuweisen. Im Eisenbahnbrückenbau wird noch einmal dahingehend verschärft, dass in ermüdungsbeanspruchten Bauteilen Bewehrungsmatten als Hauptbewehrung nicht zulässig sind. Halbfertigteilelemente mit heftgeschweißten Bewehrungen sind somit gemäß ÖNORM B 1992-2 (2019) im Brückenbau nur bedingt einsetzbar.

4.1.4.2 Nachweisverfahren nach Eurocode 2

Der Nachweis gegen Ermüdung ist gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) und ÖNORM B 1992-1-1 (2018) für die Baustoffe Beton und Stahl getrennt zu führen. Basis für die Nachweisführung ist die lineare Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren und Miner, wobei der Gedanke zugrunde gelegt wird, dass die Schäden der einzelnen Spannungsspiele solange addiert werden, bis der kritische Ermüdungsbruch eintritt. Für einen Betriebsfestigkeitsnachweis ist die vollständige Kenntnis der Einwirkungen und Widerstände erforderlich. Für die Einwirkungen werden dabei wirklichkeitsnahe Betriebsbelastungen abgebildet. Die Widerstandsseite wird mit Hilfe der Wöhlerlinien definiert. Die Quotienten aus einwirkenden Schwingspielen je Schwingbreite und der zur Spannungsschwingbreite zugehörigen Bruchlastspielzahl werden summiert. Diese Summe muss kleiner oder gleich 1,0 ergeben, um den Betriebsfestigkeitsnachweis zu erfüllen. Dieser umfangreiche Nachweis benötigt nicht nur einen enormen Wissensstand was die Berechnungsgrundlagen betrifft, sondern ist auch der aufwendigste Nachweis gemäß Eurocode 2. Er bildet für den Betonstahl den sogenannten *Stufe 3*-Nachweis, welcher für den Baustoff Beton in der Normung nicht vorgesehen ist.

Als Ersatz zu den Betriebslasten mit den vielen unterschiedlichen Lastniveaus wird beim Nachweis der *Stufe 2* das wirklichkeitsnahe Spannungskollektiv in ein schädigungsäquivalentes Rechteckkollektiv vereinfacht. Dieses Rechteckkollektiv ruft somit dieselbe, wirklichkeitsnahe Schädigung hervor, weshalb der Nachweis an sich ein Betriebsfestigkeitsnachweis bleibt. Für den Betonstahl ergibt sich durch Umformen eine Nachweisgleichung, wonach die einwirkende sogenannte schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite kleiner oder gleich jener Spannungsschwingbreite aus der entsprechenden Wöhlerlinie an der Stelle des Knicks bei N^* Lastwechseln ist. Auf beiden Seiten der Ungleichung werden Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt und es kann damit ein Spannungsnachweis geführt werden. Für die Berechnung der einwirkenden Spannungsschwingbreite werden für den Brückenbau in der ÖNORM EN 1991-2 (2010) Lastannahmen zur Verfügung gestellt. Bei Straßenbrücken werden die Spannungen beispielsweise infolge des Ermüdungslastmodells 3 gemäß ÖNORM EN 1991-2 (2010) mit erhöhten Achslasten berechnet. Die Widerstandsseite ergibt sich als die Schwingbreite bei N^* Lastwechseln aus den jeweiligen Wöhlerlinien gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) und ÖNORM B 1992-1-1 (2018). Auch für einen Nachweis des Betons unter Druckbeanspruchung kann solch ein Nachweis der *Stufe 2* geführt werden. Da die Ermüdungsfestigkeit von Beton stark von der aufgetragenen Mittelspannung abhängig ist, werden in den Normen keine Wöhlerlinien von Beton angegeben. Die Norm liefert ein Nachweisformat, bei dem die maximalen beziehungsweise minimalen Betondruckspannungen sowie die Ermüdungsfestigkeit des Betons, welche auf die statische Festigkeit bezogen wird, die Eingangsparameter darstellen. Kann der Nachweis nicht erfüllt werden, so sind durch geeignete Maßnahmen die Betondruckspannungen im Querschnitt zu reduzieren.

In der praktischen Anwendung sollte bei der Durchführung eines Ermüdungsnachweises mit dem sogenannten *Stufe 1*-Nachweis begonnen werden. Es handelt sich um einen vereinfachten Nachweis, der auf der sicheren Seite liegt. Er stellt keinen Betriebsfestigkeitsnachweis dar und auch die tatsächlich auftretenden Lastwechsel werden nicht berücksichtigt. Für den Betonstahl werden in der ÖNORM EN 1992-1-1

(2011) und der ÖNORM B 1992-1-1 (2018) Grenzwerte der Spannungsschwingbreiten angegeben. Diesen wird eine Spannungsschwingbreite gegenübergestellt, die sich aus einer Kombination aus der häufigen Einwirkungskombination des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit, der sogenannten Grundkombination, mit einer häufigen zyklischen Beanspruchung errechnen lässt. Die Belastung zur Ermittlung der Spannungen wird für Straßenbrücken durch das Ermüdungslastmodell 1 gemäß ÖNORM EN 1991-2 (2010) abgebildet. Dieses Ermüdungslastmodell ist durch ein, um bestimmte Faktoren abgemindertes, Lastmodell 1 bestimmt, welches aus statischen Berechnungen bekannt ist. Auch für den druckbeanspruchten Beton wird ein vereinfachter Nachweis angegeben, wobei hier nicht die Schwingbreite, sondern die maximale und minimale Betondruckspannung eines Querschnittspunktes als Einwirkung eingeht. Das Material wird in dieser Berechnung mit der Ermüdungsfestigkeit des Betons abgebildet. Als zweiter Nachweis für den Werkstoff Beton kann der Querkraftnachweis für Bauteile ohne Querkraftbewehrung angesehen werden. Hierbei wird die Querkraftbeanspruchung begrenzt, was ähnlich zur Begrenzung der Betonspannungen beim Nachweis des Betons unter Druck ist. Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung ist der Nachweis der Ermüdung für die Spannung in den Druckstreben und der Bügelbewehrung zu berechnen.

Die Ermittlung der Spannungen hat gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) und ÖNORM B 1992-1-1 (2018) für gerissene Querschnitte ohne Berücksichtigung einer Betonzugspannung, jedoch unter Beachtung der Verträglichkeitsbedingungen der Dehnungen zu erfolgen. Die ermittelten Spannungen bei einem biegebeanspruchten Bauteil hängen linear mit dem Biegemoment zusammen, weshalb die Spannungsschwingbreiten und die Biegemomente direkt zusammenhängen. Für die Nachweise der *Stufe 1* und *Stufe 2* ergeben sich die maßgebenden Schwingbreiten auf Grund der Extremwerte der Spannungen aus den maßgebenden Laststellungen.

Wöhlerlinien gemäß Eurocode 2

Für gerade Stäbe sowie für geschweißte Stäbe und Stahlmatten gibt die ÖNORM B 1992-1-1 (2018) die für Österreich gültigen Wöhlerlinien für die Bemessung an. Bei geraden Stäben werden für unterschiedliche Durchmesser verschiedene Wöhlerlinien definiert. Beispielhaft zeigt die Abbildung 4.4 einen Vergleich der Wöhlerlinie von geraden Stäben mit einem Durchmesser von weniger als 20 mm zu geschweißten Stäben, welche unabhängig vom Durchmesser genormt sind.

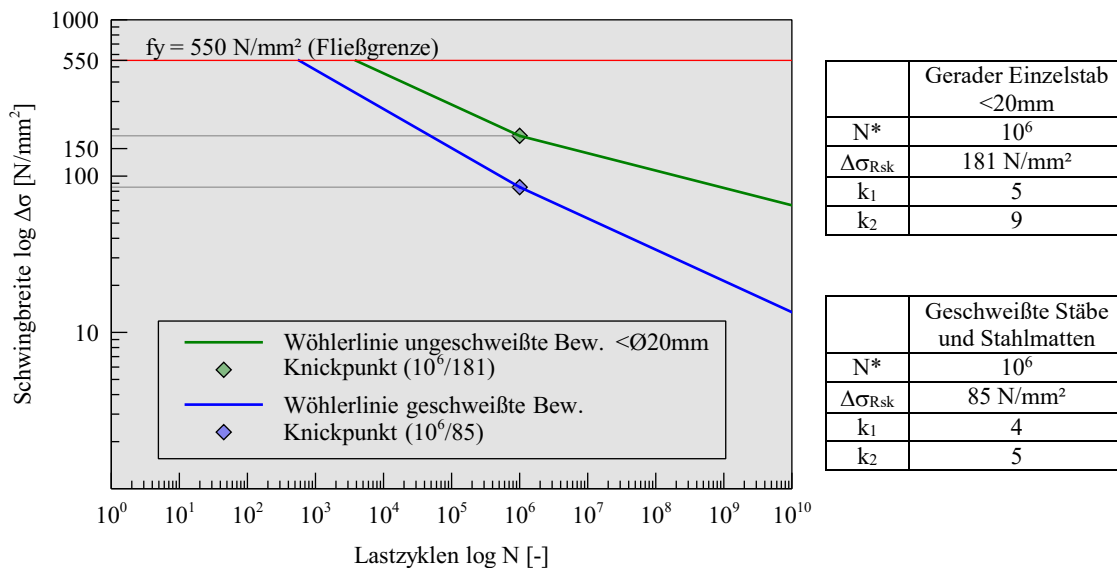


Abb. 4.4: Gegenüberstellung der charakteristischen Wöhlerlinien gemäß ÖNORM B 1992-1-1 (2018) für geschweißte und ungeschweißte Bewehrung

In Abbildung 4.4 in grüner Farbe ist die Wöhlerlinie für gerade Stäbe, in blauer Farbe jene für geschweißte Stäbe dargestellt. Zu erkennen ist dabei, dass mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen die geschweißte Bewehrung einen ungünstigeren Ermüdungswiderstand aufweist. Generell liegt die Wöhlerlinie für geschweißte Stäbe unter jener für gerade Stäbe. Die genauen Hintergründe werden in den folgenden Kapiteln erläutert.

Für die weiteren Überlegungen ist die Spannungsschwingbreite bei $N_a = 2 \cdot 10^6$ Lastwechseln wichtig. Diese kann gemäß Gleichung (4.2) unter Anwendung von Gleichung (4.1) für geschweißte Stäbe mit 74 N/mm^2 errechnet werden. Für gerade Stäbe mit einem Durchmesser kleiner 20 mm liegt dieser Wert bei 168 N/mm^2 .

$$\Delta\sigma_a = \Delta\sigma_{Rsk} \cdot \left(\frac{N^*}{N_a}\right)^{1/k_2} = 85 \cdot \left(\frac{10^6}{2 \cdot 10^6}\right)^{1/5} = 74 \text{ N/mm}^2 \quad (4.2)$$

4.1.5 Ermüdungsversuche an Betonstahl

4.1.5.1 Begriffe

Üblicherweise wird die Ermüdungsfestigkeit von Werkstoffen experimentell mittels Dauerschwingversuchen in sogenannten Einstufenversuchen ermittelt. Dabei wirkt die Beanspruchung sinusförmig auf den Probekörper, wie dies der Abbildung 4.5 entnommen werden kann. Nach dem Aufbringen der Mittelspannung σ_m wird der Körper mit der Spannungsamplitude σ_a be- und entlastet, was zum Erreichen der Oberspannung σ_{max} und der Unterspannung σ_{min} führt. Von der Mittelspannung ausgehend ergibt sich ein Schwingspiel nach einmaligem Erreichen der Unter- und Oberspannung, bis wieder die Mittelspannung erreicht wird. Die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$, welche der doppelten Spannungsamplitude σ_a entspricht, ist beim Einstufenversuch konstant.

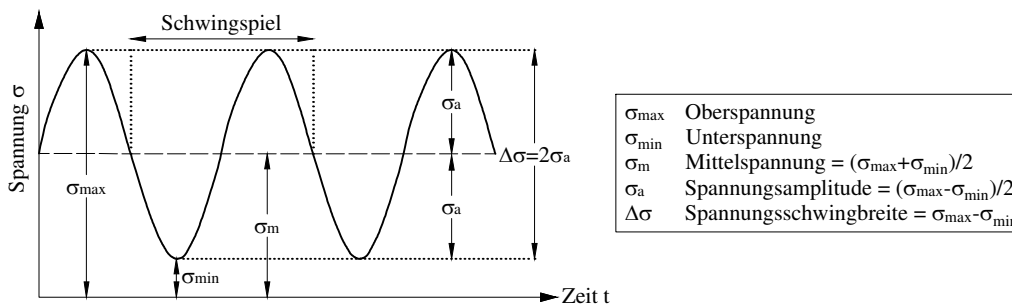


Abb. 4.5: Belastung im Einstufenversuch in Anlehnung an DIN 50100 (2016)

Die aus vielen Einstufenversuchen ermittelten Wöhlerlinien beschreiben Zilch und Zehetmaier (2010) als *Wöhlerlinien des Materials*, welche von *Wöhlerlinien für die Bemessung* zu unterscheiden sind. Zweitere sind jene Kurven, die in der Normung für die Bauteilbemessung verankert sind. Materialversuche, beispielsweise an Bewehrungsstäben, müssen nicht für jeden Punkt der Wöhlerlinie durchgeführt werden. Es ist ausreichend einen ausgewählten Punkt der Wöhlerlinie zu testen. Für geschweißte Bewehrungsmatten ist dieser Punkt gemäß der ÖNORM B 4707 (2014), Tabelle 3 für $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel bei einer Schwingbreite von 100 N/mm^2 definiert.

4.1.5.2 Grundlegende Erkenntnisse zu Ermüdungsversuchen

Versuche an freien und einbetonierten ungeschweißten Stäben

Versuche an Bewehrungsstäben können entweder an der Luft durchgeführt werden, wobei die Stäbe zentrisch auf Zug beansprucht werden. Oder es werden einbetonierte Stäbe getestet, wobei hier beispielsweise Zugversuche an mit Beton ummantelten Bewehrungsstäben durchgeführt werden können oder Balken mit einbetonierten Stäben hergestellt werden, die einer dynamischen Biegebeanspruchung ausgesetzt werden. Von Tilly wurden in [Tilly 1979], [Tilly, G.P. and Moss, D.S. 1982] und [Euro-International Committee for Concrete 1988] zwei Arten der Testdurchführung beschrieben, einerseits zentrische Zugversuche an der Luft und andererseits Versuche an biegebeanspruchten Balken mit einbetonierter Bewehrung. Bei der Durchführung von Versuchen an der Luft zeigt sich die Verbindung zwischen dem Stab und der Prüfmaschine als neuralgischer Punkt. Nicht nur die Einspannstelle selbst muss so ausgeführt sein, dass die Verbindung gut sichergestellt ist, auch muss der Probekörper zentrisch eingebaut sein, damit zusätzliche Spannungen vermieden werden. Bei einer korrekten Versuchsdurchführung können die aufgebrachten Kräfte genau gemessen und die im Prüfkörper vorhandenen Spannungen eindeutig ermittelt werden. Bei Biegeversuchen an Balken mit einbetonierten Stäben können die tatsächlich vorhandenen Spannungen in der Bewehrung nur unter Annahmen der Biegelehre berechnet werden. Jene Spannung, die beim zentrischen Ermüdungsversuch an der Luft über den gesamten Stab vorhanden ist, tritt bei einbetonierten Stäben nur genau im Rissquerschnitt auf. Dort wo der Beton gerissen ist, übernimmt der Stahlquerschnitt die gesamte Zugkraft. Die Dehnungen im Stahl steigen an der Stelle des Risses an, die Betonzugdehnungen fallen auf Null ab. Über Verbundspannungen werden neben dem Riss wieder Zugspannungen in den Beton eingeleitet. Erreicht die Spannung die Betonzugfestigkeit, entsteht der nächste Riss. Der Vorteil von Biegeversuchen an Betonbalken mit einbetonierten Stäben ist allerdings, dass der spätere Einsatz im Bauteil besser abgebildet wird. Bei solchen Versuchen an Biegebalken mit Stäben im einbetonierten Zustand wird ein vergleichsweise höherer Ermüdungswiderstand dokumentiert. Dies wird darauf zurückgeführt, dass die Wahrscheinlichkeit des Zusammentreffens von Rissen im Beton mit den Stellen, an denen der Ermüdungsbruch im Bewehrungsstab stattfinden wird, als gering eingestuft wird. In Euro-International Committee for Concrete (1988) wird diese Erhöhung des Ermüdungswiderstand mit 20 % beziffert. Heeke (2016) führte Versuche an freien und einbetonierten geraden Stäben durch, wobei die einbetonierten Stäbe, mit einem Betonzylinder ummantelt, ebenfalls einer Zugbelastung ausgesetzt wurden. Auch bei diesen Versuchen führten die einbetonierten Stäbe zu günstigeren Ergebnissen, was vom Autor ebenfalls auf die geringe Wahrscheinlichkeit des Zusammentreffens von Rissen im Beton und Fehlstellen im Bewehrungsstab zurückgeführt wird. Dieser Effekt der besseren Ermüdungseigenschaften wurde vor allem bei hohen Lastwechselzahlen, also im Dauerfestigkeitsbereich, dokumentiert. Im Zeitfestigkeitsbereich wurde eine flachere Neigung der Wöhlerlinie bei einbetonierten Stäben festgestellt. Die dämpfende Fähigkeit und das zyklische Kriechen des Betons unter wiederholter Belastung wird von Maurer et al. (2010) als Grund genannt, dass die Krafteinleitung bei Versuchen mit Beton sanfter erfolgt und sich die Spannungen im Stahlquerschnitt gleichmäßiger verteilen. Bei einbetonierten Stäben, welche Ermüdungslasten ausgesetzt werden, kann der Effekt der Reibkorrosion die Ermüdungswiderstände jedoch auch herabsetzen. Bei diesem Effekt löst sich der Verbund zwischen der Bewehrung und dem Beton, sodass der Stahl im Beton gleitet. Nürnberger (1982) gibt dazu an, dass dieser Effekt vor allen bei Stäben mit einer glatten Oberfläche zum Tragen kommt.

Die Oberflächen von Ermüdungsbrüchen wurden in der Literatur sowohl von einbetonierten Stäben als auch von Stäben, die an der Luft getestet wurden, metallurgisch untersucht [Tilly, G.P. and Moss, D.S. 1982]. Dabei wurde festgestellt, dass die Ermüdungsbrüche bei an der Luft getesteten Stäben von Fehlstellen an der Staboberfläche ausgehen. Diese Fehlstellen treten nicht zwingend in der Nähe der Rippen auf, was auch von Moss (1980) festgehalten wurde. Bei den Versuchen an Biegebalken wurden die Brüche immer an Stellen neben den Rippen festgestellt, wobei der Ausgangspunkt für Ermüdungsrisse

von in biegebeanspruchten Balken einbetonierten Stäben immer die am weitesten außen befindliche Stelle an der Zugseite in der Nähe von Rissen im Beton ist [Tilly, G.P. and Moss, D.S. 1982].

Ermüdungsversuche an geschweißten Stäben

Auch über Betonstahlmatten finden sich in der Literatur Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen, wobei diese sowohl an der Luft als auch einbetoniert getestet wurden. Dabei verhalten sich einbetonierte Matten oftmals besser [Nürnberger 1982], [Rehm, Harre und Russwurm 1981]. Die stützende Wirkung des Betons wird von Zilch und Zehetmaier (2010) als Grund für die besseren Ermüdungswiderstände von einbetonierten, geschweißten Stäben angegeben. Schiessl (1982) untersuchte den Einfluss der Lage des Querstabes von einbetonierten Betonstahlmatten und dokumentierte ein besseres Ermüdungsverhalten im Zeitfestigkeitsbereich bei innenliegenden Querstäben im einbetonierten Zustand im Vergleich zu an der Luft durchgeführten Versuchen. Allerdings verschlechtert sich der Ermüdungswiderstand im Zeitfestigkeitsbereich bei einer einbetonierten Betonstahlmatte mit einem außenliegenden Querstab im Vergleich zu an der Luft getesteten Stäben [Schiessl 1982].

4.1.5.3 Normative Regelungen zur Versuchsdurchführung

Die Durchführung von Schwingfestigkeitsversuchen an metallischen Werkstoffen wird in der DIN 50100 (2016) genormt. Die Durchführung von Dauerschwingversuchen ist trotz moderner Versuchseinrichtungen zeit- und kostenaufwendig, weshalb oftmals von einer kleinen Stichprobe auf die Grundgesamtheit geschlossen werden muss. Da die Versuchsergebnisse häufig einer großen Streuung unterliegen, muss ein Verteilungsgesetz angenommen werden. Der erwähnten DIN-Norm liegt die logarithmische Normalverteilung zugrunde, welche durch einen Mittelwert und die dazugehörige Standardabweichung vollständig beschreibbar ist.

Die DIN 50100 (2016) gibt außerdem verschiedene Verfahren zur Versuchsdurchführung beziehungsweise Versuchsauswertung an. In der weiteren Folge wird das sogenannte Treppenstufenverfahren genauer erklärt. Weitere Verfahren zur Ermittlung von Wöhlerlinien werden beispielsweise von Wieneke, Elten et al. (2017) oder von Radaj und Vormwald (2007) erläutert. Das Treppenstufenverfahren wurde im Jahr 1948 von Dixon und Mood entwickelt und von Hück (1983) modifiziert. Durch die Modifikation des Auswerteverfahrens werden nun sämtliche Ergebnisse, sowohl Durchläufer als auch Brüche, in die Auswertung einbezogen. Außerdem wird anhand des letzten Ergebnisses auf einen "fiktiven" nächsten Versuch geschlossen. Für eine Abschätzung des Mittelwertes ohne Konfidenz und Streuung gibt Hück (1983) eine Anzahl von fünf bis neun Versuchen an. Ein gutes Gesamtergebnis wird mit mehr als 25 Versuchen erzielt. Die sogenannte, von Hück (1983) vorgeschlagene, IABG-Methode ist Grundlage für die Auswertung von Versuchen gemäß DIN 50100 (2016).

Zu Beginn einer Versuchsserie wird die kritische Spannungsamplitude geschätzt, mit welcher der erste Versuch durchgeführt wird. Das Ergebnis des vorherigen Versuches bestimmt die Amplitude des nächsten Versuchs. Bei einem Durchläufer, das heißt der Probekörper versagt vor dem Erreichen einer definierten Schwingspielzahl nicht, erfolgt der nächste Versuch auf einem höheren Lastniveau, bei einem Bruch auf einem geringeren. Die Lastniveaus werden im Vorfeld durch die Bestimmung von äquidistanten Stufensprüngen ermittelt. Sind diese fein genug gewählt, streuen die Ergebnisse um den Mittelwert der Ermüdungsfestigkeit [Radaj und Vormwald 2007].

4.1.6 Einflüsse auf die Materialermüdung von Betonstahl

Äußere Faktoren beschleunigen das Entstehen sowie das Heranwachsen von Ermüdungsrissen. Läßle (2008) unterscheidet zwischen Einflussfaktoren aus der Produktion, aus der Konstruktion und aus den

Betriebsbedingungen, was der Abbildung 4.6 entnommen werden kann. Auf einige der Einflüsse wird genauer Bezug genommen.

<i>Produktion</i>	<i>Konstruktion</i>	<i>Betriebsbedingungen</i>
<ul style="list-style-type: none"> • Werkstoffart • chemische Zusammensetzung • Herstellungsverfahren • Oberflächenbeschaffenheit • Eigenspannungen 	<ul style="list-style-type: none"> • Bauteilgeometrie (technische Kerben) • Bauteilverbindung • Krafteinleitung • Reibermüdung • Verbundwirkung • Oberflächenrauigkeit • Eigenspannungen • Zwangsspannungen 	<ul style="list-style-type: none"> • Art und Höhe der Beanspruchung • Beanspruchungsverlauf • Höhe der Temperatur • Temperaturwechselbeanspruchung • korrosive Umgebung

Abb. 4.6: Einflussfaktoren auf die Ermüdungsfestigkeit metallischer Werkstoffe (in Anlehnung an Läßle (2008))

Einflüsse aus der Produktion betreffen vor allem die herstellungsbedingten Eigenschaften des Materials. So kann die chemische Zusammensetzung je nach Hersteller variieren, wodurch beispielsweise auf Grund der Zugabe von Schrottanteilen mikroskopische Einschlüsse und daher Gefügestörungen im Betonstahl vorhanden sein können [Läßle 2008].

Sowohl aus der Produktion als auch aus der Konstruktion können Eigenspannungen im Metall entstehen. Radaj und Vormwald (2007) beschreiben, dass Eigenspannungen mit der Aufbringung einer Lastmittelspannung vergleichbar sind, die sich infolge von Ermüdungsbelastungen erhöhen oder abbauen können. Bei gebogenen Stäben vermindert sich der Ermüdungswiderstand [Rehm, Harre und Beul 1986]. Durch das Biegen, was einem Kaltverformungsprozess entspricht, entstehen Eigenspannungen. Bei, im Verhältnis zum Stabdurchmesser, kleinen Biegerollendurchmessern ist die Abminderung der Dauerschwingfestigkeit besonders groß [Nürnberger 1982].

Durch die mechanische Verbindung von Bauteilen, beispielsweise durch Schweißen, vermindert sich der Widerstand gegenüber Ermüdungseinwirkungen im Vergleich zu ungeschweißten Stäben [Tilly 1979],[Rehm, Harre und Russwurm 1981], wobei eine größere Reduktion bei axialen Tests festgestellt wurde als bei Biegeversuchen an Balken mit einbetonierten Stäben. In den Untersuchungen von Rehm, Harre und Russwurm (1981) werden die Ermüdungseigenschaften von verschiedenen konstruktiven Schweißverbindungen gegenübergestellt. Die Stumpfstoßverbindung weist dabei den besten Ermüdungswiderstand auf. Das heftgeschweißte Verbinden von Stäben wird im Englischen als "tack welding" bezeichnet. In der Literatur wird angegeben, dass solche Verbindungen ähnliche Eigenschaften wie Stumpfstoße aufweisen [Euro-International Committee for Concrete 1988]. Umfangreiche Untersuchungen zu heftgeschweißten Verbindungen wurden von Schwarzkopf (1992) durchgeführt. Dabei wurden unterschiedliche Schweißarten (MAG-Schweißung und Lichtbogen-E-Schweißung) untersucht, wobei Stäbe, welche mit Lichtbogenschweißung verbunden wurden, bessere Ermüdungswiderstände lieferten. Zu dieser Zeit war die MAG-Schweißung die in Werken gängige Schweißmethode, weshalb diese genauer untersucht wurde. Dabei wurde kein maßgebender Einfluss der Durchmesserkombination festgehalten, was sich mit den Untersuchungen von Schiessl (1982) deckt. Schweißverbindungen sollen gemäß Euro-International Committee for Concrete (1988) in ermüdungsbeanspruchten Bauteilen vermieden werden.

Neben der Ausführung einer mechanischen Verbindung zur Verlängerung von Bewehrungsstäben ist eine gängige Ausführung das Stoßen der Bewehrung. Die Verlängerung von Bewehrungsstäben durch Überlappungsstöße beeinflusst die Ermüdungseigenschaften im Vergleich zu durchlaufenden Stäben nicht [Euro-International Committee for Concrete 1988].

Bei der Produktion können Eigenspannungen auch durch das Aufprägen einer Rippung entstehen. Die Ausführung von geripptem Betonstahl, vor allem die Ausführung von scharfkantiger Rippung, vermindert die Ermüdungsfestigkeit [Helgason et al. 1976]. Durch die Ausbildung von ausgerundeten Rippen kann die Ermüdungsfestigkeit im Vergleich zu scharfkantigen Rippen um etwa 20 % erhöht werden [Soretz 1974].

Die Beanspruchungsintensität während des Betriebs der Konstruktion beziehungsweise der Durchführung von Versuchen bestimmt die Höhe der Mittelspannung. Erreicht die Oberspannung nicht die Streckgrenze, so ist der Mittelspannungseinfluss gering [Nürnberger 1982]. Läßle (2008) beschreibt einen Einfluss der Mittelspannung dahingehend, dass eine Druckmittelspannung die Schwingfestigkeit verbessert, weil dadurch das Öffnen einer Gleitebene entlang des Risses erschwert wird.

Kleinere Durchmesser weisen höhere Ermüdungsfestigkeiten auf als große [Helgason et al. 1976, Canteli et al. 1984, Euro-International Committee for Concrete 1988]. Moss (1980) beziffert die Ermüdungsfestigkeit eines Stabes $\varnothing 40$ mm bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln um 30 % geringer als die eines Stabes $\varnothing 16$ mm. In Rehm, Harre und Beul (1986) werden Versuche an Balken mit einbetonierten Stäben beschrieben. Dabei wurden verschiedene Stahlarten und Probeformen anhand von zwei unterschiedlichen Durchmessern untersucht. Für die Aus- und Bewertungen der Versuchsergebnisse wurden auf Grund des nicht eindeutigen Durchmesserinflusses die Diagramme unabhängig vom Betonstahldurchmesser erstellt. Der Durchmesserinfluss kann demzufolge bei einbetonierten Stäben vernachlässigt werden [Rehm, Harre und Beul 1986].

Ein Großteil der beschriebenen Einflüsse ist auf durchgeführte Versuche in und vor den 1980-er Jahren zurückzuführen, bei denen andere Stahlsorten als die heute üblichen zur Untersuchung herangezogen worden sind. In einer Gegenüberstellung konnte festgestellt werden, dass die Ergebnisse von alten Bewehrungsstäben mit den heutigen vergleichbar sind [Marzahn et al. 2013]. Im Umkehrschluss können daher die heute gültigen Wöhlerlinien auch für die Nachrechnung bestehender Bauteile verwendet werden.

4.2 Ermüdungsversuche an auf Zug beanspruchten Stäben

Die Ermüdungseigenschaften von Bewehrungsstahl mit und ohne angeschweißtem Querstab wurden anhand von zyklisch belasteten Zugversuchen an der Luft untersucht. Ziel der Versuchsreihe der Stäbe mit dem angeschweißten Querstabe war die Ermittlung des charakteristischen Wertes der Ermüdungsfestigkeit bei der vorgegebenen Lastwechselzahl von $2 \cdot 10^6$ mit Hilfe des Treppenstufenverfahrens gemäß DIN 50100 (2016). Der ermittelte Wert wurde mit den für Österreich gültigen Angaben des Eurocodes 2 [ÖNORM B 1992-1-1 2018] verglichen. Dazu wurde eine Serie von 14 Stäben mit einem angehefteten Querstab getestet, wobei im Vorfeld zusätzlich vier Testversuche durchgeführt worden sind. Als Vergleich zu den Stäben mit Querstab wurden sechs gerade, ungeschweißte Stäbe einer Ermüdungsbeanspruchung unterzogen.

4.2.1 Versuchsdurchführung

Für die Durchführung der Ermüdungsversuche wurden Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 10 mm verwendet. Bei den Proben mit angeschweißtem Querstab wies dieser ebenfalls den Durchmesser

von 10 mm auf. Geprüft wurden die Proben, wie in der Abbildung 4.7b zu sehen ist, an einem Versuchsstand für Zugprüfungen. Der Versuchsstand wird servohydraulisch betrieben. Es können sinusförmige Beanspruchungen durch die Steuerungsgrößen Kraft oder Weg auf den Probekörper aufgebracht werden. Die vorliegenden Versuche wurden kraftgesteuert mit einer Frequenz von bis zu 10 Hz durchgeführt. Das Verbinden der Probestücke mit dem Versuchsstand erfolgte mit den Zugbacken der Prüfmaschine. Dazu wurden die Enden der Versuchskörper dahingehend vorbereitet, dass ein Versagen im Krafteinleitungsbereich ausgeschlossen werden konnte. Die Enden der Stäbe wurden dafür mit einem Zweikomponentenkleber in gekerbte Aluminiumhülsen zentrisch eingeklebt. Die Krafteinleitung erfolgte somit gemäß Abbildung 4.7a von den Zugbacken über die mit Kleber gefüllten Aluminiumhülsen in den Bewehrungsstab.

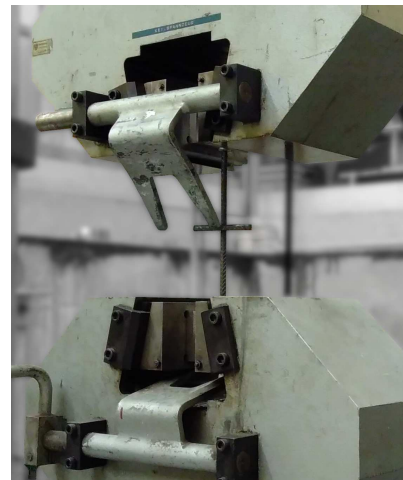
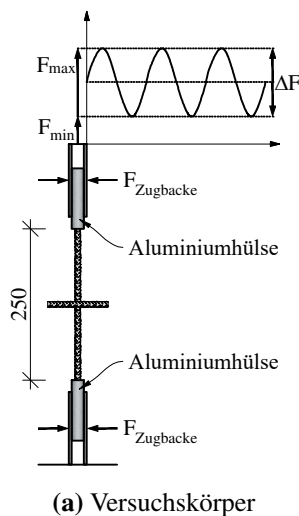


Abb. 4.7: Ermüdungsversuche an Stäben an der Luft

Zu Versuchsbeginn wurde die für den jeweiligen Versuch erforderliche Mittellast aufgebracht, um während der darauffolgenden zyklischen Belastung eine Oberspannung σ_{max} von 300 N/mm^2 zu erreichen. Die Oberspannung für Ermüdungsversuche ist in der ÖNORM B 4707 (2014) definiert und wurde bei allen Versuchen gleich gewählt. Das Versuchsende wurde entweder durch das Erreichen von 2 Mio. Lastwechseln oder durch den Bruch des Bewehrungsstabes definiert. Erreichte der Probekörper ohne erkennbaren Anriss oder Bruch die 2 Mio. Lastwechsel, so wurde dieser als Durchläufer definiert. Alle Durchläufer wurden im Anschluss an die dynamischen Untersuchungen statisch auf deren Versagen getestet.

4.2.2 Versuchsergebnisse

Insgesamt wurden achtzehn Stäbe mit einem angehefteten Querstab und sechs gerade, ungeschweißte Stäbe getestet. Sowohl bei den geraden als auch bei den geschweißten Bewehrungsstäben wurden bei den Ermüdungsversuchen sowohl Durchläufer als auch Brüche festgestellt. Das Ermüdungsversagen von den auf Zug beanspruchten Bewehrungsstäben erfolgte schlagartig. Der Bewehrungsstab erfährt über die gesamte Probekörperlänge die gleiche Spannung. Das Versagen tritt an der schwächsten Stelle des Querschnitts auf. Im Falle der Versuchskörper mit angeheftetem Querstab ist dies der Verbindungspunkt beziehungsweise der Nahteinflussbereich.

Nach der Durchführung von vier Vorversuchen wurde eine Versuchsreihe mit vierzehn Proben mit Querstab unter Anwendung des Treppenstufenverfahrens gemäß DIN 50100 (2016) getestet. Dabei wird der Mittelwert der Ermüdungsfestigkeit bei einer gewissen Lastwechselzahl ermittelt. Bei der vorliegenden Versuchsreihe wurde diese Lastwechselzahl mit 2 Mio. definiert. Der Versuchsablauf wird durch das Ergebnis des vorigen Versuchs bestimmt. Die, bei den durchgeführten Versuchen ermittelte Treppenstufenfolge, ist der Abbildung 4.8 zu entnehmen. Die ersten Versuche dürfen gemäß DIN 50100 (2016) erst bei abermaligem Erreichen der Laststufe in die Auswertung einbezogen werden. Des Weiteren dürfen nur geschlossene Folgen ausgewertet werden, also nur Versuchsreihen ohne Unterbrechung der Treppenstufenfolge. Wenn auf einer Laststufe ausschließlich Brüche und auf einer ausschließlich Durchläufer vorhanden sind, also somit nicht mindestens eine Laststufe mit Brüchen und Durchläufern vorhanden ist, so darf die Versuchsreihe nicht ausgewertet werden. Außerdem dürfen keine Treppenstufenfolgen mit weniger als zwei Umkehrpunkten ausgewertet werden, was vor allem bei einem geringen Stichprobenumfang oder einem zu klein gewählten Stufensprung der Fall sein kann. Da alle Normvorgaben bei der durchgeführten Versuchsreihe erfüllt wurden, werden den Laststufen aufsteigende Ordnungsziffern i vergeben. Es ist für die Auswertung nicht relevant, ob es sich bei dem Versuch um einen Bruch oder einen Durchläufer handelt, weshalb ein fiktiver Versuch auf Grundlage des letzten Versuchsergebnisses hinzugefügt werden kann. Aus der Anzahl der Ereignisse je Laststufe wird die Kennzahl f_i definiert. Gemäß Abbildung 4.8 werden die Kennzahlen F_T , A_T und B_T aus der Summe der Ereignisse beziehungsweise der Summe der Multiplikationen der Ereignisse mit der Ordnungsziffer beziehungsweise dem Quadrat der Ordnungsziffer errechnet.

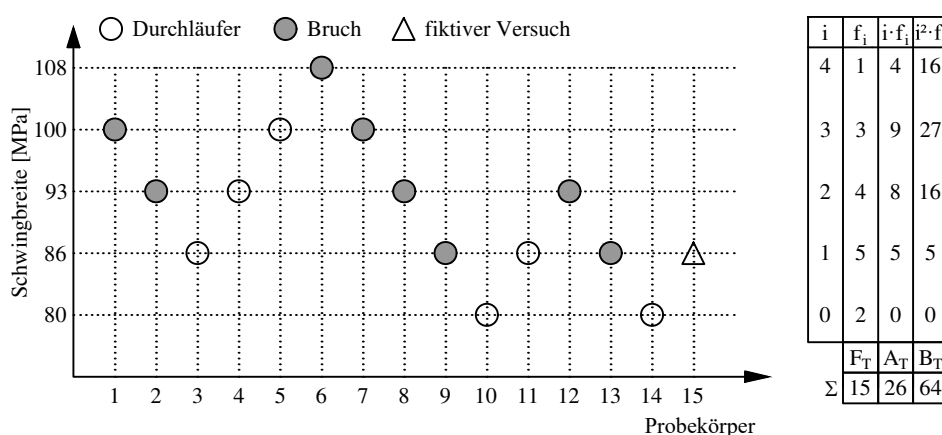


Abb. 4.8: Auswertung der Versuche mit dem Treppenstufenverfahren

Unter Anwendung der Gleichung (4.3) wird der Mittelwert, ausgehend von der niedrigsten, auswertbaren Laststufe L_0 , berechnet. Dabei wird außerdem der zu Beginn der Versuche ermittelte äquidistante Stufensprung d_{log} verwendet. Dieser errechnet sich mit Hilfe von Angaben der Norm für punktgeschweißte Verbindungen aus der Zehnerpotenz von 0,033 [DIN 50100 2016]. Die Berechnung der Varianz erfolgt nach Gleichung (4.4).

$$L_{AL,NG} = L_0 \cdot d_{log}^{\left(\frac{A_T}{F_T}\right)} = 80 \cdot 1,0789^{\left(\frac{26}{15}\right)} = 91,3 \text{ N/mm}^2 \quad (4.3)$$

$$D_T = \frac{F_T \cdot B_T - A_T^2}{F_T^2} = \frac{15 \cdot 64 - 26^2}{15^2} = 1,262 \quad (4.4)$$

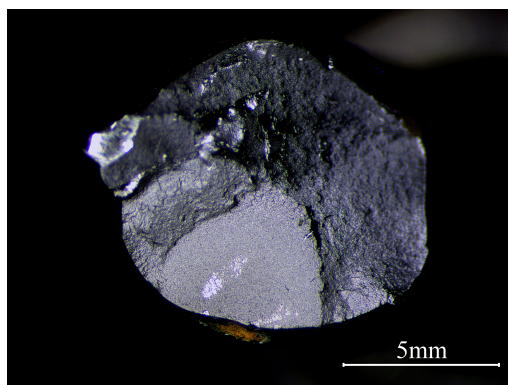
Die ermittelte mittlere Spannungsschwingbreite bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln beträgt $91,3 \text{ N/mm}^2$. Die Varianz als Maß für die Streuung kann mit 1,26 errechnet werden. Durch eine Erhöhung der Anzahl der Probestücke könnte die Streuung verkleinert werden.

All jene Proben, welche den vorgegebenen 2 Mio. Lastwechseln standhielten und somit als Durchläufer bezeichnet wurden, wurden nachträglich einer Zugprüfung unterzogen. Der statische Bruch der Proben erfolgte an einer beliebigen Stelle entlang der Stabachse. Die Bruchlast lag bei allen Proben, die in der freien Länge gebrochen sind, auf einem ähnlichen Lastniveau. Bei einem von neun Versuchen wurde eine geringere Bruchlast, nämlich nur 70 % der Bruchlast der anderen Versuche, aufgezeichnet. Der Bruch kam bei diesem einen Probestück im Nahteinflussbereich zu liegen. Die Versuchsergebnisse können in tabellarischer Form dem Anhang A, Kapitel A.1.1 entnommen werden.

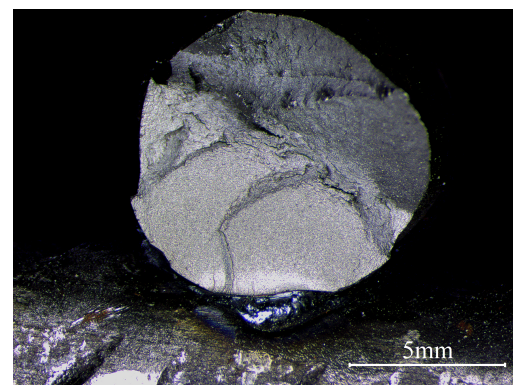
4.2.3 Interpretation

4.2.3.1 Mikroskopie der Bruchflächen

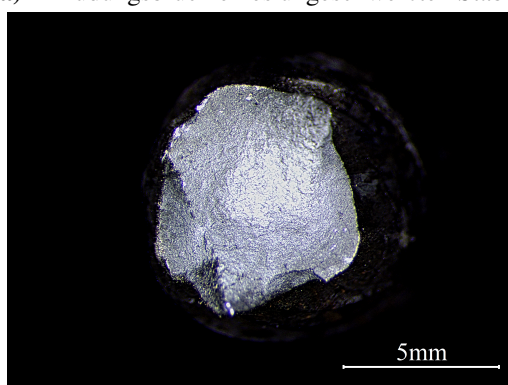
Nach der Versuchsdurchführung wurden ausgewählte Bruchflächen unter einem Mikroskop untersucht. Eine Gegenüberstellung von charakteristischen Bruchflächen kann der Abbildung 4.9 entnommen werden.



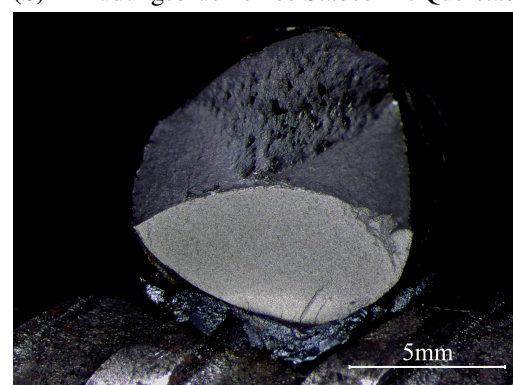
(a) Ermüdungsbruch eines ungeschweißten Stabes



(b) Ermüdungsbruch eines Stabes mit Querstab



(c) Statischer Bruch in der freien Länge



(d) Statischer Bruch an der Stelle des Querstabes

Abb. 4.9: Gegenüberstellung der charakteristischen Bruchflächen

Die beiden Abbildungen 4.9a und 4.9b zeigen die Bruchflächen von einem geraden, ungeschweißten Stab und einem Stab mit Querstab nach einem Ermüdungsbruch. Das sonst sehr geschätzte duktile Verhalten der Bewehrung ist bei einem Ermüdungsversagen nicht mehr vorhanden. Die Bewehrung kommt nicht ins

Fließen und versagt schlagartig ohne Querschnittseinschnürung. Die Anrisse, die das Ermüdungsversagen einleiten sind in der Abbildung 4.9b an der Flanke der Schweißstelle gut zu erkennen. Bei der Probe aus Abbildung 4.9a waren es wohl die hell glänzenden Unstetigkeitsstellen, die das Ermüdungsversagen eingeleitet haben. Kennzeichnend für die Oberflächenbeschaffenheit der Bruchstellen von Ermüdungsbrüchen ist die muschelförmige Bruchfläche, die durch das Anwachsen des Risses, ausgehend von der Risskeimbildung, nahezu eben ist. Diese ebene Fläche wächst so lange, bis der Widerstand des Restquerschnittes kleiner als die einwirkende Spannung ist und es zu einem Restgewaltbruch kommt. Die ebene Fläche mit einer danach steil nach oben verlaufenden Restgewaltbruchfläche konnte bei jeder Bruchfläche eines Ermüdungsbruches und auch beim statischen Bruch an der Stelle des Querstabes identifiziert werden.

Die Abbildungen 4.9c und 4.9d zeigen jene Stäbe, die nach dem Ermüdungsversuch durch eine statische Lastaufbringung versagten. Der eingeschnürte Querschnitt in Abbildung 4.9c ist kennzeichnend für einen statischen Bruch in der freien Länge eines Stabes. Die Bruchfläche der Abbildung 4.9d ähnelt der eines Ermüdungsbruches. Es handelt sich dabei um jenen Stab, der beim statischen Zugversuch 70 % der Bruchlast der anderen Stäbe aufnehmen konnte und im Bereich der Nahteinflussfläche gebrochen ist. Anhand der Aufnahme unter dem Mikroskop zeigte sich, dass in diesem Querschnitt bereits Anrisse vorhanden waren. Diese führten bei Erreichen einer statischen Last, welche geringer war als die Bruchlast des Stabes, zum abrupten Bruch. Helgason et al. (1976) haben ebenso Stäbe, nach durchgeführten Ermüdungsversuchen, einer statischen Zugbeanspruchung unterzogen. Sie beschreiben dieses Phänomen ebenfalls bei all jenen Stäben, welche eine im Vergleich zu anderen Stäben geringere Zugfestigkeit beim statischen Zugversuch aufgewiesen haben.

4.2.3.2 Vergleich der Versuchsergebnisse mit der aktuellen Normung

Die in der Versuchsreihe mit Hilfe des Treppenstufenverfahrens ermittelte mittlere Spannungsschwingbreite bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln wird mit dem äquivalenten Wert aus der ÖNORM B 1992-1-1 (2018) verglichen. Gemäß Gleichung (4.2) beträgt dieser für geschweißte Stäbe 74 N/mm^2 . Es handelt sich bei diesem Normwert um einen charakteristischen Wert. Der mit dem Treppenstufenverfahren ermittelte Wert ist ein Mittelwert, der mit Hilfe von Angaben aus der ÖNORM EN 1990 (2013), Anhang D auf einen charakteristischen Wert umgerechnet werden kann. Dazu ist der Logarithmus der errechneten mittleren Spannungsschwingbreite m_y gemäß Gleichung (4.5) mit $4,51 \text{ N/mm}^2$ zu berechnen. Die Standardabweichung s_y einer logarithmischen Normalverteilung errechnet sich nach Gleichung (4.6) zu $0,087 \text{ N/mm}^2$.

$$m_y = \ln(L_{AL,NG}) = \ln(91,3) = 4,51 \text{ N/mm}^2 \quad (4.5)$$

$$s_y = \sqrt{\frac{1}{(n-1)} \sum (\ln(x_i) - m_y)^2} = 0,087 \text{ N/mm}^2 \quad (4.6)$$

Für die Berechnung eines charakteristischen Wertes aus einem Versuchsergebnis ist es notwendig den Fraktilefaktor k_n zu ermitteln. Bei einer sehr großen Anzahl an Versuchen nähert sich dieser Wert zur Ermittlung einer 5 %-Fraktile zu 1,64 an. Für den gegenständlichen Fall wird gemäß Tabelle D.1 aus der ÖNORM EN 1990 (2013) der Wert mit 1,92 für einen im Vorfeld unbekanntem Variationskoeffizienten ermittelt. Somit ergibt sich für die durchgeführte Versuchsreihe gemäß Gleichung (4.7) eine charakteristische Spannungsschwingbreite bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln von 77 N/mm^2 . Der in den Versuchen ermittelte Wert liegt somit über dem in der ÖNORM B 1992-1-1 (2018) angegebenen Wert von 74 N/mm^2 .

$$X_k = e^{(m_y - k_n \cdot s_y)} = e^{(4,51 - 1,92 \cdot 0,087)} = 77 \text{ N/mm}^2 \quad (4.7)$$

4.3 Ermüdungsversuche an biegebeanspruchten Plattenelementen mit einbetonierten, punktgeschweißten Bewehrungsstäben

Versagt eine Brückenfahrbahnplatte infolge einer Ermüdungsbeanspruchung, so geschieht dies in der Regel auf Grund des Durchstanzens der Radlasten, was allerdings nicht schlagartig passiert sondern durch Risse und herunterfallende Betonstücke angekündigt wird [Schläfli 1999]. Mit Hilfe von Versuchen wurde das Ermüdungsverhalten von auf Biegung beanspruchten Plattenelementen mit einer einbetonierten, punktgeschweißten Bewehrung untersucht. Hauptaugenmerk lag dabei in der Beurteilung der Einsatzmöglichkeit von heftgeschweißter Bewehrung in dynamisch beanspruchten Tragwerksteilen.

4.3.1 Versuchsdurchführung

4.3.1.1 Versuchskörper

Angelehnt an den späteren Einsatz als Fahrbahnplatte, wurden Ermüdungsversuche an Plattenstreifen durchgeführt. Die Lastabtragung von lokalen Lasten, wie Radlasten, erfolgt bei Fahrbahnplatten von Brücken mit üblichen Querschnitten hauptsächlich in Querrichtung. Die Längsrichtung wirkt lastverteilend. Auf Grund der bei der Schnittgrößenberechnung anwendbaren Streifenmethode wurden die gegenständlichen Probekörper, in Anlehnung an Schläfli (1999), wo Ermüdungsversuche von Fahrbahnplatten beschrieben werden, als Plattenstreifen ausgeführt.

Die Platten bestanden aus einer 70 mm dicken Fertigteilplatte mit einer 280 mm dicken Aufbetonschicht. In der Fertigteilplatte sind heftgeschweißte Bewehrungsmatten verlegt worden. Der Verbund zwischen dem Fertigteil und der Aufbetonschicht wurde durch die Aufrauung der Oberseite des Fertigteils und durch den Einbau von zwei Gitterträgern sichergestellt. Die Abmessungen der Versuchskörper betragen $l \cdot b \cdot h = 4,5 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m}$. Die Bewehrungsmatten wurden mit Stäben $\text{Ø}10 \text{ mm}$ mit einem Abstand von 100 mm in Längsrichtung und 50 mm in Querrichtung ausgebildet. An den Kreuzungspunkten wurden die Stäbe heftgeschweißt miteinander verbunden, wobei die Heftschiweißung lediglich bei den Versuchen 6 bis 9 an allen Kreuzungspunkten ausgeführt wurde. Das Schweißbild der Bewehrungsmatten der Versuchskörper sowie der Fertigungsplan kann dem Anhang A entnommen werden. Die Versuchskörper wurden im Fertigteilwerk mit einer Betongüte C30/37 ausgeführt. Zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung wurde die Festigkeit anhand von Würfeldruckprüfungen mit über 48 N/mm^2 bei den Versuchen 1 bis 5 und über 61 N/mm^2 bei den Versuchen 6 bis 9 gemessen.

4.3.1.2 Versuchsaufbau und Messmethodik

Durchgeführt wurden die Versuche im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen der TU Wien. Der Versuchsaufbau erfolgte auf einem, auf Federn gelagerten, vorgespannten Betontrog [Köberl 2008]. Der Trog ist von den umliegenden Bauteilen entkoppelt und überträgt daher kaum Schwingungen an andere Gebäudeteile. Üblicherweise werden in dieser Resonanzprüfmaschine Dauerschwingversuche an Litzenzuggliedern durchgeführt [Träger 2014]. Der Abbildung 4.10 kann der Versuchsaufbau entnommen werden. Auf den Betontrog wurden quer HEM300 Breitflanschträger aufgelegt, auf die Kraftmessdosen mit Pendelstützen angeordnet waren. Dadurch wurden die Versuchskörper statisch bestimmt an drei Punkten gelagert und die Auflagerkräfte während des Versuchs konnten gemessen werden. Nach dem Einheben des Versuchskörpers wurde darauf ein Querhaupt (2xU320) positioniert, auf dessen Oberseite der Unwuchterreger montiert wurde. Die Lasteinleitung erfolgte somit in der Mitte des Versuchskörpers. Das Querhaupt wurde mit Hilfe von Gewindestangen an der Unterseite des Betontrogs fixiert und auf eine geringe Kraft vorgespannt. Die am unteren Ende der Gewindestangen angeordneten Federpakete dienten dem gesicherten Schwingvorgang. Die Kräfte in den Gewindestangen wurden mittels Zugmessgliedern

gemessen. Die Durchbiegungen wurden mit Hilfe von Wegaufnehmern (WI1 bis WI6), die an der Unterseite des Versuchskörpers situiert waren, gemessen. Bilder vom Versuchsaufbau können dem Anhang A, Kapitel A.2 entnommen werden.

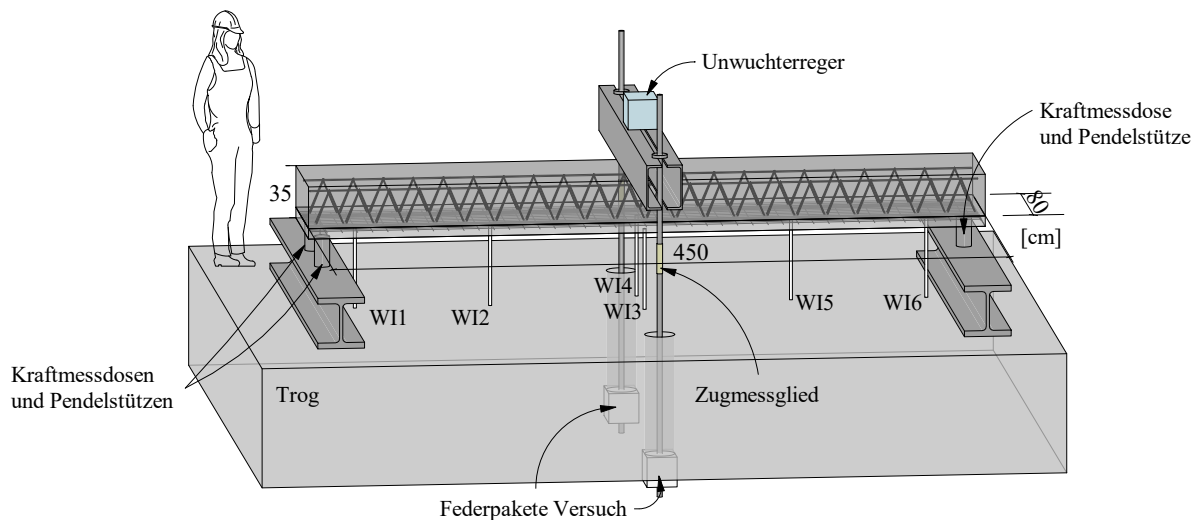


Abb. 4.10: Versuchsaufbau

4.3.1.3 Versuchsablauf

Der Versuchsablauf erfolgte in Anlehnung an Reichenbach (2019). Nach dem Aufbau der Versuchseinrichtung wurde das Eigengewicht der Versuchsträger mit Hilfe der Kraftmessdosen erfasst. Anschließend wurden sämtliche Messeinrichtungen zu Null gesetzt. Die Gewindestangen wurde soweit angespannt und der Betonträger auf Biegung beansprucht, bis dieser den Zustand II (gerissener Querschnitt) erreichte. Durch ständiges Kontrollieren der Kräfte in den Zugmessgliedern wurde auf ein möglichst gleichmäßiges Anziehen der beiden Muttern geachtet, um eine Torsionsbeanspruchung des Betonträgers zu vermeiden. Die durch das Vorbelasten entstandenen Risse wurden dokumentiert. In weiterer Folge wurde die Mittellast aufgebracht. Diese ist kleiner als die Last aus der Vorbelastung, weshalb die Gewindestangen entspannt wurden. Die Größe der aufgebrachten Kräfte wurde über die Zugmessglieder an den Gewindestangen gemessen und mit den Werten aus den Kraftmessdosen kontrolliert.

Das Aufbringen der Ermüdungsbeanspruchung erfolgte mit Hilfe eines mit einem Elektromotor angetriebenen Unwuchterregers. Wird dieser so angetrieben, dass die Eigenfrequenz des Systems erreicht wird, so kommt es zur Resonanz, wodurch sich die Kraft aus dem Unwuchterreger vervielfacht. Die Eigenfrequenz des Versuchskörpers lag zwischen den Werten für Zustand I $f_{0,Zustand I}$ und Zustand II $f_{0,Zustand II}$. Diese Frequenzen wurden im Vorfeld berechnet, um die tatsächliche Resonanzfrequenz abschätzen zu können. Die bei den Versuchen erreichten dynamischen Vergrößerungsfaktoren lagen bei über 20. Die Bemessung der Versuchskörper sowie die dynamischen Berechnungen können den Diplomarbeiten von S. C. Berger (2017) und Deutsch (2018) entnommen werden.

4.3.2 Versuchsergebnisse und Interpretation

Die nachfolgenden Diagramme in Abbildung 4.11 zeigen die Messergebnisse des Wegaufnehmers WI3 in Feldmitte und die aufgezeichnete Frequenz, mit der die Ermüdungsbelastung auf den Versuchskörper

aufgebracht wurde. Auf der jeweiligen Abszisse sind die ertragenen Lastwechsel aufgetragen. Die rot strichlierte Linie zeigt das Erreichen eines Durchläufers ab $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel. Charakteristisch für die Versuche ist, dass ein erster Frequenzabfall nach der Einschwingphase beziehungsweise ein fast schon sprunghafter Anstieg der Durchbiegung der Versuchskörper noch kein Versagen darstellte. Generell lassen ein sprunghafter Verformungszuwachs und ein abrupter Steifigkeitsabfall auf einen Stabbruch schließen. Der Zeitpunkt des ersten Stabbruchs und der Zeitpunkt des Versagens des Versuchskörpers sind in den Diagrammen in Abbildung 4.11 mit Kreuzen markiert. Der Bereich zwischen diesen beiden Punkten wird beispielsweise in Fehlmann (2012) als Restphase bezeichnet. Dort wird ebenfalls angegeben, dass durch den Beginn der Restphase die Tragsicherheit des Bauteils noch nicht gefährdet ist. Dies konnte bei den durchgeführten Versuchen bestätigt werden. Werden bei einem tatsächlichen Bauwerk Ermüdungsrisse detektiert, bleibt eine Zeitspanne, um entsprechende Maßnahmen zu planen [Fehlmann 2012]. In der Abbildung 4.11 werden die, die Restphase kennzeichnenden Punkte für die Versuche 2 bis 9 dargestellt. Der Versuchskörper 1 wurde mit einer geringeren Schwingbreite belastet, wodurch es zu keinem Stabbruch und keiner Restphase kam und dieser in der nachfolgenden Abbildung 4.11 nicht berücksichtigt wurde.

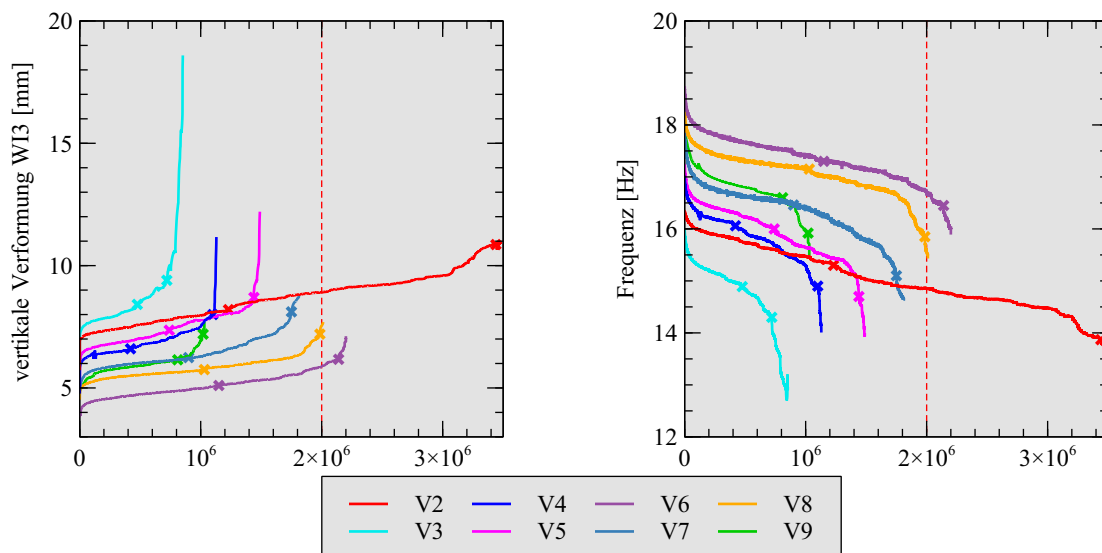


Abb. 4.11: Durchbiegungs- und Frequenzverlauf der Versuche 2-9 mit einbetonierten Stäben

Nach der Versuchsdurchführung wurde mit den tatsächlich gemessenen Kräften der Kraftmessdosen auf die Spannung in der Bewehrung rückgerechnet. Außerdem wurde das gemessene Eigengewicht des Versuchskörpers für die Berechnung der dynamischen Beanspruchung berücksichtigt. Für die Spannungsermittlung wurde linear-elastisches Materialverhalten vorausgesetzt und das Zugtragverhalten des Betons vernachlässigt. Die ermittelten Schwingbreiten $\Delta\sigma_s$ zu den einzelnen Versuchen sind der Tabelle 4.1 zu entnehmen. Des Weiteren sind die beiden neuralgischen Lastwechselzahlen des ersten Stabbruchs sowie des Versagens des jeweiligen Versuchskörpers und die daraus resultierende Restphase angegeben. Es zeigt sich die Tendenz, dass höhere Schwingbreiten eine geringere Restphase aufweisen.

Auf Grund der unterschiedlichen Schweißmuster (vgl. dazu Anhang A, Abbildung A.2) bei den Versuchen 1 bis 5 und 6 bis 9, kann der Einfluss der Anzahl der vorhandenen Schweißpunkte in die Auswertung einfließen. Dabei lässt sich die Tendenz feststellen, dass mehr Schweißstellen bei einer ähnlichen Schwingbreite zu einer geringeren Restphase führen. Gemäß den Erkenntnissen von Fehlmann (2012) kann die Restphase eines Bauteils durch eine größere Anzahl an Bewehrungsstäben erhöht werden.

Neben der Ermittlung der Restphase als Bereich zwischen erstem Stabbruch und Versuchsende, kann die Verformungszunahme als Differenz zwischen der Verformung zu Versuchsende und jener beim ersten Stabbruch definiert werden. Diese zwei charakteristischen Punkte sind im linken Diagramm der Abbildung 4.11 definiert. Dabei zeigt sich, dass bei höheren Schwingbreiten diese Verformungszunahme tendenziell geringer ausfällt, was sich mit den Erkenntnissen von Schläfli (1999) deckt.

Tab. 4.1: Schwingbreiten, Lastwechsel und Restphase der Versuchskörper

Versuch	Schwingbreite $\Delta\sigma_s$ [N/mm ²]	Lastwechsel [X · 10 ⁶]		
		1. Versagen	Ende	Restphase
1	98	-	3,97	-
2	148	1,23	3,44	64 %
3	189	0,476	0,72	34 %
4	165	0,42	1,1	62 %
5	159	0,74	1,44	49 %
6	142	1,15	2,14	46 %
7	154	0,9	1,75	49 %
8	145	1,03	1,985	48 %
9	178	0,81	1,02	21 %

Die in der Tabelle 4.1 aufgelisteten Werte sind in Abbildung 4.12 der charakteristischen Wöhlerlinie gemäß ÖNORM B 1992-1-1 (2018) gegenübergestellt. Die Wöhlerlinie für geschweißte Bewehrungsstäbe ist in blauer Farbe eingetragen. Diese weist bei 10⁶ Lastwechseln und 85 N/mm² einen Knick auf. Es zeigt sich, dass sämtliche getestete Platten über der Normwöhlerlinie zu liegen kommen und somit eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit aufweisen. Deutlich zu erkennen in dieser Abbildung 4.12 ist die vorhandene Restphase des Systems. Bei Versuch 6 ergibt sich beispielsweise, dass der erste Stabbruch bei 1,15 · 10⁶ Lastwechseln erfolgt ist, das Gesamtsystem allerdings erst bei 2,14 · 10⁶ Lastwechseln versagte, was einem Durchläufer entsprechen würde.

Die Versuchskörper wurden vor der Aufbringung der Ermüdungsbeanspruchung vorbelastet, um den Steifigkeitsverlust infolge Rissbildung zu Beginn der Ermüdungsbelastung möglichst vorweg zu nehmen. Diese Vorwegnahme des Steifigkeitsverlustes führte auch dazu, dass die Versuche meist ohne Unterbrechung durchgeführt werden konnten und kein Nachrüsten des Unwuchterregers erforderlich war. Die beim Vorbelasten und bei der Ermüdungsbeanspruchung entstandenen Risse wurden dokumentiert und können dem Anhang A entnommen werden. Beispielhaft wird die Rissdokumentation des Versuchs 9 in Abbildung 4.13 dargestellt. In roter Farbe sind die Risse der Vorbelastung eingezeichnet, in blauer Farbe jene, die durch die Ermüdungsbeanspruchung entstanden sind. Es zeigt sich, dass die bereits vorhandenen Biegerisse während der dynamischen Beanspruchung anwachsen und manche davon zu einem oder mehreren Ermüdungsrissen zusammenwachsen. Die Rissbreiten können quantitativ der Abbildung 4.13 entnommen werden. Nach dem Versuchsende wurden ausgewählte Versuchskörper aufgestemmt und deren Bewehrung freigelegt. Dadurch konnten die Stellen der Ermüdungsbrüche zweifelsfrei festgestellt werden. Anders als bei U. Johansson und Sundquist (2002), wo die meisten Ermüdungsbrüche in Querrichtung gesehen bei den an den Querschnittsrändern angeordneten Stäben zu liegen kamen, brachen die Stäbe bei den hier durchgeführten Versuchen tendenziell zuerst in Feldmitte. Dies konnte sowohl bei den geraden, einbetonierten Stäben (siehe Kapitel 5.3.4) als auch bei den hier beschriebenen einbetonierten, heftgeschweißten Matten festgestellt werden. Die ermittelten Stabbrüche beim Versuch 9 sind in der Abbildung 4.13 mit roten Kreuzen gekennzeichnet.

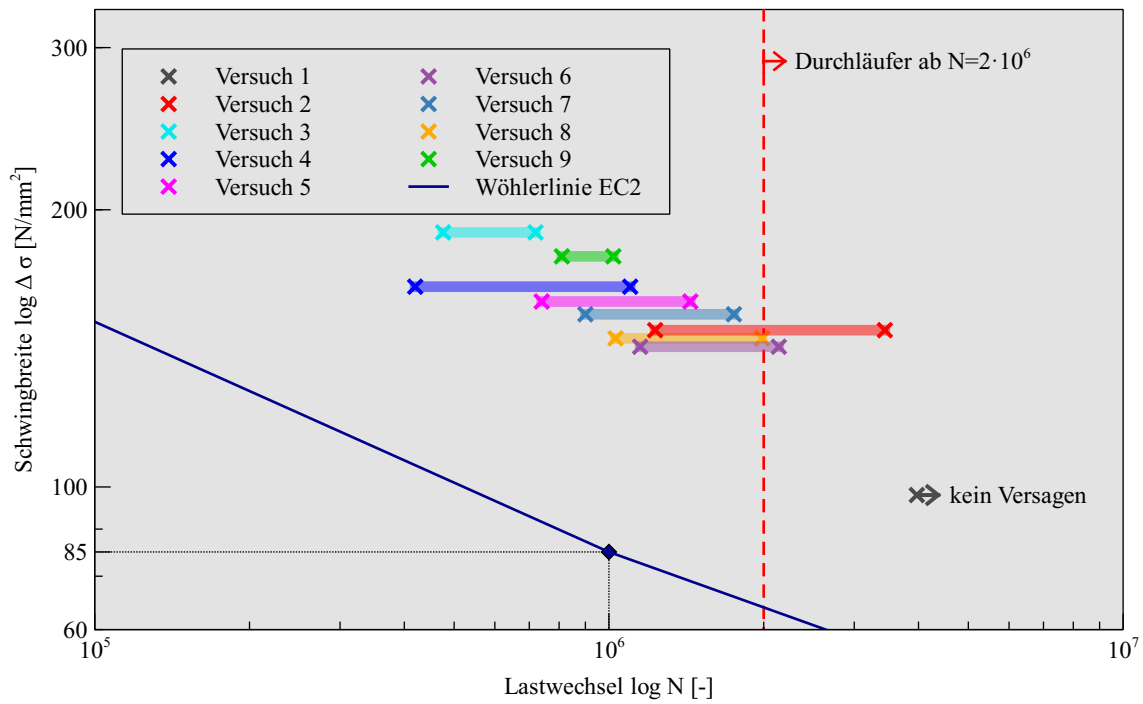


Abb. 4.12: Vergleich der Versuchsergebnisse mit der charakteristischen Wöhlerlinie gemäß ÖNORM B 1992-1-1 (2018)

Versuch 9

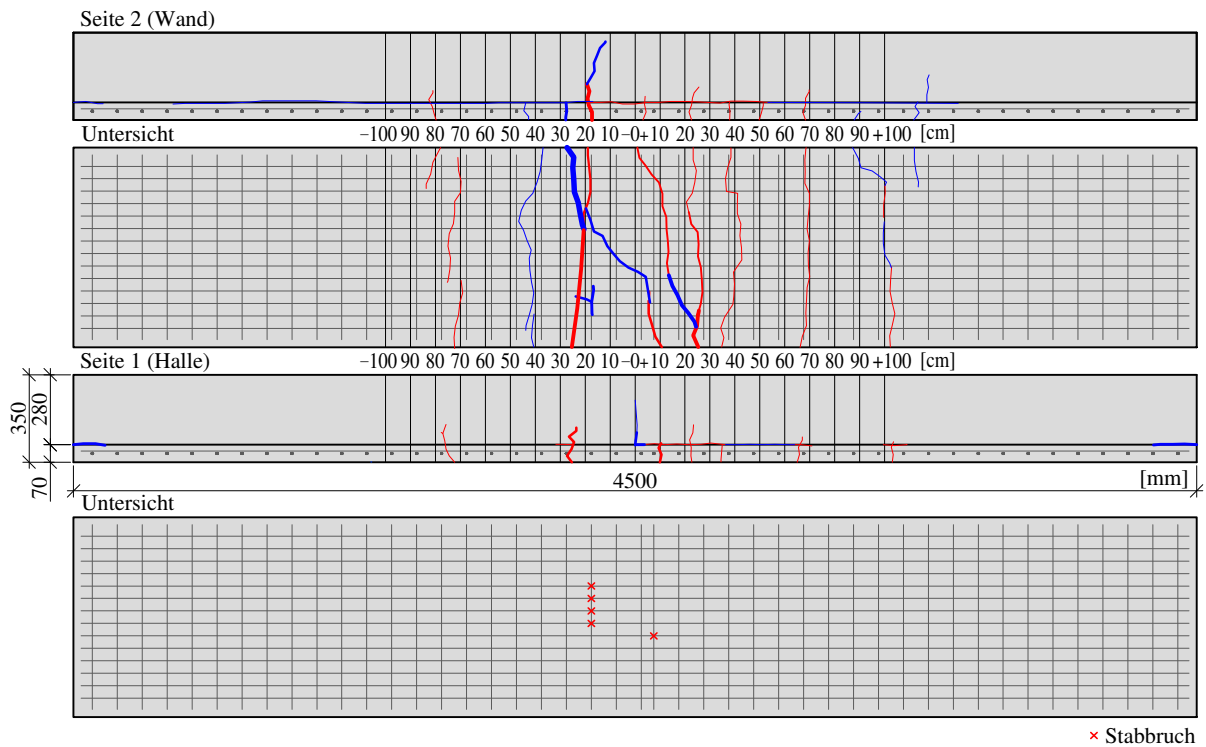


Abb. 4.13: Risse sowie Stabbrüche des Versuchskörpers 9; rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

4.4 Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und Normenwerte

4.4.1 Vergleich der Ergebnisse der Ermüdungsversuche mit der Wöhlerlinie gemäß ÖNORM B 1992-1-1 (2018)

Im Wöhlerdiagramm der Abbildung 4.14 sind alle Versuchsergebnisse, sowohl die der einbetoniert getesteten als auch die der an der Luft auf Zug beanspruchten Stäbe, der charakteristischen Wöhlerlinie gemäß ÖNORM B 1992-1-1 (2018) gegenübergestellt. Auf den ersten Blick ist erkennbar, dass alle Versuchsergebnisse über der Normwöhlerlinie zu liegen kommen und somit eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit aufweisen. Des Weiteren zeigt sich bei den Versuchen an zugbeanspruchten Stäben mit zu den Plattenversuchen vergleichbaren Schwingbreiten, dass die Stäbe an der Luft eine geringere Ermüdungsfestigkeit aufweisen als die einbetonierten Stäbe. Bei Ermüdungsversuchen ist die Ergebnisstreuung stets zu beachten. Gemäß Fehlmann (2012) ist die Streuung der Ermüdungsfestigkeit bei Bauteilen mit vielen Bewehrungsstäben geringer. Allerdings ist die Streuung der getesteten Einzelstäbe groß, weshalb aus der Abbildung 4.14 lediglich die Tendenz der geringeren Ermüdungswiderstände von freien Stäben abgelesen werden kann, die sich allerdings mit den Erkenntnissen aus der Literaturrecherche deckt.

Werden die Ergebnisse jener Versuche, die unter Anwendung des Treppenstufenverfahrens durchgeführt wurden, betrachtet, so zeigt sich deutlich die große Streuung bei Ermüdungsversuchen an Stäben. Im Diagramm der Abbildung 4.14 ist dies am zum Teil großen horizontalen Abstand, also einer großen Differenz der ertragbaren Lastwechsel, bei gleicher Schwingbreite zu sehen. Im Bereich der getesteten Spannungen kommen die Brüche teilweise nah an der Normwöhlerlinie gemäß ÖNORM B 1992-1-1 (2018) zu liegen.

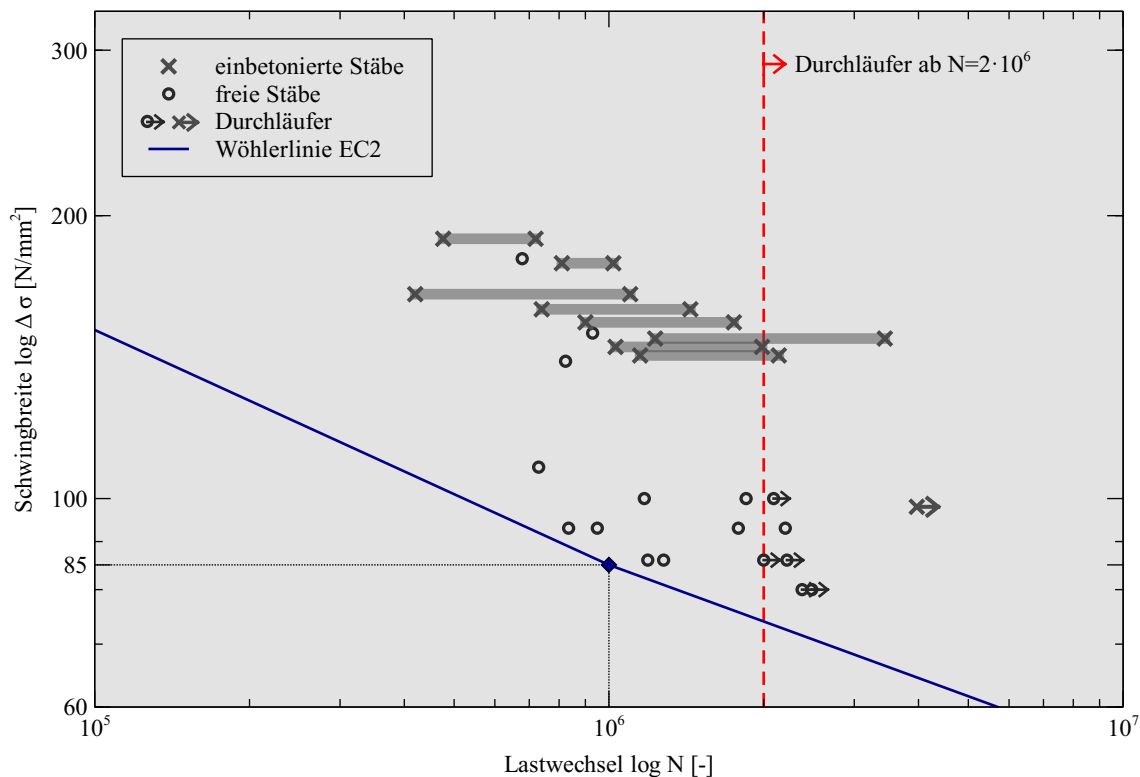


Abb. 4.14: Gegenüberstellung aller Ermüdungsversuche an geschweißten Stäben mit der charakteristischen Wöhlerlinie gemäß ÖNORM B 1992-1-1 (2018)

4.4.2 Vergleich der Normwerte

Eine Konformitätsprüfung eines Bewehrungsstabes erfolgt nach der Prüfnorm ÖNORM B 4707 (2014). Hierbei ist eine Schwingbreite angegeben, welche der zu prüfende Stab bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln ertragen muss. Die Wöhlerlinien in der ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) beziehungsweise ÖNORM B 1992-1-1 (2018) geben die charakteristischen Schwingbreiten beim Knickpunkt der Wöhlerlinie bei $1 \cdot 10^6$ Lastwechseln an. Mit Hilfe der angegebenen Steigung der Geraden und unter Anwendung von Gleichung (4.1) kann die Schwingbreite bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln ermittelt werden. Diese Schwingbreite gemäß Eurocode 2 sowie die Angaben aus der Prüfnorm sind in der Tabelle 4.2 gelistet.

Wie im Kapitel 4.1.5.1 bereits erläutert wurde, ist zwischen *Wöhlerlinien des Materials* und *Wöhlerlinien für die Bemessung* zu unterscheiden. Die *Wöhlerlinien für die Bemessung* sind jene, die im Eurocode verankert sind und der Bauteilbemessung mit einbetonierten Stäben dienen. Vergleicht man nun, wie in Tabelle 4.2 durchgeführt, die Werte aus der ÖNORM B 1992-1-1 (2018) mit jenen der ÖNORM B 4707 (2014) so zeigt sich, dass die Verhältniswerte von geraden und geschweißten Stäben unterschiedlich sind. Bei geraden Stäben enthält die ÖNORM B 1992-1-1 (2018) um etwa 12 % höhere Schwingbreiten, bei geschweißten Stäben um 26 % niedrigere. Wird nun der Teilsicherheitsbeiwert von 1,15 für die Umrechnung auf Bemessungsschwingbreiten für die Werte des Eurocodes berücksichtigt, so zeigt sich, dass die Bemessung bei geraden Stäben mit etwa der gleichen Schwingbreite zu erfolgen hat wie die Materialprüfung. Umgelegt auf die Bauteilbemessung mit geschweißten Stäben würde sich hier ein Bemessungswert von $\frac{74}{1,15} = 64 \text{ N/mm}^2$ für 2 Mio. Lastwechsel ergeben. Der äquivalente Wert aus der Prüfnorm bei dieser Lastwechselzahl entspricht 100 N/mm^2 . Für die Bauteilbemessung von Bauteilen mit einbetonierten, geschweißten Stäben ist somit ein um etwa 40 % geringerer Wert als bei der Materialprüfung gefordert wird, anzuwenden. Dieser Zusammenhang der geringeren ertragbaren Schwingbreite von einbetonierten heftgeschweißten Stäben ist mit den durchgeführten Versuchen nicht erklärbar. Die Ergebnisse der eigens durchgeführten Versuche zeigen gemäß Abbildung 4.14, dass die einbetonierten Stäbe eine höhere Ermüdungsfestigkeit aufgewiesen haben wie die freien Stäbe.

Tab. 4.2: Schwingbreite bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln

		$\Delta\sigma_s$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_s$ [N/mm ²]	Verhältnis
		EC2 *1	Prüfnorm *2	EC2 zu Prüfnorm
gerade Stäbe	$\varnothing < 20 \text{ mm}$	168	150	$\frac{168}{150} = 1,12$
	$20 \text{ mm} \leq \varnothing < 36 \text{ mm}$	135	120	$\frac{135}{120} = 1,13$
	$\varnothing \geq 36 \text{ mm}$	112	100	$\frac{112}{100} = 1,12$
geschweißte Stäbe		74	100	$\frac{74}{100} = 0,74$

*1 ÖNORM B 1992-1-1 (2018)

*2 ÖNORM B 4707 (2014)

5 Fugen

Werden bei einem Bauwerk Fertigteillemente verwendet, so sind diese wegen des nötigen Transports in ihrer Größe begrenzt. In Abhängigkeit der Endmaße der Bauteile entsteht oftmals eine Vielzahl an Fugen zwischen den einzelnen Elementen. Schon während der Planung ist auf die Fugenausbildung ein besonderes Augenmerk zu legen. Dabei sind entsprechende Ausführungsdetails seitens des Planers zu definieren und auch auf die Fertigungstoleranzen zu achten. Wenn sich Toleranzen summieren, können große Abweichungen von der Soll-Lage entstehen, welche durch eine überlegte Planung minimiert werden können.

5.1 Fugenarten und Ausbildungsformen

Werden Brückenfahrbahnplatten aus Halbfertigteilelementen hergestellt, so entstehen sowohl zwischen den Fertigteilen als auch an den Verbindungsstellen zwischen den Fertigteillementen und anderen Bauteilen Fugen. Solche Fugen sind in der Abbildung 5.1 ersichtlich, wobei hier in drei Gruppen unterteilt wird.

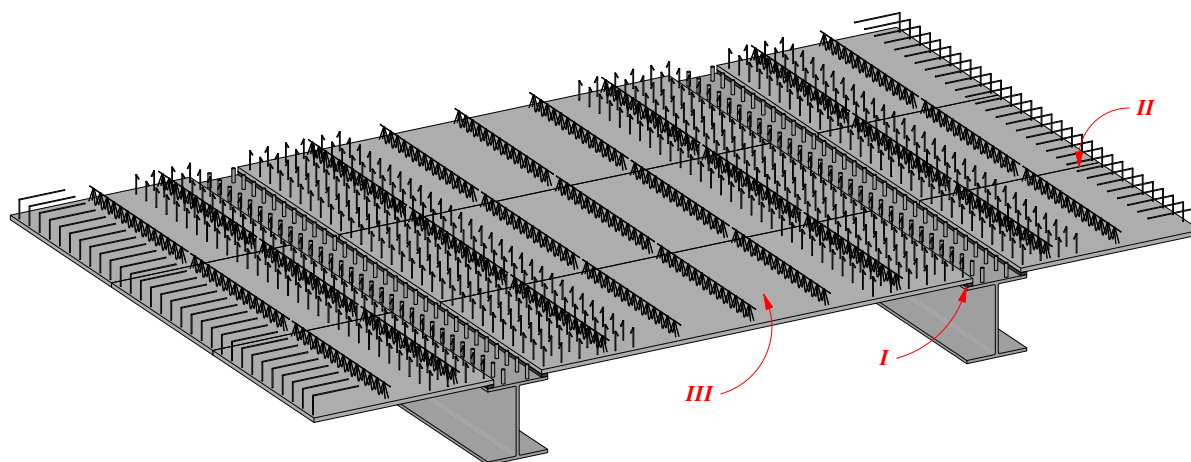


Abb. 5.1: Fugenarten bei Fahrbahnplatten aus Halbfertigteileplatten

I: Längsfugen

Längsfugen treten in Brückenlängsrichtung auf und werden üblicherweise über den Brückenlängsträgern ausgebildet. Durch die Herstellung der Verbundwirkung zwischen dem Längstragsystem und der Fahrbahnplatte wirkt diese für das Gesamtsystem aussteifend. Die Detailausbildung der Auflagerung auf Trägern ist sowohl bei Fahrbahnplatten aus Vollfertigteilen als auch bei Fahrbahnplatten aus Halbfertigteilen ähnlich (vgl. [Schmackpfeffer 1999], [Jung, Heymel et al. 2009] oder [Lühr et al. 2015]). Die Fertigteillemente werden auf Elastomerstreifen aufgelagert, wie dies auch der Abbildung 5.1 entnommen werden kann. Die Auflagerbreite der Betonplatten auf den Längsträgern wird von den Members of SETRA working group (2010) mit 5 cm angegeben. Durch das Auflagern auf Elastomeren werden Bautoleranzen ausgeglichen [Lühr et al. 2015]. Dieses Ausführungsdetail der Auflagerung auf Elastomerstreifen wird in der Literatur

oft gezeigt und wurde auch in der in Österreich gültigen “Richtlinie Stahl-Beton-Verbundbrücke“ [öbv 2019] aufgenommen. Die weiteren möglichen Ausbildungsformen zur Verbindung von einzelnen Elementen über dem Längsträger wurden in Kapitel 2 beschrieben.

II: Querfugen

In Brückenquerrichtung treten die sogenannten Querfugen auf. Diese können entweder, wie beispielsweise von Jung, Heymel et al. (2009) beschrieben, auf Querträgern aufgelagert oder ohne querverlaufende Auflagermöglichkeit ausgebildet werden. Die Ausführung ohne Auflager ist in Abbildung 5.1 dargestellt. Bei dieser Ausbildungsvariante sind laut Lühr et al. (2015) die Querfugen mit einem Fugenband von oben zu verschließen. Von Schmackpfeffer (1999) und Geißler (2014) wird für Halbfertigteilelemente ein Vorschlag zur Fugenausbildung angegeben, bei dem die Fertigteilelemente mit einem Höhenversatz im Fugenbereich ausgeführt werden, sodass sich eine Tasche ausbildet. Diese Tasche wird bei Schmackpfeffer (1999) mit einem Vergussmörtel ausgefüllt. Die zugfeste Verbindung erfolgt durch eine Fugengewehrung oberhalb der Fertigteilelemente. Eine dazu ähnliche, an die aktuellen Normenregelungen in Österreich angepasste, Ausführungsform der Querfuge wird in Kapitel 5.3.1 gezeigt.

Bei der Anwendung von Vollfertigteilen werden die Fertigteilelemente oftmals, neben der Auflagerung auf den Längsträgern, auch auf Querträgern aufgelagert. Somit erfolgt die Fugenausbildung in Querrichtung gleich wie jene der Längsfugen (z.B. [Jung, Heymel et al. 2009]). Bei einer Ausführung ohne querlaufender Auflagerung wird von Brozzetti (2000) ein Fugendetail gezeigt, welches bei Verbundbrücken entlang der A16 in Frankreich zum Einsatz gekommen ist. Dabei kamen Vollfertigteile zum Einsatz, welche an einer Stirnseite nur einen Bruchteil der Gesamthöhe aufwiesen. In diesem freien Querschnitt wurde die Bewehrung zwischen den Elementen gestoßen und mit einem Vergussmörtel verbunden. Von Dauner (2002) wird diese Fugenausbildung als selbstschalende Fuge bezeichnet. Eine dazu ähnliche Querfugenausbildung bei Vollfertigteilen wird von Gordon und May (2007) als im Vereinigten Königreich (UK) angewandtes Detail angegeben. Eine an diese beiden Beispiele angelehnte Ausführung erfolgt bei der Konstruktion der Bauabschnittsfugen gemäß Kapitel 5.3.2.

III: Verbundfläche zwischen Fertigteilen und Aufbeton

Der Ausbildung der Verbundfläche zwischen den Halbfertigteilelementen und der Aufbetonschicht gilt es eine besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Wurde diese Verbundfläche auf die auftretenden Verbundspannungen bemessen, so kann von der Tragwirkung einer monolithischen Platte ausgegangen werden [Furche und Bauermeister 2016]. In Abhängigkeit der Rauigkeit sowie der Art und Anordnung der Verbundmittel variiert die Größe der maximal übertragbaren Schubspannungen. Die Bemessung sowie die Durchführung von Versuchen zur Quantifizierung des Einflusses der Oberflächenrauheit wird in Kapitel 5.2 erläutert. Neben den statischen Versuchen wurde das Verhalten der Verbundfläche unter Ermüdungsbeanspruchungen untersucht. Plattenelemente wurden einer zyklischen Beanspruchung ausgesetzt, was in Kapitel 5.3.4 beschrieben wird. Im Anschluss an die Ermüdungsversuche wurde die Haftzugfestigkeit der Verbundfläche, beschrieben in Kapitel 5.3.5, bestimmt.

5.2 Verbundfläche zwischen unterschiedlich alten Betonen

Setzt sich ein Bauteil aus Schichten, bestehend aus unterschiedlich alten Betonen, zusammen, so darf gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) 10.9.3(8) von einem monolithischen Bauteil ausgegangen werden, wenn einerseits die Aufbetonschicht auf das Fertigteil eine Stärke von mindestens 40 mm aufweist und andererseits die Schubfuge nachgewiesen worden ist. Der Nachweis der Schubfuge erfolgt ebenfalls gemäß Eurocode 2, wobei die Nachweisführung im nachfolgenden Kapitel 5.2.1.2 erläutert wird.

5.2.1 Grundlagen

5.2.1.1 Stand der Technik

Die Modellvorstellung zur Berechnung von Schubfugen soll anhand einiger grundlegender Forschungsarbeiten erläutert werden. Generell kann die Schubkraftübertragung in einer Fuge in verschiedene Traganteile zerlegt werden. Die Verbindungskräfte in unbewehrten Fugen werden durch den Haftverbund (Adhäsionsspannungen) hergestellt. Wirkt auf eine unbewehrte Verbundfuge eine äußere Normalkraft, so kann außerdem ein Reibungsanteil aktiviert werden. Wird die Fuge durch Stahleinlagen gekreuzt und es kommt zu einer Fugenöffnung, so erfahren die Stahleinlagen eine Zugnormalkraft, welche auf die Fuge als Drucknormalkraft wirkt und so die Reibung erhöht. Zusätzlich ergibt sich bei bewehrten Fugen ein Anteil aus der sogenannten Dübelwirkung, was einer Biege- beziehungsweise einer Schrägzugbeanspruchung der Bewehrung entspricht.

Das Anhaften einer neuen Betonschicht an eine bestehende Betonschicht wird als Adhäsion bezeichnet. Der sogenannte Haftverbund infolge Adhäsionsspannungen tritt bei ungerissenen Fugen auf. Durch chemische und physikalische Bindungskräfte in der Kontaktfläche entsteht diese Spannung und wird einerseits durch die Betoneigenschaften, insbesondere die Betonfestigkeit, und andererseits durch die Fugenbeschaffenheit, vor allem die Rauheit, beeinflusst [Reinecke 2004]. Die Adhäsion ist bis zum Zeitpunkt einer Fugenverschiebung voll wirksam [Ackermann und Burkhardt 1992].

Nach dem Entstehen eines Risses erfolgt die Übertragung von Kräften durch Reibung, wobei hier das Coulomb'sche Reibungsgesetz als Gedankenmodell Anwendung findet. In Abhängigkeit der Oberflächenrauheit (in Formeln ausgedrückt durch μ) und einer äußeren Drucknormalspannung ergibt sich der Widerstand infolge Reibung. Ist eine Fuge unbewehrt, so kann durch das Einwirken einer äußeren Drucknormalspannung die Übertragbarkeit der Schubspannung erhöht werden [Zilch und Zehetmaier 2010]. Bei rauen, unbewehrten Oberflächen wird der Effekt der sogenannten Rissverzahnung in der Literatur beschrieben. Die wohl bedeutendste Arbeit in diesem Zusammenhang wurde von Walraven (1980) verfasst, wo eine Modellvorstellung zur Rissverzahnung erläutert wird. Mit dem sogenannten Zwei-Phasen-Modell des Betons, wonach eine Phase die festen Zuschlagskörner und eine zweite Phase die umgebende Zementmatrix abbildet, werden die Entstehung sowie die Verschiebung eines Risses erläutert. Der Riss entsteht bei normalfesten Betonen um die Zuschlagskörner herum. Gleichzeitig mit der Verschiebung eines Risses in Risslängsrichtung entsteht eine Rissöffnung. Bleibt die Rissöffnung im Vergleich zur Rissverschiebung klein, so entstehen zwischen den Kontaktflächen Schubspannungen mit gleichzeitig wirkenden Normalspannungen. Diese Schubspannungen entstehen vor allem durch die Verzahnung der Zuschlagkörner bei gleichzeitiger Behinderung der Fugenöffnung. Von Randl und Wicke (2000) wird solch ein Effekt als Verhakungskohäsion beschrieben, der vor allem bei rauen Fugen mit geringer Fugenbewehrung den maßgebenden Anteil an die Schubkraftübertragung darstellt.

Wird eine Fuge von einer Bewehrung durchkreuzt, so behindert diese die Fugenöffnung und erfährt eine Längsdehnung. Von P. W. Birkeland und H. W. Birkeland (1966) wurde dazu die sogenannte Schub-Reibungs-Theorie entwickelt, wonach die Wirkung einer Bewehrung bei einer Rissverschiebung einer rauen Fugenoberfläche anhand des "Sägezahnmodells" beschrieben wird. Durch die Längsverschiebung entsteht infolge der unebenen Rissoberfläche eine Rissöffnung, die durch die Bewehrung behindert wird. Die Bewehrung wird gedehnt und erfährt eine Normalbeanspruchung. Die über den Riss hinweg übertragbaren Schubspannungen ergeben sich aus der Normalspannung in der Bewehrung, welche mit einem Reibbeiwert der die Oberflächenrauheit abbildet, multipliziert wird. Somit können bei höheren Rauheiten größere Schubspannungen übertragen werden. Diese Wirkungsweise der Bewehrung wird von Ackermann und Burkhardt (1992) als Spannfederwirkung bezeichnet.

Neben dieser aufnehmbaren Normalspannung wird der Bewehrung auch ein Momententraganteil, von Randl (1997) in Anlehnung an andere Forschungsarbeiten als "Dübelwirkung" bezeichnet, zugeordnet. Die Bewehrung wird durch die Fugenverschiebung wie ein querbelasteter Dübel beansprucht. Über Stabbiegung wird die Einwirkung aufgenommen und über die Leibungspressung an den umliegenden Beton weitergeleitet. Wird die Verschiebung der Fuge größer, so erfährt die Bewehrung eine Schrägzugwirkung, was in der Literatur oftmals als "kinking Effekt" bezeichnet wird. Diese Schrägzugwirkung kann nur bei ausreichender Verankerung der Bewehrung ausgebildet werden. Randl (1997) gibt dazu eine Verankerungslänge von $9 \cdot d_s$ an. Durch die Aktivierung der Schrägzugwirkung kann die über die Fuge übertragbare Schubspannung erhöht werden, was allerdings mit einer zunehmenden Verformung einhergeht. Große Verformungen sind auf Grund der Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion nicht möglich [Randl 2013].

5.2.1.2 Bemessungsansätze

Nachfolgend werden die Bemessungsansätze zur Berechnung der Schubkraftübertragung in Verbundfugen vorgestellt. Nach der Erläuterung der historischen Entwicklungen zu diesem Thema wird sowohl das aktuell gültige Bemessungsmodell gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) gezeigt, als auch auf die im fib Model Code 2010 (2013) verankerte Berechnungsmethode eingegangen.

Historische Entwicklung

Die Intention zur Entwicklung von Berechnungsmodellen zum Nachweis der Schubspannungen in Fugen entstand in den Anfängen vor allem durch die Anwendung von Halbfertigteilen im Hochbau (z.B. [P. W. Birkeland und H. W. Birkeland 1966] oder [Daschner 1986]). Heute ist es hauptsächlich die nachträgliche Verstärkung bestehender Tragstrukturen mit Aufbeton, weshalb sowohl statische Versuche ([Randl und Wicke 2000] oder [Heinrich et al. 2019]) aber auch dynamische Versuche an Abscherkörpern [Randl, Münger et al. 2005] oder an Biegebalken ([Kernbichler et al. 2006], [Feix et al. 2010] oder [J. Berger 2012]) zu diesem Thema durchgeführt wurden.

Theoretische Modellvorstellungen zur Querkrafttragfähigkeit von Mörtelfugen gehen beispielsweise auf Zelger und Rüschi (1961) zurück, wo zwei Versagensszenarien beschrieben werden. Einerseits das Versagen der Fuge auf Druck und andererseits durch Gleitung. Für die rechnerische Erfassung des Gleitbruchs wurde die Coulomb'sche Reibungstheorie herangezogen. Die theoretischen Zusammenhänge wurden durch Versuche mit unterschiedlich geneigten Gleitfugen belegt.

Mit dem Ziel der Etablierung von Halbfertigteilen wurde von P. W. Birkeland und H. W. Birkeland (1966) die sogenannte "Schub-Reibungstheorie" als Modell zur Kraftübertragung von bewehrten Schubfugen entwickelt. Die Kraftübertragung im Anschlusspunkt zwischen einem Unterzug und einer Platte oder im Anschlussbereich zwischen Stützen und Decken im Hochbau konnte so erklärt werden. In diesen Überlegungen wird der Bewehrung lediglich eine Längsdehnung zugeordnet. Zur Verifizierung des Modells erfolgten Versuche an Abscherkörpern. Ebenfalls Versuche an Abscherkörpern aber auch an Balken wurden von Daschner (1986) durchgeführt, wobei sowohl bewehrte als auch unbewehrte Fugen getestet wurden. Ein Bemessungsansatz wird auf Grundlage der Coulomb'schen Reibungstheorie abgeleitet.

Auf der Grundlage von Untersuchungen von Ackermann und Burkhardt (1992) wird ein Berechnungsmodell angegeben. Bei diesem werden die in der Fuge entstehenden Schubspannungen anhand von unterschiedlichen Traganteilen in Abhängigkeit der Fugenverschiebung errechnet. Der Bewehrung wird dabei neben einem Normalkraftanteil auch ein Momententraganteil zugeordnet.

Durch die Untersuchungen von Randl (1997) zeigte sich, dass die Bewehrung auch bei einer großen Oberflächenrauheit nicht bis zur Fließgrenze ausgenutzt werden kann. Es wird ein Bemessungsmodell vorgestellt, bei dem der Biegezugwiderstand der Bewehrung in Kombination mit der Normalkraftbeanspruchung in der Bewehrung angesetzt werden kann. Diese Berechnungsmethode findet Anwendung im fib Model Code 2010 (2013) und wird, nach der Erläuterung des derzeit gültigen Bemessungsmodells nach ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) gezeigt.

Als Alternative zu den oben beschriebenen Berechnungen kann ein Ansatz von Brenni (1995) gesehen werden, wonach die Bemessung von nachträglich mit Aufbeton ergänzten Bauteilen mittels Fachwerkmodellen auf Basis der Plastizitätstheorie erfolgen kann. Betonkörper, die sich aus zwei unterschiedlich alten Betonschichten zusammensetzen und durch eine stark aufgeraute Fugenoberfläche und mittels Querbewehrung verbunden sind, wirken wie monolithische Bauteile, weshalb das globale Tragverhalten durch die Anwendung der Plastizitätstheorie korrekt erfasst werden kann [Brenni 1995].

Bemessungsmodell nach Eurocode 2

Der Bemessungswert des Schubkraftwiderstandes in einer Verbundfläche zwischen Betonen unterschiedlichen Alters ist gemäß der nachfolgenden Gleichung (5.1) in der ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) im dortigen Kapitel 6.2.5 geregelt. Die wesentlichen Einflussparameter stellen die durch die Koeffizienten c und μ abgebildete Fugenrauheit, die Betonzugfestigkeit sowie eine äußere Normalspannung σ_n . Die die Fuge kreuzende Bewehrung wird mit dem Bewehrungsgrad ρ , der zugehörigen Festigkeit sowie dem Neigungswinkel der Bewehrung beschrieben. Laut Gleichung (5.1) wird die über eine Fuge übertragbare Schubspannung durch die Addition der Traganteile infolge Adhäsion und Reibungsverbund sowie dem Bewehrungsanteil gebildet. Die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe wird als obere Schranke angegeben. Die Werte für die Koeffizienten c und μ können der nachfolgenden Tabelle 5.1 entnommen werden.

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (5.1)$$

Tab. 5.1: Beiwerte c und μ gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) und ÖNORM B 1992-1-1 (2018)

Oberflächenrauheit	Beiwert c	Beiwert μ
sehr glatt ¹	0,025 bis 0,1	0,5
glatt ²	0,2	0,6
rau ³	0,4	0,7
verzahnt ⁴	0,5	0,9

- 1 Betonage gegen Stahl, Plastik oder eine speziell geglättete Holzschalung
- 2 abgezogene Oberfläche oder ohne weitere Behandlung nach dem Verdichten
- 3 entweder eine mit einem Rechen erzeugte Rauheit (mind. 3 mm mit einem Zinkenabstand von ungefähr 40 mm) oder eine gemessene Rautiefe mit dem Sandflächenverfahren von $R_t \geq 1,5$ mm bei nachträglicher Aufrauung des erhärteten Betons
- 4 eine gegen eine verzahnte Schablone betonierete Oberfläche oder eine mittels Hochdruck-Wasserstrahlen nachträglich aufgeraute Oberfläche mit $R_t \geq 3,0$ mm

Bei einer dynamischen Beanspruchung im Hochbau sind die Werte für c in Österreich zu halbieren [ÖNORM B 1992-1-1 2018]. Für Betonbrücken sind die Werte für c gemäß ÖNORM EN 1992-2 (2010) mit 0 anzunehmen.

Kritisch hinterfragt werden muss nach den Kenntnissen aus der Literaturrecherche die Addition der einzelnen Traganteile ohne Berücksichtigung des Verschiebungszustandes. Jener Traganteil, der aus der Verbundbewehrung entsteht, wird in der Realität erst durch eine Fugenverschiebung beziehungsweise eine Fugenöffnung aktiviert. Eine gleichzeitige Summation mit den Adhäsionsspannungen ist zu hinterfragen.

Bemessungsmodell nach fib Model Code 2010

Für das Tragverhalten einer Verbundfuge ist zwischen starrem Verbund und nachgiebigem beziehungsweise verschieblichem Verbund zu unterscheiden. Beim starren Verbund sind keine beziehungsweise nur sehr geringe Verschiebungen (von Ackermann und Burkhardt (1992) mit $w_{Gr} \leq 0,05$ mm definiert) zugelassen. Bis zum Überschreiten des Haftverbundes wirkt der aus zwei unterschiedlich alten Betonen zusammengesetzte Körper monolithisch. Danach tritt nachgiebiger Verbund auf, wo sowohl Verschiebungen in Fugenlängsrichtung als auch Fugenöffnungen auftreten und mit größeren Durchbiegungen der Konstruktion gerechnet werden muss. Das oben beschriebene Nachweisformat nach Eurocode 2 lässt einen verschieblichen Verbund zu. Durch konstruktive Regelungen wird sichergestellt, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausreichend starrer Verbund vorherrscht und unter Gebrauchslasten ein quasi-monolithisches Verhalten vorhanden ist [Zilch und Zehetmaier 2010]. Daher können gemäß Zilch und Zehetmaier (2010) die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als erfüllt angenommen werden. Als alternative Nachweisstrategie können die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter der Voraussetzung von verschieblichem Verbund geführt werden [Zilch und Zehetmaier 2010]. Wird dieser Verschiebungszustand angenommen, so ist dies bei der Ermittlung der Schnittgrößen und Spannungen zu berücksichtigen und auf die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit darf nicht verzichtet werden.

Im Kapitel 7.3.3.6 des fib Model Code 2010 (2013) wird zwischen der Berechnung der Schubspannungen von unbewehrten und bewehrten Fugen unterschieden. Dort wird dezidiert auf den starren Verbund, dem sogenannten “rigid“ bond-slip behaviour, bei Fugen ohne Bewehrung hingewiesen. Die unbewehrte Fuge kann gemäß der nachfolgenden Gleichung (5.2) Schubspannungen infolge Adhäsion und, bei Vorhandensein einer äußeren Normalspannung, auch durch Reibung übertragen. Die Berechnung erfolgt auf Grundlage des Coulomb’schen Reibungsgesetzes. Obwohl mittlerweile komplexere Modelle zur Beschreibung der Schubkraftübertragung vorhanden sind, konnte auf Grund von Versuchsergebnissen die ausreichende Genauigkeit dieser Berechnungsmethode gezeigt werden [Randl 2013]. Bei einer Ermüdungsbeanspruchung sind die Werte für c_a zu halbieren.

$$\tau_{Rdi} = c_a \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (5.2)$$

Bei Fugen mit Bewehrung setzt sich der Schubspannungswiderstand aus mehreren Komponenten zusammen, die gemäß Gleichung (5.3) addiert werden. Der erste Term wird von Randl und Wicke (2000) als Verhakungskohäsion bezeichnet, welche nur bei rauen Fugen auftritt. Bei den durchgeführten Versuchen von Randl zeigte sich der Zusammenhang zwischen der Oberflächenrauheit und der dritten Wurzel der Betondruckfestigkeit [Randl 1997]. Wirkt eine äußere Normalspannung auf die Fuge, so erhöht sich, wie auch bei unbewehrten Fugen, die übertragbare Schubspannung in Abhängigkeit von der Oberflächenrauheit. Die beiden von der Bewehrungsfestigkeit abhängigen Terme bilden die Tragwirkungen der Bewehrung ab. Einerseits wird die in der Bewehrung entstehende Spannung infolge einer Zugnormalkraft und andererseits die eines auftretenden Biegemoments berücksichtigt. Mit dem Koeffizienten κ_1 wird das Phänomen abgedeckt, dass bei sehr glatten Fugen keine Normalspannung in der Bewehrung entstehen kann. Durch die Definition des Beiwertes κ_2 wird die erforderliche Abminderung des Biegetraganteils der Bewehrung bei gleichzeitiger Überlagerung mit einer Zugbeanspruchung berücksichtigt. Bei glatten Fugen ist dieser Wert höher anzusetzen als bei rauen Fugen, da bei glatten Fugen die Fugenverschiebung im Vergleich zur Fugenöffnung größer ist. Sämtliche Beiwerte können der Tabelle 5.2 entnommen wer-

den. Die obere Schranke wird sowohl bei starrem als auch nachgiebigem Verbund durch die Festigkeit der Betondruckstrebe definiert. Bei einer Ermüdungsbeanspruchung von Fugen mit Bewehrung ist die errechnete Schubspannung τ_{Rdi} auf 40 % zu reduzieren.

$$\tau_{Rdi} = c_r \cdot f_{ck}^{1/3} + \mu \cdot \sigma_n + \kappa_1 \cdot \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) + \kappa_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \leq \beta_c \cdot v \cdot f_{cd} \quad (5.3)$$

Tab. 5.2: Beiwerte c und μ gemäß fib Model Code 2010 (2013)

Oberflächenrauheit	c_a	c_r	κ_1	κ_2	β_c	μ
sehr glatt ⁵	0,025	0	0	1,5	0,3	0,5
glatt ⁶	0,2	0	0,5	1,1	0,4	0,6
rau ⁷	0,4	0,1	0,5	0,9	0,5	0,7
verzahnt ⁸	0,5	0,2	0,5	0,9	0,5	0,8 ⁹ bzw. 1,0 ¹⁰

5 Betonage gegen Stahl, Plastik oder eine Holzschalung

6 Oberfläche ohne weitere Behandlung nach dem Verdichten oder leicht aufgeraut bei Betonage gegen eine Schalung

7 stark aufgeraute Oberfläche mit einer Rautiefe von $R_f \geq 1,5$ mm

8 Schubverzahnung beziehungsweise eine Oberfläche mit $R_f \geq 3,0$ mm

9 für $f_{ck} \geq 20$ N/mm²

10 für $f_{ck} \geq 35$ N/mm²

Vergleich der Bemessungsmodelle

Für eine vergleichende Untersuchung der Bemessungsmodelle wurde für zwei Bewehrungsgrade und zwei Betonsorten die übertragbare Schubspannung in einer Fuge in Abhängigkeit der vier Oberflächenkategorien errechnet. Die detaillierten Berechnungsergebnisse dazu finden sich in Anhang B, Kapitel B.1.

Für unbewehrte Schubfugen ergeben sich unabhängig vom Bemessungsmodell die gleichen übertragbaren Schubspannungen. Bei bewehrten Fugen unterscheiden sich die Ergebnisse in Abhängigkeit der Oberflächenrauheit. Bei einem Beton C30/37 ergeben sich mit dem Model Code Modell um bis zu 40 % geringere Schubspannungen. Vor allem bei sehr glatten Fugen ist diese Differenz hoch, da bei der Model Code Berechnung die Traganteile aus Adhäsion und aus der Normalkraftwirkung der Bewehrung auf die Fuge nicht angesetzt werden. Bei allen anderen Oberflächenkategorien sind die Abweichungen geringer und betragen bei einer glatten Fuge 22 %, bei einer rauen Fuge 27 % und bei einer verzahnten Fuge 31 %. Die Abweichung ist bei der Berechnung nach Model Code auf die genauere Ermittlung der Bewehrungsanteile (Normal- und Momentenanteil) sowie die Berücksichtigung, dass die Bewehrung nicht ins Fließen kommen kann, zurückzuführen. Bei einem höheren Bewehrungsgrad werden die Abweichungen geringer, das heißt, die Werte aus dem Model Code liegen näher an den Werten des Eurocodes. Ebenso ergeben sich bei einer Betongüte C30/37 geringere Abweichungen als bei einer Betonklasse C50/60.

5.2.1.3 Verfahren zur Ermittlung der Oberflächenrauheit

Für die Berechnung der Schubkraftübertragung über Fugen ist die Kenntnis der Rauheit von entscheidender Bedeutung. Die in der ÖNORM B 1992-1-1 (2018) geforderten Rautiefen beziehungsweise der im fib Model Code 2010 (2013) angegebenen mittleren Rauheit der Fugenoberfläche entspricht, wie aus dem Namen hervorgeht, einer gemittelten Information über die Oberflächenrauheit. Lokale Erhöhungen beziehungsweise unterschiedliche Ausbildungsformen der Oberfläche können zu einer gleichen gemittelten

Rautiefe führen, obwohl eine unterschiedliche Oberflächentextur vorliegt [Schulz 2016].

Für die Ermittlung der Oberflächenrauheit kann zwischen berührungslosen, optischen Verfahren und Verfahren, bei denen ein Kontakt mit der zu untersuchenden Oberfläche notwendig ist, unterschieden werden. In der Baupraxis hat sich das volumetrische Verfahren, das sogenannte Sandflächenverfahren nach Kaufmann, durchgesetzt. Alternativ kommen beispielsweise Abtastverfahren zum Einsatz, bei denen die Oberfläche mit einer Tastnadel abgegriffen und die Messwerte aufgezeichnet werden, wie dies beispielsweise von Daschner (1986) beschrieben wird. Auch laserbasierte Messverfahren werden angewendet, bei denen ein auf der Oberfläche reflektierender Laserstrahl von einem Sensor aufgezeichnet wird. Bei einer Änderung des Abstandes zwischen Laserquelle und Oberfläche, ändert sich auch der Auftreffpunkt im Sensor und so kann auf die Oberflächenbeschaffenheit rückgerechnet werden. Laserbasierte Messverfahren werden beispielsweise von Lenz und Zilch (2016) oder Wieneke, Herbrand et al. (2018) beschrieben. Ein weiteres berührungsloses Verfahren stellt die Fotogrammetrie dar. Obwohl bereits viele berührungslose Messverfahren in verschiedenen Aufsätzen und Veröffentlichungen beschrieben wurden, fehlen laut Schulz (2016) einheitliche Prüfvorschriften für diese alternativen Verfahren. Für eine genaue Beschreibung der verschiedenen Messmethoden wird an dieser Stelle auf Santos und Júlio (2013) verwiesen, wo die Vor- und Nachteile der einzelnen Systeme gegenübergestellt werden. Nachfolgend wird auf das volumetrische Messverfahren sowie auf die Fotogrammetrie genauer Bezug genommen, da diese beiden Methoden im Zuge des Forschungsprojekts angewendet wurden und die dabei gemachten Erfahrungen beschrieben werden können.

Sandflächenverfahren nach Kaufmann

Zur Quantifizierung der Oberflächenrauheit wird in der ÖNORM B 1992-1-1 (2018) das, in der Praxis weit verbreitete, Sandflächenverfahren nach Kaufmann [Kaufmann 1971] angegeben. Dabei wird eine im Vorfeld definierte Menge an feinem Sand mit einem Messbecher auf die Betonoberfläche aufgebracht, wie dies in Abbildung 5.2a zu sehen ist. Diese Sandmenge wird gleichmäßig durch kreisförmige Bewegungen ohne Druckaufbringung auf der Oberfläche verteilt. Der Durchmesser des so entstandenen Sandkreises wird, wie in Abbildung 5.2b zu sehen, mehrmals gemessen und gemittelt. Über die Volumsformel für einen Zylinder kann auf Grund der bekannten Sandmenge und des gemessenen Durchmessers auf die fiktive Höhe, welche der Rautiefe entspricht, geschlossen werden. Wegen der einfachen Handhabung und des schnellen Ergebnisses vor Ort ist dieses Verfahren in der Praxis weit verbreitet. Das Messverfahren wurde für die Messung der Oberflächenrauheit von Fahrbahnen entwickelt [Kaufmann 1971] und kann wegen des Prüfablaufes nicht auf geneigten Oberflächen oder über Kopf angewendet werden. Auf Grund von Humanfaktoren, wie beispielsweise dem aufgetragenen Druck beim Verteilen des Sandes, ergibt sich eine gewisse Streuung der Ergebnisse.



(a) Aufzutragende, definierte Sandmenge

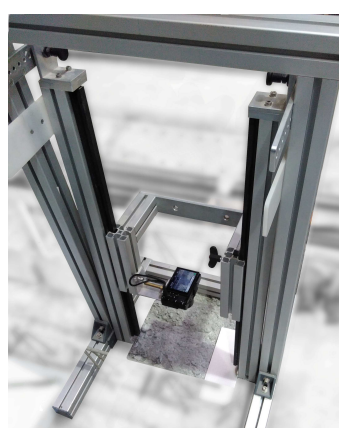


(b) Messung des Durchmessers der verteilten Sandmenge
(hier: ~15,5cm)

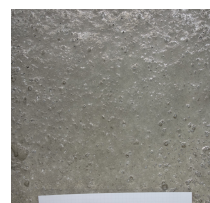
Abb. 5.2: Sandflächenverfahren nach Kaufmann

Fotogrammetrie

Neben der Anwendung des Sandflächenverfahrens wurde ein fotogrammetrisches Messsystem zur Bestimmung der Oberflächenrauheit eingesetzt. Dabei wird mittels zweidimensionaler Fotos, aufgenommen aus verschiedenen Perspektiven, mit Hilfe eines Auswerteverfahrens ein dreidimensionales Abbild der Oberfläche erstellt. Ein Messstativ, wie dieses in Abbildung 5.3a zu sehen ist, wird dazu auf der zu untersuchenden Oberfläche positioniert. Der innere Rahmen des Statives ist um die Querachse verschwenkbar. Damit ist es möglich aus einer definierten Lage der Kamera mindestens zwei verschwenkte Fotos aufzunehmen. Zwei Beispielfotos können den Abbildungen 5.3b und 5.3c entnommen werden, wo allein aus der Anschauung die Oberflächenrauheit als glatt und rau definiert werden kann. Mit Hilfe der Aufnahmen kann mit einer Software ein räumliches Modell erstellt und unterschiedliche Auswertemethoden angewendet werden. Dabei können entweder Flächen- oder Volumenanalysen durchgeführt werden. Weiterführende Erläuterungen zu den Auswertemethoden sowie deren Anwendung auf Betonflächen können der Dissertation von Peyerl (2012) entnommen werden.



(a) Messstativ



(b) Messfoto einer glatten Oberfläche



(c) Messfoto einer rauen Oberfläche

Abb. 5.3: Fotogrammetrische Messung der Oberflächenrauheit

Für die Auswertung der eigenen Versuche wurde die Volumenanalyse gewählt. Dabei wird eine Ebene definiert, unterhalb derer das Programm das Volumen ermittelt. Wird dabei die Volumenanalyse “oben deckend“ verwendet, so können Werte ermittelt werden, die vergleichbar mit den Ergebnissen aus dem Sandflächenverfahren sind. Auf Grund der nicht optimalen Lichtverhältnisse in den Hallen des Fertigteilwerks sind die Ergebnisse kritisch zu hinterfragen. Mit einem speziell konzipierten Messstativ mit integrierter Beleuchtung könnten die Messergebnisse verbessert werden. Generell wurden mit der Fotogrammetrie etwas geringere Rautiefen ermittelt als mit dem Sandflächenverfahren, was sich mit den Erkenntnissen von Wieneke, Herbrand et al. (2018) deckt. Dies liegt an der nicht ausreichenden Aufnahme der Tiefpunkte der Oberfläche mittels Fotografie.

5.2.2 Versuche an unbewehrten Schubfugen

Auf Grund der unterschiedlichen Profilierung der Betonoberfläche können über die Verbundfuge unterschiedlich hohe Spannungen übertragen werden. Wie bereits bei der Vorstellung der Bemessungsansätze gezeigt wurde, wird rechnerisch zwischen vier Kategorien der Oberflächenbeschaffenheit unterschieden. Der Einfluss des Unterschieds zwischen einer glatten und einer rauen Oberfläche auf die Schubkraftübertragung wurde mit der Durchführung von Abscherversuchen gezeigt. Dazu wurden in Anlehnung an Versuche von Reinecke (2004) Versuchskörper konzipiert. Diese bestehen aus zwei im Vorfeld betonierten

Wandelementen (mit S1 und S2 bezeichnet) und einem zwischen den Wandelementen eingebrachten Füllbeton. Mit dem in Abbildung 5.4 dargestellten Versuchsaufbau, wobei einerseits der Füllbeton und andererseits die Wandelemente möglichst nahe an der Verbundfläche beansprucht wurden, wurden die beiden Verbundflächen einer Scherbeanspruchung unterzogen.

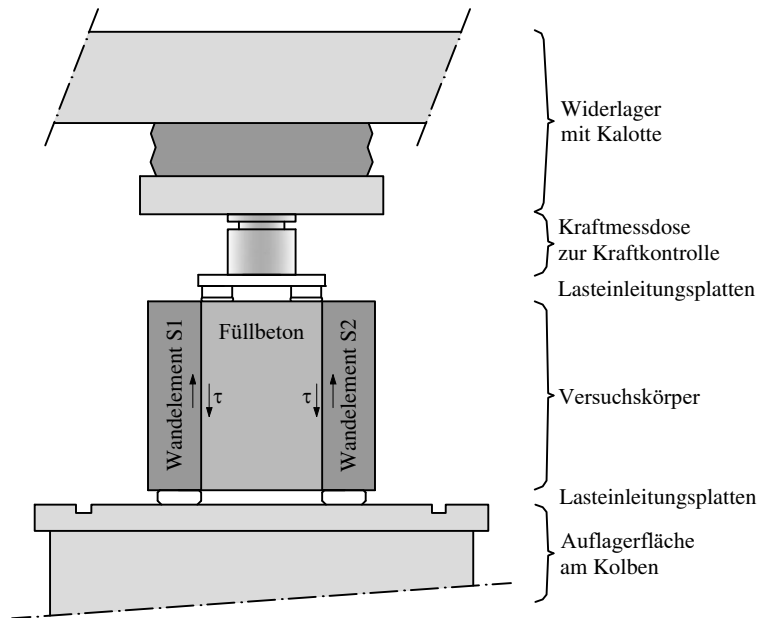


Abb. 5.4: Schematische Darstellung der Abschersversuche

5.2.2.1 Versuchsdurchführung

Im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen konnten auf Grund der Abmessungen der Versuchskörper diese in der Würfeldruckpresse getestet werden. Aufgelagert wurden die Körper an den Wandelementen S1 und S2 auf Stahlplatten. An der Oberseite wurden zur Lasteinleitung ebenfalls Stahlplatten angeordnet. Durch eine weitere Stahlplatte wurde eine gleichmäßige Beanspruchung beider Lasteinleitungsplatten erzielt. Zusätzlich zum gemessenen Öldruck wurde die aufgebrachte Kraft gemäß Abbildung 5.5 mit einer Kraftmessdose K1 gemessen.

Durch die Belastung der Versuchskörper entstand ein Riss entlang der Scherfuge und die Haftreibung wurde überwunden. Um die anschließend entstehenden Reibungskräfte aktivieren zu können, wurden je Seite zwei, horizontal über die Höhe verteilte, Gewindestangen angeordnet, die die Fugenöffnung behinderten. Die durch die Fugenöffnung entstehenden Kräfte wurden mit Hilfe von Zugmessgliedern (Z1 und Z2 an der Vorderseite gemäß Abbildung 5.5a beziehungsweise Z3 und Z4 an der Rückseite gemäß Abbildung 5.5b) aufgezeichnet. Zur höhenmäßigen Lagesicherung der Zugmessglieder wurden U-Profile auf Federn gelagert, um die Stahlkonstruktion vom Versuchskörper zu entkoppeln. Mit Hilfe von Wegaufnehmern, deren Anordnung der Abbildung 5.5a und 5.5b entnommen werden kann, wurden die Verformungen der Fuge gemessen. Dabei wurden sowohl die vertikalen als auch die horizontalen Verschiebungen dokumentiert. Bilder des Versuchsaufbaus können dem Anhang B, Kapitel B.2.2 entnommen werden.

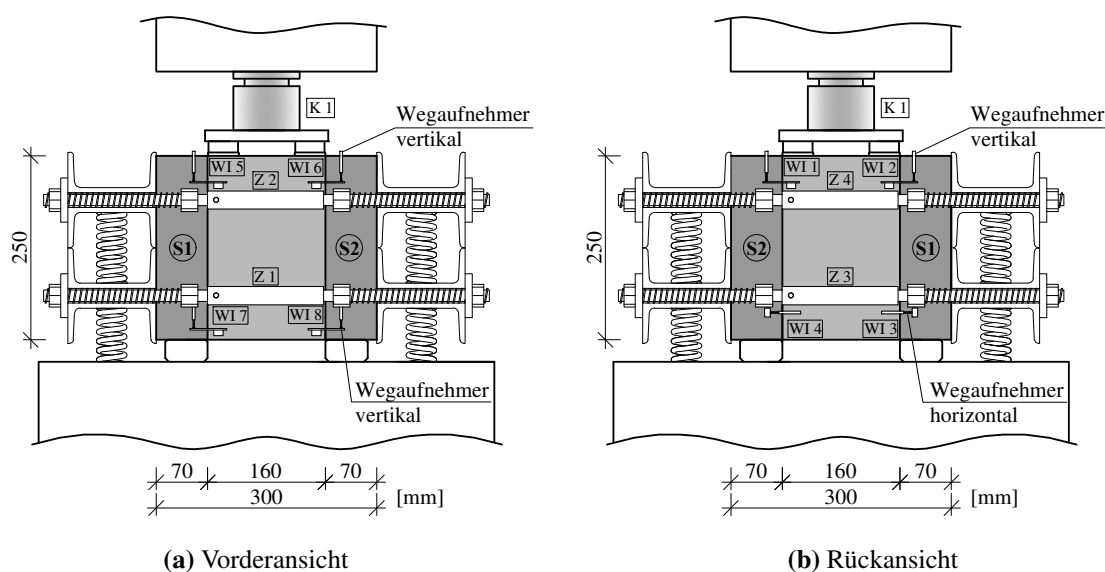


Abb. 5.5: Versuchsaufbau der Abscherversuche von unbewehrten Fugen

Zur späteren Nachrechnung der Versuchsergebnisse wurde sowohl die Oberflächenrauheit als auch die Würfeldruckfestigkeit der einzelnen Elemente ermittelt. Die Materialkennwerte sowie die genauen Abmessungen der Versuchskörper können dem Anhang B.2.1 entnommen werden.

5.2.2.2 Versuchsergebnisse und Interpretation

Eine vergleichende Darstellung der Messergebnisse eines Körpers mit rauer und glatter Verbundfläche ist der Abbildung 5.6 zu entnehmen. Die Diagramme stellen jeweils sowohl ein Kraft-Weg-Diagramm als auch gleichzeitig ein Kraft-Kraft-Diagramm dar. Entlang der Ordinate ist die einwirkende vertikale Belastung aufgetragen. Die gemessenen Verschiebungen in vertikaler (Vertikalverschiebung WI7 an der Vorderseite) und horizontaler (Fugenöffnung WI3 an der Rückseite) Richtung sind der unteren Abszisse zuzuordnen. Die gemessene Kraft im unteren Zugmessglied Z3 wurde in Abhängigkeit der aufgebracht Belastung auf der oberen Abszisse aufgetragen. Die Zugmessglieder wurden bereits zu Versuchsbeginn auf eine geringe Kraft von jeweils etwa 0,5 kN vorgespannt, was auch die Haftreibung geringfügig erhöhte.

Aus den Ergebnissen ist die deutlich größere, übertragbare Vertikalkraft bei einem Körper mit rauer Verbundfläche zu erkennen. Bei dem Versuchskörper mit der rauen Verbundfläche ist aus dem linken Diagramm in Abbildung 5.6 die sprunghafte Zunahme der Vertikalverschiebung (blauer Graph) und der Fugenöffnung (roter Graph) ersichtlich. Dies deutet auf das Überwinden der Haftreibung hin. Gleichzeitig wurde eine merkbare Kraftzunahme im Zugmessglied Z3 verzeichnet. Beim Körper mit glatter Verbundfläche zwischen den Wandelementen und dem Füllbeton ergibt sich bei gleicher Achsenskalierung ein deutlich anderes Bild. Nach dem Überwinden der Haftreibung kann sich keine so deutliche Fugenöffnung einstellen. Daher ist auch nur eine sehr geringe Zunahme der horizontalen Kraft mit dem Zugmessglied messbar. Das Versagen stellte sich bei allen getesteten Versuchskörpern in jeweils einer der beiden Fugen ein. Die Beanspruchung der zweiten Fuge konnte mit dem eingesetzten Versuchsaufbau nicht gemessen werden.

Die gemessenen Ergebnisse decken sich mit den Erkenntnissen aus der Literaturrecherche (Kapitel 5.2.1.1), wonach eine Traglasterrhöhung nach Überschreitung der Haftreibung bei rauen Oberflächen durch eine Verzahnung in der Fuge stattfinden kann. Durch die Anbringung der Zugmessglieder zur horizontalen

Kraftmessung wird die Fugenöffnung behindert, was der Aufbringung einer Drucknormalspannung auf die Fuge entspricht.

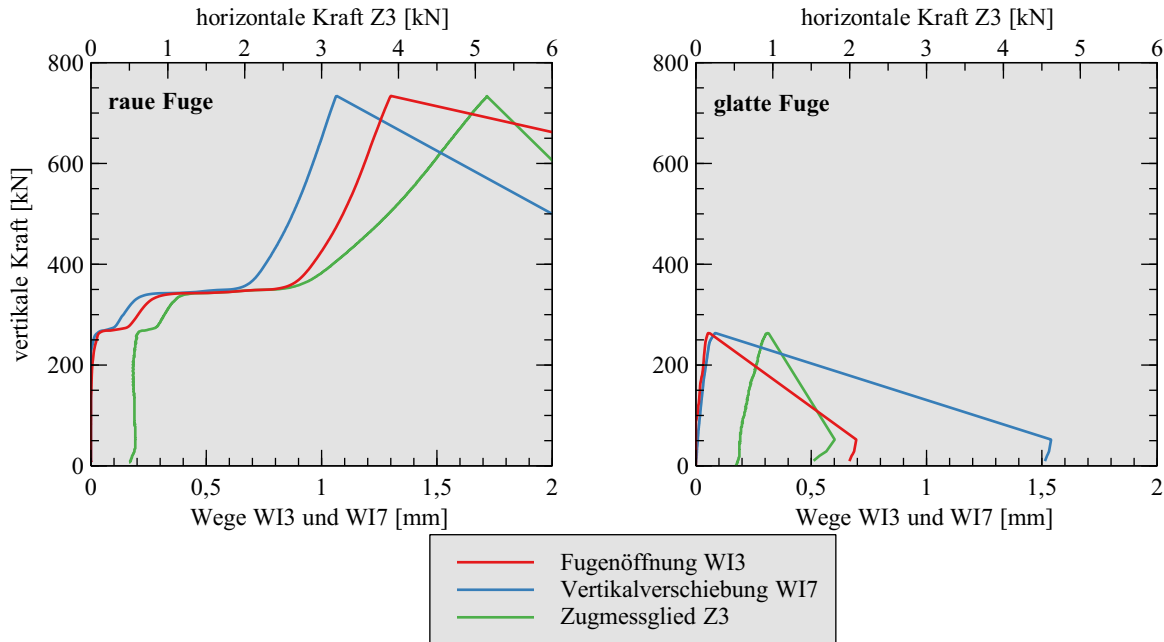


Abb. 5.6: Versuchsergebnisse der Abscherkörper mit rauer (linkes Diagramm) und glatter (rechtes Diagramm) Verbundfläche

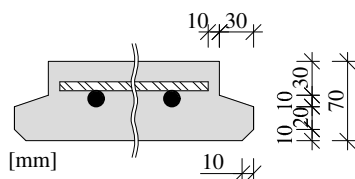
Bei den durchgeführten experimentellen Untersuchungen stellte sich eine deutlich höhere Bruchlast bei aufgerauter Verbundfläche ein. Nach der Versuchsdurchführung konnte mit den gemessenen Materialparametern sowie den gemessenen horizontalen Kräften die Bruchlast gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) berechnet werden. Die Berechnung findet sich im Anhang B.2.3. Bei einem Vergleich der errechneten Kräfte ist die Tendenz von größeren Schubspannungen bei größerer Rautiefe erkennbar. Ein Vergleich zwischen den berechneten Kräfte und den Versuchsergebnissen zeigt allerdings, dass die normgemäße Spannungsermittlung das tatsächliche Potenzial von unbewehrten Schubfugen erheblich (um bis zu 70 %) unterschätzt. Auch von Randl und Wicke (2000) wird angegeben, dass bei einer Berechnung nach ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) die tatsächlichen Schubspannungen unterschätzt werden. Bei geringen aufgetragenen Normalspannungen ergeben sich auch bei Randl und Wicke (2000) große Differenzen zwischen Berechnung und Versuch. Beim gegenständlichen Versuchsaufbau kann die große Differenz auch an der seitlichen Verschiebungsbehinderung an den Stellen der Auflagerung auf den Stahlplatten zurückgeführt werden. Die durch die Verschiebungsbehinderung eingebrachten Normalspannungen wurden nicht aufgezeichnet und fließen daher in die händische Nachrechnung nicht ein.

5.3 Fugen zwischen den Fertigteilen und bei Bauabschnittsfugen

5.3.1 Ausbildungsform der Querfugen

Die Dicke jener Halffertigteilenelemente, die für den Einsatz als Brückenfahrbahnplatte angedacht sind, beträgt 70 mm, weshalb die Herstellung im Werk in der Palettenumlaufanlage möglich ist. Dadurch ergibt sich im Vergleich zur händischen Herstellung ein Kostenvorteil. Die Abschalung der Außenkanten kann an zwei Seiten der Plattenelemente mit den üblichen vertikalen Magnetabschalelementen erfolgen. Diese werden üblicherweise mit einem Roboter automatisch passgenau verlegt. An den beiden anderen

Außenkanten ist die spätere Fuge zwischen den Fertigteilelementen, welche in weiterer Folge als Querruge bezeichnet wird, auszubilden. Wie bereits in der Einleitung zu Kapitel 5 erwähnt wurde, wurde diese Querruge in Anlehnung an Schmackpfeffer (1999) und Geißler (2014) entwickelt. Die detaillierte Ausführung kann der Abbildung 5.7a entnommen werden, wobei in Abbildung 5.7b das tatsächlich ausgeführte Detail zu sehen ist. Durch die abgetreppte Ausführung der Plattenenden entsteht bei Zusammenführung zweier Elemente eine Tasche von planmäßig $b \cdot h = 60 \cdot 30$ mm beziehungsweise genau im Schnitt durch die Fuge $b \cdot h = 60 \cdot 40$ mm. Diese Tasche wird mit der ersten Aufbetonschicht verfüllt.



(a) Planung



(b) Ausgeführtes Detail

Abb. 5.7: Querrugenausbildung

Eine alternative Ausführungsform wird in Fuchs, G. Gaßner et al. (2017) beschrieben. Hierbei wird davon ausgegangen, dass die gesamte statisch erforderliche untere Bewehrung in einem 120 mm dicken Fertigteil verlegt wurde. Im Bereich der Fuge werden die Fertigteile auf 70 mm reduziert und es wird eine die Fuge verbindende Bewehrung verlegt. Die beiden Fertigteile werden mit einem Vergussmörtel verbunden. In den Fertigteilen sind Gitterträger in Brückenlängsrichtung eingebaut, welche vor Ort im Bereich der Bauabschnittsfuge verschweißt werden.

In den nun für die Anwendung des neuen Bauverfahrens geplanten Fertigteilelementen befindet sich die statisch erforderliche Bewehrung in Brückenquerrichtung. Die Bewehrung in Brückenlängsrichtung wird auf der Baustelle auf das Fertigteil gelegt. Um eine kraftschlüssige Verbindung zwischen dem Ortbeton und dem Fertigteil herstellen zu können und um Verbundkräfte übertragen zu können, ist diese Bewehrung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) 4.4.1.2(9) mit dem Abstand $c_{min,b}$ zum Fertigteil zu verlegen. Außerdem muss die Betondruckfestigkeitsklasse mindestens der Klasse C25/30 entsprechen, die Betonoberfläche darf dem Außenklima nicht länger als 28 Tage ausgesetzt sein und die Fuge muss aufgeraut ausgeführt sein. Der Wert für $c_{min,b}$ wird in der ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) für Betonstahl mit dem Stabdurchmesser definiert. Unter der Annahme eines späteren Längsstabes von 12 mm ergibt sich somit im Schnitt durch die Querruge eine Betondeckung von 52 mm, am Rand der Tasche von 42 mm. Somit ist die Bewehrung im Bereich der Querrugen durch den umgebenden Beton gegen Umwelteinflüsse geschützt.

Für einen notwendigen Toleranzausgleich auf der Baustelle wird in der Literatur [Schmackpfeffer 1999] die Anbringung eines Moosgummistreifens an die Stirnseite der Querruge angegeben. Da sich dieser Moosgummistreifen lösen und danach von der Unterseite der Fahrbahnplatte weghängen kann, wird als Alternative die Verschleißung der Fuge mit Hilfe eines Klebandes vorgeschlagen. Abbildung 5.8a zeigt die geplante Ausführung und Abbildung 5.8b das tatsächlich ausgeführte Detail von oben fotografiert. Das hergestellte Detail mit dem Kleband als Fugenüberbrückung wurde in einem Ermüdungsversuch getestet. Dazu wurden zwei Plattenelemente gestoßen und mit der Längsbewehrung und einer Aufbetonschicht verbunden. Nach dem Betonieren konnte die gewünschte Abdichtung durch das Kleband im Bereich der Fuge dokumentiert werden. Auch während dem Ermüdungsversuch stellten sich keine unerwarteten Öffnungen oder Abplatzungen im Bereich der Querruge ein.

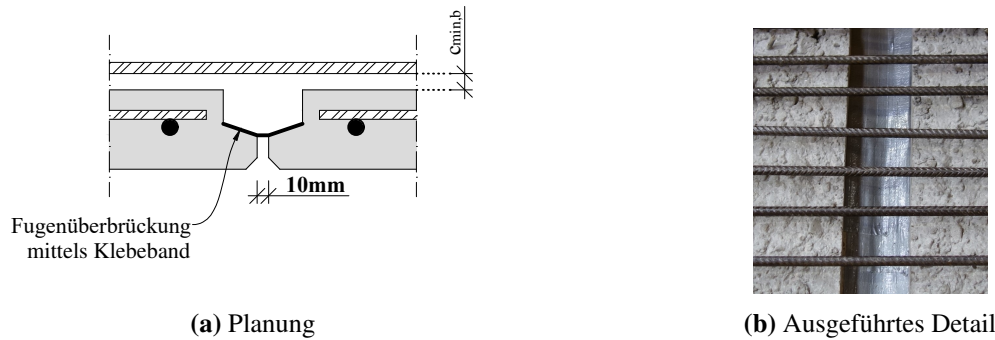


Abb. 5.8: Querfugenausbildung inklusive Toleranzausgleich

5.3.2 Ausbildungsform der Bauabschnittsfugen

Die Ausbildung der Bauabschnittsfuge stellt ein, für die Anwendung des neuen Bauverfahrens, neuralgisches Detail dar. Ziel für den Bauablauf ist es, dass die einzelnen Bauabschnitte bei der Positionierung am Einbauort (beschrieben in Kapitel 3) lediglich vertikal abgesenkt werden. Eine weitere horizontale Verschiebung oder gar ein Einfädeln des neuen Bauabschnittes galt es tunlichst zu vermeiden. Unter Berücksichtigung dieser Rahmenbedingung und zur gleichzeitigen Herstellung einer kraftschlüssigen Verbindung zum bereits hergestellten Bauabschnitt wurde der in Abbildung 5.9 dargestellte Bauablauf entwickelt. Wie in Kapitel 3 beschrieben, werden am Montageplatz die einzelnen Fertigteillemente verlegt. Zur Verbindung der einzelnen Elemente und zur Schließung der Querfugen wird die Bewehrung in Brückenlängsrichtung eingebaut und eine erste Aufbetonschicht aufgebracht. Diese erste Aufbetonschicht wird im Anschlussbereich des vorherigen Bauabschnittes nach hinten versetzt ausgeführt. Abbildung 5.9 zeigt die bereits fertig gestellten Bauabschnitte (N) und (N+1). In dunkelgrauer Farbe sind die einzelnen Fertigteillemente dargestellt, in hellgrauer Farbe die 1. Aufbetonschicht. Der beschriebene Versatz der ersten Aufbetonschicht ist in den Bereichen der Bauabschnittsfuge erkennbar und durch die für den Bewehrungsstoß der Längsbewehrung erforderliche Länge des Übergreifungsstoßes definiert. Die zweite Aufbetonschicht, in hellblauer Farbe dargestellt, wird ebenfalls mit dem gleichen Versatz ausgeführt. Wird nun der Bauabschnitt (N+2) zum Einbauort transportiert, kann dieser vertikal abgesenkt werden. Die untere Bewehrung in Brückenlängsrichtung des Bauabschnittes (N+2) steht im Anschlussbereich zu Bauabschnitt (N+1) hinaus, sodass im Bereich der Übergreifungslänge eine Überlappung der Bewehrung stattfindet. Der Bauablauf inklusive einer schematischen Darstellung der Bewehrungsführung im Fugenbereich wird auch in Kollegger und Fuchs (2018) beschrieben. Durch die spätere Betonage der zweiten Aufbetonschicht (für den Abschnitt (N+2) strichliert eingezeichnet) wird der Anschluss zur bereits bestehenden Fahrbahnplatte ermöglicht.

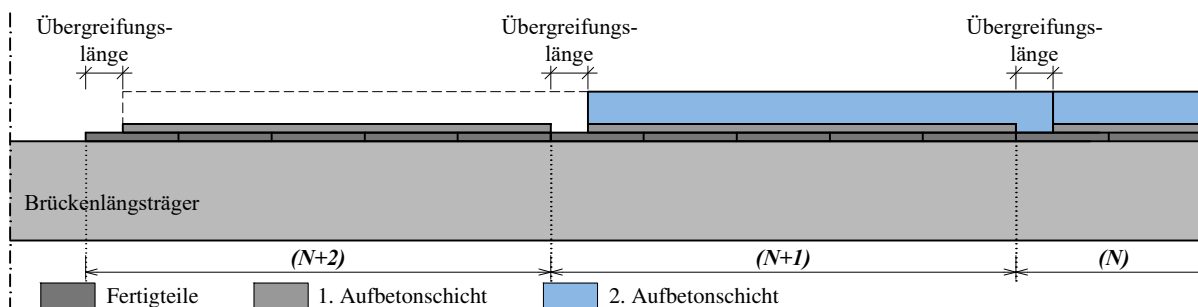


Abb. 5.9: Herstellung einzelner Bauabschnitte am Einbauort

5.3.3 Schnittgrößenberechnung während den Bauzuständen unter Berücksichtigung der Querfugen

Eine exakte Ermittlung der Schnittgrößen während des Transports und der Betonage der zweiten Aufbetonschicht hat an einem dreidimensionalen Finite-Elemente-Modell zu erfolgen. Bei der Modellierung ist auf die Abbildung der Steifigkeit des Versetzwagens sowie der Ankerstangen zu achten. Beispielsweise können die Abhängpunkte mit Federn abgebildet werden, wie dies in Kapitel 7.3 gezeigt wird.

Neben der Lage und Steifigkeit der Auflagerpunkte ist die Kenntnis der Materialeigenschaften erforderlich. Die Festigkeit des Fertigteils kann mit der Endfestigkeit des Betons aus dem Fertigteilwerk der entsprechenden Güte angenommen werden. Die erste Aufbetonschicht weist eine geringere Festigkeit und demzufolge eine geringere Steifigkeit auf. Die Querfugen zwischen den Fertigteilelementen stellen Störbereiche für die Berechnung der Schnittgrößen dar. In Furche und Bauermeister (2016) wird angegeben, dass in einem Bereich neben den Querfugen lediglich die Steifigkeit der Ortbetonschicht angesetzt werden soll. Dieser Störbereich wird über die Fugenhöhe mit einem Verhältnis von 1:3 links und rechts von der Querfuge ermittelt.

Für die Bemessung der Betonbauteile in jenem Bauzustand in dem sie von den Ankerstangen des Versetzwagens unterstützt werden, sind die beiden Lastfälle *Transport* und *Betonage der zweiten Aufbetonschicht* zu untersuchen. Zu diesen beiden Zeitpunkten wirken unterschiedliche Belastungen auf die Bauteile. Außerdem weist die erste Aufbetonschicht in diesen Zuständen ein anderes Alter und daher eine andere Festigkeit beziehungsweise Steifigkeit auf. Die anzusetzenden Lasten im Bauzustand ergeben sich aus der ÖNORM EN 1991-1-6 (2010) beziehungsweise der ÖNORM B 1991-1-6 (2010). Mit den berechneten Auflagerreaktionen und Schnittgrößen erfolgen einerseits die Kontrolle der einzuleitenden Ankerkräfte und andererseits die Bemessung der Fertigteilelemente.

5.3.4 Ermüdungsversuche

Sowohl die Ausbildungsformen der Quer- und Bauabschnittsfuge und auch die über große Teile unbewehrte Verbundfläche wurden im Zuge von Ermüdungsversuchen getestet. Die Versuchskörper sowie die Versuchsergebnisse werden nachfolgend gezeigt.

5.3.4.1 Versuchsdurchführung

Die äußeren Abmessungen der Plattenelemente entsprachen jenen aus Kapitel 4.3, da die Versuche am gleichen Versuchsstand durchgeführt wurden. Um die Thematik der Ausbildung von Querfugen an sich zu testen, wurden zwei Tastversuche durchgeführt. Dazu wurde das Fertigteilelement in der Mitte geteilt, wobei die Bewehrung im Fertigteil jener aus Kapitel 4.3 entsprach und die Verbundfläche mit Gitterträgern verbunden wurde. Über der Querfuge wurden 1 m lange Stäbe Ø14 mm verlegt, die die Fuge verbunden haben. Die Herstellungspläne für diese und auch für die anderen Plattenelemente sind dem Kapitel B.3.1 im Anhang B zu entnehmen. Auf Grund der vorliegenden Ergebnisse dieser Tastversuche und der Weiterentwicklung des Bauverfahrens wurden Versuchskörper, die den tatsächlichen Bauablauf widerspiegeln, entwickelt. Die zwei unterschiedlichen Ausbildungsformen der geplanten Plattenelemente können der Abbildung 5.10 entnommen werden. Die hier untersuchten Körper unterscheiden sich zu den Tastversuchen anhand der Bewehrungsführung und der zwei Aufbetonschichten. Die 7 cm dicken Fertigteilelemente wurden bei beiden Versuchskörpern mit einer Querfuge ausgeführt. Zur Verbindung der Querfugen wurden die in roter Farbe gezeichneten Stäbe in eine 5 cm dicke erste Aufbetonschicht eingelegt. Beim Versuchskörper mit Bauabschnittsfuge wurde entsprechend dem späteren Bauablauf, wie in Abbildung 5.9 zu sehen, die erste Aufbetonschicht versetzt ausgeführt und die Bewehrungsstäbe im Fugenbereich mit deren Übergreifungslänge gestoßen. Die rot dargestellte Bewehrung ist die im

Ermüdungsversuch meistbeanspruchte Bewehrung. Zur Anordnung der oberen Bewehrung wurden an den Plattenenden Bügel eingebaut. Die Verbundfläche war über die restliche Länge unbewehrt ausgeführt. Im Vorfeld wurde der Nachweis der Schubkraftübertragung in Fugen gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) Kapitel 6.2.5 für eine raue Fuge nachgewiesen. Die Fugenrauheit wurde mit dem Sandflächenverfahren vor Ort im Fertigteilwerk mit $R_f > 1,5$ mm ermittelt. Vor der Betonage der jeweiligen Aufbetonschicht wurde die Verbundfläche vorgenässt. Die Körper wurden mit Beton der Festigkeitsklasse C30/37 hergestellt. Die tatsächlichen Würfeldruckfestigkeiten betragen bei den Körpern 1 und 2 über 48 N/mm^2 und bei den Körpern 3 bis 6 über 61 N/mm^2 . Die zwei Tastversuche eingerechnet, wurden insgesamt vier Ermüdungsversuche an Plattenelementen mit Querruge und zwei mit Bauabschnittsfuge durchgeführt.

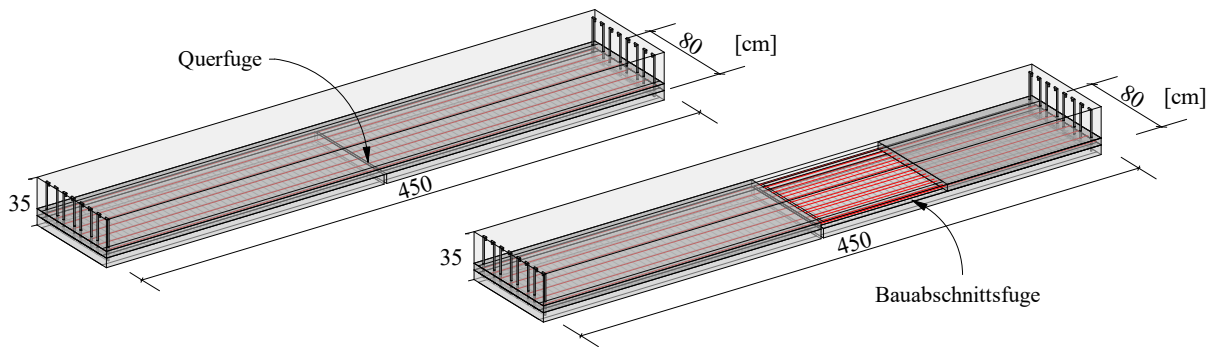


Abb. 5.10: Versuchskörper mit Querruge und Bauabschnittsfuge

Die in der Abbildung 5.10 rot dargestellten Bewehrungsstäbe $\text{Ø}14$ mm wurden in Einstufenversuchen mit einer Schwingbreite zwischen 166 N/mm^2 und 209 N/mm^2 beansprucht. Der Versuchsablauf wurde ident zu dem in Kapitel 4.3 beschriebenen Ablauf ausgeführt. Nach dem Vorbelasten und dem Vorwegnehmen des ersten Steifigkeitsverlustes wurde die Ermüdungsbeanspruchung aufgebracht. Gemessen wurden neben der einwirkenden Belastung sowohl die Durchbiegungen als auch die Öffnung der Querruge. Neben der Untersuchung von einbetonierten, ungeschweißten Stäben wurde sowohl die praktische Umsetzbarkeit der Fugendetails als auch das Verhalten der Fugen- und Verbundflächenbildung unter Ermüdungslasten getestet.

5.3.4.2 Versuchsergebnisse und Interpretation

Ein beispielhaftes Diagramm eines Ermüdungsversuches an einem Versuchskörper mit Querruge ist der Abbildung 5.11 zu entnehmen. Alle anderen Diagramme finden sich im Anhang B.3.1.1. Auf der Abszisse wurden die ertragenen Lastwechsel aufgetragen. Die Ordinate teilt sich in die einwirkenden Kräfte, die Prüffrequenz sowie die Durchbiegungen und die an der Vorder- und Rückseite der Versuchskörper gemessene Fugenöffnung. Am Beginn des Aufbringens der Ermüdungsbeanspruchung ist ein kontinuierlicher Abfall der Prüffrequenz beziehungsweise eine kontinuierliche Zunahme der Durchbiegungen zu verzeichnen, was auf die Rissbildung im Beton zurückzuführen ist. Ein sprunghafter Abfall der gemessenen Prüffrequenz ist bei etwa 1,5 Mio. Lastwechsel erkennbar. Die gleichzeitige Zunahme der Durchbiegung beziehungsweise der Fugenöffnung der Querruge lässt auf einen Stabbruch schließen. Durch das nachträgliche Aufstemmen dieses Versuchskörpers konnte festgestellt werden, dass ein Teil der über die Fuge laufenden Stäbe gebrochen war. Das Diagramm in Abbildung 5.11 zeigt, dass ein Stabbruch auch bei einer hohen einwirkenden Schwingbreite von in diesem Fall 209 N/mm^2 noch nicht zum Systemkollaps führt. Das gleiche Phänomen wurde bei den Versuchen mit einbetonierter, geschweißter Bewehrung beobachtet. Von Eskola (1996) wurde mittels experimenteller Untersuchungen an vorgespannten Trägern mit einbetonierter schlaffer Bewehrung ebenso eine Restphase festgestellt. Außerdem wird ein Ansatz

zur Belastungsdauerberechnung auf Grundlage einer neuen, auf der Palmgren-Miner-Regel basierenden, Schädigungshypothese gegeben [Eskola 1996]. In die Berechnung fließen die Versuchsergebnisse von freischwingenden Litzen und Bewehrungsstäben ebenso wie Methoden der Ordnungsstatistik ein.

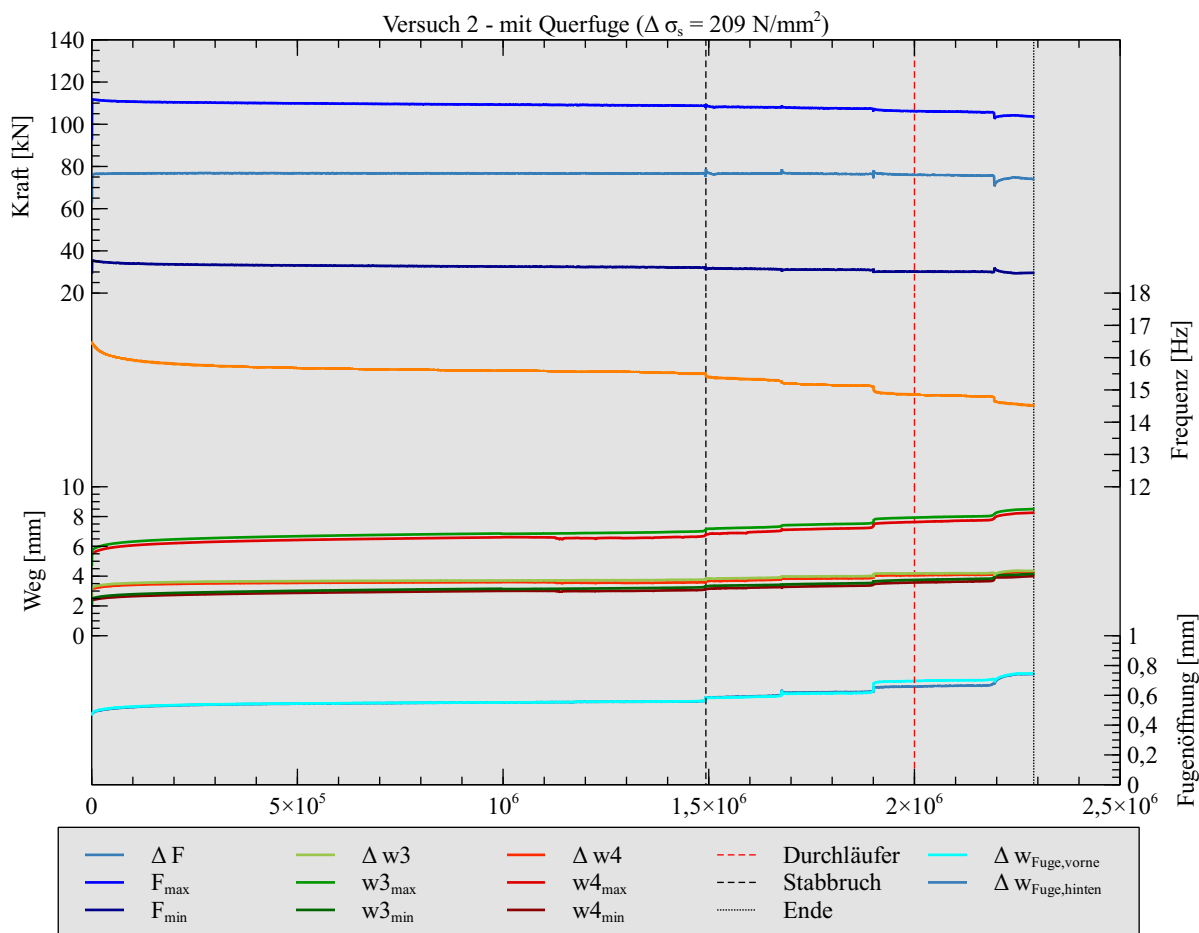


Abb. 5.11: Versuchsdiagramm Ermüdungsversuch Nummer 2 mit Querfuge

Die Punkte des ersten Stabbruchs und die des Versuchsendes wurden in einem Wöhlerdiagramm dargestellt, welches der Abbildung 5.12 entnommen werden kann. Der jeweilige Versuch wurde nach dem Erreichen von mindestens $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel beendet. Bei der zeitlichen Planung der Versuche wurde jedoch darauf geachtet, dass diese möglichst lange belastet werden können. Belastungsbeginn war daher oft vor dem Wochenende, weshalb die Versuchskörper teilweise weit über die 2 Mio. Lastwechsel beansprucht werden konnten. Nach dem Beenden des Versuchs wiesen alle Plattenelemente noch Systemreserven auf, was am Beispiel des Versuchskörpers 2 in Abbildung 5.11 zu sehen ist. Obwohl es sich bei dem getesteten Körper lediglich um einen Ausschnitt aus einer Fahrbahnplatte handelt, konnte gezeigt werden, dass obwohl der erste Stabbruch bei etwa 1,5 Mio. Lastwechsel erkennbar war, die Platte noch bis über 2 Mio. Lastwechsel beansprucht werden konnte. Dies ist in Abbildung 5.12 ebenfalls sehr gut erkennbar. In dem doppellogarithmischen Diagramm der Abbildung 5.12 wurde außerdem die Wöhlerlinie gemäß ÖNORM B 1992-1-1 (2018) für gerade Stäbe mit einem Durchmesser $< 20 \text{ mm}$ in blauer Farbe eingezeichnet. Es zeigt sich, dass alle Versuche über der Norm-Wöhlerlinie zu liegen kommen.

An den Randflächen der Versuchskörper wurden in der Höhe der Verbundfläche teilweise Risse festgestellt, die kleiner als $0,05 \text{ mm}$ waren. Die Rissbilder können dem Anhang B.3.1.1 entnommen werden. Es kam bei

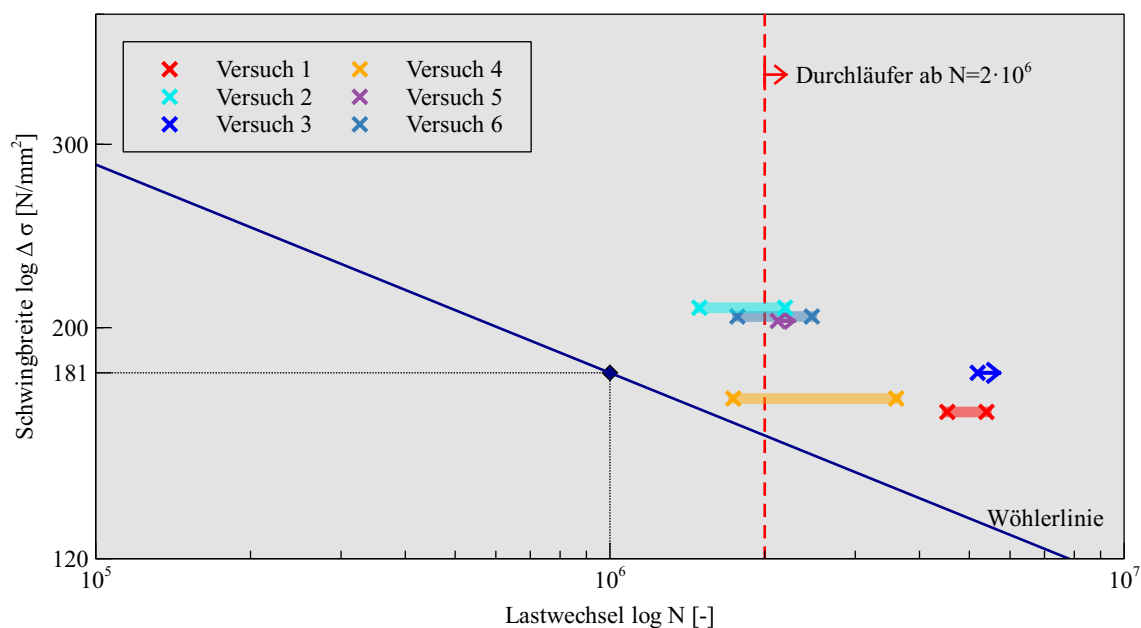


Abb. 5.12: Vergleich der Ergebnisse von geraden, einbetonierten Stäben mit der charakteristischen Wöhlerlinie gemäß ÖNORM B 1992-1-1 (2018)

keinem der Versuchskörper zu einem Versagen der Verbundfläche. Dies deckt sich mit den Erkenntnissen aus diversen anderen Forschungsprojekten. Beispielsweise wird in Kernbichler et al. (2006) von Versuchen an mit Aufbeton verstärkten Fahrbahnplatten berichtet, die allesamt nicht in der Schubfuge versagten. Es konnten sowohl statische als auch dynamische Lasten aufgebracht werden, die zum Versagen der Konstruktion führten. Auch in Feix et al. (2010) wird von neun Ermüdungsversuchen an mit Aufbeton verstärkten Fahrbahnplatten berichtet. Rechnerisch sollte die Schubfuge schon infolge Schwinden versagen. Auch nach den aufgetragenen $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel trat noch kein Versagen der Schubfuge auf. Als drittes Beispiel sollen die Ergebnisse von J. Berger (2012) genannt werden, wo ebenfalls kein Einfluss der Ermüdungsbeanspruchung auf die Festigkeitseigenschaften der Verbundfuge festgestellt werden konnte. In Müller (2009) werden Ermüdungsversuche an 24 Abscherkörpern beschrieben, wobei angegeben wird, dass bei einer Oberspannung von 50 % der Kurzzeitfestigkeit ein Ermüdungsversagen der Verbundfläche ausgeschlossen werden kann. Die Beanspruchung hat dabei einer Schwellbeanspruchung (Ober- und Unterspannung mit gleichem Vorzeichen) zu entsprechen.

5.3.5 Haftzugfestigkeitsversuche

Die Haftzugfestigkeit oder Abreißfestigkeit ist ein Parameter für die Haftung zwischen zwei Betonschichten. Die Haftzugfestigkeit gibt die Verbundeigenschaften an Grenzschichten von zwei zusammengefügten Werkstoffen an. Die Abreißfestigkeit wird gemessen, um eine Aussage über die notwendigen Verbundeigenschaften zum Aufbringen einer Beschichtung machen zu können.

Im Anschluss an die Ermüdungsbeanspruchungen wurden zur Verifizierung der Haftzugfestigkeit der Verbundfläche Haftzugfestigkeitsversuche durchgeführt. Die ONR 23303-2010 (2010) regelt die Bestimmung von Materialkennwerten für Beton und macht auch eine Aussage über die Durchführung von derartigen Versuche. Dazu sind mit einem Kernbohrgerät, in der Regel mit einer Nasssplung, Bohrlöcher mit einem Durchmesser von 50 mm herzustellen. Die zu testende Schicht wird dabei mindestens 5 mm berbohrt. Für die Testung der Haftzugfestigkeit der Verbundfläche wurden derartige Kernbohrungen bis über die

Tiefe der Verbundfläche hergestellt. Zu Referenzzwecken erfolgten auch Bohrungen mit geringerer Tiefe, um die Festigkeit des Betons selbst bestimmen zu können.

Nachdem das Wasser beziehungsweise der Bohrschlamm aus der Ringnut beseitigt wurde, wurde ein für die Krafteinleitung erforderlicher Stahlstempel mit einem Zwei-Komponentenkleber auf die Betonoberfläche aufgeklebt, wie dies der Abbildung 5.13a entnommen werden kann. An der Oberseite des Stahlstempels befindet sich ein Gewinde, in welches ein Dorn geschraubt wird. Somit kann der Stempel mit dem Prüfgerät verbunden werden. In Abbildung 5.13b ist das, bereits mit dem Stempel verbundene, Haftzugprüfgerät zu sehen. Mit einer in der ONR 23303-2010 (2010) definierten Prüfgeschwindigkeit von $(0,1 \pm 0,02)$ kN/s wird auf den Stempel eine Zugkraft aufgebracht. Die Bruchlast wird angezeigt, mit derer auf die Haftzugfestigkeit geschlossen werden kann.



(a) Versuchsvorbereitung



(b) Versuchsdurchführung

Abb. 5.13: Haftzugfestigkeitsprüfung

Für die Prüfung der Haftzugfestigkeit in der Verbundfläche wurde die Kernbohrung über die Tiefe der Verbundfläche hinaus geführt. Bei der Kraftaufbringung traten viele Brüche in der Verbundfläche auf. Allerdings kamen auch viele Brüche, obwohl die Verbundfläche die vermeintliche Schwachstelle sein sollte, oberhalb oder unterhalb dieser zu liegen. Verglichen mit den Bohrungen mit geringerer Tiefe zur Testung des Betons selbst, streuten die ermittelten Haftzugfestigkeiten der 25 Versuche zwischen 1,2 und 4 N/mm² (siehe Kapitel B.3.2 in Anhang B). Eine hohe Streuung der Messergebnisse wird beispielsweise auch in Schulz (1984) beschrieben, wodurch laut Angabe des Autors die Interpretation der Versuche erschwert wird. Dies trifft auch auf die eigenen Versuche zu. Nach der Auswertung der Versuche konnte die Verbundfläche als Schwachstelle nicht eindeutig identifiziert werden. Beispielsweise wurde bei drei Versuchen die annähernd gleiche Haftzugfestigkeit gemessen, wobei das Versagen in unterschiedlichen Tiefen erfolgte. Bei gleicher Festigkeit versagten die drei Versuche einmal in der Verbundfuge, einmal auf Höhe der Bewehrungslage und einmal in geringerer Tiefe, was auf ein Betonversagen schließen lässt.

6 Abhängungen

Bei der Beschreibung des Bauablaufs wurde darauf Bezug genommen, dass die Fertigteilplatten samt erster Aufbetonschicht mit dem Versetzwagen zum Einbauort transportiert werden. Die Elemente werden für den Transport mit dem Wagen an Abhängungen befestigt. Auf Grund der geringen Plattendicke der Fertigteillemente stellt die Einleitung der entstehenden Kräfte einen zu untersuchenden Detailpunkt dar. Die Abhängungen können in einem Winkel von 90° zur Plattenoberfläche (Abschnitt 6.2) oder mit einer flacheren Neigung (Abschnitt 6.1) angeordnet werden.

6.1 Schräge Abhängungen (Ankerblöcke)

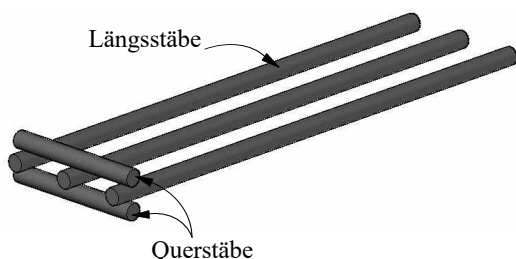
Kommen schräge Abhängungen zum Einsatz, wie dies in Kapitel 1.3 beschrieben wurde, so können diese in Ankerblöcken verankert werden. Die Ankerblöcke werden auf dem Fertigteillement hergestellt. Durch die schrägen Abhängungen entstehen Kräfte parallel zur Bauteiloberfläche. Die Kraftübertragung erfolgt über die Verbundfläche, die entweder unbewehrt oder bewehrt ausgeführt werden kann. Über unbewehrte Schubfugen können nur geringe Kräfte übertragen werden. Deshalb werden die Ankerblöcke mit einer Bewehrung mit dem Fertigteil verbunden. Dazu kommt eine sogenannte Leiterbewehrung zum Einsatz, deren Ausbildungsform in Kapitel 6.1.1 gezeigt wird. Zur Ermittlung der mit dieser Leiterbewehrung übertragbaren Schubspannung wurden Versuche durchgeführt, welche in Kapitel 6.1.2 erläutert werden. Um den Einfluss von unterschiedlich großen Körpern darzustellen, wurden ausgehend von einem Referenzkörper einerseits die Verbundflächen und andererseits die gesamten Versuchskörper skaliert.

6.1.1 Leiterbewehrung

Als Leiterbewehrung wird im Folgenden eine Bewehrungsbildung bezeichnet, wie sie der Abbildung 6.1a entnommen werden kann. Die drei Längsstäbe kreuzen die spätere Verbundfläche und dienen der Erhöhung der Schubkraftübertragung. Die rechnerische Ermittlung der Schubkraftübertragung in Verbundfugen wurde in Kapitel 5.2.1.2 erläutert. Die Bewehrung, die die Fuge kreuzt, muss in den beiden angrenzenden Betonschichten ausreichend verankert sein. Auf Grund der geringen möglichen Verankerungslänge in den dünnen Fertigteilplatten werden auf die Längsstäbe jeweils zwei Querstäbe angeschweißt. Dadurch wird die Lasteinleitung verbessert.

Beschrieben werden Versuche mit Leiterbewehrungen von Wimmer (2016). Um Kräfte aus der Vorspannung in dünne, trogförmige Fertigteillemente einzuleiten, wurden zwischen den dünnwandigen Fertigteilen Ankerblöcke betoniert, die durch die beschriebenen Leiterbewehrungen mit den Fertigteilen verbunden wurden. Solch ein trogförmiger Querschnitt ist während der Produktion in Abbildung 6.1b zu sehen. Seitlich sind die beiden Fertigteilplatten, die die Wandelemente bilden, an Metallelementen befestigt. Die untere Bewehrung, die die beiden Seitenwände miteinander verbindet, ist bereits eingebaut. Auch die für den späteren Einsatz als Brückenlängsträger erforderlichen Bügel sind bereits verlegt. Im vorderen Bereich des Bildes sind horizontal in die Fertigteilplatten Leiterbewehrungen eingebaut. Dieser Bereich wird verschalt und in der Mitte die Bauteile für die Verankerung der Spannkabel eingebaut. Das Bild wurde während der Produktion der Fertigteillemente für die Brücke über den Lahnbach an der S7, der Fürstenfelder Schnellstraße, aufgenommen. Bei diesem Tragwerk wurden die aus der Vorspannung

entstehenden Ankerkräfte erfolgreich über, durch mit Leiterbewehrung verbundene, Ankerblöcke in die trogförmigen Fertigteillängsträger eingeleitet [Kollegger, Suza et al. 2020].



(a) Schematische Darstellung



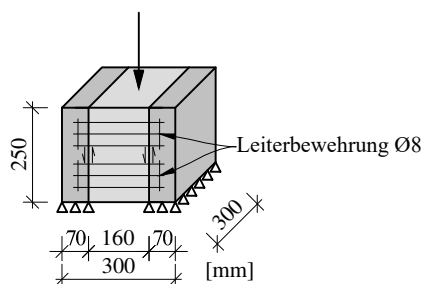
(b) Eingebaute Bewehrung vor der Betonage des Ankerblocks (Copyright: TU Wien, Kollegger)

Abb. 6.1: Leiterbewehrung

6.1.2 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

6.1.2.1 Referenzkörper

Die übertragbaren Kräfte über einen Verankerungsblock wurden experimentell ermittelt. Dazu wurden Versuchskörper, bestehend aus zwei Wandelementen und einem dazwischenliegenden Ankerblock, hergestellt. Der Abbildung 6.2 sind die Abmessungen des Referenzkörpers zu entnehmen. Ausgehend von diesem Referenzkörper wurden verschieden skalierte Probekörper untersucht. Der hellgraue Füllbetonkörper wurde mit Leiterbewehrung mit den in dunkelgrauer Farbe dargestellten Wandelementen verbunden. Dabei wurden zwei Bewehrungsgrade von $\rho = 0,8\%$ und $\rho = 1,6\%$ untersucht. Die im Referenzkörper eingebaute Leiterbewehrung wies einen Stabdurchmesser von 8 mm auf.

**Abb. 6.2:** Referenzkörper

Die Referenzversuche wurden, so wie die Schubversuche mit unbewehrten Fugen aus Kapitel 5.2.2, in der Würfeldruckpresse durchgeführt. Dabei wurden die Prüfkörper an den Wandelementen aufgelagert. Mit Hilfe von Lasteinleitungsplatten, welche nahe an der Verbundfläche situiert waren, wurde der Füllbeton belastet und so eine Scherbeanspruchung in den Fugen erzeugt. Auf Grund der maximal möglichen Versuchskörperhöhe von 375 mm zur Testung in der Würfeldruckpresse, wurden die größer skalierten

Versuche im großen Druckprüfrahmen im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen der TU Wien getestet. Der Aufbau dieses Prüfrahmens unterscheidet sich wesentlich im Vergleich zur Würfeldruckpresse. Insgesamt vier horizontal angeordnete Pressen ermöglichen in diesem Prüfrahmen eine maximale Kraftaufbringung von 20 MN. In der Würfeldruckpresse wird die Kraft über eine in einer Kalotte gelagerten Stahlplatte in den Prüfkörper eingebracht. Somit ist eine zentrische Krafteinleitung gegeben und kleinere Toleranzen im Versuchsaufbau können ausgeglichen werden. Beim Druckprüfrahmen wird mit den vier Pressen eine Stahlplatte verschoben und gegen den Versuchskörper bewegt. Ein Ausgleich von Herstellungstoleranzen der Versuchskörper, vor allem im geringen Kraftbereich, ist nur schwer möglich. Dies ist auf die Ungenauigkeiten bei der Steuerung der Pressen im geringen Kraftbereich zurückzuführen. Für die durchgeführten Versuche stellte dies eine Herausforderung dar, da die Flächen der Krafteinleitung und der Auflagerung fertigungsbedingt nicht perfekt parallel sind. Die Versuchskörper sind allerdings auf exzentrische Belastungen sehr anfällig, da dies zu einem früheren Versagen einer Fuge führen kann. Durch Ausgleichsschichten aus Vergussmörtel oder Gips wurden Oberflächenungenauigkeiten bestmöglich ausgeglichen. Bilder vom Versuchsaufbau in der Würfeldruckpresse und im Druckprüfrahmen können dem Anhang C, Kapitel C.1 entnommen werden.

Insgesamt wurden acht Versuche mit Referenzkörpern durchgeführt. Neben der Variation des Bewehrungsgrades wurde auch der Einfluss der Oberflächenrauheit der Fuge untersucht. Gemessen wurde jeweils die Versagenslast, welche auf beide Verbundflächen aufgeteilt, die in Abbildung 6.3 dargestellten Schubspannungen ergeben. Deutlich zu sehen ist bei diesen Referenzversuchen die Steigerung der übertragbaren Kraft um etwa 65 % beziehungsweise 75 % bei Verdoppelung des Bewehrungsgrades. Außerdem ist der Einfluss der Oberflächenrauheit erkennbar. Bei einer rauen Verbundfläche ist, unabhängig vom Bewehrungsgrad, eine größere Schubkraftübertragung möglich. Die Laststeigerung von glatter zu rauer Oberfläche kann bei den durchgeführten Versuchen mit über 40 % beziffert werden.

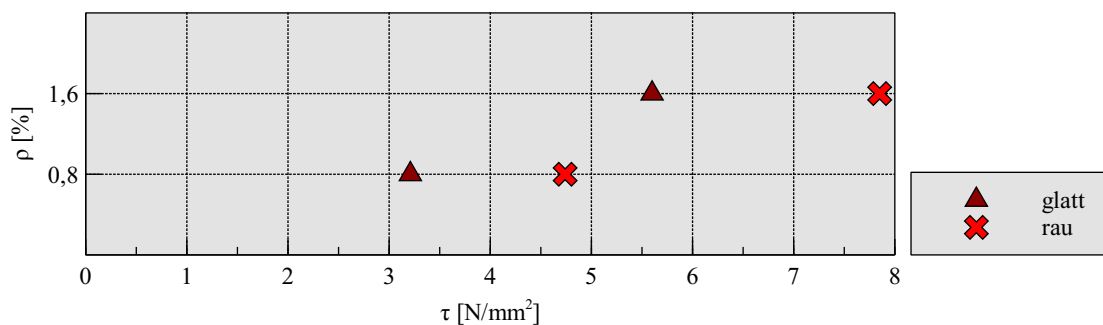


Abb. 6.3: Versuchsergebnisse der Referenzkörper

Eingangs wurden die Versuche von Wimmer (2016) erwähnt. Dabei wurde die Kraft auf den Ankerblock mit Hilfe von Litzen aufgebracht. Es wurde ein Füllbetonblock zwischen zwei 70 mm dicke Fertigteilelemente betoniert. Die Verbundfläche war aufgeraut und der Ankerblock wurde durch Leiterbewehrung $\varnothing 8$ mm mit einem Bewehrungsgrad von 1,407 % mit den angrenzenden Bauteilen verbunden. Auf Grund des Erreichens der maximal aufnehmbaren Last der Litzen, konnte der Ankerblock nicht bis zum Versagen getestet werden. Nach Versuchsende konnte eine aufgebrachte Schubspannung je Verbundfläche von $3,6 \text{ N/mm}^2$ errechnet werden [Wimmer 2016]. Bei einem Vergleich mit dem Diagramm aus Abbildung 6.3 zeigt sich, dass bei dem von Wimmer (2016) getesteten Bewehrungsgrad und rauer Verbundfläche eine Schubspannung von mehr als 6 N/mm^2 zu erreichen gewesen wäre. Anders als bei den oben beschriebenen Referenzkörpern hatte die Verbundfläche in diesem Versuch allerdings eine Abmessung von $300 \cdot 500 \text{ mm}$, was der doppelten Fläche zur Schubkraftübertragung im Vergleich zu den Referenzkörpern entspricht. Zur

Feststellung des Einflusses der Größe der Verbundfläche bei gleichbleibendem Bewehrungsdurchmesser und gleicher Plattendicke der Wandelemente wurden die nachfolgenden Versuche durchgeführt.

In den von Wimmer (2016) beschriebenen Versuchen entstanden keine Risse in den Außenflächen der Fertigteilelemente. Sowohl bei den Referenzkörpern als auch bei allen folgenden skalierten Versuchskörpern wurden Risse in den Außenwänden dokumentiert. Durch eine Belastung der Versuchskörper weit über die Bruchlast hinweg, konnte vor allem bei den hoch bewehrten Körpern gezeigt werden, dass diese tendenziell hinter der Bewehrung, also nicht in der Schubfuge, versagten [Zeinzinger 2017]. Sämtliche gemessenen Versagenslasten können dem Kapitel C.1 in Anhang C entnommen werden.

6.1.2.2 Skalierung der Verbundfläche

Ausgehend von den Versuchen der Referenzkörper wurden zwei weitere Größen der Verbundfläche untersucht. Einerseits wurde die Verbundfläche verdoppelt und andererseits um den Faktor 2,25 erhöht. Wegen der eingangs beschriebenen limitierten Höhe der Würfeldruckpresse wurden die Versuche mit der verdoppelten Fläche im großen Druckprüfrahmen durchgeführt. Es wurde jeweils ein Körper je Skalierung und Bewehrungsgrad untersucht. Die Außenwandstärke und der Bewehrungsdurchmesser der Leiterbewehrung blieb im Vergleich zum Referenzkörper unverändert, wie dies den Skizzen der Versuchskörper in Abbildung 6.4 zu entnehmen ist. Es wurden ausschließlich aufgeraute Verbundoberflächen getestet.

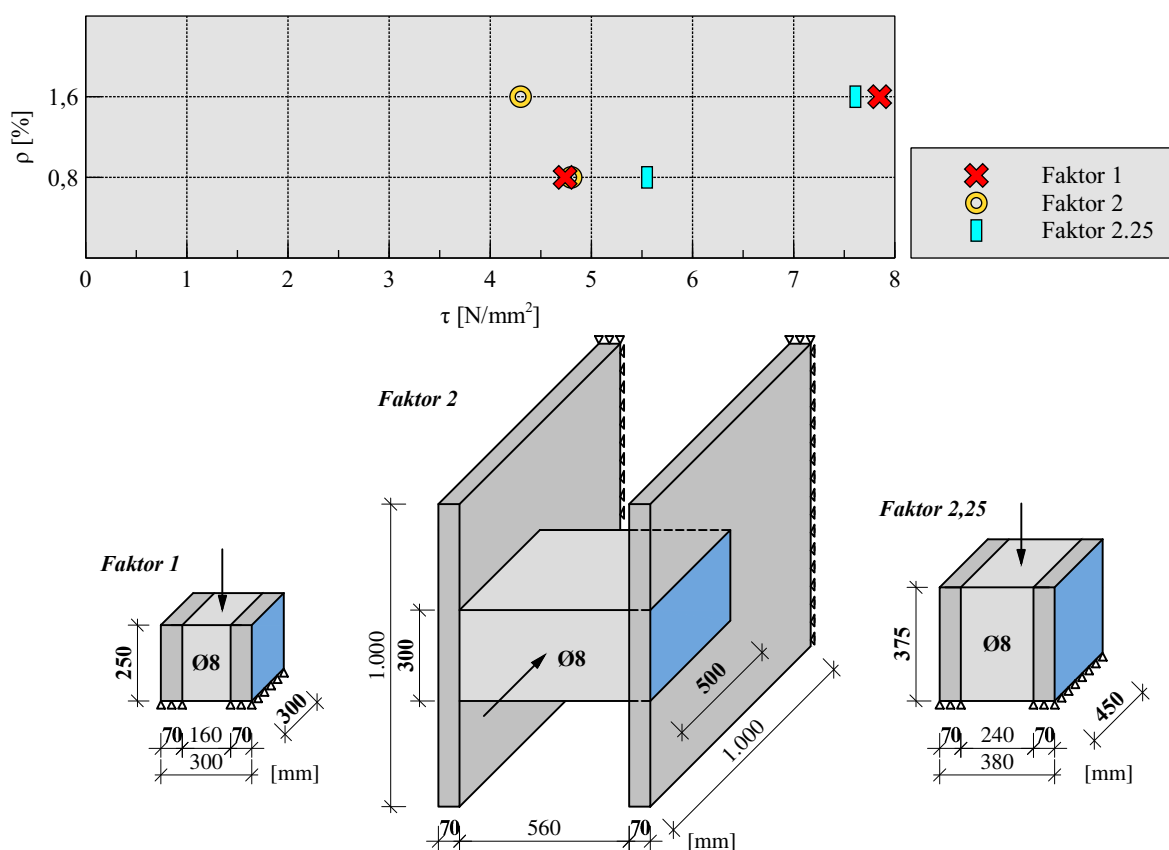


Abb. 6.4: Versuchsergebnisse der flächenskalierten Körper

Die Ergebnisse der Referenzkörper mit aufgerauter Verbundfläche sind mit roten Kreuzen im Diagramm der Abbildung 6.4 eingetragen. Mit den Versuchskörpern der Skalierung 2,25 konnten im Vergleich zu den

Ausgangsversuchen ähnliche Ergebnisse erzielt werden, was an den blauen Rechtecken im Diagramm zu erkennen ist. Die Ergebnisse der Versuchskörper mit verdoppelter Verbundfläche sind mit gelben Kreisen im Diagramm der Abbildung 6.4 dargestellt. Jener Körper mit einem Bewehrungsgrad von 0,8 % konnte mit einer aufnehmbaren Schubspannung je Fläche von $4,8 \text{ N/mm}^2$ in einem zu den anderen Versuchsergebnissen ähnlichen Bereich eingeordnet werden. Der zweite Körper mit dem hohen Bewehrungsgrad fiel mit einer, im Vergleich zum geringen Bewehrungsgrad, niedrigeren aufnehmbaren Schubspannung aus der Reihe. Während des Versuches versagte deutlich merkbar nur eine Verbundfläche, was auf eine exzentrische Belastung im Druckprüfrahmen zurückzuführen war. Durch die anderen durchgeführten Versuche konnte jedoch gezeigt werden, dass die Größe der Verbundfläche die übertragbaren Schubspannungen nur in geringem Maße beeinflusst.

6.1.2.3 Skalierung des Körpers

Der Einfluss des sogenannten "Size-Effects" [Bažant et al. 1994] wurde anhand der folgenden Versuchsserie mit drei unterschiedlich großen Versuchskörpertypen untersucht. Dabei wurde der Referenzkörper einerseits um die Hälfte vergrößert und andererseits verdoppelt ausgeführt. Bei dieser Serie wurden alle Abmessungen samt der eingebauten Bewehrung skaliert, was den Skizzen der Abbildung 6.5 entnommen werden kann. Bei den Körpern mit dem Skalierfaktor 1,5 wurden jeweils zwei Versuche je Bewehrungsgrad durchgeführt und das Ergebnis gemittelt. Von den um das Doppelte vergrößerten Versuchskörpern wurde je Bewehrungsgrad ein Versuch gemacht. Die Oberfläche der Wandelemente wurde aufgeraut ausgeführt.

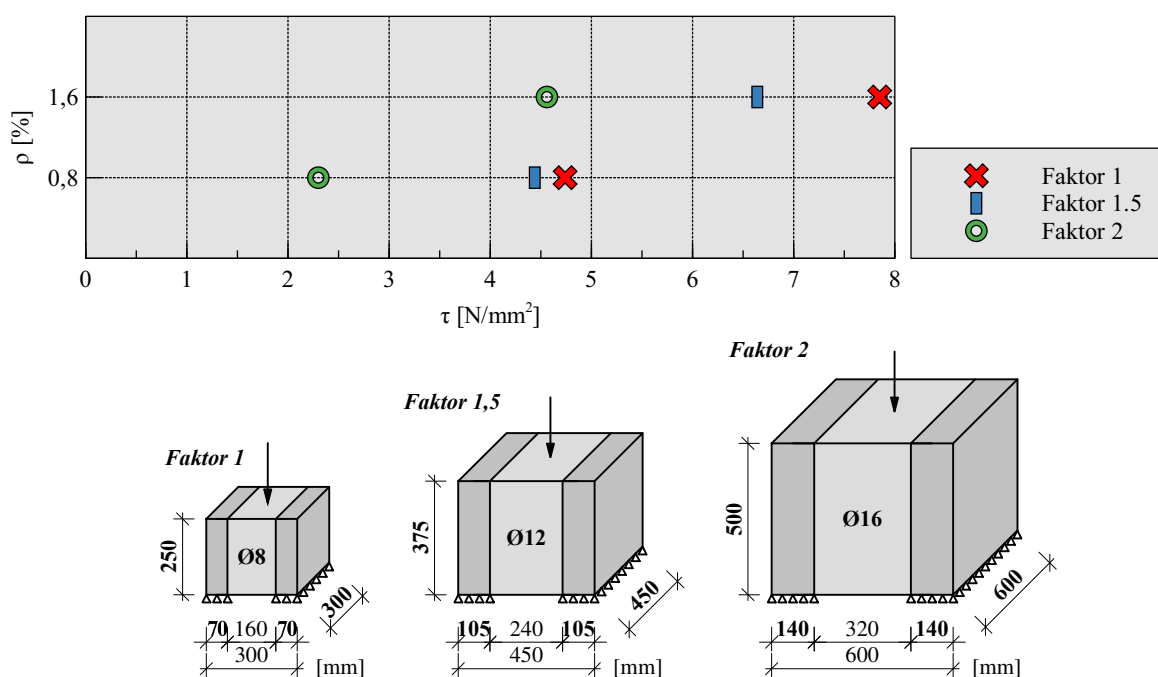


Abb. 6.5: Versuchsergebnisse - skalierte Körper

Die Versuchsergebnisse der Referenzkörper mit rauer Verbundfläche sind mit roten Kreuzen im Diagramm der Abbildung 6.5 dargestellt und bilden die Ausgangspunkte. Deutlich unterhalb der Referenzkörper kamen die um das Doppelte skalierten Versuchskörper zu liegen, welche mit grünen Kreisen im Diagramm eingetragen wurden. Dazwischen ordneten sich die Ergebnisse der Körper mit dem Skalierfaktor 1,5 ein, was an den blauen Rechtecken erkennbar ist. Der Einfluss des "Size-Effects" ist aus dem Diagramm

mit den Versuchsergebnissen abzulesen, wonach Körper mit größeren Abmessungen geringere Kräfte übertragen können. Der Einfluss aus der exzentrischen Belastung bei den großen Versuchskörpern ist ebenfalls zu beachten, wodurch es zu einer Mehrbelastung einer Schubfuge kam. Die in Abbildung 6.5 eingetragenen, experimentell ermittelten Schubspannungen wurden auf beide Fugenflächen bezogen. Die Tendenz der größeren Schubkraftübertragung bei einem höheren Bewehrungsgrad kann mit den Versuchsergebnissen gezeigt werden. Wegen der geringen Anzahl an getesteten Versuchskörpern kann eine tatsächliche Quantifizierung des Größeneinflusses nicht erfolgen.

6.2 Vertikale Abhängungen

Sollen die Fertigteilelemente mittels vertikaler Abhängungen mit dem Versetzwagen verbunden werden, so gilt es die entstehenden vertikalen Kräfte in die Betonbauteile einzuleiten. Diese Krafteinleitung erfolgt über eine Ankerplatte, die entweder im Fertigteil einbetoniert oder nachträglich an der Unterseite des Fertigteils angebracht wird. Über eine Gewindestange oder eine andere Art von Ankerstange erfolgt die Verbindung zum Versetzwagen. Der Einfluss der Lage der Ankerplatte auf die übertragbaren Kräfte wurde anhand von zwei Versuchsreihen experimentell ermittelt. Einerseits händische und andererseits softwaregestützte nichtlineare Berechnungen bringen weitere Erkenntnisse und Einblicke in die Versagensformen.

6.2.1 Versuchsdurchführung

6.2.1.1 Versuchskörper

Für die experimentelle Ermittlung der Ankerkräfte wurden zwei Versuchsreihen mit einmal sechs und einmal vier Versuchskörpern getestet. Es wurden Plattenelemente gemäß Abbildung 6.6 mit Abmessungen von 700·700 mm, bestehend aus zwei Betonschichten, hergestellt. Die 70 mm dicke Fertigteilplatte ist mit der 50 mm dicken Aufbetonschicht durch keine die Fuge kreuzende Bewehrung verbunden. Die Verbindung der Fuge erfolgte lediglich durch Aufrauen der ersten Betonschicht. Die Rautiefe wurde mit dem Sandflächenverfahren nach Kaufmann [Kaufmann 1971] zwischen 1,5 mm und 2,5 mm bestimmt. Vor dem Aufbringen der Aufbetonschicht wurde auf eine sorgfältige Fugenvorbereitung, im Besonderen auf die Sauberkeit der Oberfläche, geachtet. Die Aufbetonschicht wurde am nächsten Arbeitstag nach dem Vornässen der darunterliegenden Betonschicht eingebaut. Die Herstellung der Versuchskörper wurde in den Diplomarbeiten von Zeinzinger (2017) und von Schalk (2020) dokumentiert. In den Arbeiten wurden teilweise andere Bezeichnungen der Versuchskörper verwendet, deren Zusammenhang zu der hier verwendeten Bezeichnung im Anhang C, Kapitel C.2 hergestellt wird. Außerdem finden sich im Anhang C die ermittelten Materialparameter wie Würfeldruck- und Spaltzugfestigkeit sowie E-Modul.

Es wurden insgesamt zehn Versuchskörper hergestellt, wobei sich die beiden Versuchsreihen auf Grund der Lage der Ankerplatten unterscheiden. Bei beiden Versuchsreihen wurden Stahlplatten mit Abmessungen von 100·100·15 mm als Ankerplatten verwendet. Diese wurden bei der Versuchsreihe 1 einbetoniert, wobei ein Abstand von 30 mm zwischen der Außenkante des Fertigteils und der Unterkante der Ankerplatten eingehalten wurde. Lediglich die Muttern ragten in die Betondeckung, weshalb diese in einer praktischen Anwendung verzinkt auszuführen wären. Bei der Versuchsreihe 2 wurde ein Abschalrohr in der Mitte der Platte einbetoniert. Durch dieses konnte nachträglich eine Gewindestange montiert und die Ankerplatte an der Unterseite des Betonelements angebracht werden.

Der Unterschied in den Versuchskörpertypen ergibt sich auf Grund des Bewehrungsgrades je Richtung. Dieser wurde ausgehend von Typ 1 mit $\rho_l = \rho_q = 0,56 \%$ vervierfacht. Somit ergibt sich für den Versuchskörper Typ 2 ein Bewehrungsgrad von $\rho_l = \rho_q = 2,20 \%$.

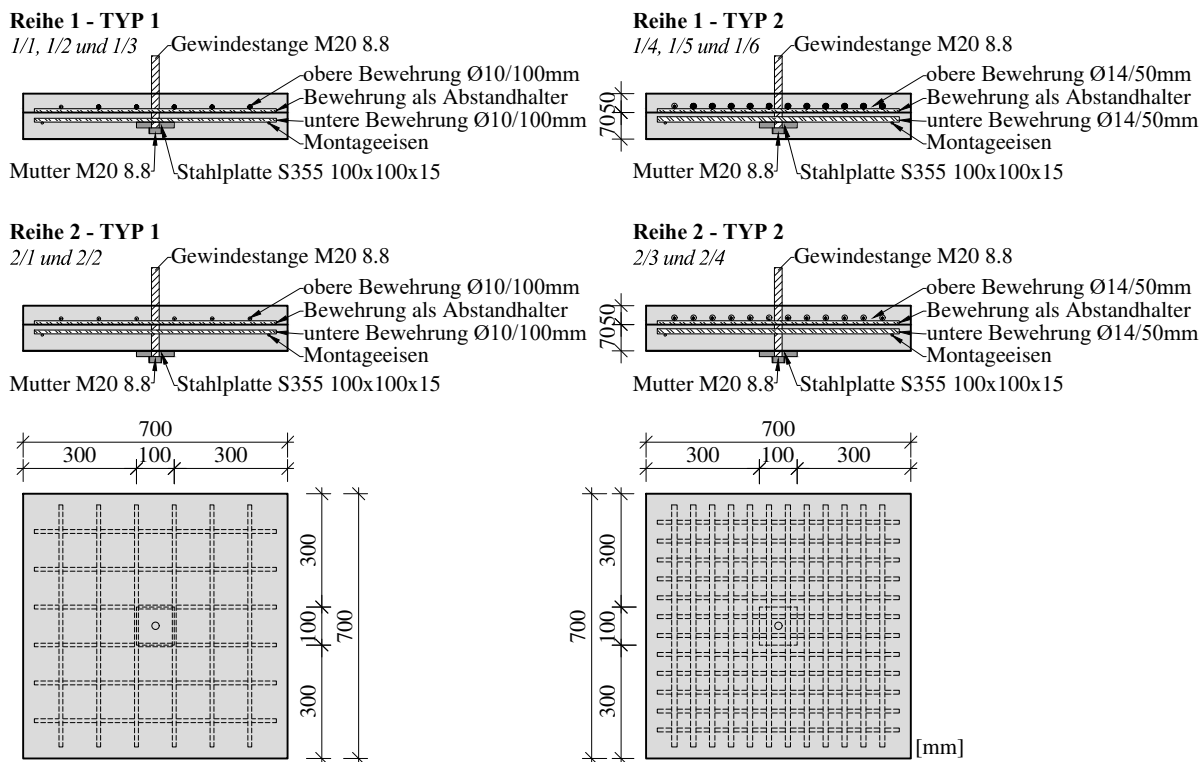


Abb. 6.6: Versuchskörper Pull-out-Versuche

6.2.1.2 Versuchsaufbau und Messmethodik

Mit den beschriebenen Versuchskörpern wurden Pull-out-Versuche durchgeführt. Dafür wurden die Plattenelemente gemäß Abbildung 6.7 gegen eine, in dieser Abbildung in hellblauer Farbe dargestellte, Stahlplatte abgestützt. Diese Widerlagerplatte wurde bei Testung der Versuchsreihe 1 mit vier Gewindestangen in den Boden der Prüfmaschine verankert. Auf Grund der höheren Versagenlasten bei den Versuchen mit untenliegenden Ankerplatten wurden hierfür insgesamt zwölf Gewindestangen an den Außenrändern der Stahlgegenplatte montiert. Somit konnte gewährleistet werden, dass die Widerlagerplatte keine nennenswerten Verformungen erfuhr. Das Widerlager konnte somit als starres Auflager angesehen werden.

Über die Ankerplatte wurde die durch die Prüfmaschine aufgebrachte Zugkraft in den Versuchskörper eingeleitet. Auf Grund der runden Ausnehmung der Stahlgegenplatte mit einem Durchmesser von 550 mm erfolgte eine gleichmäßige Auflagerung des Versuchskörpers und ein Ausbruchkegel konnte sich ausbilden. Der maximal mögliche Ausbruchkegel bei den Körpern der Versuchsreihe 1 mit einbetonierter Ankerplatte, welche gegen die Stahlwiderlagerplatte mit der 550 mm großen Ausnehmung belastet wurde, konnte sich mit 18° ausbilden. Auch die Versuchskörper 2/1 und 2/3 wurden mit dem gleichen Versuchsaufbau mit einer Widerlagerplatte, deren Öffnung 550 mm betrug, getestet. Bei den Versuchskörpern 2/2 und 2/4 wurde die Öffnung der Stahlgegenplatte dahingehend adaptiert, dass durch das Beilegen einer Distanzplatte zwischen dem Versuchskörper und der Stahlplatte, diese auf 640 mm erhöht wurde. Die mögliche Neigung des Ausbruchkegels bei den Versuchskörpern mit untenliegenden Ankerplatten wurde durch die Vergrößerung des Durchmessers von 28° (bei einer Öffnung der Stahlwiderlagerplatte von 550 mm) auf 24° verringert.

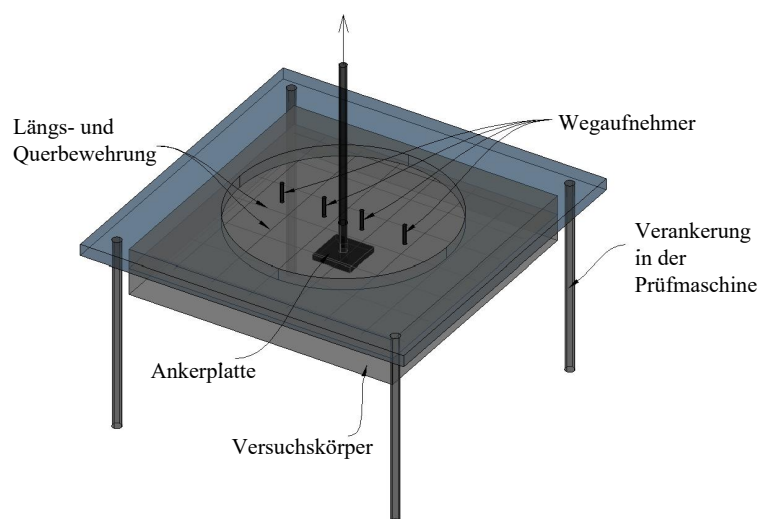


Abb. 6.7: Versuchsaufbau Pull-out-Versuche

Die Lastaufbringung erfolgte bei allen Versuchen weggesteuert, wobei die Kraft über den Öldruck der Maschine gemessen wurde. An der Oberseite der Versuchskörper wurden an einem auf der Stahlgegenplatte gelagerten U-Profil insgesamt vier Wegaufnehmer, wie in Abbildung 6.7 zu sehen ist, montiert. Durch die damit erzeugten Kraft-Weg-Diagramme konnten die Ergebnisse der nichtlinearen numerischen Berechnungen von Schalk (2020) kalibriert und verglichen werden.

6.2.2 Versuchsergebnisse und Interpretation

6.2.2.1 Versagensformen

Die höher bewehrten Versuchskörper Typ 2 wiesen eine größere Bruchlast im Vergleich zu Körpern des Typs 1 auf. Die den einzelnen Versuchskörpern zugehörigen Bruchlasten können der Tabelle 6.1 entnommen werden. Außerdem konnten mit der Anordnung der außenliegenden Ankerplatte größere Versagenslasten bei den Versuchen erzielt werden.

Ein Vergleich der Versagensbilder der verschiedenen Versuchsreihen kann dem Anhang C entnommen werden. Bei der Versuchsreihe 1 mit den einbetonierten Ankerplatten stellten sich zwischen den unterschiedlich hoch bewehrten Versuchskörpern äußerst unterschiedliche Bruchbilder ein. Bei den geringer bewehrten Typ 1-Versuchskörpern mit einbetonierten Ankerplatten konnte ein deutlicher Ausbruchkegel identifiziert werden. Es bildeten sich ausgehend von der Lasteinleitung radiale Risse, wie diese von Durchstanzversuchen bekannt sind. Die Bewehrung $\varnothing 10$ mm verformte sich plastisch. Die Versagensbilder beim geringen Bewehrungsgrad von 0,56 % decken sich mit den Erfahrungen von Kromoser et al. (2018). Dort wurden ähnliche Versuche zur Ermittlung der Belastbarkeit von sogenannten "Querverschubsicherungen" durchgeführt, welche beim Bau der Wildbrücke AM2 im Zuge der Errichtung der Koralmbahn zum Einsatz kamen. Bei ähnlichen Bewehrungsgraden von 0,63 beziehungsweise 0,68 % wurden große plastische Verformungen der Bewehrung erzielt.

Tab. 6.1: Bruchlasten

Ankerplatte	Öffnung [mm]	Typ 1 ($\rho = 0,56\%$)			Typ 2 ($\rho = 2,2\%$)		
		Bezeichnung	F [kN]	F_{mittel} [kN]	Bezeichnung	F [kN]	F_{mittel} [kN]
innen	550	1/1	78,3		1/4	102,3	
innen	550	1/2	88,7	82,6	1/5	102,9	103,4
innen	550	1/3	81,0		1/6	105,0	
außen	550	2/1	196,7		2/3	227,5	
außen	640	2/2	187,7		2/4	225,5	

Die $\varnothing 14$ mm Bewehrung der hoch bewehrten Versuchskörper Typ 2 mit einbetonierten Ankerplatten verformte sich nur geringfügig. Es entstanden auch hier sowohl orthogonale als auch radiale Risse an der Oberseite der Versuchskörper. Als Charakteristikum für diese drei Versuchskörper sind die seitlich am Versuchskörper entstandenen Risse in der Höhe der oberen Bewehrungslage zu nennen. Diese wuchsen während der Belastung bis auf mehrere Millimeter an.

Bei der Versuchsreihe 2 mit außenliegenden Ankerplatten konnte dieser markante Unterschied zwischen den Typen 1 und 2 nicht festgestellt werden. Bei allen Versuchen wurde die Ankerplatte zum Teil bis zu 10 mm in den Versuchskörper gedrückt. Es bildeten sich vor allem Risse in Richtung der oberen Bewehrungslage an der Versuchskörperoberseite aus. Beim nachträglichen Aufstemmen der Versuchskörper konnten von der Oberseite schräg nach unten in Richtung Lasteinleitung verlaufende Risse dokumentiert werden, was auf die zum Versagen geführten Ausbruchkegel schließen lässt.

6.2.2.2 Kraft-Weg-Diagramme

Der Abbildung 6.8 können die Kraft-Weg-Diagramme der einzelnen Versuche entnommen werden, wobei als Weg jene Werte der vertikalen Wegaufnahme direkt neben der Lasteinleitung aufgetragen wurden. Es zeigt sich auf den ersten Blick, dass die höher bewehrten Versuchskörper Typ 2 eine höhere Bruchlast aufwiesen. Die Erhöhung des Bewehrungsgrades um ein Vierfaches führte bei der Versuchsreihe 1 zu einer Steigerung der Bruchlast um etwa 25 %. Bei der Versuchsreihe 2 liegt die Steigerung bei 16 beziehungsweise 20 %.

Im Diagramm der Abbildung 6.8 ist am Verlauf der grünen Versuchskurven im Vergleich zu den anderen Kurven die markante Bruchlaststeigerung um mehr als das Doppelte bei der Anordnung einer außenliegenden Ankerplatte deutlich erkennbar. Die einbetonierten Ankerplatten weisen auf Grund der geringen Dicke der Fertigteilplatten von 70 mm einen geringen Hebelarm zur Bewehrung auf. Da zur Ankerplatte selbst eine Mindestbetondeckung einzuhalten wäre, kämen die Bewehrungsstäbe der unteren Bewehrungslage in einem normgemäß ausgeführten Bauwerk um die Dicke der Ankerplatte höher zu liegen. Dies wirkt sich nachteilig auf die Biegebemessung im Endzustand aus. Wie in den Versuchen von Kromoser et al. (2018) gezeigt werden konnte, bringt die Erhöhung der Plattendicke auf das Doppelte und die daraus folgende Erhöhung des Hebelarms bei annähernd gleichbleibendem Bewehrungsgrad eine Erhöhung der Bruchlast um annähernd das Doppelte mit sich.

Mit den einbetonierten Ankerplatten können etwaige Fertigungstoleranzen in der Lage der Verankerungspunkte im Grundriss schwer ausgeglichen werden. Ein Ausgleich von Bautoleranzen würde entweder durch Biegung der Ankerstangen oder durch eine aufwendige Auswechselkonstruktion, wodurch die

Ankerstangen am Versetzwagen verschoben werden können, auszugleichen sein. Die Ausbildung mit einer untenliegenden Ankerplatte wurde daher nicht nur wegen der höheren experimentell ermittelten Bruchlast bevorzugt. Auch können Bautoleranzen durch ausreichend große Löcher in den Fertigteilplatten einfacher ausgeglichen werden.

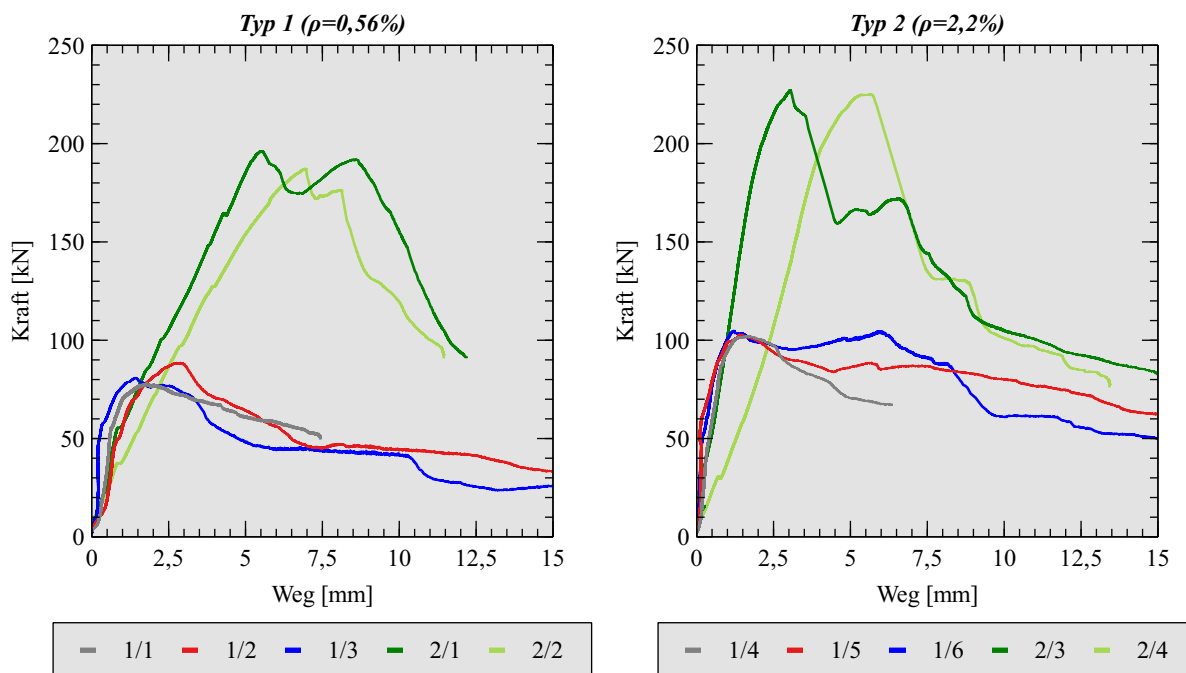


Abb. 6.8: Kraft-Weg-Diagramme der Versuche

6.2.2.3 Vergleich zwischen Bruchlasten und Durchstanzlasten nach Eurocode 2

Da sich als Versagensart bei den experimentellen Untersuchungen stets ein Durchstanzkegel gebildet hat, wurden zu den experimentell ermittelten Traglasten, vergleichsweise die Durchstanzlasten gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) beziehungsweise ÖNORM B 1992-1-1 (2018) berechnet. Die in der Norm verankerten Formelwerke wurden für punktgestützte Flachdecken entwickelt. Für die Vergleichsrechnung wird die Ankerplatte als Stützenkopf angenommen. Es wurde die Formel zur Berechnung des Durchstanzwiderstandes für Bauteile ohne Querkraftbewehrung angewendet, wobei die Festigkeit der beiden Betonschichten gemittelt wurde. In die Berechnung fließt der Bewehrungsgrad ein, welcher normgemäß auf 2 % zu begrenzen wäre. Für die Vergleichsrechnung wurde der tatsächlich vorhandene Bewehrungsgrad angesetzt. Das Ergebnis der Berechnung nach Eurocode 2 ist eine Spannung, welche multipliziert mit dem Umfang des Rundschnittes und der mittleren Nutzhöhe eine Kraft ergibt. Außerdem wird in der Norm ein Faktor β angegeben, der ein eventuell wirkendes Biegemoment infolge einer Lastausmitte berücksichtigt. Wegen der im Versuch ausschließlich vertikalen Einwirkung wurde der Wert für β mit 1,0 angenommen. Die Berechnung kann dem Anhang C entnommen werden.

Im Versuch wurden höhere Werte als bei der händischen Berechnung ermittelt. Der Abbildung 6.9 ist das sich ergebende Sicherheitspotenzial zu entnehmen. Dieses errechnet sich aus dem Quotient der experimentell ermittelten Bruchlast und des errechneten Durchstanzwiderstandes. Für die Vergleichswerte der auferliegenden Ankerplatte wurden einerseits die gemittelten Werte der Versuchsreihe 1 und andererseits

die jeweils geringere Bruchlast aus den Versuchen der Versuchsreihe 2 herangezogen. Es zeigt sich, dass die tatsächlichen Bruchlasten über 75 % höher als die berechneten Widerstandskräfte sind.

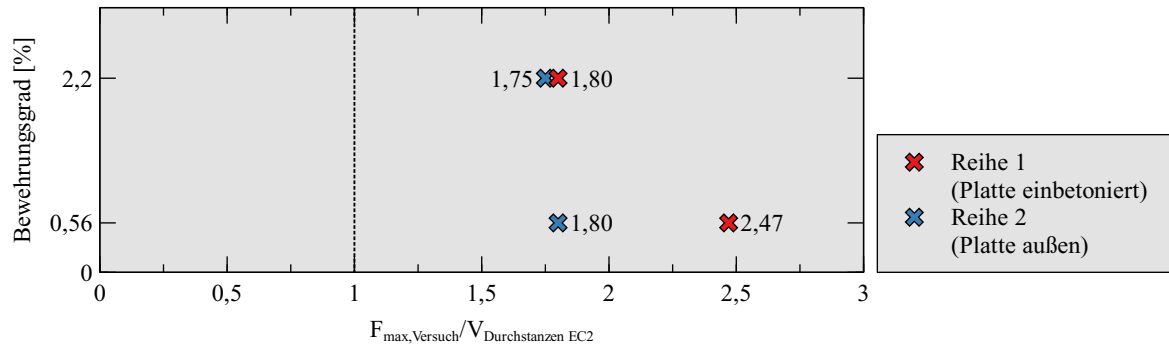


Abb. 6.9: Sicherheitspotenzial Durchstanzwiderstand

6.2.2.4 Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung der Versuche

Neben der händischen Nachrechnung der Versuche wurde von Schalk (2020) eine nichtlineare Berechnung unter Anwendung der Software ATENA [Cervenka Consulting 2020] durchgeführt. Dabei wurde ein dreidimensionales numerisches Modell anhand der Versuchsergebnisse der Reihe 1 (Ankerplatte einbetoniert), Typ 2 (Bewehrungsgrad 2,2 %) kalibriert. Unter Beibehaltung der Berechnungs- und Materialparameter wurden mit diesem Modell die Versuchskörper der Reihe 1, Typ 1 unter Veränderung der im Betonkörper vorhandenen Bewehrung angewendet. Die Bruchlast konnte mit Hilfe des Berechnungsmodells sehr genau (Abweichung <1 %) ermittelt werden. Der Steifigkeitsverlauf im Kraft-Weg-Diagramm fällt bei der Berechnung weicher aus als im Versuch beobachtet. Das Entstehen der Risse sowie die Ankündigung des Versagens kann mit Hilfe der Software gut analysiert werden

Unter Anwendung des kalibrierten Modells wurde die Versuchsreihe 2 mit außenliegender Ankerplatte untersucht. Die sich aus der nichtlinearen Berechnung ergebenden Bruchlasten waren stets geringer als die gemessenen Lasten und wiesen zum Teil große Abweichungen im Bereich zwischen 25 und 50 % auf. Auch die Verläufe in den Kraft-Weg-Diagrammen konnten, bis auf die Anfangssteigung, nicht ohne weitere Adaptierungen nachgebildet werden. Es zeigte sich, dass das Berechnungsmodell, obwohl es anhand von Versuchsergebnissen kalibriert worden ist, bei einer Veränderung der Lage der Ankerplatte nur mit großen Abweichungen zu den tatsächlichen Ergebnissen angewendet werden kann. Im Zuge der Diplomarbeit wurde das Potenzial der Nachrechnung von vorhandenen Versuchsergebnissen mit einem nichtlinearen Finite Elemente Programm gezeigt. Bei einer großen Veränderung der Geometrie konnten die Ergebnisse der numerischen Untersuchung, ohne einer weiteren Modellkalibrierung durch begleitende Versuche, nur begrenzt verwendet werden.

7 Der Versetzwagen

Der Versetzwagen ist ein für den Bauablauf wesentlicher Bestandteil des neu entwickelten Bauverfahrens. Mit dem Wagen werden die am Montageplatz vorbereiteten Bauabschnitte zum Einbauort transportiert. Im Rahmen eines firmeninternen Projekts der Firma *Doka GmbH* wurde solch ein Wagen konzipiert. Im Wesentlichen handelt es sich dabei um einen Verbundschalwagen, der für den Anwendungsfall des Transports von Halbfertigteilelementen adaptiert wurde. Für die Konzeption eines derartigen Wagens wurde die, in Kapitel 8 beschriebene, Brücke über die Lafnitz herangezogen.

7.1 Aufbau des Wagens

Ein Modell eines Versetzwagens kann der Abbildung 7.1 entnommen werden. Dargestellt ist der im Zuge der Bearbeitung des Beispielprojekts entwickelte Wagen. In Anlehnung an den klassischen Verbundschalwagen, setzt sich der Versetzwagen aus Querschwerkern zusammen, die mit Hilfe von Längsträgern verbunden sind. Für eine Betonierabschnittslänge von 15 m weist der Wagen eine Länge von 21 m auf [Beer 2019]. Die unteren Längsträger liegen auf herkömmlichen Schalwagenstühlen auf. Diese sind in diesem Beispiel in den Betonlängsträgern einbetoniert und somit verankert.



Abb. 7.1: 3D-Ansicht des Versetzwagens (Copyright: *Doka GmbH*)

Der Abstand zwischen den Querschwerkern bei klassischen Verbundschalwägen beträgt alternierend 2,2 m und 2,8 m. Um beim Einsatz von Fertigteilen möglichst viele gleiche Betonelemente produzieren zu können, wurden die Abhängungen jeweils in der Mitte der einzelnen Fertigteilplatten angeordnet. Dies führt zu einem regelmäßigen Raster der Abhängepunkte. Durch die Anordnung von Verteilerprofilen an den Untergurten der Querschwerksträger des Wagens kann dies realisiert werden. Die Verbindung zwischen dem Wagen und den Fertigteilplatten erfolgt mittels Ankerstäben. Es wurde dabei ein firmeninternes Ankersystem vorgesehen, wobei, auf Grund der hohen Querneigung im Bereich der Kragarme der Fahrbahnplatte beim gewählten Beispielprojekt, die Ankerplatten unter den Fertigteilen als Winkelplatten ausgeführt werden. Mit diesen Winkelplatten sind Querneigungen bis 15° möglich [Beer 2019]. Das

Ankersystem wird zweigeteilt ausgeführt, wie dies auch beispielsweise von Glaser (2004) für die Thyralbrücke beschrieben wird, wo ein klassischer Verbundschalwagen bei der Errichtung der Fahrbahnplatte einer Stahl-Beton-Verbundbrücke zum Einsatz gekommen ist. Bei der Anwendung des zweigeteilten Ankersystems werden die Ankerstäbe nicht vom Wagen bis unter die Fertigteile als eine Stange geführt, sondern in Arbeitshöhe mittels Verteilerprofilen gekoppelt. Der Abbildung 7.2 ist eine derartige, von dem Verteilerprofil abgehängte, Kopplungsstelle dargestellt. Im oberen Bereich des Bildes sind die zwei am Wagen befestigten Ankerstangen zu sehen, an deren unteren Enden die Verteilerprofile montiert sind. Von dort ausgehend wird nur ein Anker pro Abhängepunkt durch das Fertigteil geführt.



Abb. 7.2: Kopplung der Ankerstangen (Copyright: *Doka GmbH*)

Die Bewegung des Wagens in Brückenlängsrichtung erfolgt mit Hilfe von Seilwinden. Dabei kann eine Fahrgeschwindigkeit von 1,5 m/min erreicht werden. Zu beachten ist, dass das Seil laut Vorgabe in der Regel alle 30 m umgesetzt und neu angehängt werden muss [Beer 2019]. Diese Fahr- und Umsetzzeiten spielen für die Berechnung der Bauzeit eine Rolle, was im Kapitel 8.3.3 erläutert wird.

Neben den konstruktiven Anforderungen an den Versetzwagen wurden im Zuge des Entwicklungsprojekts auch die Themen der Arbeitssicherheit bearbeitet. Dabei sind neben der Betrachtung des Endzustandes auch sämtliche Zwischenzustände, in denen sich der Wagen bewegt, zu beachten. An den Stirnseiten der Bauabschnitte wird direkt an den Betonfertigteilelementen ein Geländer befestigt. Die seitliche Absturzsicherheit ist während des Transports durch den Wagen und während der Betonage auf der Brücke, währenddessen die Betonelemente vom Wagen gehalten werden, durch Seitenschutzgeländer gegeben. Diese sind direkt am Versetzwagen an den außenliegenden, seitlichen Hängerträgern integriert. Neben dem Seitenschutzgeländer ist eine Arbeitsbühne an den Außenseiten des Wagens montiert. Ebenso ist die Randabschalung für die Betonage der zweiten Aufbetonschicht am Einbauort dort angebracht. Dadurch können die aus dem Betondruck und dem Wind entstehenden horizontalen Lasten über die an den Außenseiten des Wagens befestigten, vertikalen Hängerträger ab- beziehungsweise weitergeleitet werden [Beer 2019].

7.2 Hydraulischer Hebe- und Senkvorgang

Am vorderen Ende des Versetzwagens befindet sich gemäß Abbildung 7.1 ein Hydraulikaggregat. Dieses ermöglicht das Absenken und Anheben des Wagens. Dazu sind acht Hydraulikvorrichtungen - vier pro Längsträger - mit einer Hubkapazität von je 20 Tonnen angeordnet [Beer 2019].

Der Absenkweg setzt sich aus der Dicke der Fahrbahnplatte, die in diesem Beispiel 400 mm beträgt, plus der am Fertigteil außen befestigten Ankerplatten samt Muttern zusammen. Mit der Berücksichtigung

eines entsprechenden Toleranzmaßes kann somit über bereits betonierte Bauabschnitte gefahren werden. Es ergibt sich ein Absenkweg von 600 mm, welcher mit den am Wagen vorhandenen Hydraulikzylindern in einem Hub bewältigt werden kann. Möglich wird das Absenken im Beispiel von Längsträgern aus Spannbeton durch höhenverstellbare Schalwagenstühle. Die Schalwagenstühle werden in Form einer Rohr-in-Rohr Konstruktion hergestellt. Die Rohre sind ineinander verschiebbar, um den entsprechenden Hubweg überwinden zu können. Die Schalwagenstühle in aus- und eingefahrener Position werden in Abbildung 7.3 gezeigt. Für Stahlbrücken können in der Höhe geteilte Profile, welche durch Schraub- oder Steckverbindungen miteinander verbunden sind, ausgeführt werden.

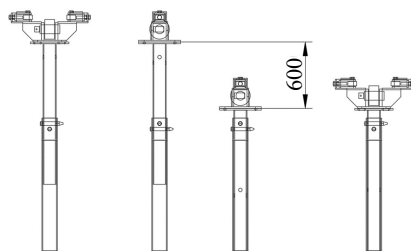


Abb. 7.3: Rohr-in-Rohr Konstruktion für das Absenken/Anheben (Copyright: *Doka GmbH*)

Der Montageplatz wird in einer erhöhten Lage hergestellt. Ist der eingebrachte Beton der zweiten Aufbetonschicht am Einbauort soweit tragfähig, dass das Eigengewicht der Betonelemente aufgenommen werden kann, so werden die Abhängungen an den Kopplungsstellen gelöst. An die untere Ankerstange des zuvor gekoppelten Ankersystems wird nach dem Lösen vom Verteilerprofil die Ankerplatte samt Mutter wieder an der Stange montiert, um so ein Durchfallen dieser durch die Fahrbahnplatte zu vermeiden. Der Wagen wird in weiterer Folge angehoben und zum Montageplatz verfahren. Dort angelangt, muss durch die erhöhte Position des Platzes nicht noch einmal der gesamte Absenkweg zurückgelegt werden, um den nächsten Bauabschnitt aufnehmen zu können. Zur Verbindung der Fertigteilelemente samt erster Aufbetonschicht mit dem Versetzwagen sowie zur Übertragung des Gewichts der Betonelemente auf den Wagen wird dieser vor dem Koppeln der Ankerstäbe um wenige Zentimeter abgesenkt. Es wird allerdings, durch die erhöhte Ausführung des Vormontageplatzes, ein 600 mm hoher Senk- und Hebevorgang eingespart.

7.3 Einfluss der Wagensteifigkeit auf die Berechnung der Kräfte in den Abhängungen

Die während des Transports und der Betonage der zweiten Aufbetonschicht am Einbauort entstehenden Kräfte sind über die vorhandenen Betonelemente in die Abhängungen einzuleiten. Die Bauabschnitte bestehen zu diesen Zeitpunkten aus den 70 mm dicken Fertigteilelementen, deren Beton die Endfestigkeit erreicht hat. Die bereits vorhandene 70 mm dicke erste Aufbetonschicht weist beim Transport und bei der Aufbringung der Ortbetonschicht eine im Vergleich zur Endfestigkeit geringere Festigkeit auf. Für die Ermittlung der maximalen Kräfte in den Abhängungen ist der Lastfall der Betonage der zweiten Aufbetonschicht maßgebend. Für eine statische Berechnung sind neben der gewählten Lage und Steifigkeit der Ankerstangen die Kenntnisse der Einwirkungen notwendig. Außerdem ist die Kenntnis der Plattensteifigkeit durch die Berücksichtigung des jeweils vorhandenen Betons für die Berechnungen erforderlich. Die ermittelten Positionen der Ankerpunkte in Brückenquerrichtung für den Feldbereich, der im nächsten Kapitel beschriebenen Brücke über die Lafnitz, kann der Abbildung 7.4 entnommen werden.

Die Einwirkungen ergeben sich für den Lastfall der Betonage der zweiten Aufbetonschicht aus dem Eigengewicht des Fertigteils samt erster Aufbetonschicht, dem frischen Ortbeton sowie gemäß ÖNORM EN 1991-1-6 (2010) und ÖNORM B 1991-1-6 (2010) einer zusätzlichen Belastung für Personal und Handwerkzeuge. Für die Plattenbemessung sind diese Lasten mit einem entsprechenden Teilsicherheitsfaktor zu erhöhen. Die nachfolgende Berechnung dient nicht der Bemessung, sondern der anschaulichen Darstellung des Einflusses der Wagensteifigkeit auf die Verteilung der Kräfte in den Abhängungen, weshalb hier charakteristische Belastungen, ohne Berücksichtigung der anzusetzenden Lasten infolge Personal und Handwerkzeug, verwendet werden. Die angesetzte Belastung des Eigengewichts samt Ortbeton errechnet sich für dieses Beispiel von einer 140 mm dicken Betonplatte samt 260 mm Frischbeton zu $g_{k,Eigen(FT+1.Aufbetonschicht)} + g_{k,Ortbeton} = 10,26 \text{ kN/m}^2$, was auch in Abbildung 7.4 eingetragen ist. Die Fertigteilplatten weisen in Brückenlängsrichtung eine Breite von 3 m auf und werden mit einer Reihe von Abhängungen gehalten. Dies führt bei einer händischen Berechnung oder einer zweidimensionalen Stabstatikrechnung zu einer einwirkenden Belastung von $g_{k, Einwirkung} = 10,26 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 30,79 \text{ kN/m}$.

Neben den Einwirkungen ist die Kenntnis des verwendeten Materials der Betonplatten für die Berechnung erforderlich. Die Fertigteilelemente werden aus einem Beton der Güte C35/45 hergestellt. Da die Fertigteile im Vorfeld betoniert werden, kann von einer 28-Tage Betondruckfestigkeit dieser ausgegangen werden. Für den Ortbeton wird die Güte C30/37 verwendet. Die erste Aufbetonschicht weist auf Grund des geringen Betonalters beim Betonieren der zweiten Aufbetonschicht eine geringere Festigkeit und daher eine geringere Steifigkeit auf. Diese Steifigkeitsabminderung kann in den Berechnungsprogrammen auf unterschiedliche Weise implementiert werden. In diesem Beispiel wird für die statische Berechnung die Höhe eines fiktiven Betonquerschnitts ermittelt, was im vorliegenden Fall zu einer Höhe von 136 mm führt, welche auf den höherfesten Beton bezogen wird.

Zur Ermittlung der Position der Abhängstellen sowie für eine erste Abschätzung der Kräfte in den Ankerstangen und für die Vordimensionierung der Fertigteilelemente wurde ein Mehrfeldbalken mit vertikal unverschieblichen Auflagern verwendet. Auf Grund der vorliegenden Entwicklung des Versetzwagens mit der Firma *Doka GmbH* konnte die Wagensteifigkeit in die Rechnungen implementiert werden. Dazu wurden an den Stellen der Abhängungen anstatt der festen Auflager, vertikale Wegfedern mit den zugehörigen Federsteifigkeiten k_A bis k_D gesetzt. Das statische System für die Feldplatten kann der Abbildung 7.4 entnommen werden.

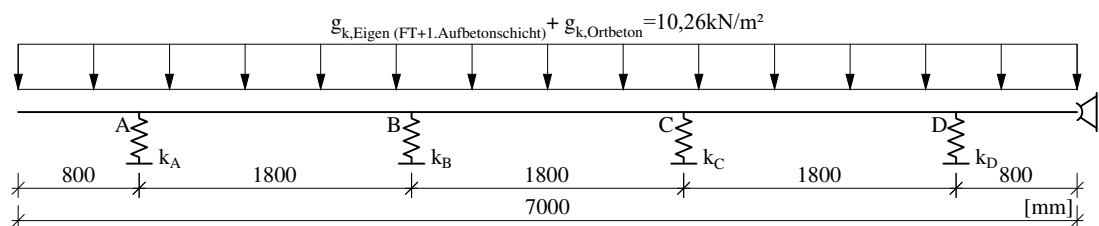


Abb. 7.4: Statisches System und Belastung Feldbereich

Der Querschnitt des Versetzwagens ist in der Abbildung 7.5 dargestellt. Aus der Konstruktion des Wagens geht hervor, dass die Platten bei den Abhängepositionen in der Nähe der Längsträger des Wagens geringere Durchbiegungen aufweisen als am Kragarmende beziehungsweise in Feldmitte. Die daraus ermittelten Federsteifigkeiten für die Feldplatte ergeben sich zu $k_A = k_D = 14.972 \text{ kN/m}$ und $k_B = k_C = 4.873 \text{ kN/m}$. Diese Steifigkeiten wurden für die Lastabtragung in Querrichtung des Wagens ermittelt. Die Nachgiebigkeit des Versetzwagens in Brückenlängsrichtung wurde hierbei vernachlässigt, da diese zu einer weiteren translatorischen Verschiebung der einzelnen Punkte führt, aber die ermittelten Kräfte in den Abhänge-

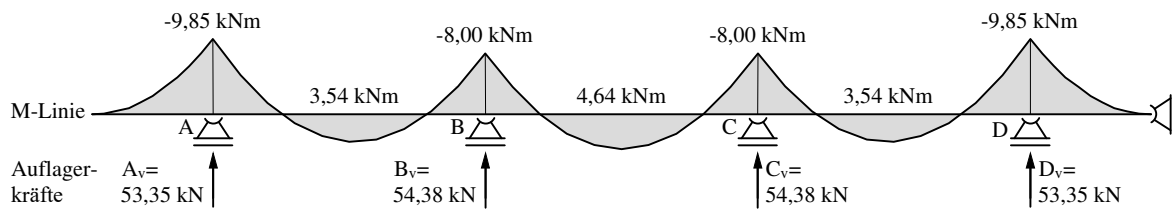
stellen nicht beeinflusst. Für eine normgemäße Bemessung der Betonelemente ist es empfehlenswert, ein dreidimensionales Berechnungsmodell zu erstellen, welches neben der Plattensteifigkeit auch die Wagensteifigkeit sowohl in Längs- als auch in Querrichtung berücksichtigt.



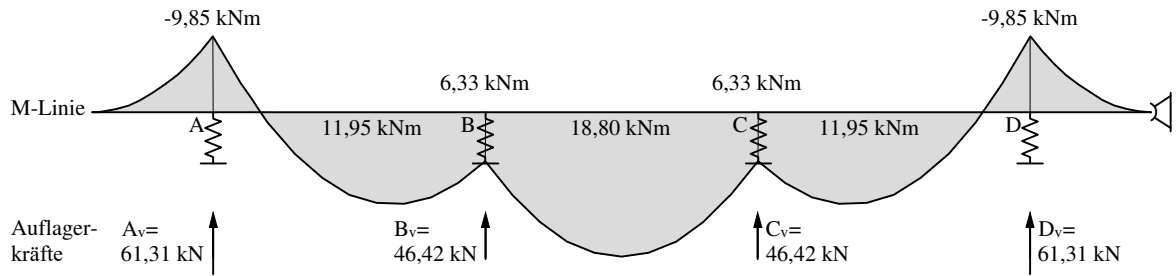
Abb. 7.5: Querschnitt Versetzwagen (Copyright: Doka GmbH)

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse aus zwei statischen Systemen für den Feldbereich kann der Abbildung 7.6 entnommen werden, wobei die Abbildung 7.6a das System mit vertikal unverschieblichen Auflagern zeigt und in der Abbildung 7.6b die auf vertikalen Wegfedern gelagerte Variante dargestellt ist. Die Auswirkungen der Berücksichtigung der Wagensteifigkeit sind dabei deutlich anhand der entstehenden Auflagerkräfte ablesbar. Bei einem Mehrfeldträger, welcher auf vertikal unverschieblichen Auflagern gelagert und mit einer gleichmäßigen vertikalen Belastung beansprucht wird, weisen die mittleren Auflager größere vertikale Auflagerreaktionen auf als die außen liegenden Auflagerpunkte. Bei der Abbildung des Wagens mit den errechneten Federsteifigkeiten zeigt sich, dass sich die Auflagerkräfte infolge der Auflast zu den Auflagerpunkten in der Nähe der Längsträger verlagern, weil durch die höheren Federsteifigkeiten der außenliegenden Auflager die Kräfte angezogen werden.

Neben der Betrachtung der Auflagerkräfte werden in der Abbildung 7.6 auch die Momentenlinien gegenüber gestellt. Für die Plattenbemessung können die mit diesem Berechnungsmodell errechneten Momente auf Grund der unzureichenden Abbildung einer punktgestützten Platte nicht verwendet werden. Sie sollen lediglich einen qualitativen Einfluss der Wagensteifigkeit auf die Entwicklung der Schnittgrößen darstellen. Es zeigt sich, dass sich über den Auflagern B und C bei dieser Modellierung keine negativen Stützmente ausbilden und dadurch die Feldmomente entsprechend erhöht werden. Für die Plattenbemessung kann dies eine entscheidende Veränderung im Vergleich zur Berechnung mit vertikal unverschieblichen Auflagern darstellen. Für die Bemessung der Betonbauteile wird somit die Erstellung eines dreidimensionalen Berechnungsmodells, das die Wagensteifigkeiten des Versetzwagens möglichst realitätsnahe abbildet, empfohlen.



(a) Dreifeldträger mit vertikal unverschieblichen Auflagern



(b) Dreifeldträger auf vertikalen Wegfedern gelagert, die die Wagensteifigkeit repräsentieren

Abb. 7.6: Auflagerkräfte und Momentenlinie

8 Anwendung des neuen Bauverfahrens bei einer Spannbetonbrücke

8.1 Projektbeschreibung

8.1.1 Ausgeschriebenes Brückenobjekt

Seit Mai 2015 wird im Südosten Österreichs die Fürstenfelder Schnellstraße erbaut [ASFINAG 2020]. Im Zuge der Errichtung dieses Straßenzuges wurden in den Jahren 2019 und 2020 zwei Brücken, eine über den Lahnbach und eine über die Lafnitz, unter Anwendung des Brückenklappverfahrens hergestellt. Die von Kollegger (2016a) entwickelte Baumethode fand hier die erstmalige Anwendung an Brückenobjekten im Maßstab 1:1. In weiterer Folge wird die Brücke über die Lafnitz mit der Objekt Nummer S7.21 betrachtet.

Als Alternativentwurf zum ursprünglichen Entwurf einer Stahl-Beton-Verbundbrücke, wurde die Brücke über die Lafnitz unter Anwendung des Brückenklappverfahrens hergestellt. Dabei werden die Brückenträger sowie die für die Herstellungsmethode erforderlichen Druckstreben senkrecht neben dem Pfeiler aufgebaut. Sowohl die Brückenträger als auch die Druckstreben bestehen aus Halbfertigteilelementen, welche in späteren Bauphasen mit Ortbeton ergänzt werden. Nach der horizontalen Montage der Elemente erfolgt eine Rotation der Brückenträger in die horizontale Endposition. Um diese Drehbewegung zu ermöglichen, sind sowohl an den Fußpunkten der Druckstreben als auch an der Verbindung zwischen Druckstrebe und Brückenträger Gelenke angeordnet. Mittels Absenktechnik, die am oberen Ende eines temporären Hilfs Pfeilers neben dem Brückenpfeiler situiert ist, erfolgt das Ausklappen der Brückenträger. Mit dieser Brückenbaumethode ist somit kein stationäres Lehrgerüst erforderlich [Kollegger, Foremniak et al. 2014].

Die Stützweite der Brücke beträgt zweimal 57,85 m, somit ergibt sich in Summe eine Brückenlänge von 115,7 m. Die Widerlager- und Pfeilerachsen sind zueinander parallel ausgerichtet und werden zur Brückenachse in einem Winkel von 60° gedreht ausgeführt. Im Grundriss weist die Fahrbahn auf der Brücke einen Radius von 2000 m auf. Da die Längsträger gerade hergestellt werden, wird die Krümmung durch eine Ausführung von unterschiedlich langen Kragarmen der Fahrbahnplatte ausgebildet.

Der Querschnitt für eine Richtungsfahrbahn wird durch einen zweifeldrigen Plattenbalken gebildet, wobei die Stege aus Spannbetonträgern bestehen. Für die Ausbildung der beiden Richtungsfahrbahnen werden zwei entkoppelte Brückenquerschnitte mit einer Breite von jeweils 14,0 m errichtet. Dabei entfallen 12,0 m auf die Fahrbahnen und 1,25 m auf den Außenrand- beziehungsweise 1,20 m auf den Mittelrandbalken. Der Regelquerschnitt für eine Richtungsfahrbahn kann der Abbildung 8.1 entnommen werden. Die Konstruktionshöhe beträgt 2,0 m, wobei die Stege mit einer Höhe von 1,80 m ausgebildet werden und die Fahrbahnplatte in Feldmitte eine Dicke von 0,40 m aufweist. Daraus ergibt sich, dass die Fahrbahnplatte im Bereich der Stege um 0,20 m in diese eintaucht. Die Enden der Kragarme weisen eine Dicke von 0,25 m auf und werden mit einem Querschnittsknick an der Unterseite ausgeführt, was in Abbildung 8.1 dargestellt ist. Die Breite der Stege beträgt in der Regel 1 m. In den Bereichen über den Druckstreben

wird zur Aufnahme der Druckkräfte auf eine Breite von 2 m aufgeweitet.

Die Fahrbahnplatte wurde bei diesem Projekt, so wie ausgeschrieben, mit einem Verbundschalwagen hergestellt. Dazu wurden auf den Brückenlängsträgern Schalwagenstühle als Auflagerkonstruktionen montiert, auf denen der Verbundschalwagen in Brückenlängsrichtung bewegt werden konnte.

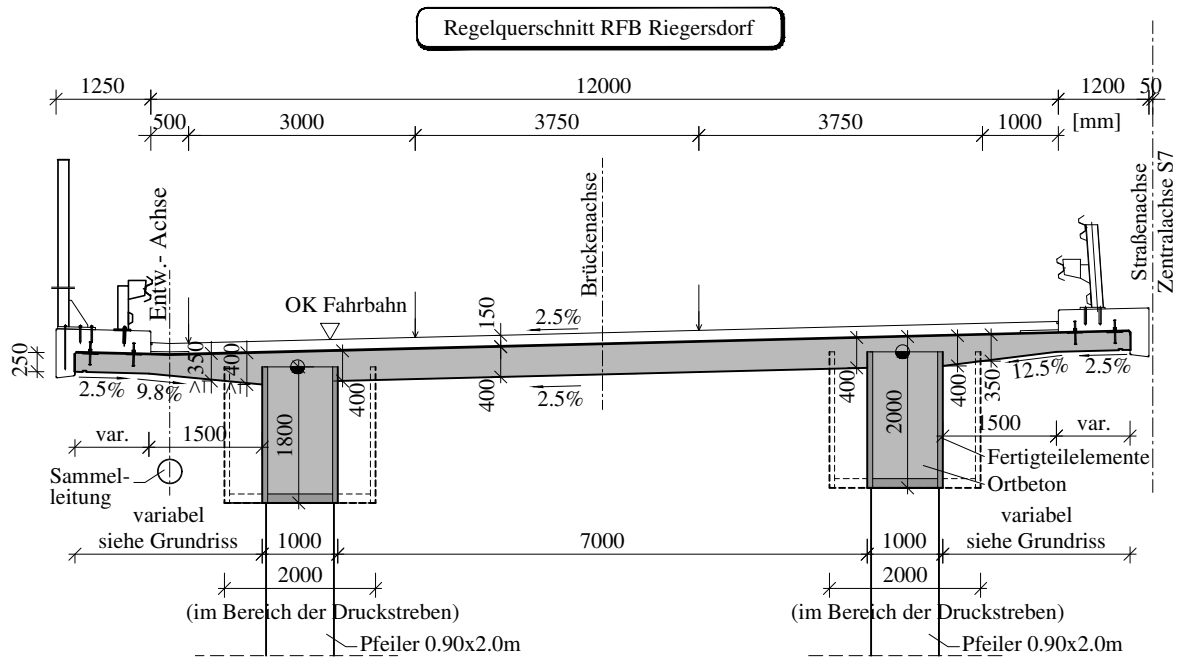


Abb. 8.1: Regelquerschnitt des ausgeschriebenen Projekts S7.21 Richtungsfahrbahn Riegersdorf

8.1.2 Alternativlösung für die Herstellung der Fahrbahnplatte

8.1.2.1 Regelquerschnitt

Als Alternative zur Herstellung der Fahrbahnplatte mit dem Verbundschalwagen wurde die Anwendung des neu entwickelten Bauverfahrens mit Hilfe eines Versetzwagens untersucht. Der im Regelquerschnitt aus Abbildung 8.1 vorhandene Querschnittsknick an der Unterseite der Fahrbahnplatte bei den Kragarmen kann bei der Anwendung von Fertigteilelementen nur sehr aufwendig hergestellt werden. Daher war eine Änderung des Querschnitts dahingehend erforderlich, dass die Kragarme mit einer geraden Unterseite geplant wurden.

Der abgeänderte Regelquerschnitt kann der Abbildung 8.2 entnommen werden. Die Brückenlängsträger werden, wie eingangs beschrieben, mit dem Brückenklappverfahren hergestellt. Die Fahrbahnplatte besteht bei diesem Alternativentwurf aus drei unterschiedlichen Schichten, welche im Endzustand als monolithische Platte wirken. Die 70 mm dicken Fertigteileplatten sind in dunkelgrauer Farbe dargestellt. Darauf wird nach dem Aufbringen der ersten 70 mm dicken Aufbetonschicht, am Einbauort eine zweite Aufbetonschicht, hier mit Ortbeton bezeichnet, eingebracht. Ein 50 mm breiter Abstand zwischen den Brückenlängsträgern und der Fertigteileplatten samt erster Aufbetonschicht ermöglicht problemlos ein Absenken der Fahrbahnplatte neben beziehungsweise zwischen den Spannbetonlängsträgern.

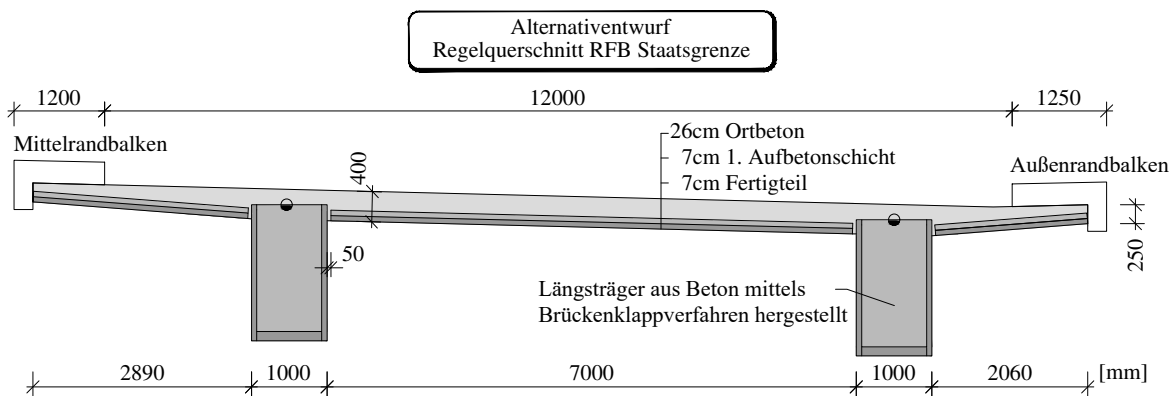


Abb. 8.2: Regelquerschnitt des Alternativentwurfs zur Herstellung der Fahrbahnplatte mit dem neuen Bauverfahren - Richtungsfahrbahn Staatsgrenze

8.1.2.2 Grundriss

In der Ausschreibung für die Herstellung der Fahrbahnplatte wurde diese in Bauabschnitte unterteilt, welche der Abbildung 8.3 entnommen werden können. Ein solcher Abschnitt weist eine Länge von 15 m auf. Mit dem Bau der Fahrbahnplatte ist über dem Mittelpfeiler bei der Achse 1 zu beginnen. Von hier ausgehend, wird jeweils einmal links und einmal rechts ein weiterer Bauabschnitt hergestellt. Die Abschnitte 8 und 9 beziehungsweise 17 und 18 werden in weiterer Folge als Randabschnitte bezeichnet und gemäß der Ausschreibung mit einer konventionellen Schalung auf Gerüsttürmen hergestellt. Die nachfolgende vergleichende Kalkulation der Bauzeit und der Kosten wurde in Anlehnung an die ausgeschriebene Ausführung durchgeführt. Dabei wurde anstatt mit dem Verbundschalwagen, mit dem Versetzwagen und mit Halbfertigteilen kalkuliert, für die Randabschnitte allerdings die Annahme einer konventionellen Schalung übernommen. Bei der alternativen Herstellung mit dem neuen Bauverfahren wäre die Ausführung der Randbereiche unter Einsatz von Fertigteilelementen anzudenken. Da somit kein Systemwechsel zwischen stationärer Schalung und Versetzwagen gegeben wäre, könnten, durch die gleichen Steifigkeitsverhältnisse der Tragstruktur mit der die Fahrbahnplatte hergestellt wird, gleichmäßige Verformungen der Platte während der Herstellung erzielt werden.

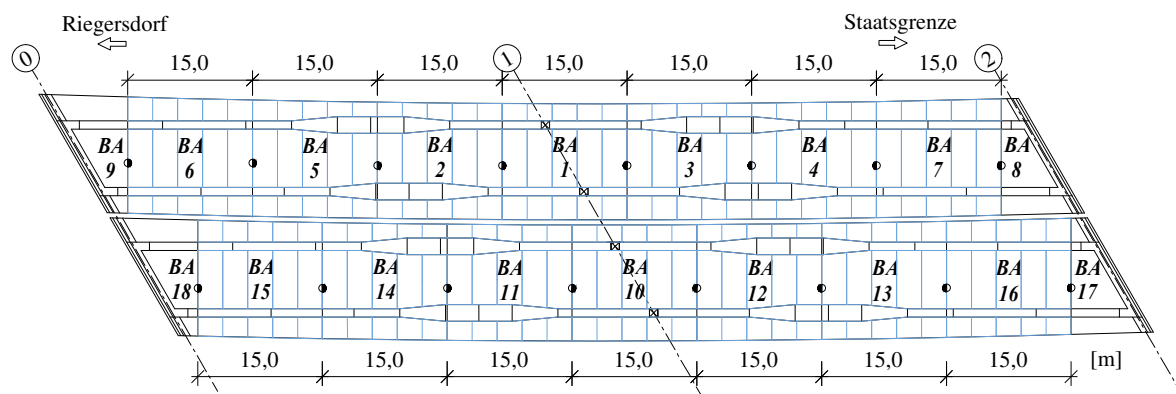


Abb. 8.3: Grundriss der Brücke inklusive Bauphasen und Plattengeometrie

Die Brücke über die Lafnitz weist im Grundriss einen Radius auf, welcher durch die Ausführung von unterschiedlich langen Kragarmen hergestellt wird. Die Fertigteile der Fahrbahnplatte werden zur Ausbildung dieser Grundrissform als polygonale Teilstücke produziert. Auf Grund der Größenbeschränkung bei

einem Transport ohne Sondergenehmigung in Österreich mit einem Sattelschlepper von etwa 3 m · 14 m ergeben sich die in Abbildung 8.3 mit blauer Farbe dargestellten Plattengeometrien. Die Feldplatten weisen dabei eine Abmessung in Brückenlängsrichtung von 3 m auf. Die Plattenlänge variiert, wie aus dem Regelquerschnitt aus Abbildung 8.2 hervorgeht, zwischen 6,9 m im Bereich der 1 m breiten Brückenstege und 5,9 m im Bereich der 2 m breiten Brückenlängsträger. Die Kragarme werden in diesem Entwurf in fünf Platten je Bauabschnitt unterteilt, um in der Brückenuntersicht ein regelmäßiges Fugenbild zu erhalten. Die Kragarmplatten könnten, unter Einhaltung der maximalen Transportabmessungen, auch größer ausgeführt werden. Jedes Fertigteilelement wird beim Transport mit dem Versetzwagen durch je eine Ankerreihe in Brückenquerrichtung mit dem Wagen verbunden. Somit ergibt sich ein regelmäßiger Ankerabstand in Brückenlängsrichtung von 3 m, welcher bei der Entwicklung des Versetzwagens zu berücksichtigen war.

8.1.2.3 Bewehrungsführung

Bei der Ausarbeitung des Alternativentwurfs zur Herstellung der Fahrbahnplatte mit dem Versetzwagen wurde die Bewehrungsführung an den neuen Bauablauf angepasst. Der Abbildung 8.4 ist eine Bewehrungsskizze zu entnehmen, wobei in blauer Farbe die Bewehrung, die im Fertigteilwerk verlegt wird, eingezeichnet ist. Wesentlich bei der Überarbeitung der Bewehrungsführung ist, dass die untere Bewehrung in Brückenquerrichtung komplett in den Fertigteilplatten verlegt wird, was jeweils der ersten Lage im Feldbereich ($\text{Ø}14/7,5$) und den Bereichen der Kragarme ($\text{Ø}12/15$) entspricht. Außerdem wird für die Herstellung einer stabilen Bewehrungsmatte, im Fertigteilwerk die zweite Bewehrungslage als Montagebewehrung $\text{Ø}8/15$ angeordnet. In der Mitte der Feldplatten dürfen auf einer Länge von 3,6 m die Kreuzungsstöße nicht geschweißt ausgeführt werden, was aus der Ermüdungsbemessung der Fahrbahnplatte im Endzustand hervorrührt. In den Fertigteilelementen werden außerdem die zur Querkraftübertragung erforderlichen Bügel im Bereich neben den späteren Brückenlängsträgern eingebaut. An den Enden der Kragarme werden Randeinfassungsbügel eingelegt und als Unterstellung für die obere Bewehrung, sowie als Anhebepunkte beim Manövrieren der Fertigteilelemente, werden Gitterträger angeordnet und im Fertigteilwerk verlegt.

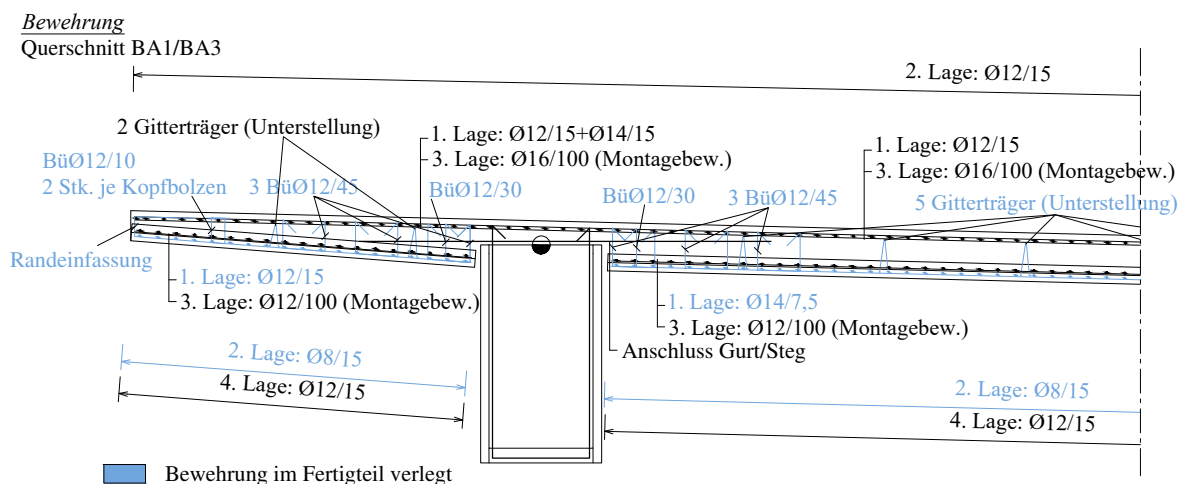


Abb. 8.4: Bewehrungsführung

Auf der Baustelle werden die einzelnen Fertigteilplatten für einen Bauabschnitt am Montageplatz verlegt. Auf Grund von konstruktiven Anforderungen gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) ist vor der Anordnung der Bewehrung in Brückenlängsrichtung eine Montagebewehrung einzulegen, welche mindestens dem

Durchmesser der Längsbewehrung entspricht (beschrieben in Kapitel 5.3.1). In Brückenlängsrichtung wird die erforderliche untere Bewehrung, welche in Abbildung 8.4 als 4. Lage bezeichnet wird, mit $\text{Ø}12/15$ verlegt. Mit der Herstellung der ersten Aufbetonschicht werden die einzelnen Fertigteilplatten zu einem zusammenhängenden Bauabschnitt verbunden.

Ebenfalls am Montageplatz wird ein Großteil der oberen Bewehrung verlegt, welche gemäß Abbildung 8.4 aus drei Lagen besteht. Die erste Lage wird durch die obere Bewehrung in Brückenquerrichtung gebildet und besteht im Regelbereich aus Bewehrung $\text{Ø}12/15$ mit Zulagen im Bereich der Brückenlängsträger von $\text{Ø}14/15$. In Brückenlängsrichtung ist in den Regelbereichen ein Bewehrungsnetz von $\text{Ø}12/15$ herzustellen. Aus der Längstragrichtung der Brücke können über den Pfeilerbereichen größere Durchmesser erforderlich werden. Konstruktiv ist eine dritte Bewehrungslage $\text{Ø}16/100$ erforderlich, welche auf den Gitterträgern aufgelegt wird. Um einerseits die Bewehrungsarbeiten am Einbauort zeitlich möglichst gering zu halten und um andererseits kein zusätzliches Hebegerät zum Transport der Bewehrung auf die Brücke zu benötigen, wird die gesamte obere Bewehrung mit dem Versetzwagen mittransportiert. In den Bereichen über den Fertigteilenelementen kann die obere Bewehrung bereits am Montageplatz in der Endposition verlegt werden. Über den Brückenlängsträgern wird diese am Einbauort ergänzt. Wie in Abbildung 8.5 gezeigt wird, wird die mittransportierte obere Bewehrung für die Kragarme nach dem Absenken der Bauabschnitte an die richtige Stelle gezogen. Außerdem ist die erforderliche Bewehrung für den Anschluss Gurt/Steg über den Längsträgern zu ergänzen.

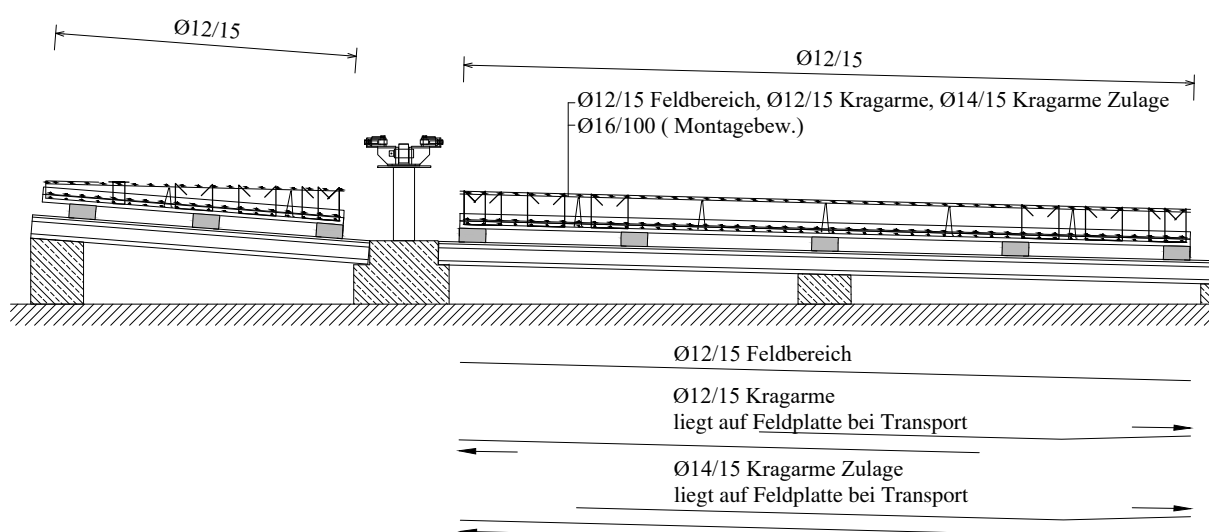


Abb. 8.5: Verlegeschema der oberen Bewehrung auf der Baustelle

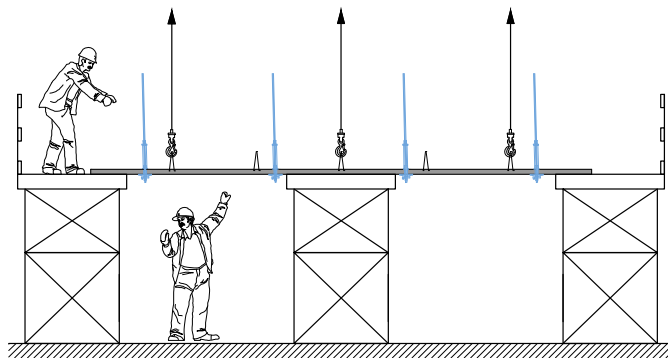
8.2 Bauablauf

Der prinzipielle Ablauf zum Bau von Brückenfahrbahnplatten mit dem neuen Bauverfahren wurde in Kapitel 3 erläutert. Nachfolgend werden detaillierte Überlegungen zur Ausführung bei der Brücke über die Lafnitz präsentiert.

8.2.1 Arbeitsplattform

Nach der Produktion und dem entsprechenden Aushärten der Fertigteilenelemente werden diese auf die Baustelle geliefert und entweder sofort eingesetzt oder auf einem Lagerplatz zwischengelagert. Das Abladen

der Fertigteilplatten erfolgt mit Hilfe eines Hebeegerätes, wobei die einzelnen Platten an den Gitterträgern angehoben werden. Das Heben der filigranen Feldplatten hat an sechs Punkten zu erfolgen, wobei drei Anhebepunkte in Plattenlängsrichtung anzuordnen sind, wie dies in der Abbildung 8.6a dargestellt ist, und jeweils zwei Reihen von Hebepunkten je Plattenbreite beim Abladen erforderlich sind. Um Querkraftkräfte zu vermeiden, befindet sich über den Anschlagpunkten ein Verteilerprofil. Damit wird gewährleistet, dass die Ketten vertikal nach oben verlaufen. Solch eine ähnliche Anhebekonstruktion wurde bei der Baustelle A3 bei Würzburg für das Manövrieren von Halbfertigteilelementen mit einem Hebeegerät verwendet. In Abbildung 8.6b ist das Versetzen eines Plattenelements auf der Brücke zu sehen [Autobahndirektion Nordbayern 2020].



(a) Arbeitsplattform



(b) A3 Würzburg Talbrücke Heidingsfeld: Versetzen eines Halbfertigteilelements (Copyright: Autobahndirektion Nordbayern)

Abb. 8.6: Ablegen der Halbfertigteilelemente

Vor dem Platzieren der Fertigteillemente auf dem Montageplatz werden die für den späteren Transport mit dem Versetzwagen erforderlichen Ankerstäbe an den Platten montiert. Eine einfach auszuführende Variante, die auch aus Sicht der Arbeitssicherheit eine gute Lösung darstellt, ist in Abbildung 8.6a dargestellt. Die Fertigteilplatten werden auf drei Gerüsttürmen zwischengelagert, wobei eine Person von unterhalb der Plattform die Ankerstäbe durch die Hüllrohre der Fertigteile fädelt. Mit Hilfe einer Mutter werden die Ankerstangen an der Oberkante des Hüllrohrs gegen ein Durchfallen befestigt. Die Fertigteillemente bleiben bei diesem Arbeitsschritt am Kran hängen und werden im Anschluss an die richtige Position auf den Montageplatz gelegt.

8.2.2 Montageplatz

Die Fertigteillemente für einen Bauabschnitt werden am Montageplatz positioniert. Dieser Platz ist als ebene Fläche zu errichten, wo die Plattenelemente mit der später notwendigen Querneigung eingerichtet werden können. Eine schematische Darstellung dieses Platzes kann der Abbildung 8.7 entnommen werden. In diesem Beispiel werden Einzelfundamente hergestellt, auf denen eine Schalungsplattform aufgelagert ist. Durch eine genaue Höhenjustierung dieser Unterkonstruktion wird die entsprechende Querneigung der Fahrbahnplatte erreicht. Mit Hilfe von Staffeln und Brettern wird der notwendige Luftraum zwischen der Plattform und dem Fertigteil für die Ankerplatten und die Muttern hergestellt.

Die Position des Montageplatzes am Baufeld ist hinter dem Widerlager vorzusehen. Die Höhenlage ergibt sich infolge des späteren Absenkweges des Wagens. Um, wie in Kapitel 7.2 beschrieben, einen zusätzlichen Hubvorgang je Bauabschnitt einzusparen, wird der Montageplatz im Vergleich zur späteren Höhenlage der Fahrbahnplatte erhöht ausgeführt. Zusätzliche Auflagerkonstruktionen außerhalb der

Brückenlängsträger sind im Bereich des Montageplatzes vorzusehen, damit der Versetzwagen dort die Bauabschnitte holen kann.

Auf den Fertigteilelementen wird die statisch erforderliche untere Bewehrung in Brückenlängsrichtung verlegt. Diese ist in Abbildung 8.7 in roter Farbe dargestellt, wobei es sich hierbei um eine schematische Darstellung handelt, bei der alle anderen im Fertigteil vorhandenen Einbauten wie Gitterträger und Bügel der Übersichtlichkeit halber nicht eingezeichnet wurden. Durch das Aufbringen der ersten Aufbetonschicht werden die einzelnen Fertigteilplatten zu einem zusammenhängenden Bauabschnitt verbunden. Um die Betonschicht aufbringen zu können ist eine Randabschalung erforderlich. Die seitliche Abschalung ist in blauer Farbe in Abbildung 8.7 gezeichnet. Die erforderliche Schalung an den Stirnflächen ist in diesem Querschnitt nicht dargestellt.

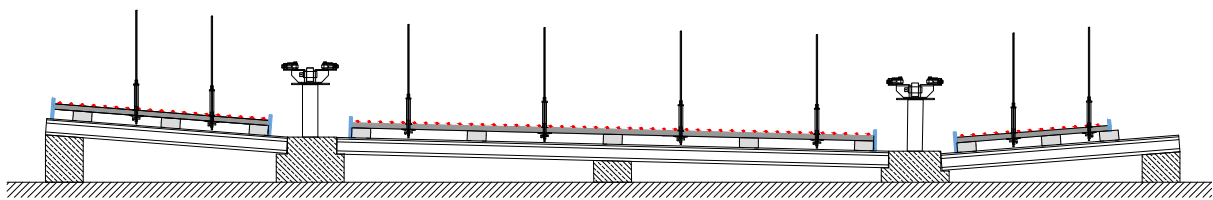


Abb. 8.7: Montageplatz mit Fertigteilen sowie seitlicher Abschalung und Bewehrung vor der Einbringung der ersten Aufbetonschicht

Nach dem Aushärten des Betons der ersten Aufbetonschicht können die seitlichen Randabschalelemente entfernt und die obere Bewehrung gemäß dem vorgestellten Verlegeschema eingebaut werden. Die Stirnabschalungen bleiben für die spätere Betonage der zweiten Aufbetonschicht am Einbauort vorhanden. Der für den Transport fertig vorbereitete Bauabschnitt kann der Abbildung 8.8 entnommen werden.

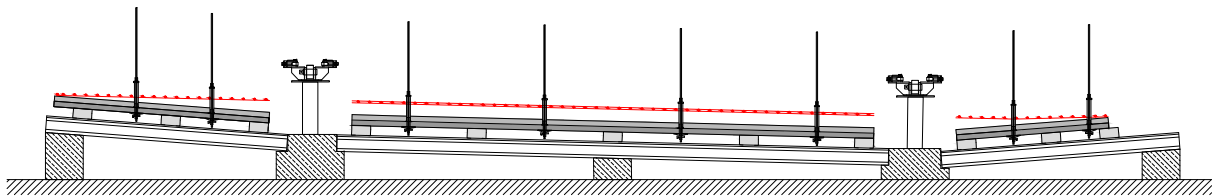


Abb. 8.8: Montageplatz mit einem für den Transport fertig vorbereiteten Bauabschnitt

Für den Transport mit dem Versetzwagen werden die Ankerstäbe mit dem Wagen verbunden. Damit das Gewicht des zu transportierenden Bauabschnittes vom Versetzwagen aufgenommen werden kann, wird dieser um wenige Zentimeter abgesenkt. Nach dem Koppeln der Ankerstangen wird der Wagen für das Verfahren zum Einbauort wieder angehoben.

8.2.3 Einbauort

Sobald der Versetzwagen am Einbauort angekommen und lagemäßig eingerichtet worden ist, wird er hydraulisch abgesenkt. Die Längsansicht des bereits abgesenkten Wagens ist in der Abbildung 8.9 zu sehen. Erkennbar ist die höhenmäßige Veränderung des Versetzwagens auch an den, im Vergleich zum bereits fertig gestellten Bauabschnitt, niedrigeren Auflagerkonstruktionen.

In Abbildung 8.9 in roter Farbe ist die für die späteren Arbeiten wichtige Kopplung der letzten Ankerreihe des vorigen Bauabschnittes mit dem Wagen zu sehen. Im Bereich der Bauabschnittsfuge weist der vorige,

bereits fertig gestellte Bauabschnitt eine Dicke von 70 mm auf. Dieser auskragende Plattenteil muss für die spätere Einbringung der gesamten Betonhöhe, von 330 mm im Feldbereich, unterstützt werden.

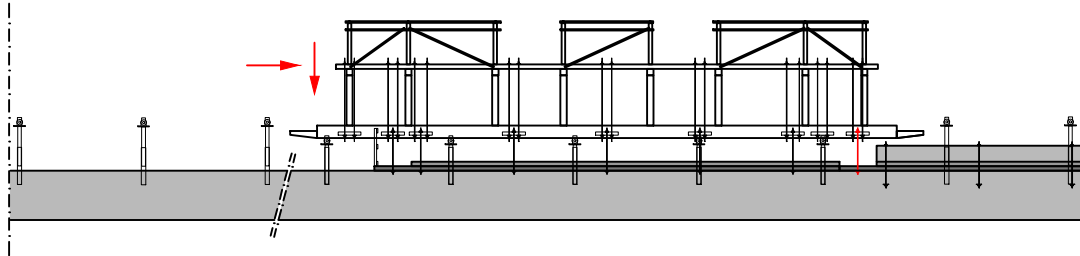


Abb. 8.9: Abgesenkter Versetzwagen am Einbauort: Koppeln der Ankerstäbe im Bereich der Bauabschnittsfuge

Nach dem Abschalen der Fugen entlang der Brückenlängsträger, was im nachfolgenden Kapitel beschrieben wird, kann die obere Bewehrung geschlossen und die zweite Aufbetonschicht eingebracht werden. Nachdem der Beton eine ausreichende Festigkeit erreicht hat (siehe dazu Kapitel 8.2.6), werden die unteren Ankerstangen vom Wagen gelöst. Damit diese nicht durch die Platte durchfallen, wird nach dem Lösen der oberen Mutter am Verteilerprofil, diese wieder auf die Stange aufgeschraubt. Der Versetzwagen kann angehoben und zurück zum Montageplatz gezogen werden. Von dort wird der nächste, bereits für den Transport vorbereitete, Bauabschnitt abgeholt.

8.2.4 Abschaltung der Längsfuge

Beim Beispiel der Brücke über die Lafnitz weist der Brückenquerschnitt die Besonderheit auf, dass die Fahrbahnplatte zwischen den Brückenlängsträgern abgesenkt ist. Um den Absenkvorgang mit den Halbfertigteilelementen reibungslos zu bewerkstelligen, wurde eine Längsfuge von 50 mm je Brückenträgerseite eingepflanzt. Vor dem Einbringen der zweiten Aufbetonschicht ist diese Längsfuge abzuschalen.

Zur Ausführung dieser Abschaltung wurden mehrere Varianten ausgearbeitet. Kann am Brückenlängsträger ein Montagesteg angeordnet werden, so erfolgt die Schalung der Fuge mit einem Abschaltbrett, welches nach dem lage- und höhenmäßig richtigen Positionieren des jeweiligen Bauabschnittes an der Unterseite der Fertigteilplatte angebracht wird. Durch die Befestigung an der Fertigteilplatte können die bei der Betonage der zweiten Aufbetonschicht auftretenden Verformungen problemlos aufgenommen werden.

Ist es nicht möglich einen Montagesteg an den Brückenlängsträgern anzuordnen, so wurden Ausführungsvarianten ausgearbeitet, welche durch Arbeiten von der Oberseite der Fahrbahnplatte bewerkstelligt werden können. Zwei dieser Varianten finden sich in Abbildung 8.10, zwei weitere Details werden im Anhang D in Kapitel D.1.1 erläutert. Bei den in Abbildung 8.10 dargestellten Details wird im Vorfeld einerseits ein verzinkter Stahlwinkel (linkes Bild) und andererseits ein Faserbetonwinkel (rechtes Bild) am Brückenlängsträger montiert. Die Winkelprofile dienen nicht als Auflagerung für die Plattenelemente und werden daher aus dünnen Profilen hergestellt. Bei der Variante mit dem Stahlwinkel befindet sich an dessen Außenseite ein Elastomerstreifen, welcher durch die Auflast des Frischbetons der zweiten Aufbetonschicht zusammengedrückt wird und somit die Fuge abdichtet. Bei der zweiten Variante erfolgt die Abdichtung der Fuge durch einen weiteren Faserbetonwinkel, wobei bei dieser Ausführung ein planmäßiger Spalt von 20 mm zur Ausbildung einer Schattenfuge sowie für den Ausgleich der Verformungen bei der Betonage eingepflanzt ist.

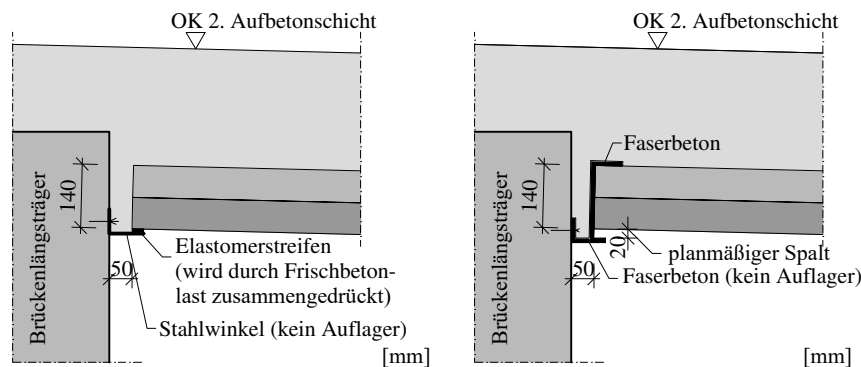


Abb. 8.10: Varianten zur Abschaltung der Längsfuge neben dem Brückenlängsträger

8.2.5 Einleitung der Ankerkräfte

Mittels Ankerplatten und Ankerstangen werden die Fertigteileplatten samt erster Aufbetonschicht mit dem Versetzwagen verbunden. Die beim Transport und bei der Betonage der zweiten Aufbetonschicht entstehenden Kräfte sind in die vorhandenen Betonelemente einzuleiten. Als Ankerplatten werden im Beispiel der Brücke über die Lafnitz, wie in Kapitel 7.1 beschrieben wurde, Winkelplatten verwendet. Diese rechteckigen Stahlplatten weisen Abmessungen von $120 \cdot 180$ mm auf. Zur Ermittlung der Anzahl der Ankerstellen sowie deren Position, wurde der Durchstanzwiderstand dieser dünnen Betonbauteile ohne Querkraftbewehrung berechnet. Zur Absicherung dieses rechnerischen Widerstandes wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Dabei wurden die aus der statischen Berechnung für das Beispielprojekt ermittelten Bewehrungsmengen sowie die für den späteren Einsatz angedachte Winkelplatte verwendet. Zur realitätsnahen Abbildung wurden die Versuche mit wenigen Tage alten Aufbetonschichten getestet.

8.2.5.1 Versuchsdurchführung

Die in Abbildung 8.11 dargestellten Versuchskörper wurden in zwei Schichten mit jeweils 70 mm Dicke hergestellt. Die Abmessungen der Körper wurden einerseits so groß gewählt, dass sich ungehindert ein Durchstanzkegel ausbilden konnte, dass aber andererseits ein Biegeversagen der Betonplatten auf Grund einer zu großen Abmessung auszuschließen war. Die erste Schicht gemäß Abbildung 8.11a, wurde mit einem Beton der Güte C35/45 hergestellt, wobei dieser bei der Versuchsdurchführung 30 Tage nach der Betonage eine, anhand von drei Probewürfeln gemessene, mittlere Druckfestigkeit von etwa 62 N/mm^2 aufwies. Die erste Aufbetonschicht wurde einen Tag beziehungsweise drei Tage vor der Versuchsdurchführung eingebracht, damit die Versuche möglichst die realen Gegebenheiten auf der Baustelle abbilden. Der zeitliche Verlauf der Festigkeitsentwicklung der ersten Aufbetonschicht kann dem Diagramm der Abbildung 8.12a entnommen werden.

Mit Hilfe eines eigens konzipierten Versuchsstandes konnten die Versuche in der Fertigungshalle der Firma *Oberndorfer GmbH & Co KG* in Gars am Kamp durchgeführt werden. Auf Holzstaffeln wurden die Versuchskörper aufgelagert, was der Abbildung 8.12b entnommen werden kann. Zur Lastverteilung und zur genauen Definition der Auflagerfläche wurden Elastomerstreifen an den Kanten der Betonplatten angeordnet, auf die ein Betonkranz aufgesetzt wurde. Darauf wurden ein Stahlquerträger und eine hydraulische Presse positioniert. Die Versuchslast wurde mit Hilfe eines Hydraulikaggregates, mit dem die Presse angesteuert wurde, aufgebracht. Diese ist auf der rechten Seite der Abbildung 8.12b zu sehen. Insgesamt wurden vier Versuche mit einer jeweils anderen Festigkeit der Aufbetonschicht durchgeführt, wobei das Alter der oberen Betonschicht 22, 24, 27 und 72 Stunden betrug.

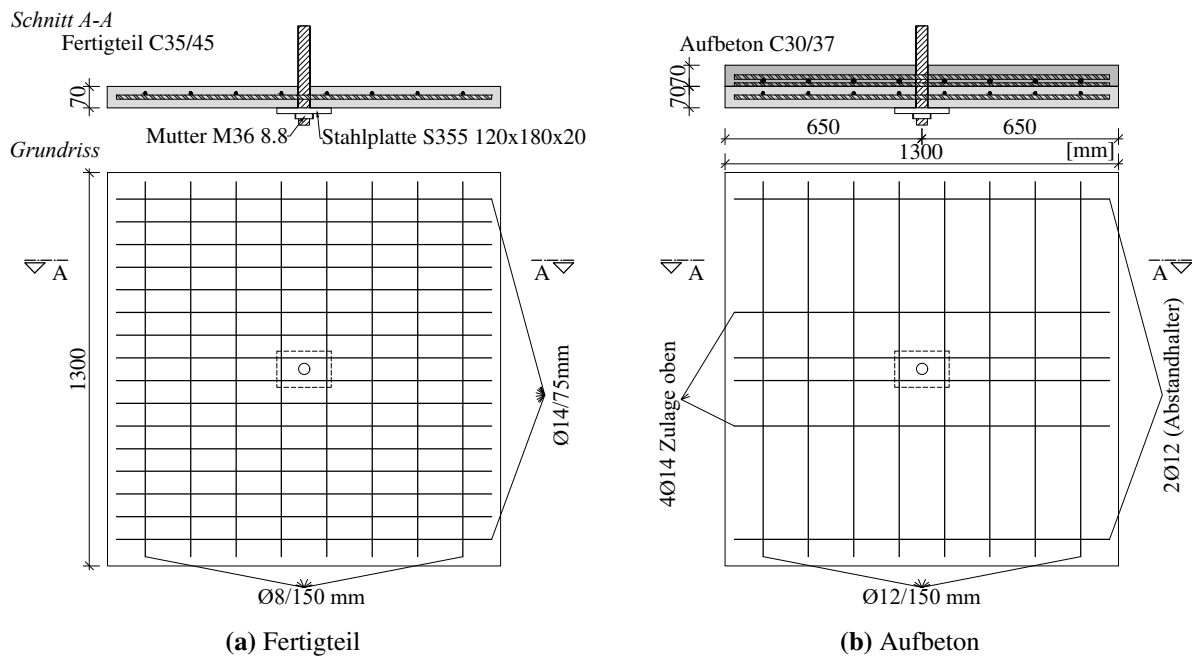
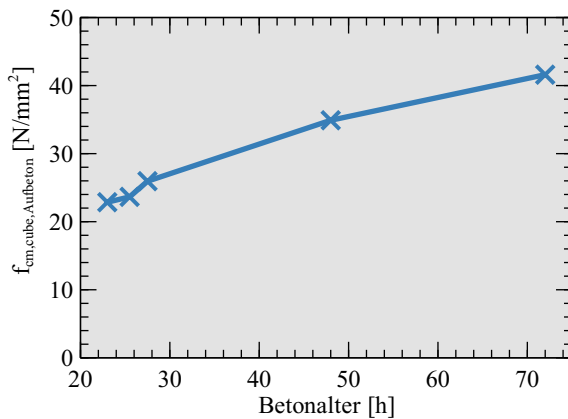
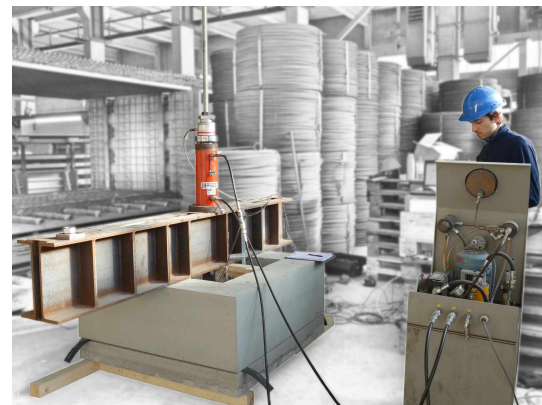


Abb. 8.11: Versuchskörper



(a) Festigkeitsentwicklung der Aufbetonschicht



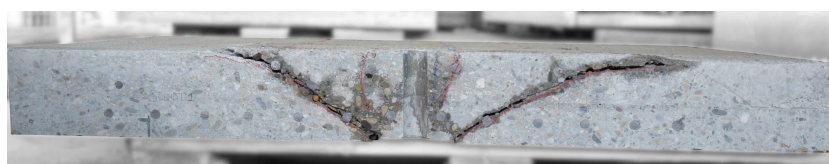
(b) Versuchsaufbau der Pull-out-Versuche

Abb. 8.12: Betonfestigkeit und Versuchsstand

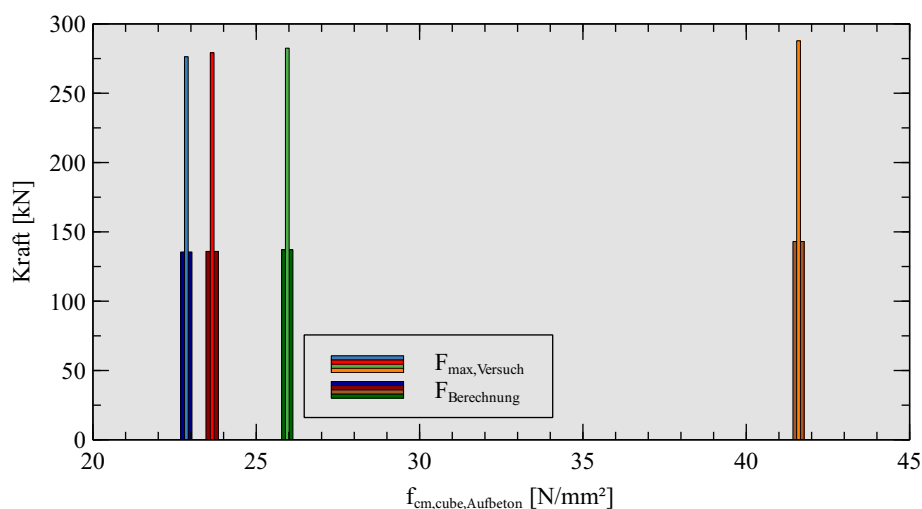
8.2.5.2 Versuchsergebnisse und Interpretation

Mit zunehmender Druckfestigkeit der Aufbetonschicht erhöhte sich die aufnehmbare Traglast in den Versuchen. Die Festigkeitsentwicklung des Aufbetons spiegelte sich somit in der Versagenslast wider, was in dem Diagramm der Abbildung 8.13b zu sehen ist. Nach der Versuchsdurchführung wurde ein Versuchskörper mit Hilfe einer Betonsäge mittig bei der Lasteinleitung aufgeschnitten. Es zeigte sich das klassische Bild eines Durchstanzkegels, welches der Abbildung 8.13a entnommen werden kann. Trotz dem, zum Teil erheblichen, Unterschied der Betondruckfestigkeit der beiden Schichten, bildete sich der Ausbruchkegel über die Verbundfläche hinweg bis an die Bauteiloberfläche aus. Allein durch das Aufrauen der Oberfläche stellte sich ein Versagensbild ein, welches jenem eines klassischen Durchstanzversuches an einem monolithischen Bauteil entspricht.

Im Anschluss an die durchgeführten Versuche wurde unter Anwendung der in der ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) beziehungsweise ÖNORM B 1992-1-1 (2018) angegebenen Formel zur rechnerischen Ermittlung des Durchstanzwiderstandes für Bauteile ohne Querkraftbewehrung eine Vergleichsrechnung zur Ermittlung der Traglast unter Berücksichtigung der tatsächlichen Betondruckfestigkeiten angestellt. Für die Berechnung des Durchstanzwiderstandes wurde eine über die Bauteildicke gemittelte Druckfestigkeit eingesetzt. Eine Gegenüberstellung der rechnerisch ermittelten Durchstanzlasten zu den gemessenen Versagenslasten kann der Abbildung 8.13b entnommen werden. Im Diagramm sind die Versuchslasten in heller Farbe und schmalen Balken, die berechneten Lasten in dunkler Farbe dargestellt. Mit ansteigender Würfeldruckfestigkeit der Aufbetonschicht stiegen sowohl die experimentell ermittelte Versagenslast als auch die berechneten Werte. Die Berechnung der Durchstanzwiderstände der einzelnen Versuchskörper kann dem Anhang D, Kapitel D.1.2 entnommen werden. Das Verhältnis zwischen Versuchslast und rechnerischer Durchstanzlast beträgt etwa 2,0. In Hinblick auf eine Bauausführung und die Anwendung bei einem tatsächlichen Projekt kann, nach einer rechnerischen Ermittlung des Durchstanzwiderstandes für eine entsprechende Ankerplatte, von einer ausreichenden Sicherheit ausgegangen werden.



(a) Ausbruchkegel



(b) Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse zu den rechnerischen Durchstanzwiderständen

Abb. 8.13: Versuchsergebnisse der Pull-out-Versuche

8.2.6 Aushärtezeit

Jene Zeit während der der Versetzwagen nach dem Betonieren der zweiten Aufbetonschicht am Einbauort verweilen muss, bis die Betonbauteile deren Eigengewicht selbstständig ohne zusätzliche Unterstützungen aufnehmen können, gilt als kritische Zeit für die Erstellung des Bauzeitplanes. Zur Ermittlung der erforderlichen Aushärtezeit der Ortbetonschicht, sind sowohl Tragfähigkeitsnachweise als auch Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu führen. Dazu ist die Ermittlung der Festigkeit des jungen Betons gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) erforderlich. Nach einem Tag erreicht ein Beton der Güte C30/37 eine

mittlere Zylinderdruckfestigkeit von 13 N/mm^2 . Diese Berechnung der Frühfestigkeit wird in Anhang D, Kapitel D.1.3 erläutert.

Unter Zugrundelegung dieser errechneten mittleren Zylinderdruckfestigkeit der zweiten Aufbetonschicht nach einem Tag, konnten die normgemäßen Nachweise zur Aufnahme des Platteneigengewichts der Fahrbahnplatte des beschriebenen Tragwerks S7.21 erfüllt werden. Zu diesem Zeitpunkt weist die erste Aufbetonschicht ein Alter von drei Tagen auf, was für die Nachweisführung eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit von $22,7 \text{ N/mm}^2$ bedeutet.

Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgte anhand eines zweidimensionalen Systems eines Trägers auf zwei Stützen mit zwei Kragarmen. Auf Grund der vorhandenen Grundrissgeometrie der Fahrbahnplatte gemäß Abbildung 8.3, wurden zwei Nachweisschnitte als maßgebend betrachtet. Dabei wurden einerseits lange Kragarme und andererseits kurze Kragarme als Extremwerte für die Schnittgrößenermittlung gewählt. Die von den Betonbauteilen aufzunehmende Belastung entspricht dem vorhandenen Eigengewicht. Nachstehend wird auf die Besonderheiten bei der Berechnung der Tragfähigkeits- und der Verformungsnachweise eingegangen. Bei der Herstellung der Brückenfahrbahnplatte bei einem realen Projekt, ist eine experimentelle Kontrolle der Frühfestigkeit des Betons unbedingt erforderlich.

8.2.6.1 Tragfähigkeitsnachweise

Für die Durchführung der Tragfähigkeitsnachweise wird das wirkende Eigengewicht mit dem Teilsicherheitsfaktor von 1,35 beaufschlagt und die vorhandenen Festigkeiten der einzelnen Materialien mit den entsprechenden Sicherheitsfaktoren abgemindert. Neben dem Nachweis der aufnehmbaren Biegemomente ist auf eine ausreichende Verankerungslänge trotz der geringeren Betonfestigkeit zu achten. Dies betrifft im Speziellen die obere Bewehrung in Brückenquerrichtung über den Längsträgern. Auf Grund der im Vergleich zum Endzustand geringeren Einwirkungen kann der Nachweis der Verankerungslänge geführt werden.

Neben den Biegenachweisen sind auch Nachweise zur Aufnahme der Schubkräfte erforderlich. Dabei sind im Speziellen zwei Punkte zu beachten. Einerseits die Übertragung der Schubkräfte in den Verbundflächen und andererseits die Querkraftnachweise. Die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge kann bei dem vorhandenen System allein durch den Ansatz der Adhäsionsspannungen unter der Annahme einer rauen Oberfläche nachgewiesen werden. Für den Querkraftnachweis ergeben sich beim vorhandenen Regelquerschnitt des Alternativentwurfes zwei Nachweisstellen. Auf Grund der für den Endzustand vorhandenen Bügelbewehrung neben den Brückenlängsträgern können die Nachweise für Bauteile mit Querkraftbewehrung problemlos erbracht werden. Direkt neben dem Brückenlängsträger im Bereich der 50 mm breiten Fuge sowie im Anschnitt zum Brückenlängsträger mit der dort vorherrschenden verminderten Höhe der Fahrbahnplatte, steigt einerseits die einwirkende Querkraft an und andererseits sind hier keine Bügel zur Querkraftabtragung vorhanden. Diese beiden Nachweisschnitte stellen sich als maßgebend heraus. Für beide Schnitte konnte der Querkraftnachweis ohne Bügelbewehrung unter Annahme der geringen Betondruckfestigkeit jedoch geführt werden.

8.2.6.2 Verformungsnachweise

Für die Ermittlung der Durchbiegungen spielt die, auf Grund des geringen Betonalters geringere Steifigkeit der Aufbetonschichten eine wesentliche Rolle. Sowohl für den Feldbereich als auch für den Bereich über den Brückenlängsträgern sind jene Längen zu ermitteln, in denen die Querschnitte infolge der charakteristischen Eigengewichtsbelastung gerissen sind. Es werden für diese Betrachtungen die zwei Nachweisschnitte herangezogen. Bei dem statischen System mit den langen Kragarmen sind die Bereiche

über den Längsträgern im Zustand II. Beim statischen System mit den kurzen Kragarmen ergeben sich gerissene Bereiche sowohl in Feldmitte als auch in kleinen Teilbereichen über den Längsträgern.

Bei gerissenen Querschnitten erhöhen sich die Betondruckspannungen im Vergleich zur linearen Spannungsverteilung bei ungerissenen Querschnitten und die vorhandenen Zugspannungen werden ausschließlich durch die Bewehrung übertragen. Für die vorliegende Berechnung ergeben sich für die Anschnitte neben den Brückenlängsträgern erhöhte Betondruckspannungen des Ortbetons. Im Bereich der 5 cm breiten Fuge neben den Längsträgern entspricht die aufnehmbare Druckspannung der 1-Tages-Frühfestigkeit der Aufbetonschicht. Die entstehenden Spannungen bleiben unter dieser Frühfestigkeit. In Schnitten weiter außerhalb können die ausgehärteten Fertigteilelemente die vorhandenen Druckspannungen übertragen. Durch die ausreichend vorhandene Bewehrung in der Zugzone über den Längsträgern können die entstehenden Zugspannungen aufgenommen werden. Entstehende Risse werden durch eine spätere Abdichtung und Asphaltenschicht überdeckt. Im Feldbereich des Systems mit kurzen Kragarmen, reißt der Querschnitt rechnerisch über eine geringe Länge und die Betondruckspannungen der zweiten Aufbetonschicht erhöhen sich, bleiben aber unterhalb der vorhandenen Frühfestigkeit. Die vorhandene Bewehrung in den Fertigteilelementen erfährt nur geringe Zugspannungen von etwa 10 % der Zugfestigkeit.

Werden die Durchbiegungen bei jenem statischen System mit den langen Kragarmen betrachtet, so ergeben sich an den Kragarmenden im Vergleich zum Feldbereich wesentlich größere Verformungen, wenn die Steifigkeitsabminderung der Trägerabschnitte mit gerissenen Querschnitten berücksichtigt wird. Für die Ermittlung der Langzeitdurchbiegungen infolge Kriechen wirken sich die Fertigteileplatten positiv aus, da diese infolge negativer Momente in der Druckzone angeordnet sind. Bei gerissenen Querschnitten finden die Kriechvorgänge nur in der Betondruckzone mit der Höhe x_{II} statt. Für die Ermittlung der Langzeitdurchbiegungen ergibt sich bei diesem Beispiel der Effekt, dass der Durchbiegungszuwachs des ungerissenen Feldbereichs größer wird. Dies wirkt sich positiv auf den Verformungszuwachs infolge Kriechen der Kragarme aus. Es kann daher beobachtet werden, dass es an den Kragarmenden zu einem geringeren Verformungszuwachs im Vergleich zum Feldbereich kommt.

In Bezug auf die rechnerischen Annahmen der für die Ermittlung der Durchbiegungen wichtigen Werte der E-Moduln sei auf eine stichprobenartige Kontrolle während der Bauausführung hingewiesen, so wie dies von Mark und Lehnen (2003) empfohlen wird. Die Steifigkeitsangaben werden in der Norm in Abhängigkeit der Druckfestigkeit gemacht. Die Betondruckfestigkeit ermittelt sich im Wesentlichen aus der Festigkeit des Zementsteins, jene des Zuschlages hat nur einen geringen Einfluss. Auf den E-Modul spielen beide Betonbestandteile eine wichtige Rolle. Es wird neben der bauseitigen Kontrolle auch empfohlen die angenommenen Rechenwerte mit dem Fertigteilwerk beziehungsweise dem Betonlieferanten abzustimmen [Mark und Lehnen 2003].

8.3 Bauzeitplan

Auf Basis von den vorgegebenen Arbeitsschritten und den notwendigen Aushärtezeiten konnte in Zusammenarbeit mit dem Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement - Forschungsbereich für Baubetrieb und Bauwirtschaft eine wirtschaftliche Analyse des neuen Bauverfahrens ausgearbeitet werden. Aufbauend auf der Diplomarbeit von Vorlen (2019a) wurde für die Herstellung der Fahrbahnplatte für die Brücke über die Lafnitz in Zusammenarbeit mit erfahrenen Experten aus dem Brückenbau ein Bauzeitplan ausgearbeitet. Allgemeine Tätigkeiten, wie das Einrichten, Umsetzen oder Abbauen des Montageplatzes oder auch die Montage beziehungsweise die Demontage des Versetzwagens wurden dabei nicht dargestellt, da diese den direkten Bau der Fahrbahnplatte nicht beeinflussen sondern im Vorfeld beziehungsweise

im Nachgang durchgeführt werden können. In der Kalkulation der Baukosten wurden diese Arbeiten berücksichtigt [Vorlen 2019b], was in Kapitel 8.4 erläutert wird.

8.3.1 Vorlaufende Tätigkeiten

Ziel bei der Erstellung des Bauzeitplanes ist die Erreichung eines Wochentaktplanes. Um diesen regelmäßigen Ablaufplan zu erreichen, sind vor dem ersten Wochentakt vorlaufende Tätigkeiten erforderlich. Dies betrifft im Wesentlichen die Herstellung eines ersten Bauabschnittes auf der Brücke. Dazu wird der erste Bauabschnitt am Montageplatz vorbereitet und zum Einbauort transportiert. Während der Durchführung jener Arbeiten am Einbauort, die vor dem Einbringen der zweiten Aufbetonschicht erforderlich sind, wird am Montageplatz ein zweiter Bauabschnitt vorbereitet. Nahezu zeitgleich wird am Montageplatz die erste Aufbetonschicht und am Einbauort die zweite Aufbetonschicht betoniert. Nach dem Wochenende kann mit dem ersten tatsächlichen Bauzeitplan im Wochentakt begonnen werden, welcher nachfolgend, untergliedert in die einzelnen Arbeitsschritte, erläutert wird.

8.3.2 Bauzeitplan: Takt

Der in Zusammenarbeit mit dem Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement - Forschungsbereich für Baubetrieb und Bauwirtschaft erstellte Taktplan kann der Abbildung 8.14 entnommen werden [Vorlen 2019b]. Die Logik dieses Planes soll kurz erläutert werden. Die einzelnen Arbeitsschritte sind in Arbeiten am Montageplatz und am Einbauort unterteilt. Grundsätzlich wurde mit einer gesamten Mannschaftsgröße von 10 Personen kalkuliert, wobei vier Mann planmäßig am Montageplatz und sechs Mann am Einbauort tätig sind. Die hell- und dunkelgrauen Pfeile im Zeitplan stellen jeweils Einsätze der Arbeitskräfte an den anderen Arbeitsstellen dar. So wird beispielsweise am Montag und am Donnerstag in der Früh die gesamte Mannschaft für vier Stunden am Einbauort benötigt. Dort werden alle Vorbereitungsarbeiten für das Verschieben des Wagens durchgeführt. Danach wird die Mannschaft aufgeteilt und etwa 6-8 Mann kehren zum Montageplatz zurück, um dort die Schalungs- und Bewehrungsarbeiten durchzuführen. Die restliche Mannschaft manövriert den Versetzwagen zum Montageplatz. Auch am Dienstag und am Freitag in der Früh arbeiten alle 10 Personen für zwei Stunden am Einbauort, um beim Absenken des Wagens zu helfen.

Die dargestellten Arbeitsschritte sind mit unterschiedlichen Farben markiert. Arbeitsvorgänge bei denen Ankerstangen montiert oder entfernt werden sind dabei in violetter Farbe dargestellt. Grün markierte Stundenfelder kennzeichnen Arbeiten mit dem Werkstoff Beton, was einerseits das Versetzen der Fertigteilelemente und andererseits das Betonieren der ersten und zweiten Aufbetonschicht betrifft. Die gelben Felder betreffen Schalungsarbeiten und die blauen Felder Bewehrungsarbeiten. Jene Zeiten, in denen der Versetzwagen bewegt wird, sind mit brauner und oranger Farbe markiert. Die gesamte Zeit, die der Wagen in Bewegung ist sowie jene Zeit, die zum Befestigen und Lösen von Ankerstangen erforderlich ist, wurde schraffiert dargestellt und als Fahrzeit des Wagens benannt. Auf die Zusammensetzung dieser Gesamtzeit wird im nachfolgenden Kapitel 8.3.3 eingegangen. Die sich ergebende Aushärtezeit des Betons ist als grauer Zeitbalken dargestellt.

Um die Herstellung der Brückenfahrbahnplatte mit dem neuen Bauverfahren in einem zeitlich logischen Ablauf betrachten zu können, wird in der Beschreibung des Bauzeitplans gemäß der Abbildung 8.14 am Dienstag oder am Freitag begonnen. An diesen beiden Tagen werden die neuen, für den nächsten Bauabschnitt erforderlichen, Fertigteilelemente auf der Arbeitsplattform abgelegt und die Anker werden montiert. Dies kann von zwei Arbeitern gemacht werden, während die anderen beiden die Fertigteile auf dem Montageplatz positionieren. Für das Versetzen der Fertigteile sind 15 Minuten pro Fertigteil kalkuliert, was für einen Bauabschnitt 225 Minuten ergibt. Damit auf die Fertigteilplatten die erste Aufbe-

tonscht betoniert werden kann, muss eine Rand- und Stirnabschalung hergestellt werden. Nachdem die Schalungsarbeiten begonnen haben, kann zeitgleich die in der ersten Aufbetonschicht erforderliche Bewehrung verlegt werden, was einer Menge von 1,65 Tonnen entspricht. Unter der Annahme, dass sechs Mann etwa 2,5 Tonnen Stahl pro Stunde verlegen können, kann davon ausgegangen werden, dass die Bewehrung von vier Arbeitern in einer Stunde eingebaut ist. Die erforderliche Betonkubatur der ersten Aufbetonschicht beträgt 15 m^3 . Pro Stunde kann damit kalkuliert werden, dass 10 m^3 Pumpbeton eingebaut werden, wobei Enderbeiten und das Abziehen der Betonoberfläche nicht berücksichtigt sind. Deshalb werden für die Betonage der ersten Aufbetonschicht am Montageplatz zwei Stunden eingeplant.

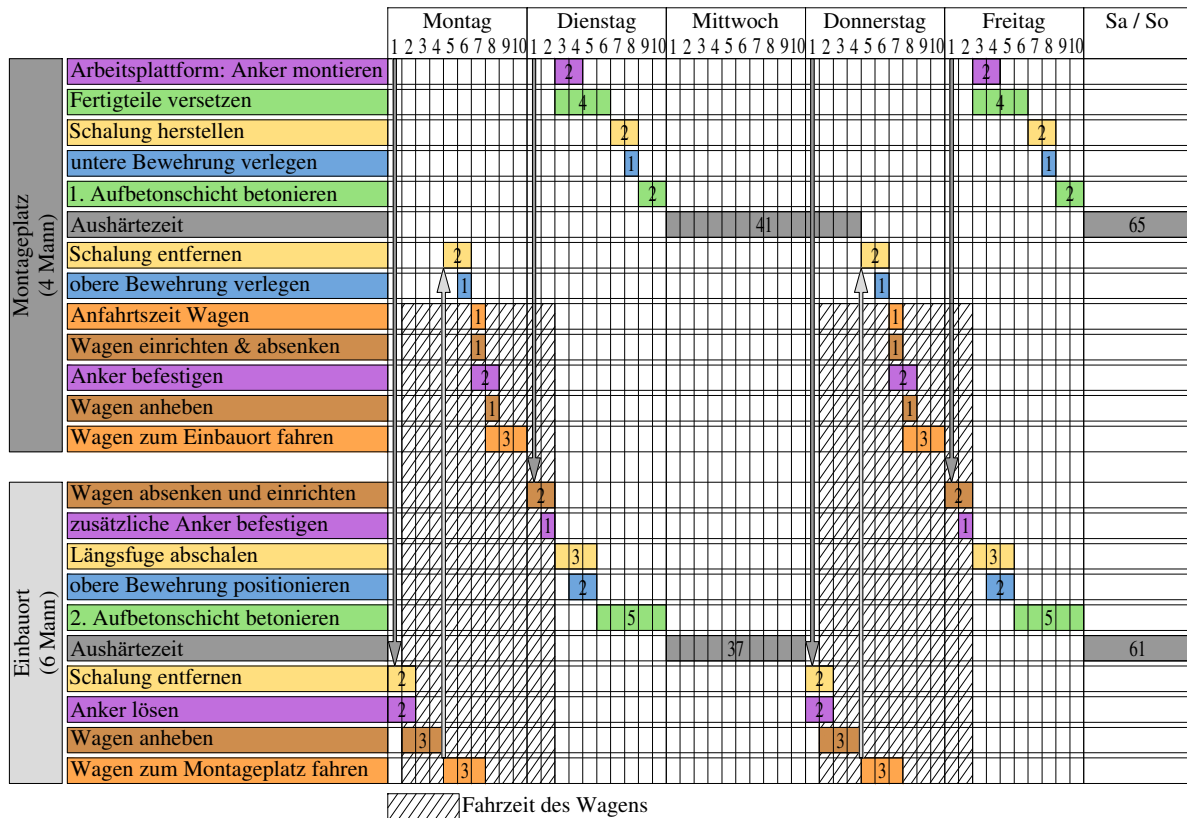


Abb. 8.14: Taktbauzeitplan für die Arbeitsschritte in einer 5-Tage-Woche

An denselben Tagen, also jeweils am Dienstag und am Freitag, wird am Einbauort die zweite Aufbetonschicht betoniert. Für die erforderlichen rund 53 m^3 Beton wurden fünf Stunden eingeplant. Der Beton kann jeweils am Mittwoch beziehungsweise über das Wochenende aushärten. Nach dem Aushärten des Betons helfen am Montag beziehungsweise am Donnerstag alle Mitarbeiter am Einbauort, wo die Stirnschalung entfernt und die Anker gelöst werden. Der Versetzwagen wird angehoben und zum Montageplatz gefahren. Während des Verfahrens des Wagens wird am Montageplatz die Randabschalung des nächsten Bauabschnittes entfernt, wofür zwei Stunden kalkuliert wurden. Die Stirnschalung bleibt für die spätere Betonage der zweiten Aufbetonschicht vorhanden. Außerdem ist die obere Bewehrung über den Fertigteilen zu verlegen, was einer Menge von 2,12 Tonnen entspricht. Auch jene 3,23 Tonnen Bewehrungsstäbe die am Einbauort später über den Brückenlängsträgern positioniert werden, werden eingebaut. Da nicht alle Arbeiter für das Verfahren des Wagens benötigt werden, können 6-8 Mann die Schalungs- und Bewehrungsarbeiten durchführen.

Mit dem Versetzwagen wird der neu hergestellte Bauabschnitt zum Einbauort transportiert. Die Fahrzeit des Wagens, welche in der Abbildung 8.14 schraffiert dargestellt ist, wird im nachfolgenden Abschnitt 8.3.3 genauer erläutert.

Eine Besonderheit beim Regelquerschnitt des Beispielprojekts der Brücke über die Lafnitz sind die vorhandenen Längsfugen neben den Brückenlängsträgern, welche für das Einbringen der zweiten Aufbetonschicht abgeschalt werden müssen. Ausführungsvarianten für die Ausbildung dieser Schalung wurden in Kapitel 8.2.4 vorgestellt. Im Zeitplan werden insgesamt drei Stunden vorgesehen, wobei zeitgleich mit dem Positionieren der mittransportierten Bewehrung begonnen werden kann. Auch am Montageplatz wird der nächste Bauabschnitt vorbereitet, weshalb wieder zeitgleich an beiden Plätzen betoniert werden kann.

In dieser Variante des Bauzeitplans wird die Mannschaft am Mittwoch für Ausweicarbeiten eingesetzt. Beim Beispielprojekt können beispielsweise zwischenzeitlich die Randbereiche im Anschluss an die Widerlager oder auch die Randbalken von bereits bestehenden Bauabschnitten hergestellt werden. Außerdem besteht dieses Bauvorhaben aus mehreren Brücken, weshalb die Mannschaft an einer anderen Stelle eingesetzt werden kann. Falls bei einer Baustelle keine Ausweicarbeiten möglich sind, kann der Mittwoch auch als arbeitsfrei angesetzt werden. Dies ist allerdings in der Praxis nur dann möglich, wenn die Arbeiter eine geringe Anfahrtszeit zur Baustelle haben. Bereits in der Ausschreibung ist auf die Besonderheit im Bauablauf eines arbeitsfreien Tages einzugehen. So kann die Baufirma das Angebot dementsprechend kalkulieren und den Bauablauf der gesamten Baustelle gegebenenfalls anpassen. Alternativ dazu wird in Kapitel 8.3.4 die Möglichkeit der Verwendung eines schnell erhärtenden Betons gezeigt.

Mit dem vorgestellten Taktplan gemäß Abbildung 8.14 können zwei Bauabschnitte der Fahrbahnplatte pro Woche hergestellt werden. Wichtig dabei ist, dass die Tage der Betoneinbringung am Dienstag und am Freitag fix eingehalten werden. Nur so können die notwendigen Aushärtefristen gewährleistet werden.

8.3.3 Fahrzeit des Wagens

Für die Erstellung eines Ablaufplanes ist die Fahrzeit des Wagens, welche im Bauzeitplan schraffiert dargestellt wird, wichtig. Diese setzt sich neben der tatsächlichen Zeit, in der der Versetzwagen in Bewegung ist, aus dem Umhängen des Seils, mit dem der Wagen gezogen wird, sowie den Zeiten für das Absenken, Anheben, Einrichten aber auch dem Lösen beziehungsweise Befestigen der Anker zusammen.

Mit dem Versetzwagen kann, wie in Kapitel 7.1 beschrieben, eine Fahrgeschwindigkeit von in etwa 1,5 m/min erreicht werden. Das Seil muss in der Regel nach 30 m umgesetzt werden, wofür eine Arbeitszeit von jeweils 20 min eingerechnet wurde.

Der Wagen muss zur Aufnahme der Betonelemente am Montageplatz wenige Zentimeter abgesenkt und angehoben werden, was laut Vorgaben der Firma *Doka GmbH* 55 min beziehungsweise 45 min in Anspruch nimmt, wobei hierfür die gesamte Mannschaft von 10 Personen erforderlich ist. Für jede zu koppelnde Ankerreihe werden 10 Minuten kalkuliert. Am Einbauort wird der Wagen 600 mm abgesenkt beziehungsweise nach dem Betonieren und der notwendigen Aushärtezeit wieder angehoben, wofür eine Zeit von 85 min benötigt wird. Für die detaillierte Zeitaufstellung wird auf Vorlen (2019b) verwiesen.

Je nach Lage des Bauabschnittes im Grundriss ergeben sich unterschiedlich lange Fahrzeiten, weshalb sich bei den Abschnitten in der Nähe des Montageplatzes Pufferzeiten ergeben. Für die Fahrzeit zwischen zwei weit entfernten Bauabschnitten, was in diesem Beispiel die Fahrt von Abschnitt 3 zu 4 betrifft, ist mit einer Überstunde zu rechnen. Allerdings ist zu erwarten, dass zu diesem Zeitpunkt die Mannschaft bereits eingespielt ist und die Arbeiten vermutlich schneller als kalkuliert ausgeführt werden.

8.3.4 Bauzeitplan: kurze Woche

Alternativ zum arbeitsfreien Mittwoch wurde die Möglichkeit des Einsatzes eines schnell erhärtenden Betons ausgearbeitet. Dazu wurde mit einem Betonlieferanten Kontakt aufgenommen. Die technische Machbarkeit der Erreichung der mittleren Zylinderdruckfestigkeit von 13 N/mm² mit einem Beton der Güte C30/37 nach 12 Stunden wurde abgeklärt. Laut Firmenauskunft kann die Festigkeit nach der genannten Zeit mit der Zugabe eines Beschleunigers in den Fahrmischer auf der Baustelle erreicht werden. Dadurch wird allerdings die Verarbeitungszeit von maximal 105 Minuten bei "normalem Beton" um etwa eine halbe Stunde verkürzt, weshalb die Verarbeitung eines vollen, mit 8 m³ Beton beladenen, Fahrmischers nicht möglich ist. Die Betonanlieferung muss somit in kleineren Mengen erfolgen. Außerdem muss auf eine sorgfältige Nachbehandlung des schnell erhärtenden Betons geachtet werden.

Durch den Einsatz eines solchen Betons, der die erforderliche Festigkeit bereits nach 12 Stunden erreicht, kann der Taktplan gemäß Abbildung 8.15 umgearbeitet werden. Wird am Dienstag am Abend betoniert, so kann bereits am Mittwoch in der Früh weiter gearbeitet werden. Es ergeben sich Aushärtezeiten von 13 Stunden am Einbauort und 17 Stunden am Montageplatz.

Der Mehrkostenfaktor, der sich durch den Einsatz eines schnell erhärtenden Betons ergibt, soll hier ebenfalls aufgezeigt werden. Für diesen Beton ist mit einer Aufzahlung von etwa 36 €/m³ zu kalkulieren. Im in Abbildung 8.15 dargestellten Zeitplan ist der schnell erhärtende Beton immer für einen der beiden Bauabschnitte pro Woche erforderlich. Werden beim Beispielprojekt somit 7 der insgesamt 14 Bauabschnitte von beiden Richtungsfahrbahnen mit dem schnell erhärtenden Beton ausgeführt, so führt dies zu Mehrkosten von rund 16.500 €.

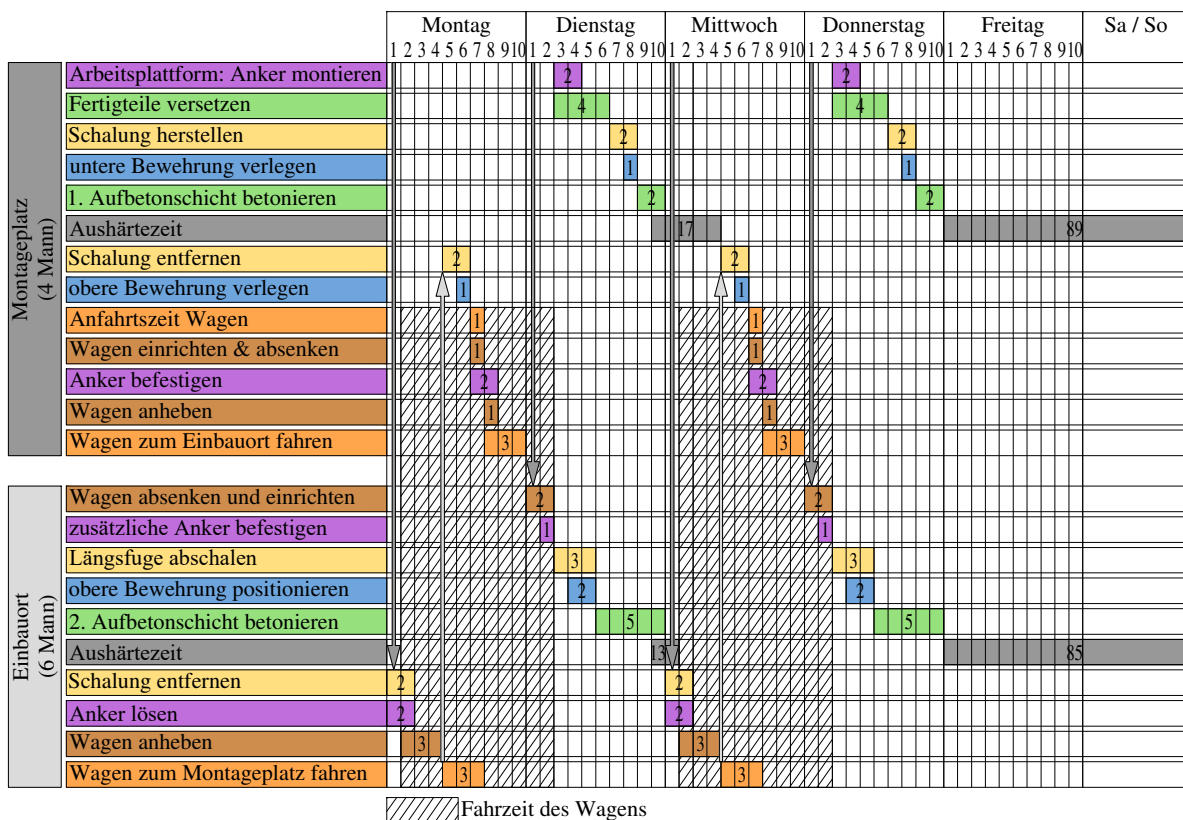


Abb. 8.15: Taktbauzeitplan für die Arbeitsschritte von einer 4-Tage-Woche

8.3.5 Bauzeitplan: kurze und lange Woche

Im Baustellenalltag üblich ist die Gestaltung der Arbeitszeit durch die Abwechslung von kurzer und langer Woche. Dies bedeutet, dass auf eine kurze 4-Tage-Woche eine lange 5-Tage-Woche folgt. Die in Abbildung 8.14 und 8.15 vorgestellten Bauzeitpläne könnten dafür abwechselnd angewendet werden.

Für die Kalkulation der somit entstehenden Mehrkosten auf Grund des schnell erhärtenden Betons, ergeben sich drei Wochen, in denen der 4-Tage-Bauzeitplan Anwendung findet. Wird davon ausgegangen, dass mit einer langen 5-Tage-Woche begonnen wird, wird dieser Taktplan in den Wochen 1, 3, 5 und 7 angewendet. Da die gesamte Brücke aus 14 Bauabschnitten besteht, kann durch die Herstellung von zwei Abschnitten pro Woche, die Fahrbahnplatte in 7 Wochen fertig gestellt werden. Es entfallen somit lediglich die Wochen 2, 4 und 6 auf die Anwendung des kurzen 4-Tage-Taktplans. Somit ist mit einer Aufzahlung von etwa 7.100 € zu rechnen.

Bei der praktischen Ausführung ist auf eine genaue Überprüfung der Betonlieferscheine zu achten, um eine Verwechslung der Betonsorten zu vermeiden. Die Koordinierung der Betonlieferungen ist somit von entscheidender Bedeutung. Es sollten wöchentliche Besprechungen eingeplant werden, in denen der Zeitplan mit dem genauen Zeitpunkt und Ort des Betoneinbaus besprochen wird.

8.4 Vergleichskalkulation

Neben der Erstellung des Bauzeitplans wurde in Zusammenarbeit mit dem Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement - Forschungsbereich für Baubetrieb und Bauwirtschaft eine vergleichende Kalkulation für die Baumethoden Verbundschalwagen und Versetzwagen ausgearbeitet [Vorlen 2019b]. Die nachfolgend angegebenen Kosten stellen Nettokosten dar. Die Kalkulation wurde, aufbauend auf den aus der statischen Berechnung ermittelten Massen und dem erstellten Bauzeitplan, für das Beispielprojekt der Brücke über die Lafnitz durchgeführt. Das Umlegen der ermittelten Kosten auf andere Projekte ist somit nur bedingt möglich. Des Weiteren sind laut Vorlen (2019b) keine übergeordneten Kosten, wie beispielsweise ein Wagniszuschlag, berücksichtigt.

8.4.1 Kalkulation der Brückenfahrbahnplatte

8.4.1.1 Beschreibung der Kostengruppen

Für die Kalkulation wurde die ausgeschriebene Herstellung der Fahrbahnplatte mit einem Verbundschalwagen, der neuen Baumethode unter Anwendung des Versetzwagens gegenübergestellt. Im Wesentlichen können die Kosten gemäß Abbildung 8.16 in vier Kostengruppen unterteilt werden.

Die Kostengruppe *Ablauf auf der Baustelle* beinhaltet neben dem Auf- und Abbau des Wagens, der Herstellung, dem Versetzen und dem Abbauen der Arbeitsplattform und des Montageplatzes, sämtliche Personal-, Material- und Gerätekosten für die Herstellung der Fahrbahnplatte. Durch Summierung aller Anteile ergibt sich, dass mit dem Verbundschalwagen der Ablauf auf der Baustelle um etwa € 66.000 günstiger ist als mit dem Versetzwagen. Ein Teil dieser Differenz zwischen den Herstellungsmethoden ergibt sich durch das Vorhalten der Arbeitsplattform und des Montageplatzes. Die Arbeitsplattform wurde mit Gerüsttürmen, mit einem entsprechenden Aufbau der die Arbeitssicherheit gewährleistet, kalkuliert. Für den Montageplatz wurde von der in diesem Kapitel gezeigten Ausführungsvariante mit Einzelfundamenten und einer darauf platzierten Schalungsplattform ausgegangen. Außerdem wurden die erforderlichen Holzstaffel und Bretter berücksichtigt. Neben der Herstellung der beiden Arbeitsplätze, muss der Montageplatz einmal lagemäßig umgesetzt werden, um die zweite Richtungsfahrbahn herstellen

		Verbundschalwagen	Versetzwagen
Kostengruppe 1: Ablauf auf der Baustelle			
Ablauf auf der Baustelle		€ 546.835	€ 612.904
Arbeitsplattform und Montageplatz		x	€ 23.342
Wagen montieren		€ 14.750	€ 14.750
Herstellung der Fahrbahnplatte (ohne Wagen)		€ 523.235	€ 612.904
Personalkosten	Fahrbahnplatte	€ 176.411	€ 164.938
	Randbereiche	€ 41.000	€ 41.000
	Gesamt	€ 217.411	€ 205.938
Kosten - Halbfertigteile		x	€ 131.749
Materialkosten - Ortbeton		€ 109.300	€ 91.734
Materialkosten - Bewehrung auf der Baustelle		€ 154.000	€ 104.160
Materialkosten - Randbereiche		€ 19.378	€ 19.378
Gerätekosten		€ 23.146	€ 13.004
Wagen demontieren		€ 8.850	€ 8.850
Kostengruppe 2: fixe Kosten des Systems			
fixe Kosten		€ 64.025	€ 30.880
Kostengruppe 3: variable Kosten des Systems			
variable Kosten		€ 84.480	€ 80.511
Kostengruppe 4: Baustellengemeinkosten			
Baustelle einrichten		x	x
Zeitgebundene Baustellengemeinkosten		€ 411.590	€ 269.454
Baustelle räumen		x	x
Gesamtkosten			
Gesamtkosten		€ 1.106.931	€ 993.750

Abb. 8.16: Vergleichskalkulation

zu können. Die dabei erforderlichen Hebegeräte sowie die Arbeitszeit wurden in dieser Position berücksichtigt. Die Montage und Demontage des jeweils erforderlichen Wagens wurde mit gleich hohen Kosten eingearbeitet. Eine große Kostengruppe stellt die Herstellung der Fahrbahnplatte selbst dar, wobei hier die Bauweise mit dem Versetzwagen höhere Kosten aufweist. Die Personalkosten wurden in jene für die Herstellung der Fahrbahnplatte und jene der Randbereiche unterteilt, wobei hierbei sowohl die Kosten der Arbeiter als auch der Personalanteil des Hebeegeräts (€ 40 von insgesamt € 70 entfallen auf das Personal) berücksichtigt wurden. Für die Randbereiche fallen bei beiden Baumethoden gleich hohe Personalkosten an. Bei der Herstellung der Fahrbahnplatte sollten, auf den ersten Blick, auf Grund der geringeren Bauzeit durch den Einsatz des neuen Bauverfahrens, die Personalkosten ebenfalls geringer ausfallen. Allerdings ist bei Anwendung des neuen Bauverfahrens eine zweite Mannschaft auf der Baustelle erforderlich. Lediglich wegen der geringeren Vorhaltezeit des Hebeegeräts ergibt sich ein geringer Kostenvorteil bei der Baumethode mit dem Versetzwagen. Die Kosten der Halbfertigteile stellen bei der Herstellung der Fahrbahnplatte mit dem neuen Bauverfahren einen entscheidenden Kostenfaktor dar. Mit Gesamtkosten von rund € 132.000 ergibt sich ein Nettopreis von 52,5 €/m² für die Halbfertigteilelemente. Es wird weniger Ortbeton durch den Einsatz der Fertigteillemente benötigt, wodurch Materialkosten beim neuen Bauverfahren eingespart werden. Die Bewehrungsmenge ist bei beiden Baumethoden schlussendlich in etwa gleich, allerdings ist ein Teil der Bewehrung bereits in den Fertigteilen verlegt und kostenmäßig berücksichtigt. Auf Grund der Abhängungen ist im Vergleich zur Herstellung mit dem Verbundschalwagen eine Zulagebewehrung erforderlich. Allerdings ergibt sich trotzdem ein geringerer Kostenfaktor der

Bewehrungskosten bei der Baumethode mit dem Versetzwagen. Die Randbereiche werden bei beiden Bauverfahren ident hergestellt, weshalb hier auch gleich hohe Materialkosten anfallen. Die Gerätekosten ergeben einen Vorteil bei der Herstellung der Fahrbahnplatte mit dem Versetzwagen, da hier die Bauzeit kürzer ausfällt.

Mit Hilfe von Vorgaben der Firma *Doka GmbH* konnten die *fixen Kosten* und die *variablen Kosten* des jeweiligen Systems kalkuliert werden. Dabei bezieht sich die Zuordnung zu einer der beiden Kostengruppen auf die Abhängigkeit der Bauzeit und der Brückenlänge. Fixe Kosten sind von den beiden Faktoren unabhängig, die variablen Kostenanteile variieren mit der Bauzeit und der Länge der Brücke. Bei der Anwendung des neuen Bauverfahrens fallen wegen der benötigten aufwendiger konstruierten Schalwagenstühle etwas höhere Kosten an, die sich auf Grund der in Kapitel 7.2 beschriebenen Rohr-in-Rohr-Konstruktion für den Absenkvorgang ergeben. Dadurch ist eine höhere Einbindetiefe erforderlich, was zu einem höheren Stahlverbrauch führt. Die Kosten dieser Auflagerkonstruktionen wurden teilweise zu den fixen und teilweise zu den variablen Kosten gezählt. Die fixen Kosten, und damit jene von der Brückenlänge unabhängigen Kosten, betreffen jene Schalwagenstühle im Bereich des Montageplatzes. Von der Länge der Brücke abhängig ist die Anzahl der auf den Längsträgern montierten Auflagerkonstruktionen, weshalb diese zu den variablen Kosten zählen. Es erhöhen sich somit auf Grund des höheren Stahlverbrauches beide Kostenanteile. Trotzdem sind die fixen Systemkosten beim Bauverfahren mit dem Versetzwagen geringer, was auch auf den laut Firmenangaben geringeren Kaufpreis von Systemteilen des Wagens zurückzuführen ist. Viele Systemteile können gemietet werden, weshalb die Mietkosten eines derartigen Wagens deutlich höher ausfallen. Auf Grund der Bauzeitverkürzung bei der Herstellung mit dem Versetzwagen ergeben sich etwas geringere Kosten als beim Einsatz des Verbundschalwagens. Bei einer größeren Brückenlänge fällt dieser Unterschied entsprechend höher aus.

Bei der Kostengruppe der *Baustellengemeinkosten* wurden lediglich die zeitgebundenen Baustellengemeinkosten genauer betrachtet. Die Pauschalen für das Einrichten und Räumen der Baustelle wurden nicht berücksichtigt, da diese bei beiden Systemen gleich hoch ausfallen würden. In die zeitgebundenen Baustellengemeinkosten fallen alle Kosten der Mannschaftscontainer, die Fahrzeuge des Baustellenpersonals, die allgemeinen Geräte und Einrichtungen auf der Baustelle, sowie die Personalkosten des Bauleiters, Technikers und Poliers. All diese Positionen sind von der Bauzeit abhängig, wobei Schlechtwettertage beziehungsweise sonstige unproduktive Tage infolge eines ungeplanten Stillstandes einkalkuliert wurden. Diese werden mit rund zwei Arbeitstagen pro Monat berücksichtigt. Auf Grund der Bauzeitverkürzung durch Anwendung der neuen Baumethode werden auch die unproduktiven Tage geringer. Dies führt zu, im Vergleich zur Herstellung mit dem Verbundschalwagen, geringeren zeitgebundenen Baustellengemeinkosten.

8.4.1.2 Kostenübersicht

Mit der durchgeführten Kalkulation zeigt sich, dass die Herstellung der gesamten Fahrbahnplatte bei der Brücke über die Lafnitz mit dem neuen Bauverfahren günstiger ist, als bei Anwendung eines konventionellen Verbundschalwagens. Anschaulich kann dies mit der Grafik der Abbildung 8.17 gezeigt werden. Dabei sind die roten Balken dem Bauverfahren mit dem Verbundschalwagen und die blauen Balken jenem mit dem Versetzwagen zuzuordnen. Unterteilt in die oben beschriebenen Kostengruppen zeigen sich klar die geringeren Gesamtkosten bei der Herstellung der Fahrbahnplatte mit dem Versetzwagen. Beim Ablauf auf der Baustelle dominieren bei Anwendung des neuen Bauverfahrens die Kosten für die Halbfertigteile. Durch die von der Firma *Doka GmbH* vorgegebenen Kosten des Kaufpreises des jeweiligen Wagens ergibt sich ein, im Vergleich zwischen diesen beiden Kostenanteilen, großer Unterschied bei den fixen Kosten des Systems. Durch die höheren Mietkosten des Versetzwagens unterscheiden sich die variablen Kosten hingegen nur gering. Auf Grund der erreichbaren Reduktion der Bauzeit durch die Anwendung der neuen

Baumethode kann bei den zeitgebundenen Baustellengemeinkosten ein, die Gesamtkosten entscheidend beeinflussender Kostenunterschied erzielt werden.

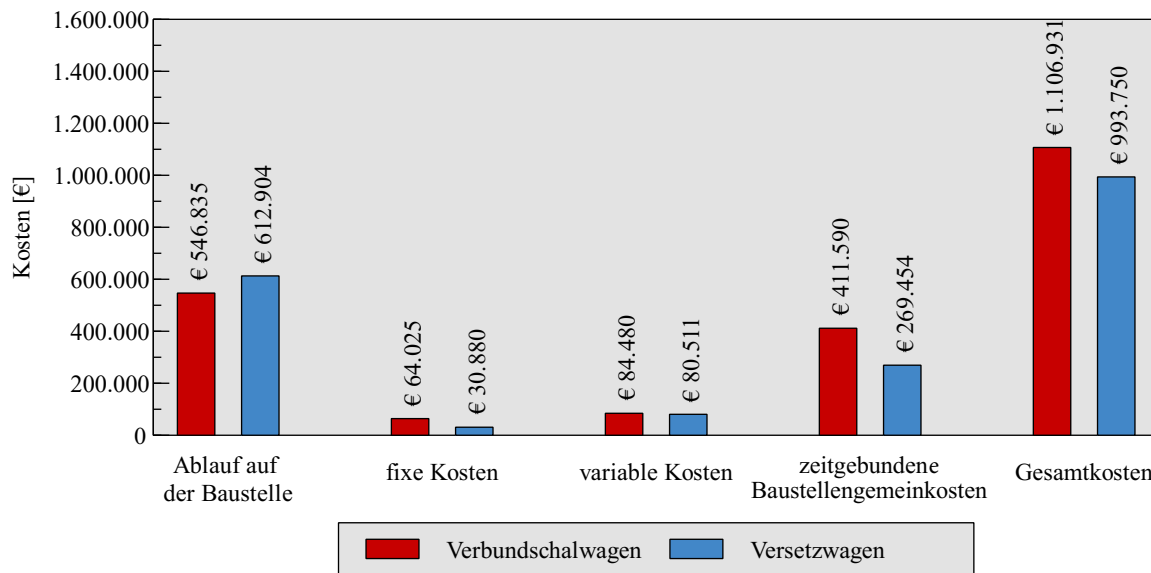


Abb. 8.17: Kostenübersicht

8.4.2 Fallstudie

Ausgehend von der im vorigen Kapitel beschriebenen Kalkulation zur Herstellung der Fahrbahnplatte für die Brücke über die Lafnitz, wurde eine Fallstudie ausgearbeitet. Dazu wurde die gesamte Länge der Fahrbahnplatte, ausgehend von den kalkulierten 210 m für zwei Richtungsfahrbahnen, um die Faktoren 2, 3, 4 und 5 multipliziert. Die Veränderung der Kosten kann mit der nachfolgenden Abbildung 8.18 gezeigt werden. Die roten Balken zeigen die Gesamtkosten der Herstellung mittels Verbundschalwagen, die blauen Balken jene bei Herstellung mit dem Versetzwagen. Bei der Originallänge von 210 m ist die Baumethode mit dem Versetzwagen um rund € 110.000 günstiger. Diese Differenz zwischen den beiden Baumethoden steigt gemäß dem Diagramm der Abbildung 8.18 mit zunehmender Brückenlänge an. Die wesentlichen Kostenfaktoren bei der Verlängerung der Brückenlänge sind neben den veränderten Materialkosten auf Grund des erhöhten Verbrauchs dabei all jene Kostengruppen, die von der Bauzeit beziehungsweise von der Brückenlänge abhängig sind. Im Speziellen betrifft dies die Personalkosten zur Herstellung der Fahrbahnplatte, die Halfertigteile, die variablen Kosten des Systems sowie die zeitgebundenen Baustellengemeinkosten.

Neben der Betrachtung der Veränderung der Kosten ist auch auf die Bauzeitveränderung einzugehen. Die effektive Bauzeit für die Herstellung der Fahrbahnplatte unter Anwendung der neuen Baumethode halbiert sich. Bei zwei Richtungsfahrbahnen, wie bei der Brücke über die Lafnitz, ist auch das Umsetzen der jeweiligen Wagen auf die Bauzeit hinzuzurechnen. Fixe Zeiten für den An- und Abtransport sowie den Aufbau und den Abbau des jeweiligen Wagens sind zu berücksichtigen und bleiben bei der Erhöhung der Brückenlänge gleich. Abhängig von der Brückenlänge sind aber neben der effektiven Bauzeit auch die zu kalkulierenden Schlechtwettertage zu berücksichtigen, welche sich bei einer größeren Brückenlänge ebenfalls erhöhen. Ein wichtiger zu beachtender Punkt ist, dass sich vor allem bei langen Brückenobjekten die Fahrzeit des Versetzwagens auf der Brücke erheblich verlängert. In solchen Fällen kann es vorteilhaft

sein, dass durch die Installierung eines zweiten Montageplatzes auf der anderen Widerlagerseite oder durch die Verlegung des Montageplatzes auf das bereits hergestellte Brückentragwerk die Fahrzeit des Versetzwagens zwischen Montageplatz und Einbauort reduziert wird.

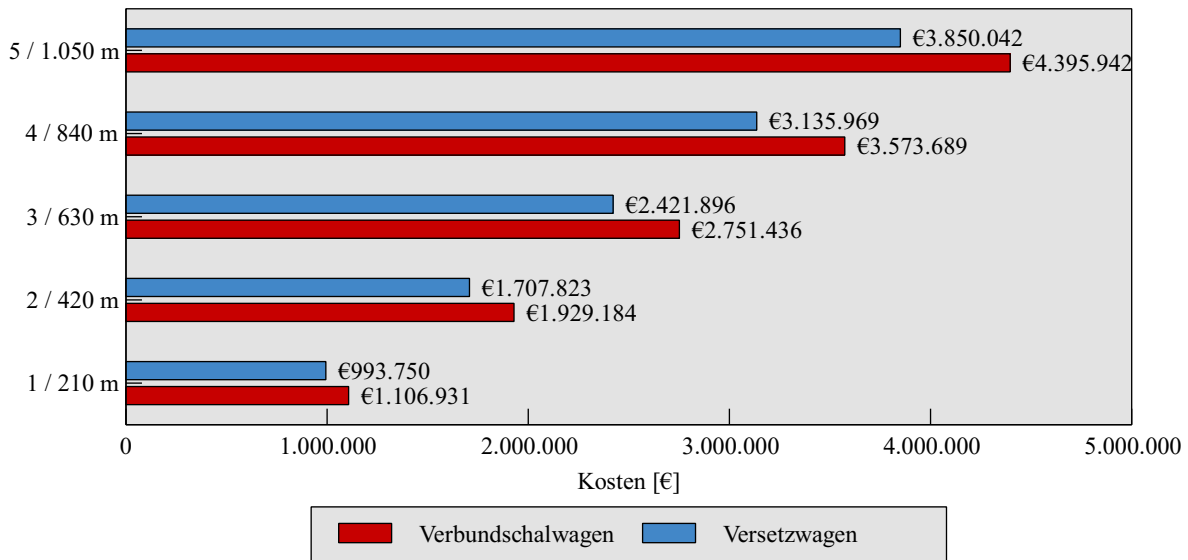


Abb. 8.18: Kostenvergleich bei Veränderung der Brückenlänge

9 Zusammenfassung

Wird der Entschluss zum Bau eines Hoch- oder Infrastrukturprojekts gefasst, so steht diesem eine oftmals lange Planungsphase im Hintergrund. Die tatsächliche Projektabwicklung, sprich die Bauzeit vor Ort, soll damit auf ein Minimum reduziert werden. Können Bauwerke schneller in Betrieb genommen werden, hat dies Vorteile sowohl für die Betreiber als auch für die Benutzer. Lange Brückentragwerke werden oftmals in Stahl-Beton-Verbundbauweise hergestellt. Dabei werden die Stahllängsträger mittels im Stahlbau üblicher Bauverfahren montiert. Die Fahrbahnplatte dieser Brücken besteht aus dem Baustoff Stahlbeton. Übliche Ausbildungsformen der Fahrbahnplatte solcher Brücken, sowie angewendete Bauverfahren zur Herstellung solcher, werden in Kapitel 2 dieser Arbeit vorgestellt. Wird speziell der Bau der Fahrbahnplatte mit einem Verbundschalwagen betrachtet, so zeigt sich, dass nach einem raschen Montieren der Brückenlängsträger die Fahrbahnplatte im Wochentakt entsteht. Bei langen Brücken hat dies einen erheblichen Einfluss auf die Bauzeit.

Zur Optimierung der Bauzeit bei der Herstellung der Betonfahrbahnplatten für Brücken wurde am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien ein neues Bauverfahren entwickelt, welches überblicksmäßig in Kapitel 1.2 und detaillierter in Kapitel 3 vorgestellt wird. Durch die Verwendung von Halbfertigteilelementen und dem entwickelten Bauablauf, wird es möglich zwei Bauabschnitte der Fahrbahnplatte pro Woche herzustellen. Diese Bauzeitverkürzung wird durch die Aufteilung der durchzuführenden Arbeiten auf verschiedene Standorte erzielt. Einerseits werden die Halbfertigteilelemente abseits der eigentlichen Baustelle in einem Fertigteilwerk oder etwas abgelegen am Bauort produziert. Andererseits werden auf der Baustelle zwei Arbeitsstandorte eingerichtet, an denen gleichzeitig gearbeitet werden kann. Dazu wird im Widerlagerbereich ein Montageplatz installiert, wo die einzelnen Fertigteilteilelemente eines Bauabschnittes positioniert und zu einer zusammenhängenden Platte verbunden werden. Mit Hilfe eines Versetzwagens wird dieser Bauabschnitt zum Einbauort transportiert, wo mittels einer zusätzlichen Aufbetonschicht die Fahrbahnplatte vervollständigt und mit den bereits vorhandenen Bauabschnitten verbunden wird. Während die Arbeiten am Einbauort durchgeführt werden, wird am Montageplatz der nächste Abschnitt vorbereitet. Nach der erforderlichen Aushärtezeit des Betons, kann der Versetzwagen vom Montageplatz den nächsten Bauabschnitt holen. Ziel des in Kapitel 1.3 beschriebenen Entwicklungsprozesses ist es, die vorgestellte Idee des Bauverfahrens zu einer marktreifen Anwendung auszuarbeiten. Dabei wurden Fragestellungen behandelt, die einerseits die Konstruktion und Ausbildung der Fertigteilteilelemente für den Einsatz als Brückenfahrbahnplatte betreffen sowie andererseits für den Transport mit dem Versetzwagen wichtig sind. Dazu wurden experimentelle Untersuchungen und numerische Simulation durchgeführt. Aufbauend auf diesen wurde ein Beispielprojekt ausgearbeitet, für welches neben den statisch-konstruktiven Lösungen sowohl ein Versetzwagen mit der Firma *Doka GmbH* entwickelt als auch eine wirtschaftliche Untersuchung in Zusammenarbeit mit dem Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement - Forschungsbereich für Baubetrieb und Bauwirtschaft ausgearbeitet worden ist.

Als ein wichtiges Konstruktionselement von Halbfertigteilelementen kann die in den Betonbauteilen verlegte heftgeschweißte Bewehrung angesehen werden. Durch die Verbindung von zwei Bewehrungslagen mittels elektrischem Widerstandspunktschweißen wird der Ermüdungswiderstand der Bewehrung herabgesetzt. Zur wissenschaftlichen Erläuterung des Themas der Materialermüdung wird in Kapitel 4.1 in einem kurzen historischen Rückblick auf wichtige Entwicklungen und Begriffe eingegangen und die Ermüdungsproblematik bei Stahlbetonbauteilen erläutert. In der Literatur finden sich Aussagen darüber,

dass überwiegend biegebeanspruchte Bauteile, bei korrekter Bemessung auf deren Tragsicherheit, üblicherweise kein Ermüdungsversagen des Betons sondern der Bewehrung aufweisen, weshalb im Speziellen auf diese eingegangen wird. Aufbauend auf der Recherche zur Versuchsdurchführung von Ermüdungsversuchen wurden einerseits Bewehrungsstäbe an der Luft und andererseits Plattenelemente mit einbetonierter Bewehrung unter einer wiederkehrenden Beanspruchung getestet. Bei den Ermüdungsversuchen an auf Zug beanspruchten Stäben gemäß Kapitel 4.2, wurde Bewehrung mit und ohne angeschweißtem Querstab getestet, wobei das Hauptaugenmerk auf den Stäben mit Heftschweißung lag. Zur Ermittlung des charakteristischen Wertes der Ermüdungsfestigkeit bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel wurde das Treppenstufenverfahren angewendet und eine Treppenfolge von 14 Proben untersucht.

- Der aus den Versuchen ermittelte Mittelwert der Ermüdungsfestigkeit wurde auf einen charakteristischen Wert umgerechnet, um diesen mit dem entsprechenden Wert der ÖNORM B 1992-1-1 (2018) vergleichen zu können. Der mit Hilfe der Versuche ermittelte charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel liegt mit 77 N/mm^2 über dem Wert des Eurocodes, welcher bei 2 Millionen Lastwechsel für geschweißte Bewehrung mit 74 N/mm^2 definiert ist.
- Nach allen Ermüdungsversuchen an Stäben an der Luft wurden jene Proben, welche nach $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel nicht gebrochen waren, einem statischen Zugversuch unterzogen. Die Bruchflächen wurden mit einem Mikroskop untersucht. Je ein statischer Bruch und ein Ermüdungsbruch jeweils mit und ohne angeschweißtem Querstab wird in der vorliegenden Arbeit analysiert. Die für Ermüdungsbeanspruchungen typischen Bruchbilder konnten aufgezeigt und die auf Grund der Schweißstelle vorhandenen Anrisse anhand der Mikroskopaufnahmen detektiert werden.

Als Vergleich zu den an der Luft getesteten Stäben wurden Plattenelemente mit einbetonierten, heftgeschweißten Bewehrungsstäben einer sich wiederholenden Biegebeanspruchung ausgesetzt. Insgesamt neun Versuchskörper wurden mit unterschiedlichen Schwingbreiten der Bewehrung getestet, wobei die Oberspannung bei allen Versuchen gleich gehalten wurde.

- Eine der wesentlichen Erkenntnisse ist die in den Versuchen vorhandene Restphase, welche sich als Bereich zwischen dem ersten aus den Diagrammen erkennbaren Stabbruch und dem Versuchsende definiert. Versuchskörper, welche mit höheren Schwingbreiten beansprucht wurden, zeigten die Tendenz einer geringeren Restphase. Allein die Tatsache der vorhandenen Restphase bestätigt ein gutmütiges Verhalten von Plattenelementen mit mehreren einbetonierten Bewehrungsstäben.
- Eine Gegenüberstellung der durchgeführten Versuche an der Luft mit jenen mit einbetonierter Bewehrung zeigt die Tendenz, dass die axial an der Luft getesteten Stäbe früher versagen. Auf die zum Teil große Streuung von Ergebnissen von Ermüdungsversuchen sei an dieser Stelle noch einmal explizit hingewiesen.
- Ein Vergleich zwischen der anzuwendenden Schwingbreite zur Materialtestung von heftgeschweißten Bewehrungsstäben und jener Schwingbreite, die für die Bemessung von Bauteilen mit einbetonierter Bewehrung in der ÖNORM B 1992-1-1 (2018) verankert ist, zeigt für die Bauteilbemessung eine geringere ertragbare Schwingbreite. Mit den Versuchsergebnissen lässt sich dieser Zusammenhang einer geringeren ertragbaren Schwingbreite von einbetonierten geschweißten Bewehrungsstäben, wie diese zur normgemäßen Bemessung von Bauteilen angewendet werden muss, nicht erklären.

Beim Bauen mit Halbfertigteilelementen ist die Thematik der Fugen zwischen den einzelnen Elementen und der Verbundfläche zwischen unterschiedlich alten Betonschichten allgegenwärtig. Die unterschiedlichen Fugenarten, welche beim Einsatz des neuen Bauverfahrens entstehen, werden in Kapitel 5 vorgestellt.

Im Speziellen wird einerseits auf die Verbundfläche, welche zwischen unterschiedlich alten Betonen entsteht, eingegangen und andererseits werden die während des Bauablaufs entstehenden Fugen in Brückenquerrichtung zwischen den einzelnen Fertigteilelementen und zwischen den Bauabschnitten erläutert. Die nach den aktuell gültigen Normen in Österreich durchzuführende Bemessung der Schubkraftübertragung in Verbundfugen wird für bewehrte und unbewehrte Fugen aufgezeigt. Außerdem wird ein Ausblick auf das Bemessungsverfahren nach fib Model Code 2010 gegeben, wobei die grundlegenden Überlegungen, die hinter den Berechnungsmethoden stehen, ebenso erläutert werden. Als wichtiger Eingangsparameter für die Bemessung von Schubfugen ist die Oberflächenrauheit zu sehen. Neben einem Überblick über verschiedene Messmethoden zur Quantifizierung der Rauheit einer Betonoberfläche, werden zwei eigens angewendete Messverfahren genauer beschrieben. An Betonkörpern, bestehend aus verschiedenen alten Betonen deren Verbundfugen unbewehrt ausgeführt waren und unterschiedliche Rauheiten aufwiesen, wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt.

- Die größere übertragbare Schubspannung bei einer rauen Verbundoberfläche im Vergleich zu einer glatten konnte deutlich gezeigt werden.
- Die in den experimentellen Untersuchungen ermittelten Kräfte an Körpern mit unbewehrten Verbundfugen konnten mit dem in der ÖNORM B 1992-1-1 (2018) verankerten Berechnungsmodell nicht erreicht werden.

Die Ausbildungsformen sowohl der Querfugen zwischen den einzelnen Fertigteilplatten eines Bauabschnittes als auch der Bauabschnittsfugen und der Berücksichtigung von solchen Störzonen in der Berechnung der Schnittgrößen werden in Kapitel 5.3 erläutert. Anhand von Ermüdungsversuchen an auf Biegung beanspruchten Plattenelementen wurden die beiden Ausbildungsformen dieser Fugen und auch die über einen großen Bereich der Platten unbewehrten Verbundflächen experimentell untersucht. Im Anschluss an die Ermüdungsversuche wurden Haftzugfestigkeitsversuche an Proben mit unterschiedlicher Bohrlochtiefe durchgeführt. Dabei wurde einerseits die Verbundfläche überbohrt, um die Haftzugeigenschaften dieser bestimmen zu können. Andererseits wurden Bohrungen mit geringer Bohrtiefe hergestellt, damit vergleichsweise das Verhalten des Betons selbst bestimmt werden konnte.

- Es zeigte sich bei den Ermüdungsversuchen an biegebeanspruchten Plattenelementen mit geraden ungeschweißten Bewehrungsstäben das Vorhandensein einer Restphase. Der erste in den Versuchsdiagrammen detektierte Stabbruch führte nicht zu einem Versagen der gesamten Konstruktion.
- Anhand der 25 Versuche zur Bestimmung der Haftzugfestigkeit an Bohrlöchern mit unterschiedlicher Tiefe konnte die Verbundfläche nach den durchgeführten Ermüdungsversuchen nicht als eindeutige Schwachstelle ermittelt werden.

Für das Transportieren der Bauabschnitte mit dem Versetzwagen werden Abhängungen benötigt, wobei diese in einem Winkel von 90° zur Betonoberfläche oder mit einer flacheren Neigung ausgeführt werden können. Die Thematik der Einleitung von den entstehenden Kräften in die dünnen Betonbauteile wurde in Kapitel 6 bearbeitet. Kommen Abhängungen zum Einsatz, welche eine flache Neigung aufweisen, so können die entstehenden Kräfte über Ankerblöcke in die Fertigteilelemente eingeleitet werden. Zur Verbindung dieser Blöcke mit den bereits betonierten Betonelementen, gilt es den Nachweis der Schubkraftübertragung in der Verbundfläche nachzuweisen. Unbewehrte Schubfugen können nur geringe Kräfte übertragen, weshalb eine bewehrte Ausführung angewendet wird. Auf Grund der geringen möglichen Verankerungslänge der die Fuge kreuzenden Bewehrung, kommt in Anlehnung an frühere Forschungsprojekte des Instituts, die spezielle Ausbildungsform der Leiterbewehrung zum Einsatz. Zur Quantifizierung der übertragbaren Kräfte über solch einen Verankerungsblock wurden experimentelle Untersuchungen, welche im Kapitel 6.1 beschrieben wurden, durchgeführt. Ausgehend von Referenzkörpern, bei denen auch der Einfluss der Oberflächenrauheit der Verbundfläche untersucht wurde, wurden Probekörper mit verschieden

groß skalierten Flächen der Schubkraftübertragung unter Beibehaltung der anderen Abmessungen getestet. Außerdem wurden die gesamten Körper inklusive der eingebauten Bewehrung skaliert und die in den Versuchen ermittelte Schubspannung in Abhängigkeit der Skalierung betrachtet. Es wurden bei allen Versuchskörpern zwei Bewehrungsgrade (0,8 und 1,6 %) untersucht.

- Bei Verdopplung des Bewehrungsgrades konnte bei den Referenzkörpern eine Steigerung der Bruchlast um etwa 65 % beziehungsweise 75 % festgestellt werden. Außerdem konnte die maximal übertragbare Schubspannung in der Verbundfläche, unabhängig vom Bewehrungsgrad, durch die Ausführung einer aufgerauten Fugenoberfläche um über 40 % erhöht werden.
- Die Vergrößerung der Verbundfläche um den Faktor 2 beziehungsweise 2,25, ausgehend von den Referenzkörpern, bei gleichbleibendem Bewehrungsdurchmesser und gleichbleibender Verankerungstiefe der Bewehrung beeinflusst die übertragbaren Schubspannungen nur in einem geringen Maß.
- Werden alle Abmessungen der Versuchskörper und auch der einbetonierten Bewehrung skaliert, so kann die Tendenz des "Size-Effects", wonach bei größeren Betonelementen kleinere Kräfte übertragbar sind, abgelesen werden. Auf Grund der geringen Versuchskörperanzahl ist eine tatsächliche Quantifizierung jedoch nicht möglich.

Kommen für den Transport der Bauabschnitte vom Montageplatz zum Einbauort vertikale Abhängungen zum Einsatz, so gilt es die Kräfte aus den Zugstangen in das Betonbauteil einzuleiten. Dies kann beispielsweise mit Ankerplatten, die einbetoniert oder unter dem Fertigteilelement angeordnet werden, erfolgen. Neben zwei Versuchsreihen, bei denen die unterschiedliche Lage der Ankerplatte untersucht wurde, wurde versucht die experimentellen Ergebnisse durch eine händische und eine softwareunterstützte nichtlineare Berechnung zu ermitteln, was in Kapitel 6.2 beschrieben wird. Bei den zwei Versuchsreihen wurde nicht nur die Lage der Ankerplatte, sondern auch die in die Platten eingelegte Bewehrung variiert. Die Versuchskörper wurden in Anlehnung an die spätere Ausführung aus zwei unterschiedlich alten Betonschichten und ohne Verbindung dieser Schichten durch Bügelbewehrung oder dergleichen ausgeführt.

- Durch Erhöhung des Bewehrungsgrades um ein Vierfaches konnte bei den durchgeführten Pull-out-Versuchen mit einbetonierten Ankerplatten die Bruchlast um etwa 25 % gesteigert werden. Bei den Versuchskörpern mit außenliegenden Ankerplatten führte die Vergrößerung des Bewehrungsgrades zu einer Bruchlaststeigerung von 16 beziehungsweise 20 %.
- Die Positionierung der Ankerplatte an der Außenseite der Betonbauteile führt neben der erheblichen Steigerung der Bruchlast auch zu einer einfacheren Ausführung in der Praxis. Durch die außenliegende Anordnung und die Ausbildung von entsprechend großen Löchern in den Betonelementen, können Fertigungstoleranzen gut ausgeglichen werden.
- Eine händische Nachrechnung der Bruchlasten erfolgte auf Grund der in den Versuchen erkennbaren Ausbruchkegel mit Hilfe der in der ÖNORM B 1992-1-1 (2018) verankerten Formel zur Berechnung des Durchstanzwiderstandes für Bauteile ohne Querkraftbewehrung. Die tatsächlichen Bruchlasten sind dabei um mindestens 75 % höher als die berechneten Widerstandskräfte.
- Anhand der nichtlinearen softwaregestützten Berechnungen konnten Einblicke in die Versagensformen geliefert werden. Bei diesen numerischen Untersuchungen wurde versucht, ausgehend von einem kalibrierten Modell mit einbetonierter Ankerplatte, alle anderen Versuchskörpertypen berechnen zu können. Dabei konnten jene Versuchskörper mit ebenfalls einbetonierter Ankerplatte gut abgebildet werden. Die Versuche mit außenliegenden Ankerplatten konnten nicht zufriedenstellend nachgerechnet werden. Dies führt zur Erkenntnis, dass bei einer groben Variation der Geometrie, die Ergebnisse von nichtlinearen Berechnungen ohne Kalibrierung des Berechnungsmodells durch begleitend durchgeführte Versuche nur bedingt verwendet werden können.

Wie eingangs erwähnt, wurde in Zusammenarbeit mit der Firma *Doka GmbH* ein Versetzwagen entwickelt. Die Beschreibung dieses Wagens findet sich in Kapitel 7. Die technische Besonderheit im Vergleich zu in der Praxis üblichen Verbundschalwägen, stellt beim Versetzwagen die hydraulische Hebe- und Absenkmöglichkeit dar. Mit Hilfe eines am Wagen installierten Hydraulikaggregats und der Möglichkeit zur vertikalen Verschiebung der Schalwagenstühle erfolgen die vertikalen Bewegungen. Eine Analyse zur Veränderung der Schnittgrößen der Plattenelemente infolge der Berücksichtigung der Wagensteifigkeit gibt einen Einblick auf die Wichtigkeit für die Bemessung der Betonelemente.

Die Entwicklung des Versetzwagens erfolgte am Beispiel der Brücke über die Lafnitz, welche in Kapitel 8 beschrieben wird. Als Alternative zur ausgeschriebenen Herstellungsmethode der Fahrbahnplatte mit einem Verbundschalwagen wurde eine Lösung mit dem neuen Bauverfahren ausgearbeitet. Dazu wurden statisch-konstruktive Fragestellungen bearbeitet, welche beim Einsatz von Halbfertigteilelementen mit Aufbetonschichten zu untersuchen sind. Neben der Ausarbeitung einer adaptierten Bewehrungsführung wurde im Zuge der detaillierten Planung des Bauablaufes die Einleitung der Ankerkräfte in die Betonelemente mit der tatsächlich vorhandenen Bewehrung sowie der zum Einsatz kommenden Ankerplatten untersucht. Anhand von Versuchen, bei denen die Aufbetonschicht ein geringes Alter von einem beziehungsweise drei Tagen aufwies, wurde die aufnehmbare Kraft in Pull-out-Versuchen ermittelt und mit dem rechnerischen Durchstanzwiderstand für Bauteile ohne Querkraftbewehrung verglichen.

- Mit der Zunahme der Druckfestigkeit der ersten Aufbetonschicht, erhöht sich die aufnehmbare Versagenslast in den Versuchen. Durch das Aufschneiden eines Versuchskörpers mit einer Betonsäge konnte das aufgetretene Versagensbild eines Durchstanzkegels klar identifiziert werden.
- Bei der händischen Nachrechnung der Versuche unter Anwendung der Formel zur Berechnung des Durchstanzwiderstandes von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wurde die tatsächlich gemessene Betondruckfestigkeit, gemittelt über die Bauteildicke, berücksichtigt. Die tatsächlichen, in den experimentellen Untersuchungen ermittelten, Versagenslasten wiesen einen etwa um den Faktor 2,0 höheren Wert als die rechnerisch ermittelten Widerstandskräfte auf.

Wichtig für den Bauablauf ist die Kenntnis der notwendigen Aushärtezeit der zweiten Aufbetonschicht, welche am Einbauort eingebracht wird, da die Betonbauteile durch die Abhängungen des Versetzwagens so lange unterstützt werden müssen bis sie deren Eigengewicht selbstständig abtragen können. Für das vorgestellte Projekt ergibt sich eine zur Erfüllung der statisch-konstruktiven Nachweise erforderliche mittlere Zylinderdruckfestigkeit von 13 N/mm^2 , welche bei einer tatsächlichen Ausführung durch das Testen von Probezylindern quantifiziert und tatsächlich nachgewiesen werden muss.

Aufbauend auf den beschriebenen Überlegungen wurde in Zusammenarbeit mit dem Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement - Forschungsbereich für Baubetrieb und Bauwirtschaft der TU Wien eine wirtschaftliche Analyse des neuen Bauverfahrens ausgearbeitet. Dabei wurden ein Bauzeitplan und eine Vergleichskalkulation für das Beispielpjekt der Brücke über die Lafnitz erarbeitet.

- Durch die Erstellung eines Wochentaktplans wurde die Umsetzbarkeit von zwei Bauabschnitten der Fahrbahnplatte pro Woche gezeigt.
- Eine Vergleichskalkulation für die Brücke über die Lafnitz, bei der die Herstellung der Fahrbahnplatte mit einem Verbundschalwagen jener mit einem Versetzwagen gegenübergestellt wurde, zeigt, dass die Herstellung der Fahrbahnplatte mit dem neuen Bauverfahren billiger ist als mit dem ausgeschriebenen Verbundschalwagen. Obwohl durch den Einsatz der Halbfertigteilelemente höhere Kosten anfallen, lässt sich das Einsparungspotenzial auf die von der Bauzeit abhängigen zeitgebundenen Baustellengemeinkosten zurückführen. Aber auch die vom Hersteller des Wagens vorgegebenen fixen Kosten des Versetzwagens fallen geringer aus als jene des Verbundschalwagens. Obwohl

die variablen Kosten des Versetzwagens demzufolge höher sind, kann auf Grund der geringeren Mietdauer auch hier eine geringe positive Kostendifferenz erreicht werden.

- Bei einer fiktiven Veränderung der Länge der Fahrbahnplatte um ein Vielfaches vom Ausgangswert, kann der Kostenunterschied zwischen den beiden Herstellungsmethoden weiter erhöht werden.

Die vorliegende Arbeit beschreibt die Entwicklung eines neuen Bauverfahrens zur Herstellung von Brückenfahrbahnplatten, bei dem Halbfertigteilelemente verwendet und mit einem Versetzwagen auf der Baustelle von einem Montageplatz zum Einbauort auf der Brücke transportiert werden. Durch die Entwicklung eines derartigen Wagens und die Ausarbeitung eines Beispielprojekts konnte ein Bauzeitplan erstellt werden, der anschaulich zeigt, dass die Bauzeit zur Herstellung der Fahrbahnplatte mit dem neuen Bauverfahren im Vergleich zu der gängigen Bauweise mit einem Verbundschalwagen halbiert werden kann. Neben der Entwicklung der Baumethode und der Ausarbeitung eines Bauablaufes, wurden Detailpunkte, welche durch den Einsatz von Halbfertigteilelementen bei dieser Bauweise entstehen, behandelt. Das Verhalten von aus unterschiedlich alten Betonen zusammengesetzten Elementen wurde anhand von verschiedenen Versuchen betrachtet. Für die Einleitung von Kräften in dünnwandige Betonbauteile wurden unterschiedliche Ausführungsformen sowohl experimentell als auch numerisch untersucht. Außerdem wurden Ermüdungsversuche an heftgeschweißten Bewehrungsstäben, sowohl an der Luft als auch in Plattenelementen einbetoniert, durchgeführt, um dieses im Brückenbau oftmals maßgebende Phänomen zu beleuchten. Aufbauend auf den nun vorhandenen Unterlagen ist die Möglichkeit zum Bau einer Fahrbahnplatte mit dem neuen Bauverfahren gegeben.

Literatur

- Ackermann, G. und M. Burkhardt (1992). „Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen bei Fertigteilen und Ort beton in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.“ In: *Beton- und Stahlbetonbau* 87.7, S. 165–170.
- Aigner, F., T. Petraschek, U. Kuhlmann, A. Detzel und T. Jahn (2010). *Querschnittsgestaltung in Abhängigkeit vom verwendeten Werkstoff*. In: *Handbuch Brücken* (Herausgeber: Mehlhorn G.). Springer, S. 249–289.
- Allmeier, S., J. Frenzel, S. Schiefer, G. Seidl und J. Weber (2000). „Innovation im Verbundbrückenbau-Talbrücke Oberhartmannsreuth“. In: *Stahlbau* 69.9, S. 707–713.
- ASFINAG (2020). *S 7 Fürstenfelder Schnellstraße Riegersdorf Staatsgrenze bei Heiligenkreuz*. (Abruf: 17.09.2020). URL: <https://www.asfinag.at/verkehrssicherheit/bauen/bauprojekte/s-7-fuerstenfelder-schnellstrasse/>.
- Autobahndirektion Nordbayern (2020). *A3 Ausbau bei Würzburg*. (Abruf: 23.09.2020). URL: http://www.bildergalerie-autobahn-nordbayern.de/a3_wue_heidingsfeld_randersacker/large/2016_10_bruecke_2_wolfgang_thaler_abdn.jpg.
- Bathias, C. (1999). „There is no infinite fatigue life in metallic materials“. In: *Fatigue & fracture of engineering materials & structures* 22.7, S. 559–565.
- Bažant, Z. P., J. Ožbolt und R. Eligehausen (1994). „Fracture size effect: review of evidence for concrete structures“. In: *Journal of structural engineering* 120.8, S. 2377–2398.
- Beer, C. (2019). „Doka Schalwagen zur Herstellung von Brückenfahrbahnplatten mit Fertigteilen - Entwicklungskonzept (vorgestellt bei: 4. Workshop "Fahrbahnplatte", TU Wien)“.
- Berger, J. (2012). „Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag“. Dissertation. Technische Universität Wien.
- Berger, S. C. (2017). „Experimentelle Bestimmung der Dauerschwingfestigkeit von Fahrbahnplatten mit untenliegenden Fertigteilplatten und einer darüber angeordneten Aufbetonschicht“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- Birkeland, P. W. und H. W. Birkeland (1966). „Connections in precast concrete construction“. In: *Journal of the American Concrete Institute*. Bd. 63. 15, S. 345–368.
- Brenni, P. (1995). „Il comportamento al taglio di una struttura a sezione mista in calcestruzzo a getti successivi“. Dissertation. ETH Zürich.
- Bröcking, J. (1997). *Schalwagen*. Patent, Deutschland: DE 19544557 C1, erteilt: 1997.
- Brozzetti, J. (2000). „Design development of steel-concrete composite bridges in France“. In: *Journal of Constructional Steel Research* 55.1-3, S. 229–243.
- Canteli, A. F., V. Esslinger und B. Thürlimann (1984). „Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungs- und Spannstählen“. In: *Bericht/Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich* 8002.1.
- Cervenka Consulting (2020). *ATENA products*. (Abruf: 03.09.2020). URL: <https://www.cervenka.cz/products/atena/>.
- Collin, P. und B. Johansson (1999). „Wettbewerbsfähige Brücken in Verbundbauweise“. In: *Stahlbau* 68.11, S. 908–918.
- Daschner, F. (1986). „Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ort beton“. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 372*, S. 33–89.
- Dauner, H.-G. (2002). „Techniken zum Bau der Fahrbahnplatte bei Verbundbrücken“. In: *Stahlbau* 71.8, S. 625–631.

- Dauner, H.-G. (2006). „Klebertechnik für den schnellen und wirtschaftlichen Bau von Verbundbrücken“. In: *Stahlbau* 75.7, S. 551–557.
- Deutsch, M. (2018). „Experimentelle Bestimmung der Dauerschwingfestigkeit von punktgeschweißter Bewehrung für den Einsatz in Fertigteilelementen von Fahrbahnplatten“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- DIN 1910-100 (2008). *Schweißen und verwandte Prozesse - Begriffe - Teil 100: Metallschweißprozesse und Ergänzungen zu DIN EN 14610:2005*. Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 50100 (2016). *Schwingfestigkeitsversuch - Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile*. Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN EN 14610 (2005). *Schweißen und verwandte Prozesse - Begriffe für Metallschweißprozesse*. Deutsches Institut für Normung e.V.
- Doka (2020). *Brückenschalung ParaTop. Die unterstellungsfreie Kragarmschalung für Verbund- und Betonfertigteilebrücken*. (Abruf:14.04.2020). URL: <https://www.doka.com/at/system-groups/doka-load-bearing-systems/bridge-formwork/bridge-formwork-paratop/index>.
- Doss, W., A. Gebeshuber, N. Friedrich, V. Schmitt, G. Seidl und M. Weizenegger (2001). „VFT-Bauweise-Entwicklung von Verbundfertigteilträgern im Brückenbau“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 96.4, S. 171–180.
- Eskola, L. (1996). „Zur Ermüdung teilweise vorgespannter Betontragwerke“. Dissertation. ETH Zürich.
- Euro-International Committee for Concrete (1988). *Fatigue of Concrete Structures: State-of-the-art Report*. CEB.
- Fehlmann, P. (2012). „Zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken“. Dissertation. ETH Zürich.
- Feix, J., A. Andreatta, C. Niederegger, G. Fritsche, G. Hofstetter, G. Niederwanger, Y. Theiner und T. Cordes (2010). „Verbundkonstruktionen für Tragwerksverstärkungen und Fahrbahnen auf Brücken - Teil 1 (Versuche im Labor)“. In: *Straßenforschung, Heft 589*.
- fib Model Code 2010 (2013). *fédération internationale du béton. fib Model Code for Concrete Structures*. Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co KG.
- Fuchs, K., G. Gaßner und J. Kollegger (2017). „Steel- Concrete- Composite Bridges with Innovative Prefabricated Slab Elements“. In: *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet - fib Symposium 2017 Maastricht*, S. 2590–2597.
- Fuchs, K. und J. Kollegger (2018). „New method for the production of deck slabs of steel-concrete-composite bridges“. In: *fib congress 2018 - better, smarter, stronger, Melbourne*, S. 3606–3611.
- Furche, J. und U. Bauermeister (2006). „Elementdecken bei nicht vorwiegend ruhender Belastung. Hinweise zur Anwendung von Gitterträgern nach Zulassung“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 101.9, S. 652–662.
- Furche, J. und U. Bauermeister (2016). *Elementbauweise mit Gitterträgern nach Eurocode 2*. In: *Betonkalendar 2016* (Herausgeber: Bergmeister, K., F. Fingerloos und J.-D. Wörner). Wiley Online Library, S. 469–635.
- Geißler, K. (2014). „Massivbrücken – Entwurf, Konstruktion und Bemessung“. In: *Handbuch Brückenbau*. John Wiley & Sons, Ltd. Kap. 3, S. 301–608.
- Geißler, K., K.-H. Reintjes und J. Rodemann (2009). „Ganzfertigteile bei der Verbundfahrbahnplatte der Bahretalbrücke–Eine Revision nach Ausführung und baubegleitender messtechnischer Überwachung“. In: *Stahlbau* 78.12, S. 897–906.
- Glaser, M. (2004). „Thyratalbrücke in Sachsen-Anhalt“. In: *Bautechnik* 81, Heft 8, Berichte, S. 665–668.
- Gordon, S. R. und I. M. May (2007). „Precast deck systems for steel-concrete composite bridges“. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Bridge Engineering*. Bd. 160, S. 25–35.
- Hällmark, R., P. Collin und A. Stoltz (2009). „Innovative prefabricated composite bridges“. In: *Structural engineering international* 19.1, S. 69–78.

- Hamme, M., G. Marzahn, W. Prehn und J. Swadlo (2006). „Die Wupper-Talbrücke Oehde–eine moderne Verbundbrücke“. In: *Stahlbau* 75.7, S. 558–564.
- Heeke, G. (2016). „Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl und Spannstahl im Zeit- und Dauerfestigkeitsbereich mit sehr hohen Lastwechselzahlen“. Dissertation. TU Dortmund.
- Heinrich, J., T. Zenk und R. Maurer (2019). „Bewehrte Beton-Beton-Verbundfugen bei nachträglicher Verstärkung: Statische Tragfähigkeit“. In: *Bauingenieur* 94.11, S. 425–435.
- Helgason, T., J. M. Hanson, N. F. Somes, W. Corley und E. Hognestad (1976). „Fatigue strength of high-yield reinforcing bars“. In: *National Cooperative Highway Research Program Report* 164.
- Hück, M. (1983). „Ein verbessertes Verfahren für die Auswertung von Treppenstufenversuchen“. In: *Z. Werkstofftechnik* 14.12, S. 406–417.
- Hue, F. (2005). „Use of Precast Concrete Elements in Bridges in Europe (Spain)“. In: *Expertenforum Beton 2005*, S. 17–19.
- Johansson, U. und H. Sundquist (2002). „Fatigue tests of reinforced concrete bridge deck models“. In: *IABSE Symposium Melbourne, Report*. Bd. 86. 5. International Association for Bridge und Structural Engineering, S. 68–76.
- Jung, R., U. Heymel, K.-H. Reintjes und O. Schreiber (2009). „Die Bahretalbrücke – eine Verbundbrücke mit Vollfertigteilen“. In: *Stahlbau* 78.6, S. 385–393.
- Jung, R., K.-H. Reintjes und O. Schreiber (2009). „Die Bahretalbrücke - eine Verbundbrücke mit einer Fahrbahnplatte aus Vollfertigteilen“. In: *19. Dresdner Brückenbausymposium - Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken*, S. 177–188.
- Kämpfe, H. (2011). *Bewehrungstechnik*. Springer Science & Business Media.
- Kaufmann, N. (1971). „Das Sandflächenverfahren“. In: *Baugewerbe, Organ des Zentralverbandes des deutschen Baugewerbes, Ausgabe B: Straßenbau Technik* 3, 24. Jahrgang, S. 131–135.
- Kernbichler, K., J. Linder und H. Hartl (2006). *Tragverhalten nachträglich ergänzter Fahrbahnplatten - Forschungsbericht über das Straßenforschungsvorhaben 3.287*. Techn. Ber. TU Graz.
- Köberl, B. (2008). „Entwicklung einer hochfrequenten Prüfmethode für Dauerschwingversuche“. Dissertation. Technische Universität Wien.
- Kollegger, J. (2016a). *Brückenklappverfahren und derart hergestellte Hubbrücke*. Patent, Europa: EP 2054553 B1, erteilt: 2016.
- Kollegger, J., S. Foremniak, D. Suza, D. Wimmer und S. Gmainer (2014). „Building bridges using the balanced lift method“. In: *Structural Concrete* 15.3, S. 281–291.
- Kollegger, J. und K. Fuchs (2018). „Innovative Method for the Production of Deck Slabs of Steel-Concrete-Composite Bridges“. In: *IABSE Symposium Nantes, 2018 - Tomorrow's Megastructures Report, Nantes*, S. 5.223–5.228.
- Kollegger, J. und K. Fuchs (2019). *Verfahren zur Herstellung einer Fahrbahnplatte für eine Brücke*. Patent, Europa: EP 3303707, erteilt: 2019.
- Kollegger, J., K. Gaßner, M. Rath und S. Fasching (2020). *Verfahren zur Herstellung einer Fahrbahnplatte für eine Brücke*. Patent, Österreich angemeldet 2020. Aktenzeichen: A50301/2020.
- Kollegger, J., D. Suza, C. Proksch-Weilguni und W. Träger (2020). „Entwicklung und erste Anwendung des Brückenklappverfahrens“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 115.7, S. 484–494.
- Kollegger, J. (2016b). *Verfahren zur Herstellung einer Fahrbahnplatte für eine Brücke*. Patent, Österreich: AT 517231, erteilt: 2016.
- Kromoser, B., J. Kollegger, H. Kari, K. Gradenegger und M. Ganster (2018). „Ein innovatives Betonschalenbauverfahren in Anwendung: Herstellung der Wildbrücke AM2 mit PFHC: Das Aufblasen einer 546 t schweren Betonplatte zu einer segmentierten Betonschale“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113.3, S. 222–232.
- Kuhlmann, U. und A. Detzel (2010). *Brücken in Verbund- und Mischbauweise*. In: *Handbuch Brücken* (Herausgeber: Mehlhorn G.). Springer, S. 935–958.

- Läpple, V. (2008). *Einführung in die Festigkeitslehre. Lehr- und Übungsbuch. 2. Auflage.* Vieweg+Teubner Verlag.
- Laumer, R. (1976). *Stahlbetonelemente für Verbundkonstruktionen.* Patent, Deutschland: DE 2520105 A1, erteilt: 1976.
- Lenz, P. und K. Zilch (2016). „Digitale Bestimmung der Rauheit–Potenziale für Schubfugen“. In: *Bauingenieur* 91.6, S. 248–258.
- Lühr, S., K. Morgen und M. Wieser (2015). „Stahlbetonfahrbahnplatte aus Fertigteilen mit Ortbetoner-gänzung beim Ersatzneubau der Straßenbrücke Horsterdamm“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110.2, S. 131–137.
- Maria Teresa Abardia Garcia (2010). *Selbststützende Fertigteilplatte.* Patent, Europa: EP 1780338 B1, erteilt: 2010.
- Mark, P. und D. Lehnen (2003). „Änderungen im Elastizitätsmodul von Beton bei Verbundträgern“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 98.3, S. 159–167.
- Marzahn, G., R. Maurer, K. Zilch, D. Dunkelberg und A. Kolodziejczyk (2013). *Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton.* In: *Betonkalender 2013 (Herausgeber: Bergmeister, K., F. Fingerloos und J.-D. Wörner).* Wiley Online Library, S. 271–344.
- Maurer, R., F. Dreier, D. Machoczek und G. Heeke (2010). *Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von einbetoniertem Betonstahl mit dem Interaktiven Verfahren.* Fraunhofer-IRB-Verlag T3227.
- Mehlhorn, G., G. Ramberger, F. Aigner, T. Petraschek, U. Kuhlmann, A. Detzel, J. Stritzke und G. Grimscheid (2010). *Haupttragwerke der Überbauten.* In: *Handbuch Brücken (Herausgeber: Mehlhorn G.).* Springer, S. 291–461.
- Members of SETRA working group (2010). *Steel-Concrete composite bridges – Sustainable Design Guide.* SETRA, France.
- Moss, D. (1980). *Axial fatigue of high-yield reinforcing bars in air, TRRL Report SR 622.* Transport und Road Research Laboratory, UK.
- Müller, A. J. (2009). „Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen“. Dissertation. Technische Universität München.
- Nürnberger, U. (1982). „Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen“. In: *IABSE Report 37*, S. 213–220.
- öbv (2019). *Richtlinie Stahl-Beton-Verbundbrücke, Herausgeber: Österreichische Bautechnik Vereinigung.*
- ÖNORM B 1991-1-6 (2010). *Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung.* Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM B 1992-1-1 (2018). *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM B 1992-2 (2019). *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln.* Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM B 4707 (2014). *Bewehrungsstahl - Anforderungen, Klassifizierung und Konformitätsnachweis.* Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM EN 1990 (2013). *Grundlagen der Tragwerksplanung.* Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM EN 1991-1-6 (2010). *Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung.* Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM EN 1991-2 (2010). *Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Einwirkungen auf Brücken.* Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM EN 1992-1-1 (2011). *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM EN 1992-2 (2010). *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln.* Wien: Austrian Standards.
- ONR 23303-2010 (2010). *Prüfverfahren Beton (PVB) Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe.* Wien: Austrian Standards.

- Peyerl, M. (2012). „Bruchmechanische und stereoskopische Charakterisierung von Interfaces zementgebundener Werkstoffe“. Dissertation. Technische Universität Wien.
- Radaj, D. und M. Vormwald (2007). *Ermüdungsfestigkeit. Dritte, neubearbeitete und erweiterte Auflage*. Springer Berlin Heidelberg.
- Randl, N., F. Münger und M. Wicke (2005). „Verstärkung von Brückenbauwerken durch Aufbeton/ Strengthening of bridge structures with concrete overlays“. In: *Bauingenieur* 80.4, S. 207–214.
- Randl, N. (1997). „Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten“. Dissertation. Universität Innsbruck.
- Randl, N. und M. Wicke (2000). „Schubübertragung zwischen Alt- und Neubeton. Experimentelle Untersuchungen, theoretischer Hintergrund und Bemessungsansatz“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 95.8, S. 461–473.
- Randl, N. (2013). „Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010“. In: *Structural Concrete* 14.3, S. 230–241.
- Rehm, G., W. Harre und D. Russwurm (1981). „Untersuchungen über die Schwingfestigkeit geschweißter Betonstahlverbindungen. Teil 1. Schwingfestigkeitsversuche“. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 317*.
- Rehm, G., W. Harre und W. Beul (1986). „Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungs- und Umgebungsbedingungen“. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 374*, S. 1–90.
- Reichenbach, S. (2019). „Areas of application of thin-walled precast concrete elements: From integral bridges with short and medium spans to multi-span bridges“. Dissertation. Technische Universität Wien.
- Reinecke, R. (2004). „Haftverbund und Rissverzahnung von unbewehrten Betonschubfugen“. Dissertation. TU München.
- Roik, K. (1985). „Verbundbrücken in Deutschland“. In: *Schweizer Ingenieur und Architekt* 3, S. 33–37.
- Santos, P. M. und E. N. Júlio (2013). „A state-of-the-art review on roughness quantification methods for concrete surfaces“. In: *Construction and Building Materials* 38, S. 912–923.
- Schalk, M. (2020). „Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Einleitung von Zugkräften in dünnwandige Betonbauteile“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- Schiessl, P. (1982). „Zeit- und Dauerschwingfestigkeit von geschweißten Bewehrungsgittern“. In: *IABSE-Colloquium "Fatigue of Steel and Concrete Structures"*. 37, S. 255–264.
- Schläfli, M., H. Ludescher und E. Brühwiler (2002). „Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten“. In: *Stahlbau* 71.8, S. 578–583.
- Schläfli, M. (1999). „Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton“. Dissertation. École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Schmackpfeffer, H. (1999). „Typenentwürfe für Brücken in Stahlverbundbauweise im mittleren Stützweitenbereich“. In: *Stahlbau* 68.4, S. 264–276.
- Schulz, R.-R. (1984). „Beton als Beschichtungsuntergrund: Über die Prüfung des Festigkeitsverhaltens von Betonoberflächen mit dem Abreissversuch“. Dissertation. Technische Hochschule Aachen.
- Schulz, R.-R. (2016). „Wie lassen sich die Rauheitsanforderungen gemäß Heft 600 DAfStb am Bauwerk nachweisen?“ In: *2. Brückenkolloquium – Beurteilung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 21. und 22. Juni 2016, TAE Esslingen*.
- Schütz, W. (1996). „A history of fatigue“. In: *Engineering fracture mechanics* 54.2, S. 263–300.
- Schwarzkopf, M. (1992). „Schwingverhalten von geschweißten Betonstahlverbindungen. Kreuzungsstoß Heftverbindung (KS-HV)“. Dissertation. Technische Hochschule Aachen.
- Soretz, S. (1974). „Contribution to the fatigue strength of reinforced concrete“. In: *Special Publication* 41, S. 35–58.

- Stritzke, J., F. Aigner, T. Petraschek, M. Curbach, H. Michler, S. Scheerer, G. Girmscheid, G. Ramberger, U. Kuhlmann und A. Detzel (2010). *Herstellung und Ausführungsmethoden*. In: *Handbuch Brücken* (Herausgeber: Mehlhorn G.). Springer, S. 795–958.
- Tilly, G. P. (1979). „Fatigue of steel reinforcement bars in concrete: a review“. In: *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures* 2.3, S. 251–268.
- Tilly, G.P. and Moss, D.S. (1982). „Long endurance fatigue of steel reinforcement“. In: *Fatigue of Steel and Concrete Structures*, S. 229–238.
- Träger, W. (2014). „Einfluss von unterschiedlichen Versuchsparametern auf das ermüdungs- und statische Zugverhalten von Litzenzuggliedern“. Dissertation. Technische Universität Wien.
- Vennemann, K. (2005). „Fertigteile im Brückenbau auf neuen Wegen“. In: *Expertenforum Beton 2005*, S. 17–19.
- Virlogeux, M. (1998). „Verbundbrücken - Vom konventionellen zum innovativen Entwurf“. In: *Bautechnik* 75.7, S. 421–446.
- Vorlen, C. (2019a). „Herstellung der Brückenfahrbahnplatte mit Fertigteilplatten und Aufbetonschichten - Vergleichende baubetriebliche Analyse zu konventionellen Verfahren.“ Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- Vorlen, C. (2019b). „Schlussbericht des Arbeitspaketes 16 „Wirtschaftlicher Vergleich“. 32 Seiten.“ In: *Interner Bericht*.
- Walraven, J. C. (1980). „Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis“. Dissertation. Delft University of Technology.
- Wieneke, K., M. Herbrand, N. Vogler, R. Schwermann und J. Blankenbach (2018). „Messverfahren zur Bestimmung der Rautiefe von Betonoberflächen“. In: *Bauingenieur* 93.9, S. 365–372.
- Wieneke, K., L. van Elten, M. Claßen und J. Hegger (2017). „Ermüdung von Elementdecken mit Gitterträgern: Wöhlerlinien für Gitterträger“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 112.11, S. 723–733.
- Wieser, S. (2018). „Numerische Untersuchungen zur Herstellung von Fahrbahnplatten aus Halbfertigteilen mit Aufbetonschicht am Beispiel einer Stahl-Beton-Verbundbrücke“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- Wimmer, D. (2016). „Entwicklung eines neuen Brückenbauverfahrens durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung“. Dissertation. Technische Universität Wien.
- Wittenkämper, K., T. Zichner und M. Küchler (2004). „Die neue Moselbrücke Mehring – Vom Entwurf bis zur Verkehrsübergabe“. In: *Bauingenieur* 79, S. 339–346.
- Zeinzinger, T. (2017). „Experimentelle Untersuchungen zur Einleitung von Verankerungskräften in dünnwandige Fertigteillemente“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- Zelger, C. und H. Rüschi (1961). „Der Einfluss von Fugen auf die Festigkeit von Fertigteilenschalen“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 56.10, S. 234–237.
- Zilch, K. und G. Zehetmaier (2010). *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2) 2., neu bearbeitete und erweiterte Auflage*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

A Anhang - heftgeschweißte Bewehrung

A.1 Ermüdungsversuche an auf Zug beanspruchten Stäben

A.1.1 Versuchsergebnisse der Ermüdungsversuche

Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche von geraden Stäben Ø10mm können der nachfolgenden Tabelle A.1, die Ergebnisse der Testversuche mit Querstab können der Tabelle A.2 entnommen werden. Mit den Kenntnissen aus den Testversuchen wurde die Versuchsserie an Stäben mit einem Querstab durchgeführt. Dabei wurde das Treppenstufenverfahren gemäß DIN 50100 (2016) angewendet, welches im Kapitel 4.2.2 beschrieben ist. Die Versuchsergebnisse finden sich in der Tabelle A.3.

Tab. A.1: Ergebnisse Ermüdungsversuche an ungeschweißten Stäben

Versuchskörper	Schwingbreite [MPa]	Lastwechsel	Anmerkung
VK_un_1	150	2.418.009	Durchläufer
VK_un_2	150	2.000.000	Durchläufer
VK_un_3	180	2.397.807	Durchläufer
VK_un_4	200	675.489	Bruch
VK_un_5	180	2.026.573	Durchläufer
VK_un_6	180	1.065.174	Bruch

Tab. A.2: Ergebnisse Ermüdungsversuche an geschweißten Stäben

Versuchskörper	Schwingbreite [MPa]	Lastwechsel	Anmerkung
VK1_Test	180	678.243	Bruch
VK2_Test	150	929.635	Bruch
VK3_Test	140	823.529	Bruch
VK4_Test	160	1.215.773	Bruch ¹

¹ Bruch nicht bei der Schweißnaht

Tab. A.3: Serie Treppenstufenverfahren

Versuchskörper	Schwingbreite [MPa]	Lastwechsel	Anmerkung
VK1_QS_Trepp	100	1.848.293	Bruch
VK2_QS_Trepp	93	834.826	Bruch
VK3_QS_Trepp	86	2.000.000	Durchläufer
VK4_QS_Trepp	93	2.202.948	Bruch ²
VK5_QS_Trepp	100	2.090.857	Durchläufer
VK6_QS_Trepp	108	730.053	Bruch
VK7_QS_Trepp	100	1.171.763	Bruch
VK8_QS_Trepp	93	949.302	Bruch
VK9_QS_Trepp	86	1.277.485	Bruch
VK10_QS_Trepp	80	2.480.149	Durchläufer
VK11_QS_Trepp	86	2.219.501	Durchläufer
VK12_QS_Trepp	93	1.785.279	Bruch
VK13_QS_Trepp	86	1.190.137	Bruch
VK14_QS_Trepp	80	2.375.132	Durchläufer
VK15 (fiktiv)	86	fiktiv	

² Bruch bei mehr als $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel - wird daher als Durchläufer gewertet

A.1.2 Versuchsergebnisse der statischen Zugversuche

Nach den Ermüdungsversuchen wurden alle Durchläufer statisch bis zum Zugbruch getestet. Die ermittelte Bruchlast sowie die Bruchstelle der einzelnen Versuchskörper sind der Tabelle A.4 zu entnehmen. Durch den Zugversuch an einem ungeschweißten Referenzkörper, welcher keiner vorhergehenden Ermüdungsbeanspruchung ausgesetzt wurde, wurde die Zugbruchlast eines geraden Stabes ermittelt. Bei lediglich einem Stab wurde diese Last nicht erreicht. Bei diesem Stab kam die Bruchstelle im Nahteinflussbereich zu liegen.

Tab. A.4: statische Bruchlast der Probekörper

Prüfkörper	Anmerkung	Bruchlast	Bruchstelle
Referenzkörper	ungeschweißt ³	49,0 kN	freie Länge
VK3_QS_Trepp	DL, geschweißt	49,3 kN	freie Länge
VK5_QS_Trepp	DL, geschweißt	49,4 kN	freie Länge
VK10_QS_Trepp	DL, geschweißt	49,6 kN	freie Länge
VK11_QS_Trepp	DL, geschweißt	34,1 kN	Schweißstelle
VK14_QS_Trepp	DL, geschweißt	49,9 kN	freie Länge
VK_un_1	DL, ungeschweißt	49,5 kN	freie Länge
VK_un_2	DL, ungeschweißt	49,3kN	freie Länge
VK_un_3	DL, ungeschweißt	49,5 kN	freie Länge
VK_un_5	DL, ungeschweißt	48,9 kN	freie Länge

³ Zugversuch ohne vorhergehender Ermüdungsbeanspruchung

A.2 Ermüdungsversuche Plattenelemente

A.2.1 Bezeichnung der Versuchskörper

Die Dimensionierung der Versuchskörper kann den Diplomarbeiten von S. C. Berger (2017) und Deutsch (2018) entnommen werden. Da es sich bei den Versuchen 1 bis 5 und 6 bis 9 um unterschiedliche Versuchsreihen handelt, wird in der nachfolgenden Tabelle A.5 der Zusammenhang zwischen der Nummerierung in dieser Dissertation und der Nummerierung in der jeweiligen Diplomarbeit hergestellt.

Tab. A.5: Bezeichnung der Versuchskörper

Versuch	Bezeichnungen in Diplomarbeit	
	Berger ⁴	Deutsch ⁵
1	VK1	
2	VK3	
3	VK6	
4	VK7	
5	VK8	
6		Versuch 1: VK1-1
7		Versuch 2: VK1-2
8		Versuch 3: VK1-4
9		Versuch 4: VK1-3

⁴ Diplomarbeit Stephan Christian Berger [S. C. Berger 2017]

⁵ Diplomarbeit Max Deutsch [Deutsch 2018]

Die Abbildung A.1 zeigt Bilder während des Aufbaus beziehungsweise vom fertig aufgebauten Versuch.

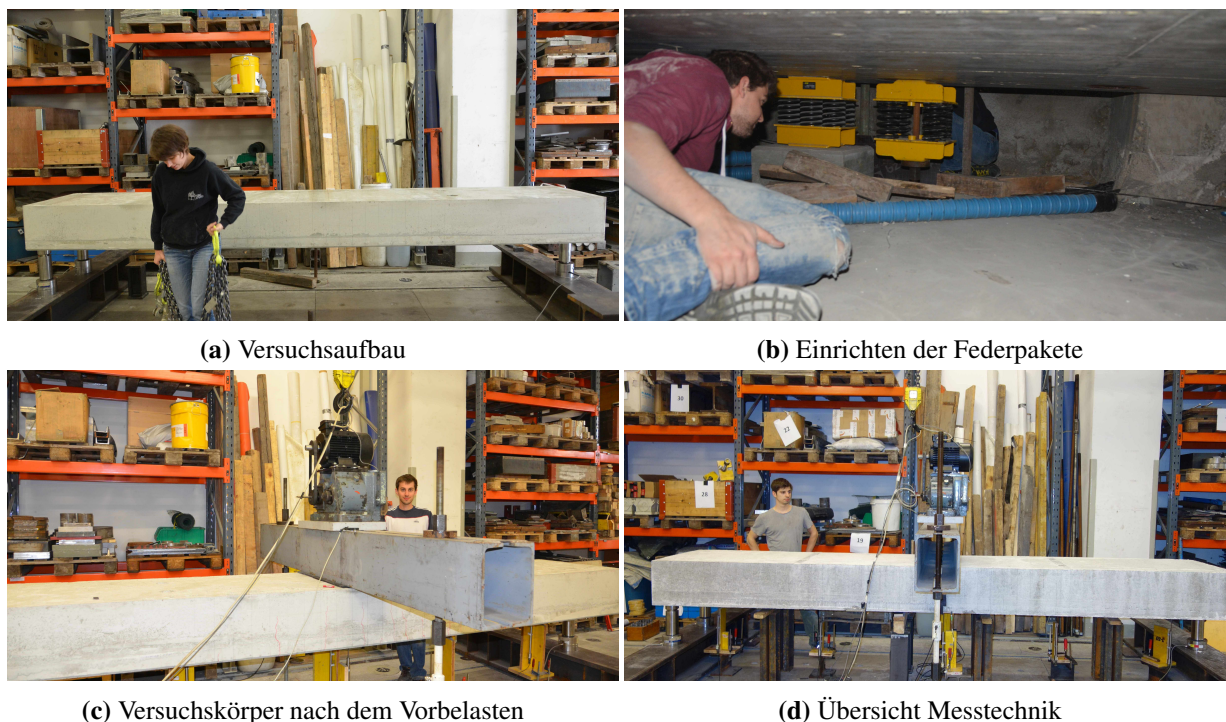
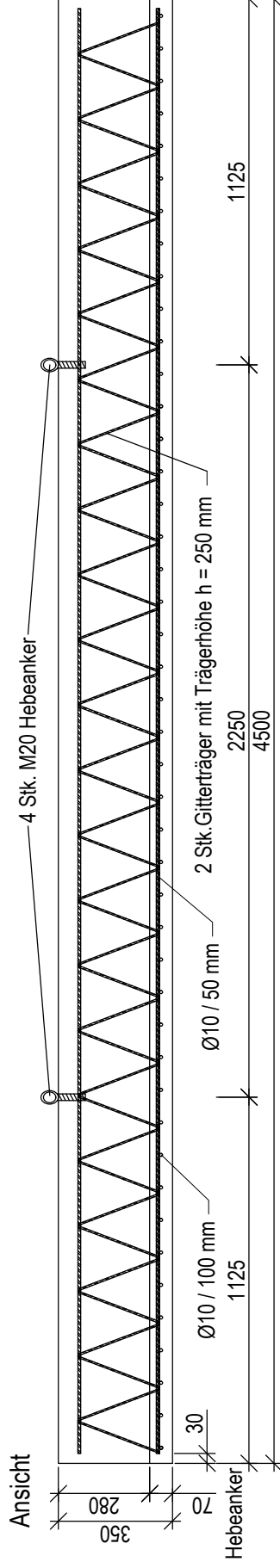
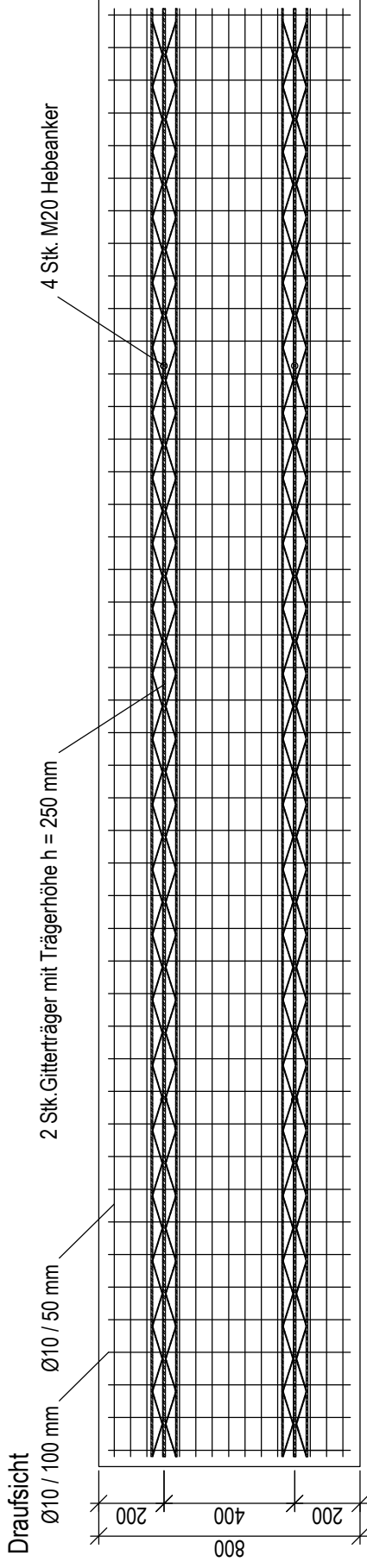
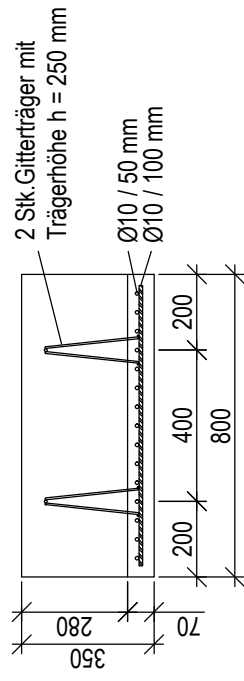


Abb. A.1: Versuchsaufbau Ermüdungsversuche an Plattenelementen

Bewehrungsplan (1:20)



Querschnitt (1:20)



Aufgeraute Oberfläche zwischen Fertigteil und Aufbeton! (Rechen)



**Versuchskörper/Dauerschwingversuche -
geschweißte Bewehrung**

Beton C30/37, GK16

Heftgeschweißte Bewehrungsmatte

Maße in [mm]

Massstab: 1:20 (A4)

Datum: 2016/2017

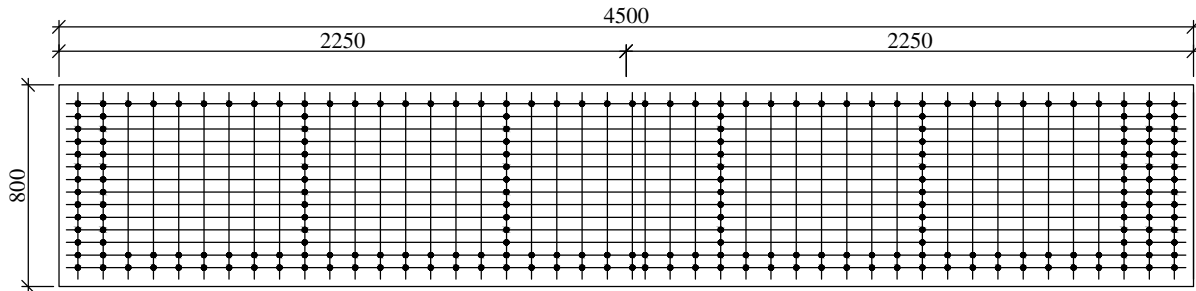
Bearbeiter: Kerstin Fuchs

Seite:

A.2.2 Herstellung und Materialparameter

Die Herstellung der Bewehrungsmatten erfolgte in der Mattenschweißanlage der Firma *Franz Oberndorfer GmbH & Co KG*, wo dem Roboter vorgegeben wird, welche Kreuzungsstöße verschweißt werden sollen. Dabei wurde bei den Versuchen 1-5 das obere Schweißbild aus Abbildung A.2 eingestellt. Vergleichsweise wurde in den Versuchen 6-9 der Einfluss der erhöhten Schweißstellenausbildung untersucht, weshalb hierfür jede Kreuzungsstelle verschweißt ausgeführt wurde (siehe Abbildung A.2, unten).

Versuche 1-5



Versuche 6-9

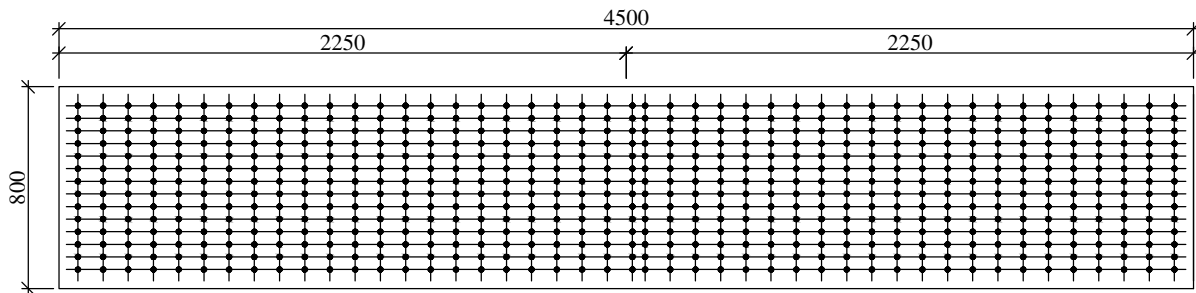
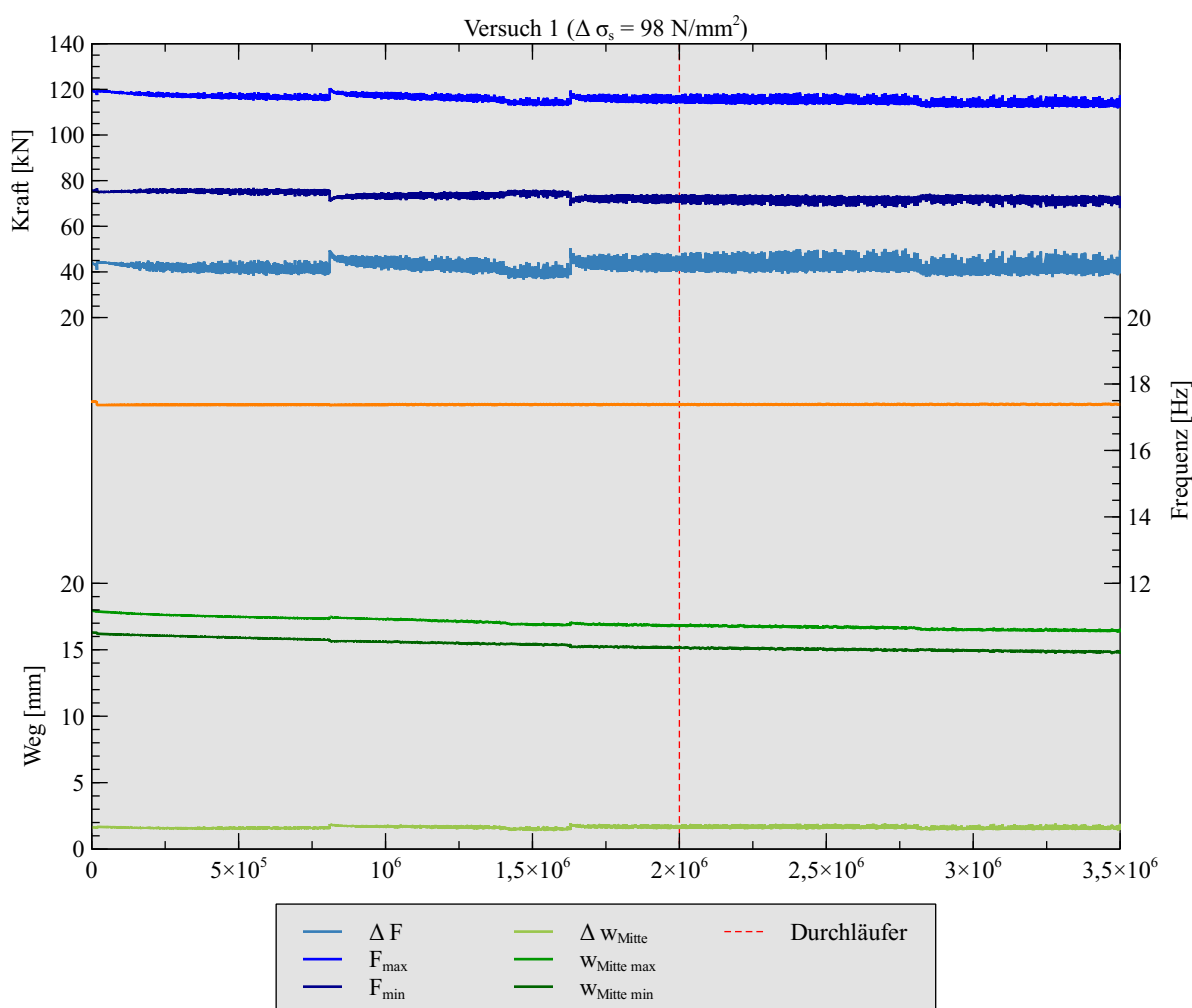


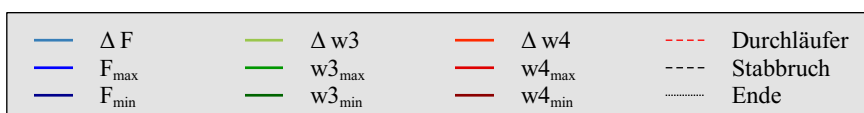
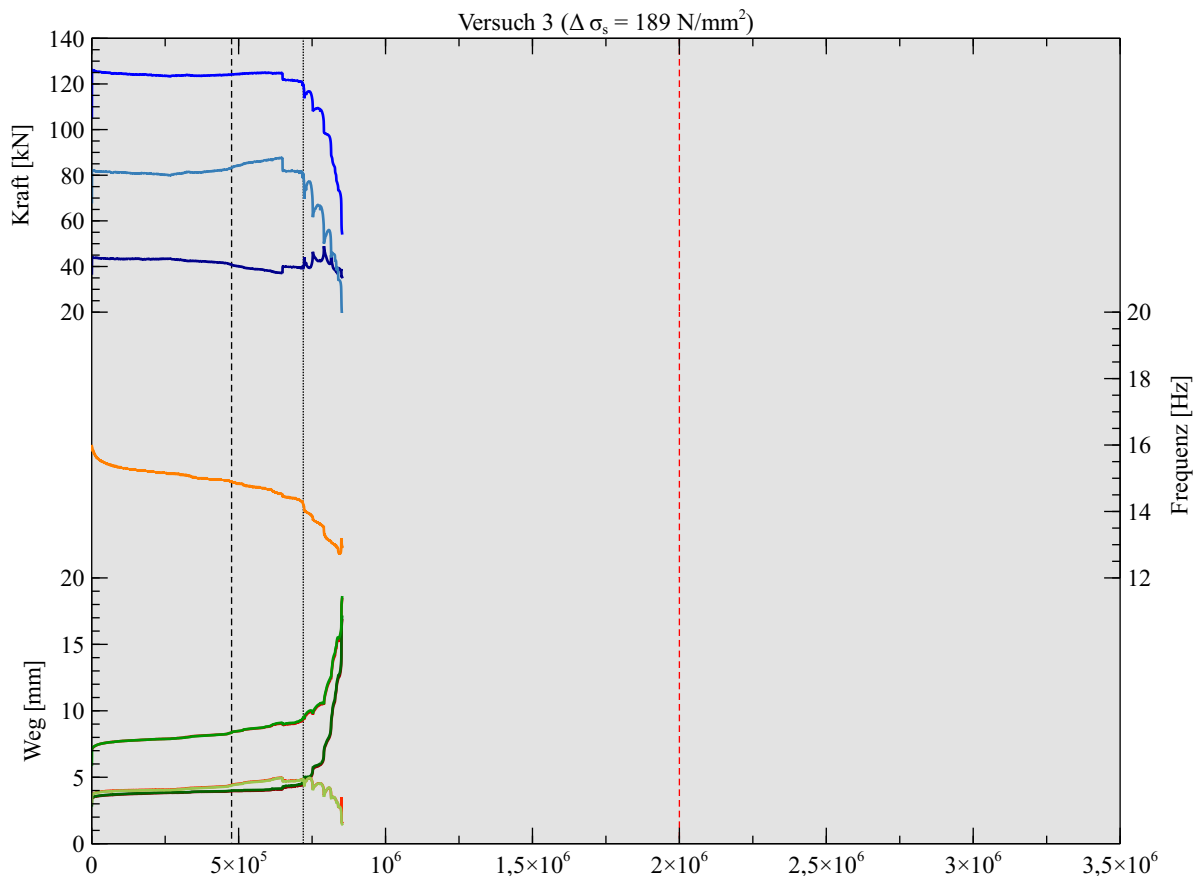
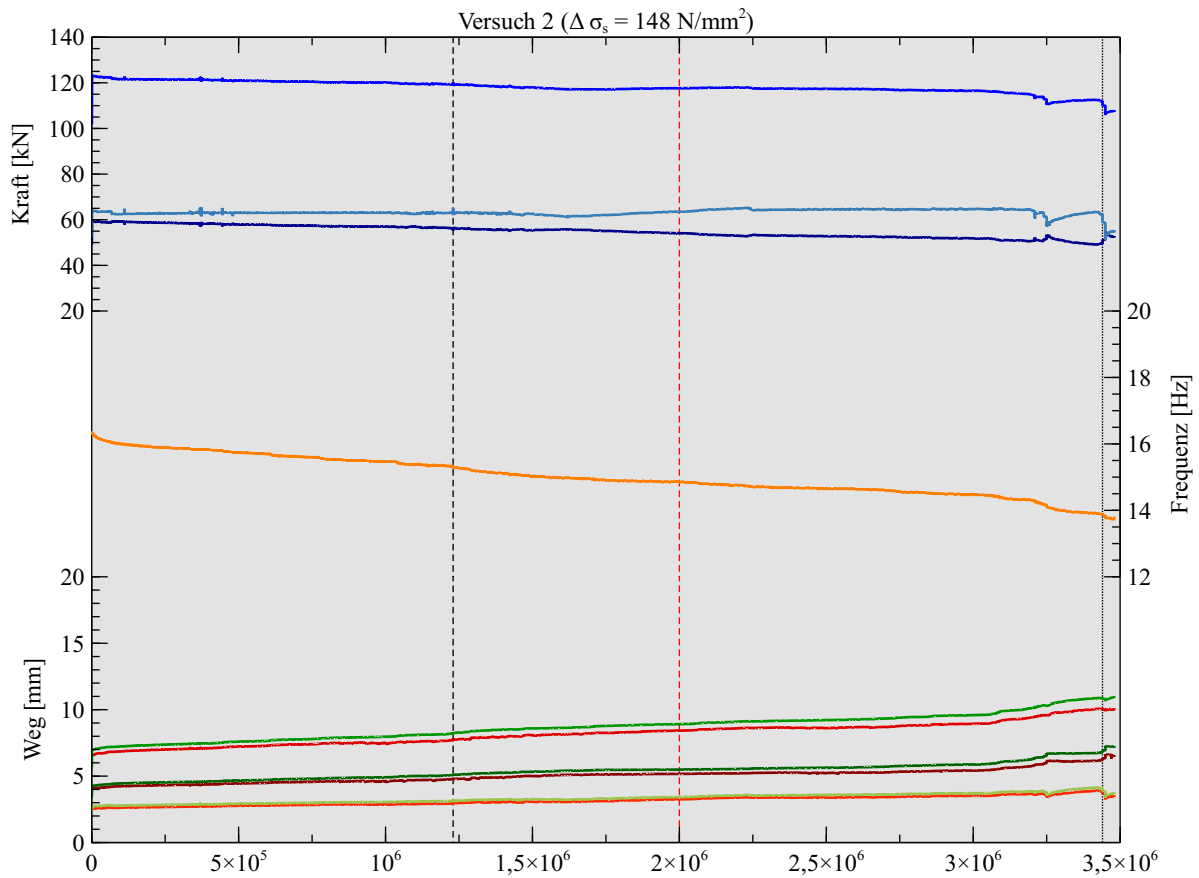
Abb. A.2: Schweißpunkte der Bewehrungsmatten

Bilder von der Herstellung sowie die Ergebnisse der Materialprüfung können den Diplomarbeiten S. C. Berger (2017) und Deutsch (2018) entnommen werden.

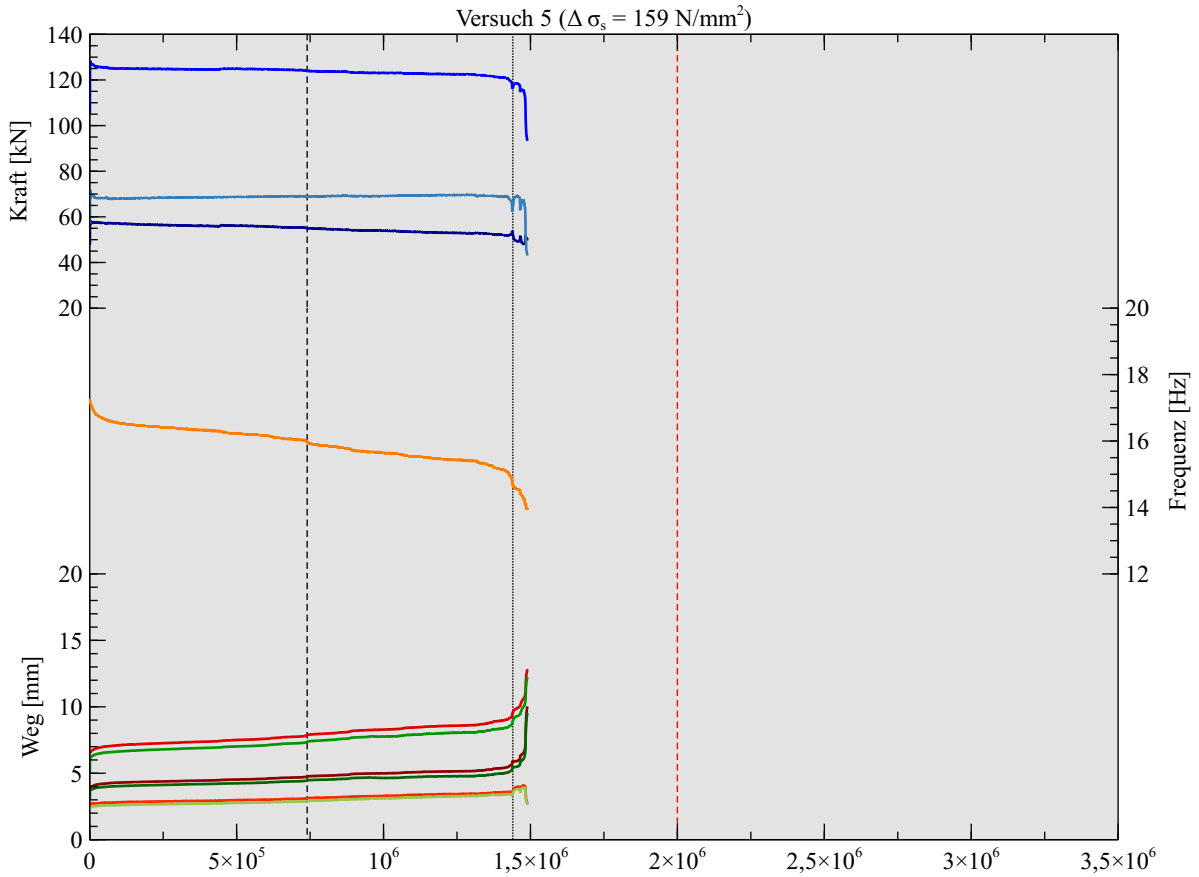
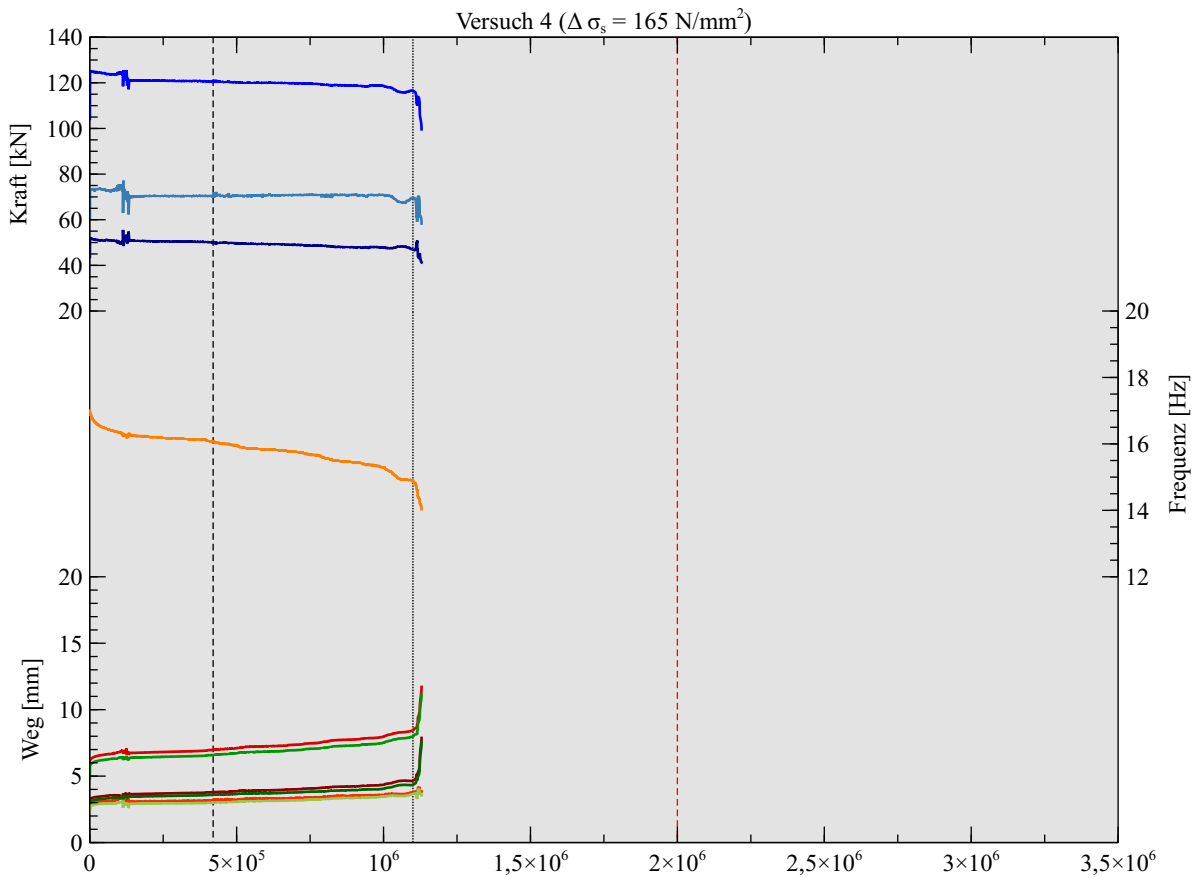
A.2.3 Messergebnisse

Die nachfolgenden Diagramme zeigen die Messergebnisse der Ermüdungsversuche. Dabei wurde auf der Abszisse die Anzahl der ertragenen Lastwechsel aufgetragen. Die Ordinate teilt sich und zeigt auf der einen Seite die Kräfte (Ober- und Unterlast sowie Schwingbreite) sowie die mit den Wegaufnehmern gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte. Auf der anderen Seite der Ordinate ist die Prüffrequenz aufgetragen. Die rot punktierte Linie zeigt das Erreichen eines Durchläufers ab $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel. Die beiden schwarzen Linien in den Diagrammen der Versuche 2 bis 9 geben jeweils die nachträgliche Identifikation des ersten Stabbruchs sowie das Versagen des Versuchskörpers an. Bei der Identifikation des ersten Stabbruchs wurde auf einen sprunghaften Abfall der gemessenen Werte sowie eine Neigungsänderung in der Frequenz beziehungsweise der Durchbiegung geachtet. Ein markanter Ausschlag in der Kraftaufzeichnung, wie beispielsweise bei Versuch 6, lässt ebenfalls auf einen Stabbruch hindeuten. Der Bereich zwischen den beiden schwarzen Linien wird als Restphase bezeichnet. Das Diagramm des Versuchs 1 weist zwei markante Sprünge bei etwa $0,8 \cdot 10^6$ und $1,6 \cdot 10^6$ Lastwechsel auf. Diese Sprünge in den Kraft- und Wegverläufen sind auf einen Programmfehler zurückzuführen und stellen keinen Stabbruch dar.

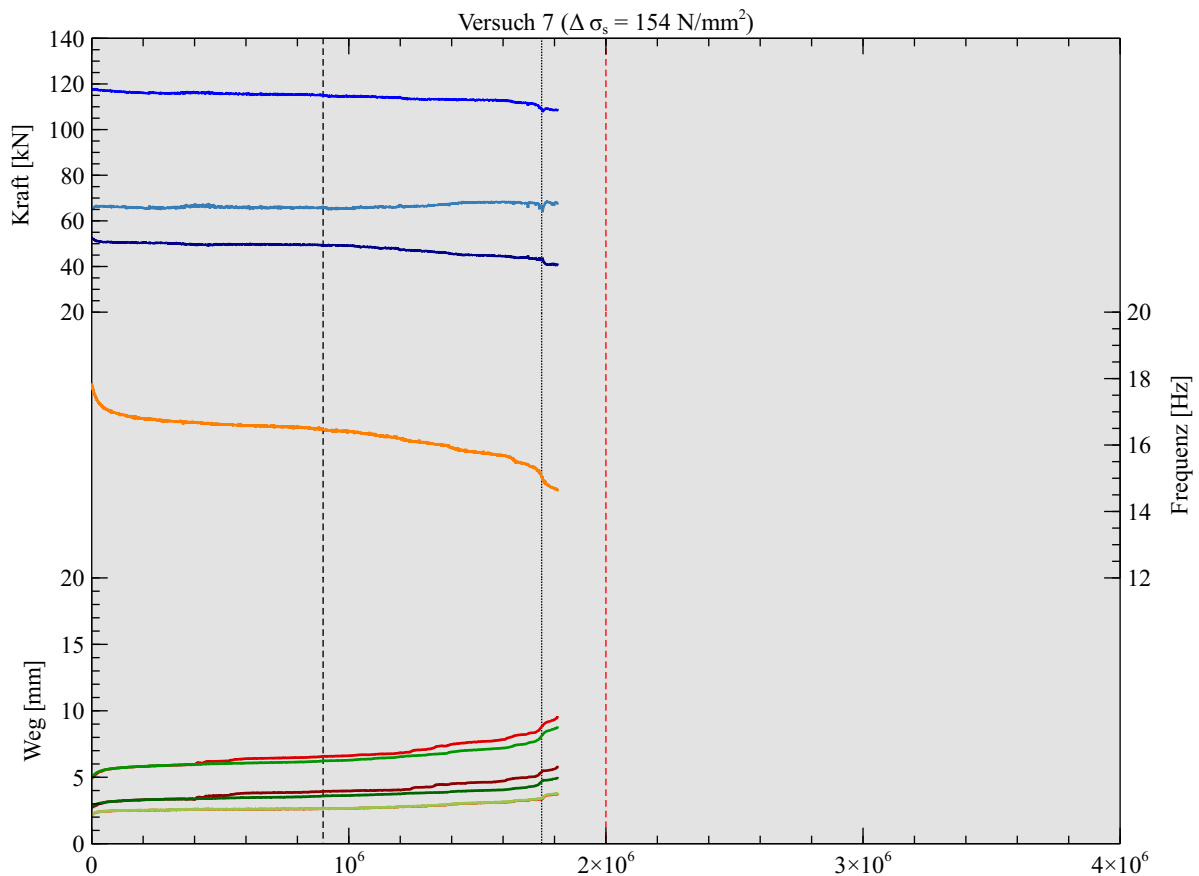
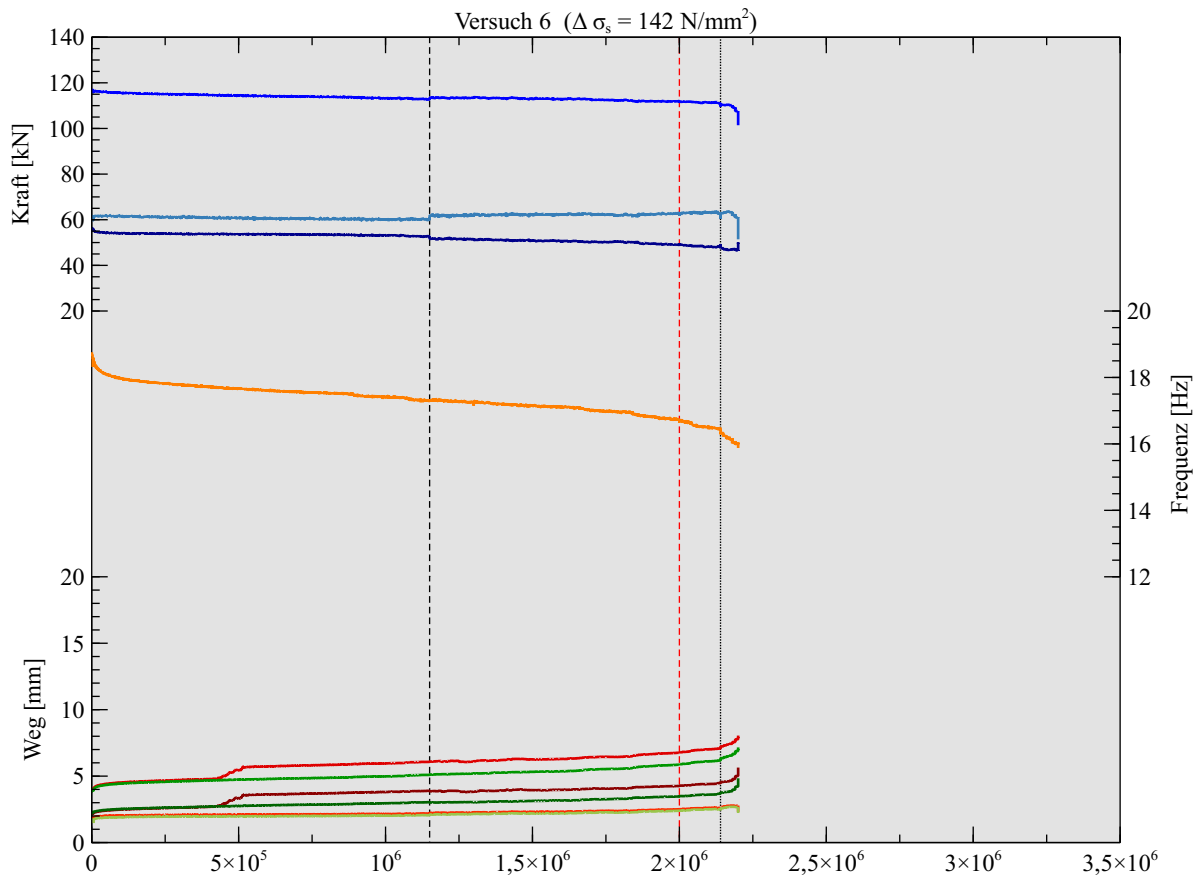




Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Dissertation ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
The approved original version of this doctoral thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

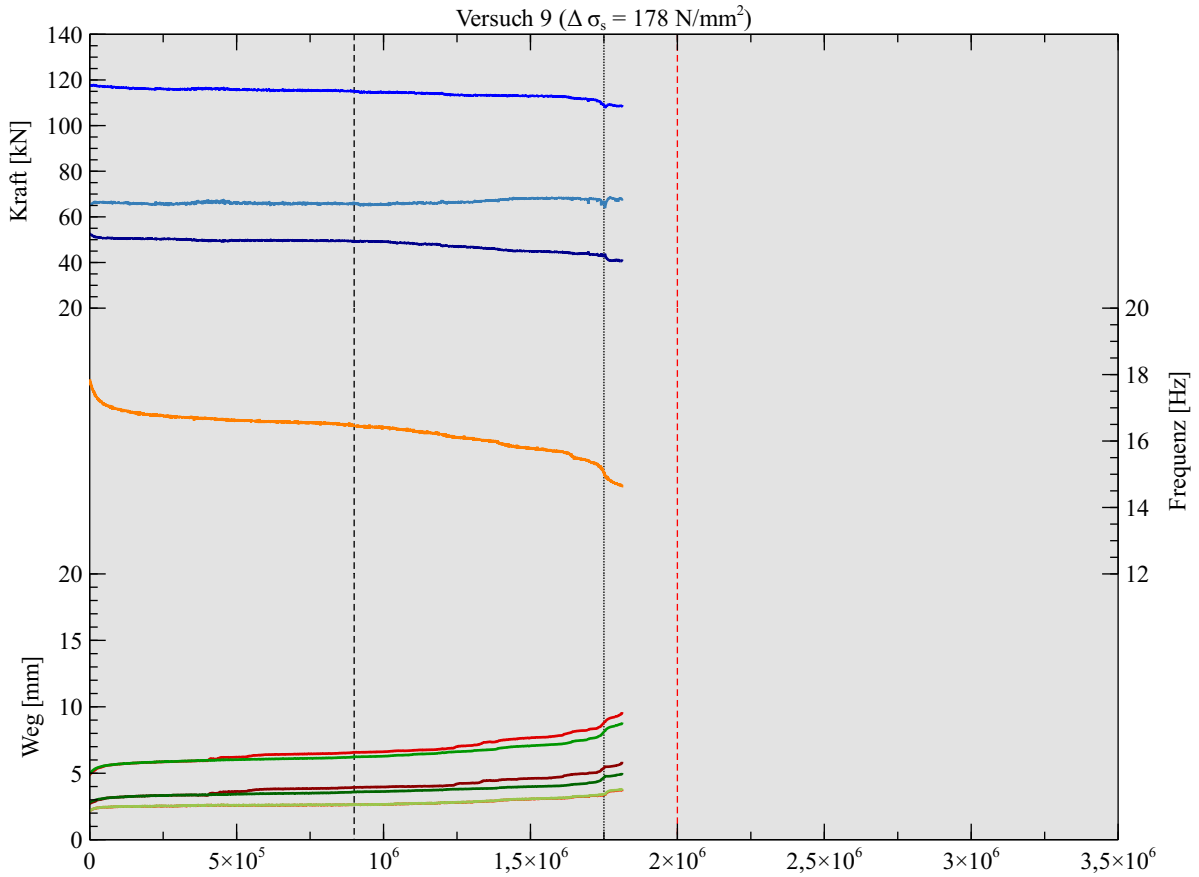
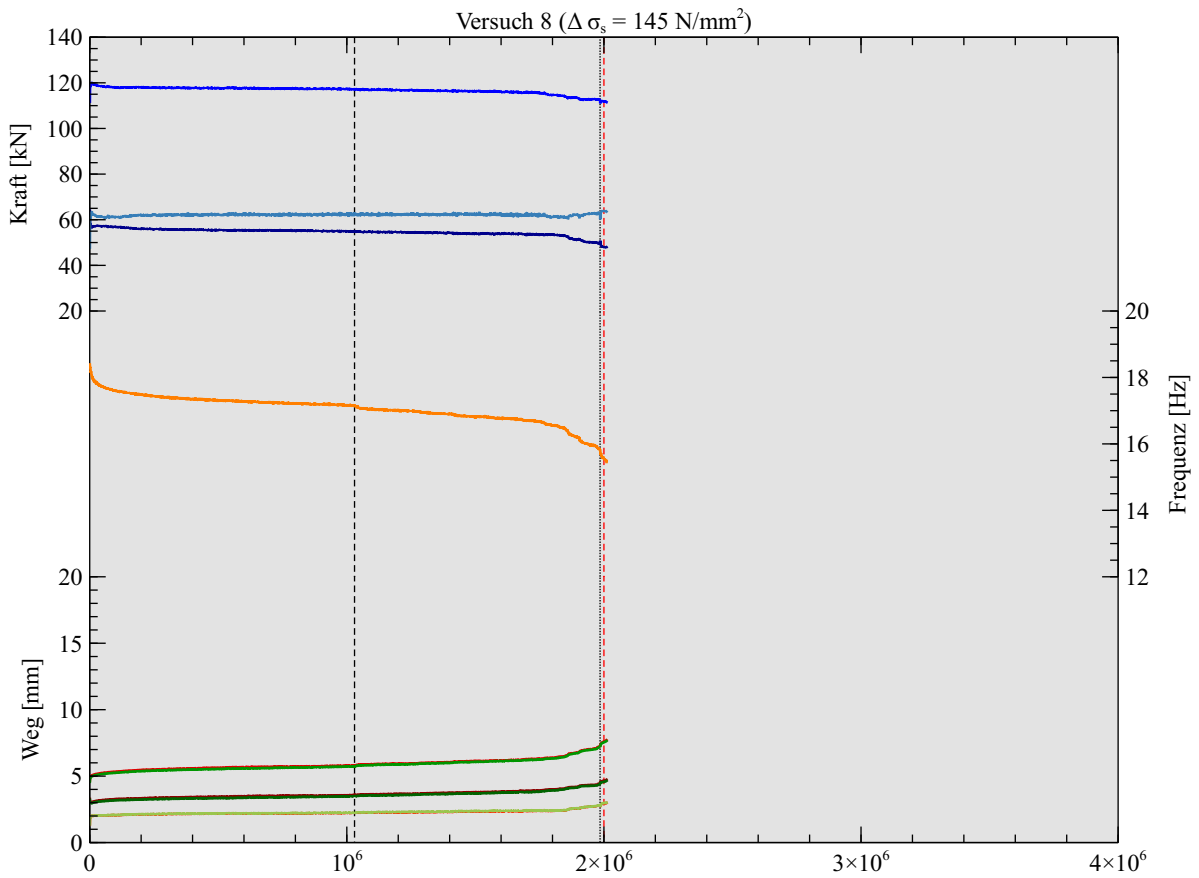


ΔF	Δw_3	Δw_4	Durchläufer
F_{\max}	$w_{3\max}$	$w_{4\max}$	Stabbruch
F_{\min}	$w_{3\min}$	$w_{4\min}$	Ende



ΔF	Δw_3	Δw_4	Durchläufer
F_{\max}	$w_{3\max}$	$w_{4\max}$	Stabbruch
F_{\min}	$w_{3\min}$	$w_{4\min}$	Ende

Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Dissertation ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
 The approved original version of this doctoral thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.



— ΔF	— Δw_3	— Δw_4	- - - Durchläufer
— F_{\max}	— $w_{3\max}$	— $w_{4\max}$	- - - Stabbruch
— F_{\min}	— $w_{3\min}$	— $w_{4\min}$	· · · Ende

A.2.4 Rissbilder

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die dokumentierten Risse an den Versuchskörpern. In roter Farbe sind jene Risse eingezeichnet, die nach der Vorbelastung aufgenommen worden sind. Die Risse, die durch die Ermüdungsbeanspruchung entstanden sind, sind in blauer Farbe eingetragen. Der jeweilige Versagensriss ist mit breiterer Strichstärke dargestellt. Bei den Versuchen zeigte sich, dass die Ermüdungsrisse Großteils aus den vorhandenen Biegerissen entstanden sind. Bei den Versuchskörpern 5, 6 und 9 wurde die Bewehrung nach der Versuchsdurchführung freigelegt. Die Stellen der Stabbrüche können den jeweiligen Abbildungen entnommen werden.

Versuch 1

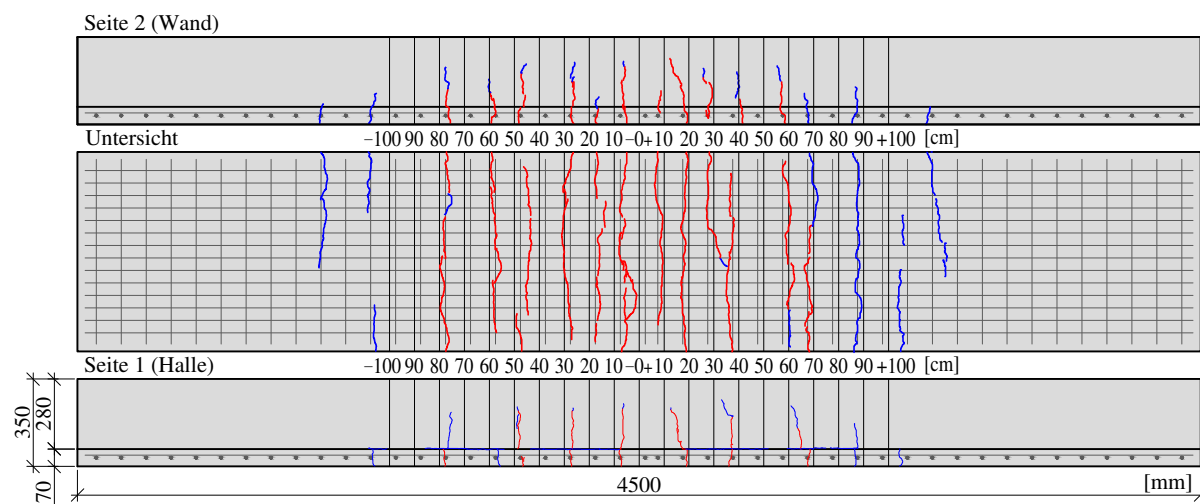


Abb. A.3: Rissbild Versuchskörper 1 - rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

Versuch 2

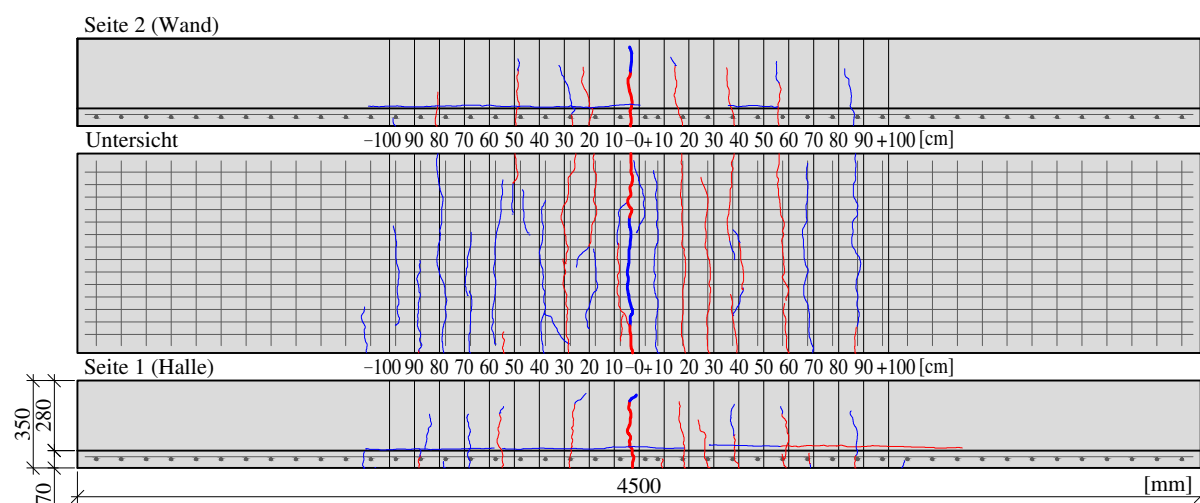
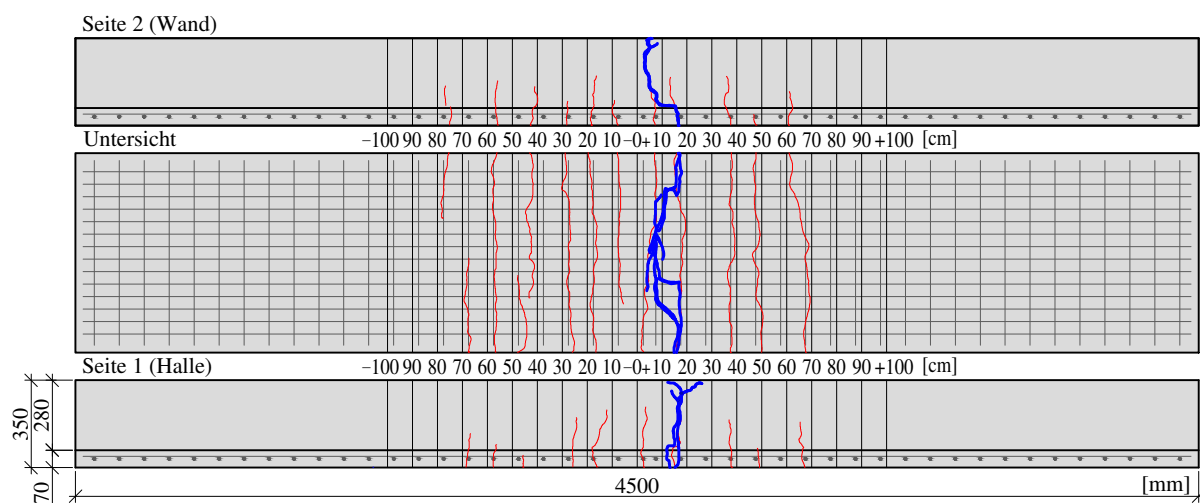
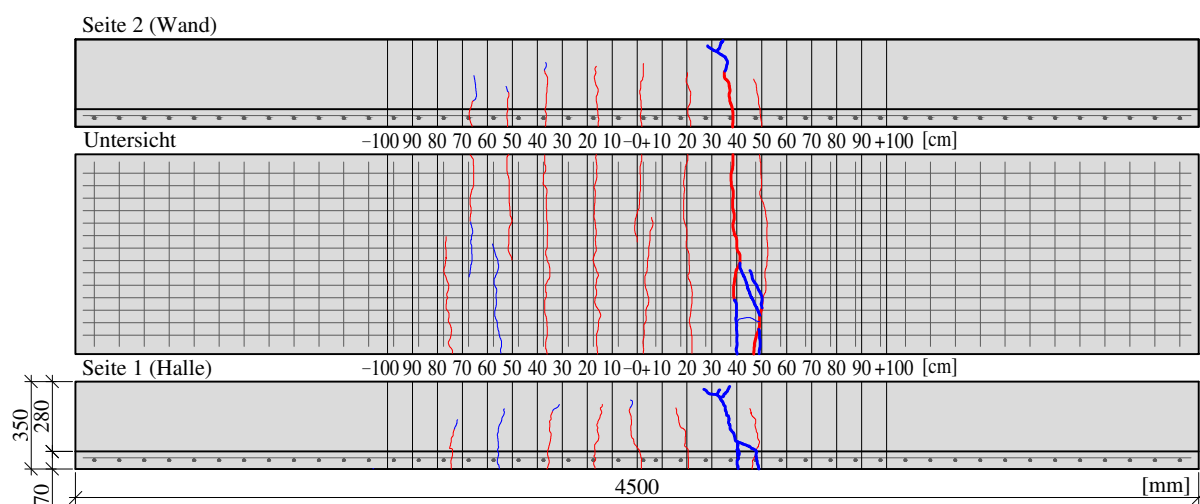


Abb. A.4: Rissbild Versuchskörper 2 - rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

Versuch 3**Abb. A.5:** Rissbild Versuchskörper 3 - rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende**Versuch 4****Abb. A.6:** Rissbild Versuchskörper 4 - rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

Versuch 5

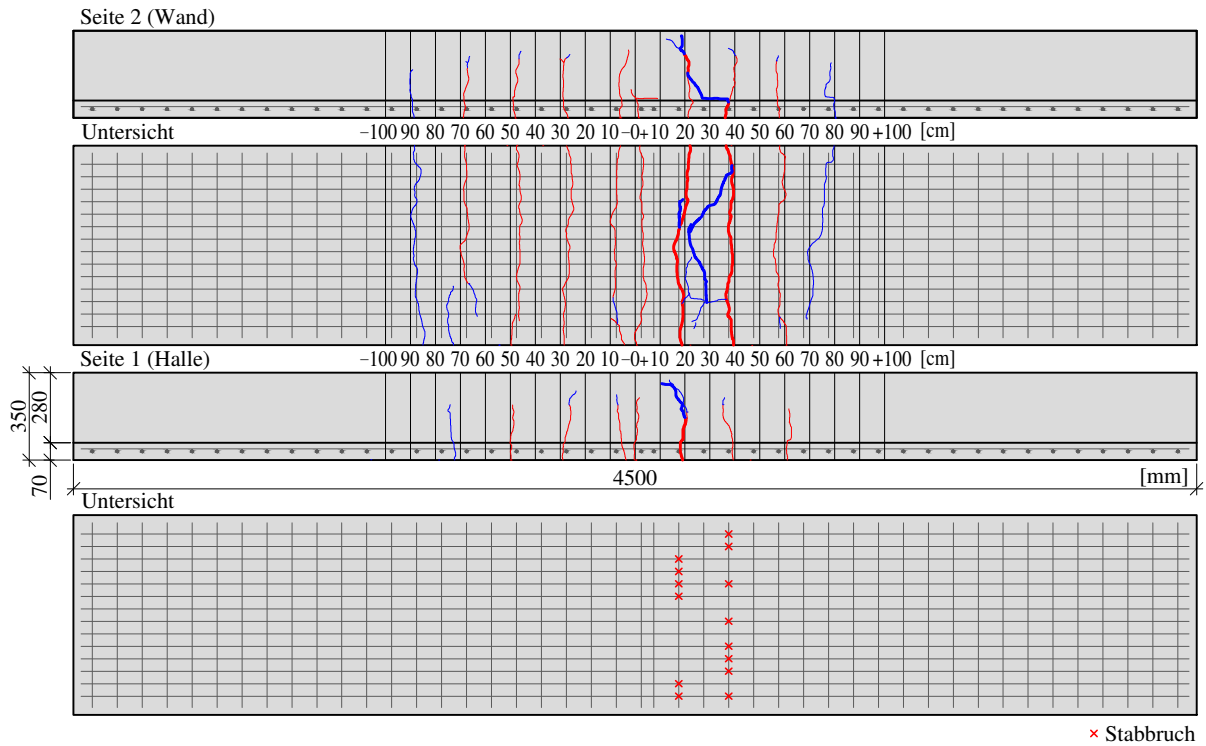


Abb. A.7: Rissbild Versuchskörper 5 - rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

Versuch 6

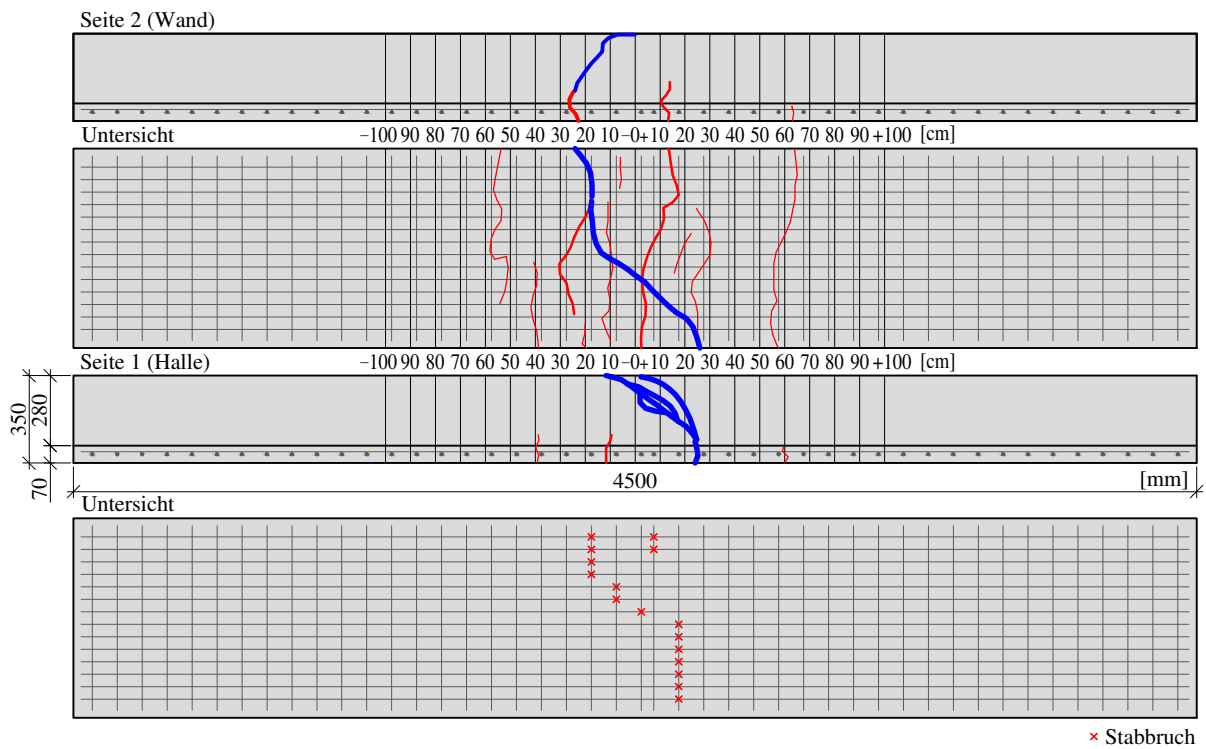


Abb. A.8: Rissbild Versuchskörper 6 - rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

Versuch 7

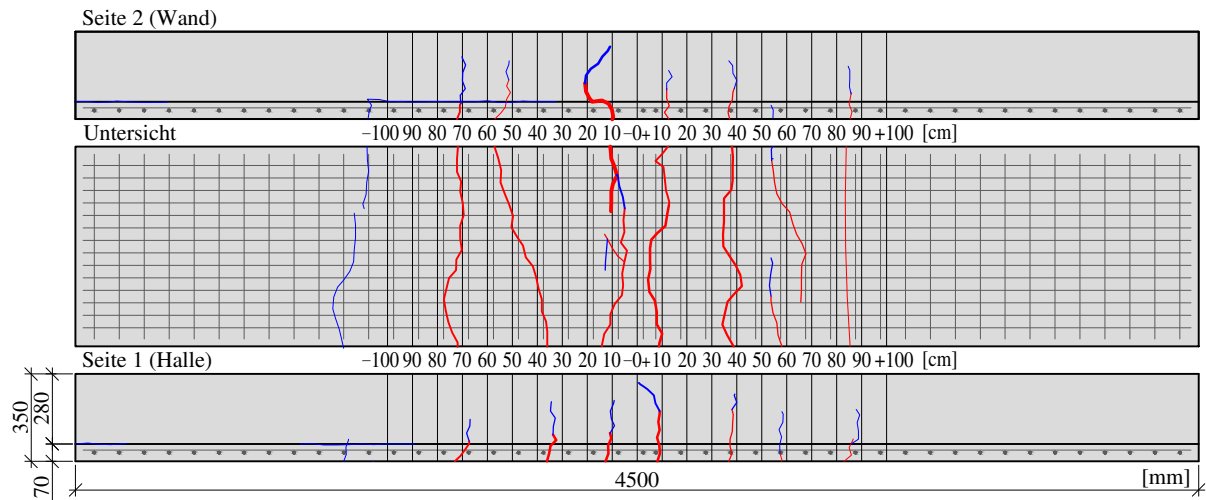


Abb. A.9: Rissbild Versuchskörper 7 - rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

Versuch 8

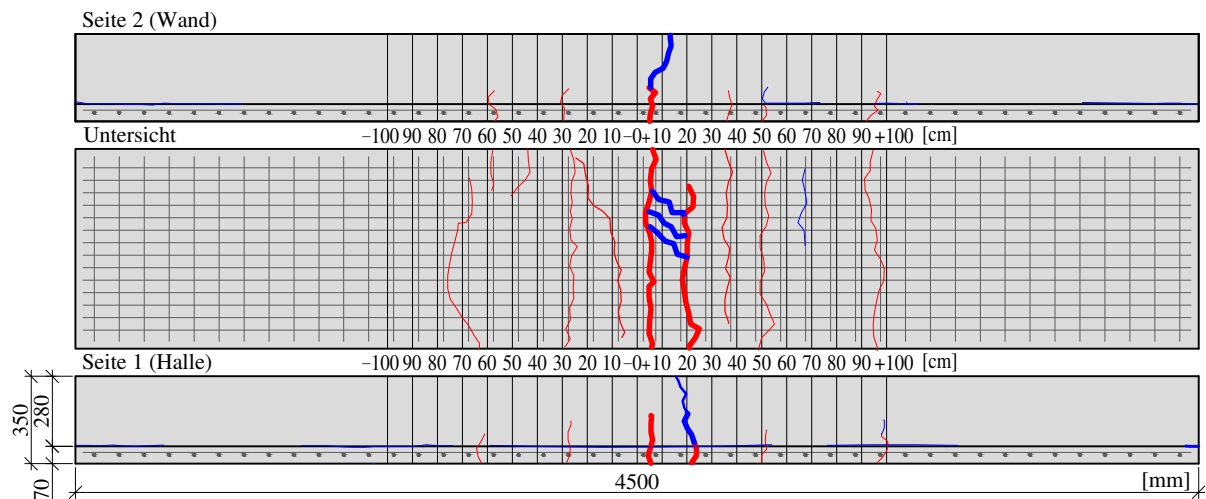


Abb. A.10: Rissbild Versuchskörper 8 - rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

Versuch 9

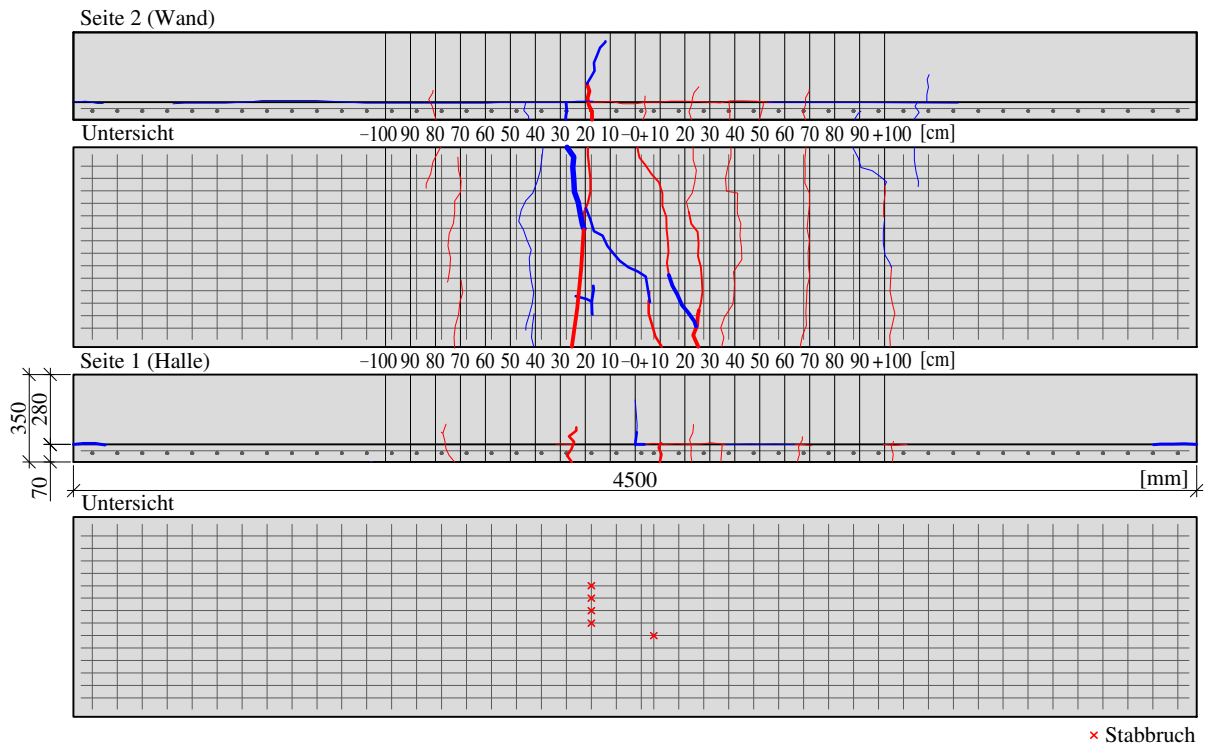


Abb. A.11: Rissbild Versuchskörper 9 - rote Risse: Vorbereitung, blaue Risse: Versuchsende

B Anhang - Fugen

B.1 Vergleich der Bemessungsmodelle

Für die Vergleichsrechnung wurde für zwei Bewehrungsgrade und zwei Betonsorten die übertragbare Schubspannung ermittelt. Die Formeln sowie die erforderlichen Beiwerte finden sich in Kapitel 5.2.1.2. Nachfolgend werden die Zwischen- sowie Endergebnisse aufgelistet.

Tab. B.1: Schubspannungen nach Eurocode 2: C30/37 $\rho=0,8$ %

Oberflächenkategorie	Adhäsion [N/mm ²]	Bewehrung [N/mm ²]	obere Schranke [N/mm ²]	τ_{Rdi} [N/mm ²]
sehr glatt	0,033	1,913	5,28	1,947
glatt	0,267	2,296	5,28	2,563
rau	0,533	2,678	5,28	3,212
verzahnt	0,667	3,444	5,28	4,110

Tab. B.2: Schubspannungen nach fib Model Code: C30/37 und $\rho=0,8$ %

Oberflächenkategorie	Adhäsion [N/mm ²]	Normalspannung [N/mm ²]	Biegung [N/mm ²]	obere Schranke [N/mm ²]	τ_{Rdi} [N/mm ²]
sehr glatt	0	0	1,174	3,3	1,174
glatt	0	1,148	0,861	4,4	2,009
rau	0,311	1,339	0,704	5,5	2,354
verzahnt	0,621	1,531	0,704	5,5	2,856

Tab. B.3: Schubspannungen nach Eurocode 2: C30/37 $\rho=1,6$ %

Oberflächenkategorie	Adhäsion [N/mm ²]	Bewehrung [N/mm ²]	obere Schranke [N/mm ²]	τ_{Rdi} [N/mm ²]
sehr glatt	0,033	3,826	5,28	3,860
glatt	0,267	4,592	5,28	4,858
rau	0,533	5,357	5,28	5,89
verzahnt	0,667	6,888	5,28	7,554

Tab. B.4: Schubspannungen nach fib Model Code: C30/37 und $\rho=1,6\%$

Oberflächenkategorie	Adhäsion [N/mm ²]	Normalspannung [N/mm ²]	Biegung [N/mm ²]	obere Schranke [N/mm ²]	τ_{Rdi} [N/mm ²]
sehr glatt	0	0	2,347	3,3	2,347
glatt	0	2,296	1,721	4,4	4,017
rau	0,311	2,678	1,048	5,5	4,398
verzahnt	0,621	3,061	1,408	5,5	5,091

Tab. B.5: Schubspannungen nach Eurocode 2: C50/60 $\rho=0,8\%$

Oberflächenkategorie	Adhäsion [N/mm ²]	Bewehrung [N/mm ²]	obere Schranke [N/mm ²]	τ_{Rdi} [N/mm ²]
sehr glatt	0,048	1,913	7,99	1,962
glatt	0,387	2,296	7,99	2,683
rau	0,773	2,678	7,99	3,452
verzahnt	0,967	3,444	7,99	4,410

Tab. B.6: Schubspannungen nach fib Model Code: C50/60 und $\rho=0,8\%$

Oberflächenkategorie	Adhäsion [N/mm ²]	Normalspannung [N/mm ²]	Biegung [N/mm ²]	obere Schranke [N/mm ²]	τ_{Rdi} [N/mm ²]
sehr glatt	0	0	1,515	4,64	1,515
glatt	0	1,148	1,111	6,18	2,259
rau	0,368	1,339	0,909	7,73	2,617
verzahnt	0,737	1,913	0,909	7,73	3,559

Tab. B.7: Schubspannungen nach Eurocode 2: C50/60 $\rho=1,6\%$

Oberflächenkategorie	Adhäsion [N/mm ²]	Bewehrung [N/mm ²]	obere Schranke [N/mm ²]	τ_{Rdi} [N/mm ²]
sehr glatt	0,048	3,826	7,99	3,826
glatt	0,387	4,592	7,99	4,978
rau	0,773	5,357	7,99	6,13
verzahnt	0,967	6,888	7,99	7,854

Tab. B.8: Schubspannungen nach fib Model Code: C50/60 und $\rho=1,6\%$

Oberflächenkategorie	Adhäsion [N/mm ²]	Normalspannung [N/mm ²]	Biegung [N/mm ²]	obere Schranke [N/mm ²]	τ_{Rdi} [N/mm ²]
sehr glatt	0	0	3,030	4,64	3,030
glatt	0	2,296	2,222	6,18	4,518
rau	0,368	2,678	1,818	7,73	4,865
verzahnt	0,737	3,826	1,818	7,73	6,381

B.2 Verbundfläche zwischen unterschiedlich alten Betonen

B.2.1 Versuchskörper und Materialkennwerte

In der Abbildung B.2 ist der Herstellungsplan der Versuchskörper zur Untersuchung des Einflusses der Oberflächenrauheit auf die Schubspannungen ohne Bewehrung ersichtlich. Die ermittelten Würfeldruckfestigkeiten der einzelnen Elemente können der nachfolgenden Tabelle B.9 entnommen werden.

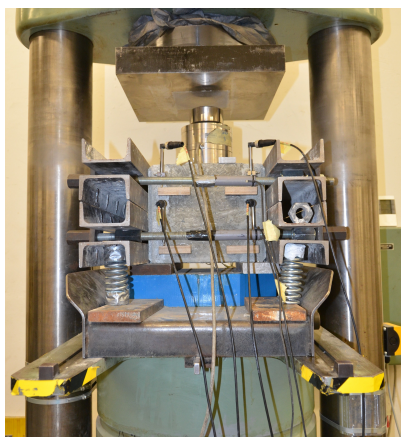
Tab. B.9: Ermittelte Würfeldruckfestigkeiten

	Würfelnummer	Alter bei der Prüfung	Dichte [g/cm ³]	Festigkeit [N/mm ²]
Wandelement S1	1	28 Tage	2,28	40,41
Wandelement S1	2	28 Tage	2,28	43,38
Wandelement S1	3	28 Tage	2,31	44,36
Wandelement S1				42,72 (i.M. ¹)
Wandelement S2	1	27 Tage	2,41	47,55
Wandelement S2	2	27 Tage	2,42	53,04
Wandelement S2	3	27 Tage	2,40	50,05
Wandelement S2				50,21 (i.M.)
Füllbeton	1	26 Tage	2,32	46,74
Füllbeton	2	26 Tage	2,34	41,37
Füllbeton	3	26 Tage	2,33	47,75
Füllbeton				45,29 (i.M.)

¹ i.M. = im Mittel (Mittelwert)

B.2.2 Versuchsaufbau

Der Abbildung B.1 kann der Versuchsaufbau der Abscherversuche, welche in der Würfeldruckpresse durchgeführt wurden, entnommen werden. Dabei zeigt das Bild B.1a den fertig eingebauten Versuchskörper. Beim Bild B.1b wird die seitliche Stahlkonstruktion eingerichtet.



(a) Versuchsaufbau

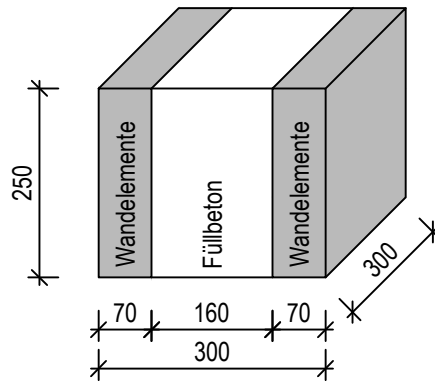


(b) Einrichten der Stahlträger

Abb. B.1: Versuchsaufbau in der Würfeldruckpresse

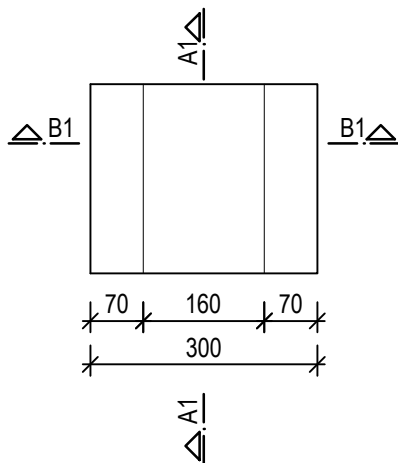
Versuchsreihe AP4

3D-Ansicht Versuchskörper

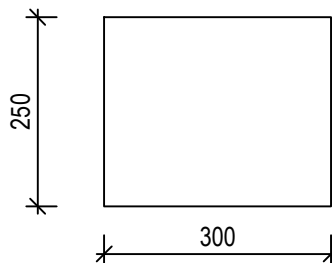


Versuchskörper 1

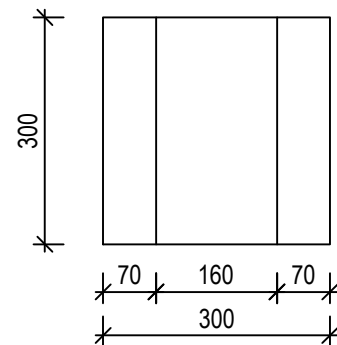
Ansicht von vorne



Schnitt A1-A1



Schnitt B1-B1



Insgesamt 4 Stück "Versuchskörper 1" ohne Bewehrung
 2 Körper mit *glatter* Oberfläche zwischen Wandelement und Füllbeton
 2 Körper mit *rauer* Oberfläche zwischen Wandelement und Füllbeton (Besenstrich)

Masse in [mm]



Projekt:
 Versuchsreihe AP4
 Versuchskörper 1
 Beton C25/30, GK16

Masstab:	1:10 (A4)
Datum:	05.08.2016
Bearbeiter:	Kerstin Fuchs
Seite:	1/3

Abb. B.2: Planung Versuchskörper

B.2.3 Versuchsergebnisse und Nachrechnung

Versuchsergebnisse

Die in den Versuchen gemessenen Kräfte können der Tabelle B.10 entnommen werden. Mit der maximalen, vertikalen Belastung wurde die Schubspannung τ je Fuge errechnet. Die Aufteilung der Kraft auf beide Verbundfugenflächen liegt auf der sicheren Seite. Beim Versuch zeigte sich deutlich, dass stets eine Fuge versagte. Die Beanspruchung der zweiten Fuge konnte mit dem angewendeten Versuchsaufbau nicht gemessen werden.

Tab. B.10: Bruchlasten und zugehörige Kräfte in den Zugmessgliedern

Versuchsnummer	Fuge	$F_{\text{vertikal,max}}$ [kN]	τ N/mm ²	F_{Zug1} [kN]	F_{Zug2} [kN]	F_{Zug3} [kN]	F_{Zug4} [kN]
VK1/1	rau	747,07	4,9	1,65	2,12	1,44	1,47
VK1/2	rau	734,15	4,9	6,92	1,91	5,15	2,51
VK1/3	glatt	262,95	1,75	1,05	0,54	0,95	0,78
VK1/4	glatt	233,98	1,56	0,51	0,61	0,39	0,42

Händische Nachrechnung

In Zilch und Zehetmaier (2010) wird angegeben, dass die Würfeldruckfestigkeit multipliziert mit einem Faktor von 0,82 die Zylinderdruckfestigkeit ergibt. Daher kann die geringste gemessene mittlere Würfel-
druckfestigkeit von 42,72 N/mm² auf eine Zylinderdruckfestigkeit von 35 N/mm² umgerechnet werden. Mit der folgenden Formel (B.1), welche der ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) entnommen werden kann, wird auf eine mittlere Zugfestigkeit geschlossen.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 0,3 \cdot 35^{(2/3)} = 3,2 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.1})$$

Für die Berechnung der Schubkraftübertragung nach ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) können die Beiwerte c und μ für raue Fugen mit $c=0,4$ und $\mu=0,7$ angenommen werden. Für glatte Fugenoberflächen ergeben sich die Beiwerte zu $c=0,2$ und $\mu=0,6$.

Aus der Summe der laut Tabelle B.10 gemessenen Kräfte in den Zugmessgliedern F_{Zug1} bis F_{Zug4} kann die auf die Fuge aufgebrauchte Normalspannung σ_n ermittelt werden. Die Fläche einer Fuge beträgt 0,075 m². Somit können die Normalspannungen wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{n,1} = \frac{6,68 \cdot 10^{-3}}{0,075} = 0,089 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.2})$$

$$\sigma_{n,2} = \frac{16,48 \cdot 10^{-3}}{0,075} = 0,22 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.3})$$

$$\sigma_{n,3} = \frac{3,32 \cdot 10^{-3}}{0,075} = 0,044 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.4})$$

$$\sigma_{n,4} = \frac{1,93 \cdot 10^{-3}}{0,075} = 0,026 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.5})$$

Die Berechnung der Schubspannung bzw. der Schubkraft in den Fugen wird für beide Fugen in gleicher Höhe berechnet, obwohl das Versagen stets in einer Fuge stattgefunden hat. Somit ergeben sich mit der Fläche beider Schubfugen von 0,15 m² die nachfolgenden rechnerischen Schubkräfte. Da es sich um die

Nachrechnung von Versuchen handelt, wird für die Zugfestigkeit nicht wie in der Norm angegeben f_{ctd} eingesetzt, was dem Bemessungswert des 5 %-Fraktils der Zugfestigkeit entspricht. Hier wird mit dem errechneten Mittelwert der Zugfestigkeit gerechnet.

$$F_{\text{vertikal, Handrechnung}}^1 = (c \cdot f_{ctm} + \mu \cdot \sigma_n) \cdot A = (0,4 \cdot 3,2 + 0,7 \cdot 0,089) \cdot 0,15 \cdot 10^3 = 201 \text{ kN} \quad (\text{B.6})$$

$$F_{\text{vertikal, Handrechnung}}^2 = (c \cdot f_{ctm} + \mu \cdot \sigma_n) \cdot A = (0,4 \cdot 3,2 + 0,7 \cdot 0,22) \cdot 0,15 \cdot 10^3 = 215 \text{ kN} \quad (\text{B.7})$$

$$F_{\text{vertikal, Handrechnung}}^3 = (c \cdot f_{ctm} + \mu \cdot \sigma_n) \cdot A = (0,2 \cdot 3,2 + 0,6 \cdot 0,044) \cdot 0,15 \cdot 10^3 = 100 \text{ kN} \quad (\text{B.8})$$

$$F_{\text{vertikal, Handrechnung}}^4 = (c \cdot f_{ctm} + \mu \cdot \sigma_n) \cdot A = (0,2 \cdot 3,2 + 0,6 \cdot 0,026) \cdot 0,15 \cdot 10^3 = 98 \text{ kN} \quad (\text{B.9})$$

Vergleicht man die errechneten Kräfte, so erkennt man die Tendenz einer höheren Schubkraft bei höherer Oberflächenrauheit. Ein Vergleich mit den gemessenen Werten zeigt allerdings, dass die Handrechnung die Schubkräfte um bis zu 70 % unterschätzt. Genauere Überlegungen dazu können dem Kapitel 5.2 entnommen werden.

B.3 Fugen zwischen Fertigteilen und bei Bauabschnittsfugen

B.3.1 Ermüdungsversuche

B.3.1.1 Bezeichnung der Versuchskörper

Die Dimensionierung der Versuchskörper kann in den Diplomarbeiten von S. C. Berger (2017) und Deutsch (2018) nachgelesen werden, wobei die folgende Beziehung zwischen den Versuchsbezeichnungen in den einzelnen Arbeiten besteht:

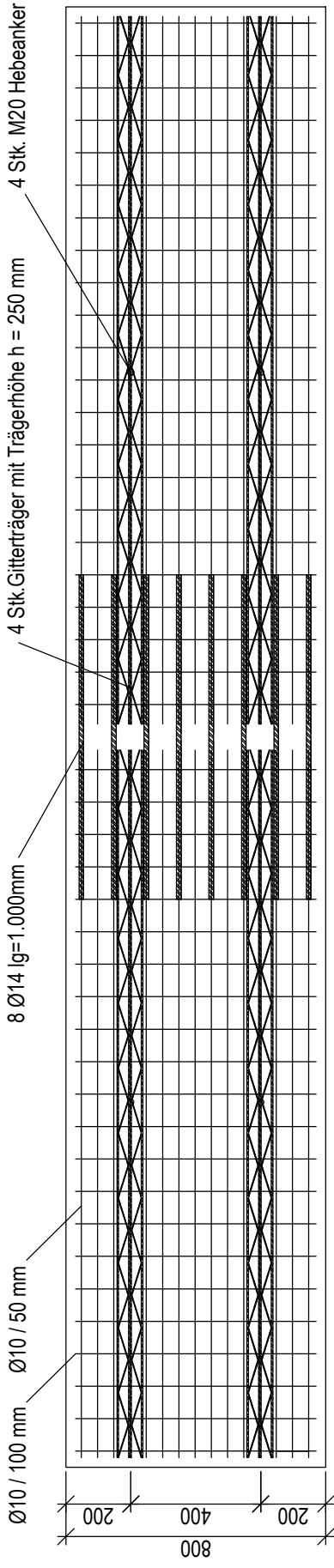
- Versuch 1 (Dissertation) entspricht Versuch 4 mit Querruge (DA Berger)
- Versuch 2 (Dissertation) entspricht Versuch 5 mit Querruge (DA Berger)
- Versuch 3 (Dissertation) entspricht Versuch 5 (VK 2-2: DA Deutsch)
- Versuch 4 (Dissertation) entspricht Versuch 7 (VK 2-1: DA Deutsch)
- Versuch 5 (Dissertation) entspricht Versuch 6 (VK 3-2: DA Deutsch)
- Versuch 6 (Dissertation) entspricht Versuch 8 (VK 3-1: DA Deutsch)

B.3.1.2 Herstellung

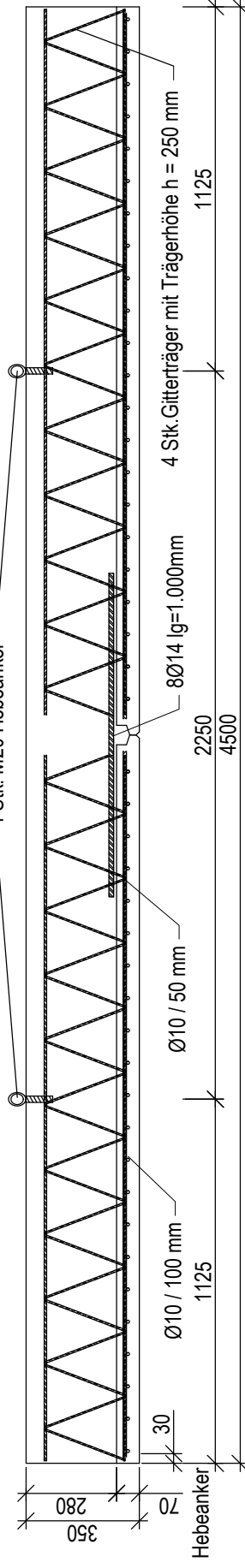
Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte im Werk der Firma *Franz Oberndorfer GmbH & Co KG* in Herzogenburg. Nachfolgend sind die Herstellungspläne ersichtlich. Bilder von der Herstellung sowie die Ergebnisse der Materialprüfung können den Diplomarbeiten S. C. Berger (2017) und Deutsch (2018) entnommen werden.

Bewehrungsplan (1:20)

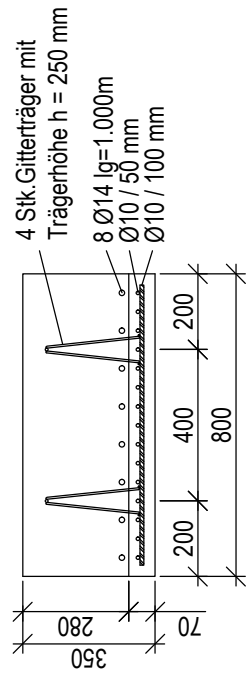
Draufsicht



Ansicht



Querschnitt (1:20)



Aufgeraute Oberfläche zwischen Fertigteil und Aufbeton! (Rechen)



Versuchskörper/Dauerschwingversuche -

Querfuge (2 Tastversuche)

Beton C30/37, GK16 Heftgeschweißte
Bewehrungsmatte

Maße in [mm]

Massstab: 1:20 (A4)

Datum: 2016

Bearbeiter: Kerstin Fuchs

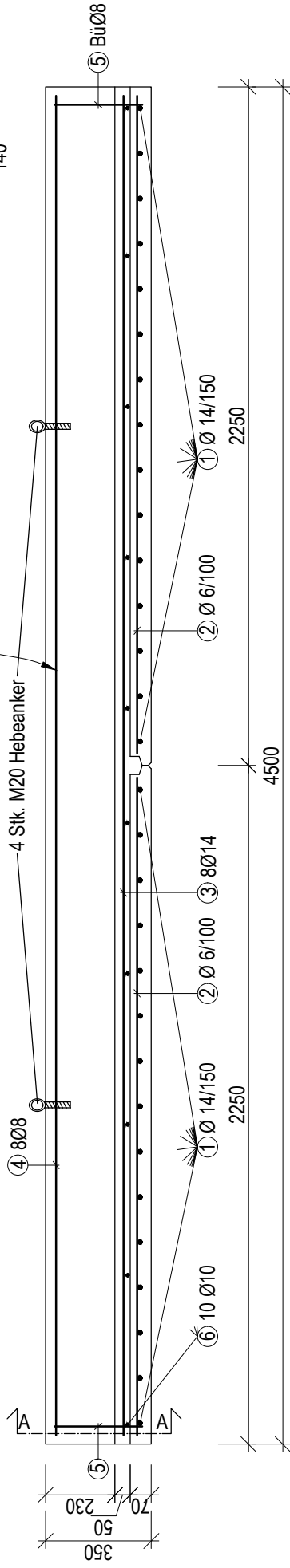
Seite:

Bewehrungsplan (1:20)

① 30 Stk. Ø14/150
② 16 Stk. Ø6/100
③ 10 Stk. Ø10 Montageeisen (Fertigteil/Aufbeton)
④ 8 Stk. BüØ8

740
740

2180
4 Stk. M20 Hebeanker
von oben gegen Durchhängen sichern
z.B. von der Schalung abhängen



⑤ 8 Stk. Ø14
⑥ 4 Stk. Ø8

4500
4440

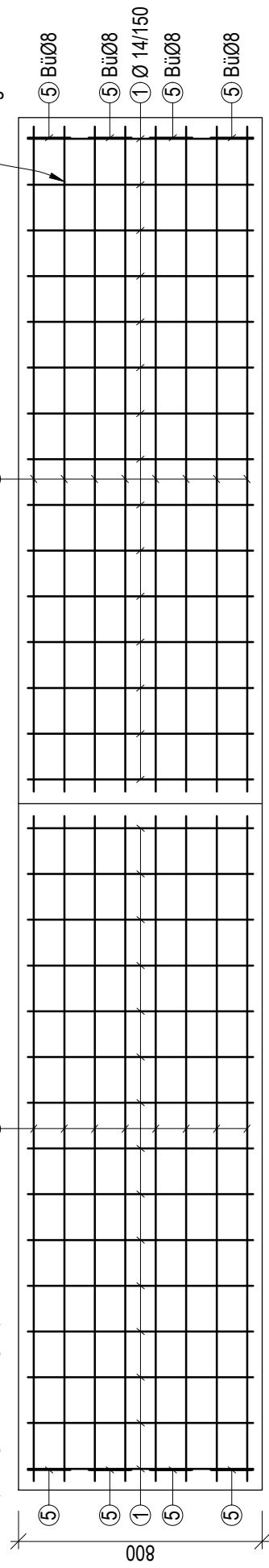
Grundriss (1:20)

untere Bewehrung
(1. Lage = im Fertigteil)

② Ø 6/100

1. Bewehrungslage
heftgeschweißt

② Ø 6/100



Baublauf (1:50)

1.) Fertigteile mit geschweißter Bewehrung



2.) 1. Aufbetonschicht



3.) 2. Aufbetonschicht



Aufgeraute Oberfläche zwischen Fertigteil und Aufbeton! (Rechen)



Versuchskörper/Dauerschwingversuche -

Querfuge (2 Versuche)

Beton C30/37, GK16

Heftgeschweißte Bewehrungsmatte -

Querbewehrung am Ende wird durchgeschweißt

Maße in [mm]

Massstab: 1:XX (A4)

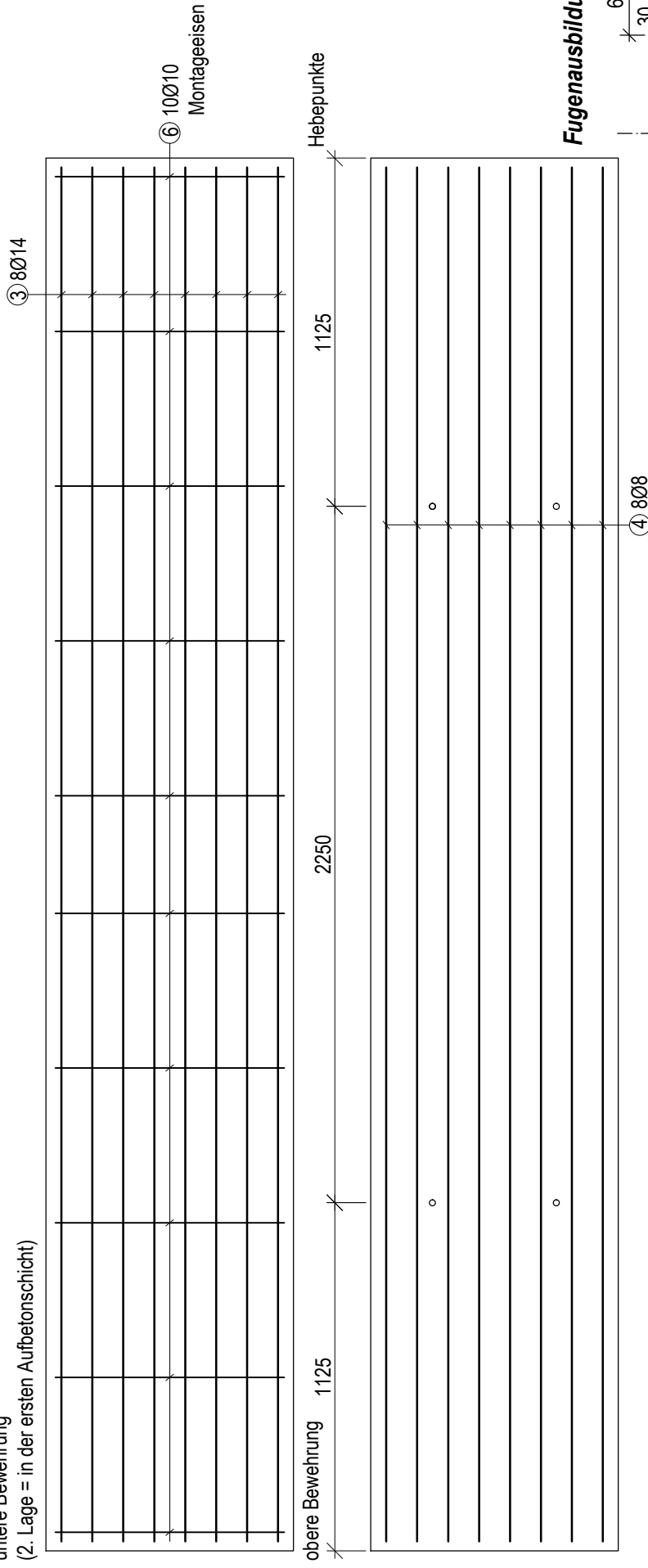
Datum: 2017

Bearbeiter: Kerstin Fuchs

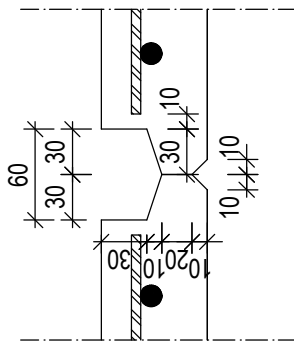
Seite: 1/2 (Querfuge)

Grundriss (1:20)

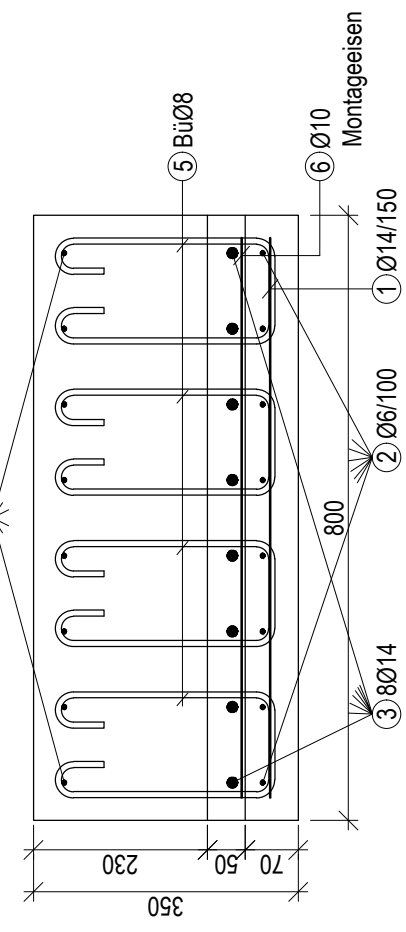
untere Bewehrung
(2. Lage = in der ersten Aufbetonschicht)



Fugenausbildung (1:5)



Querschnitt (1:10)
Schnitt A-A



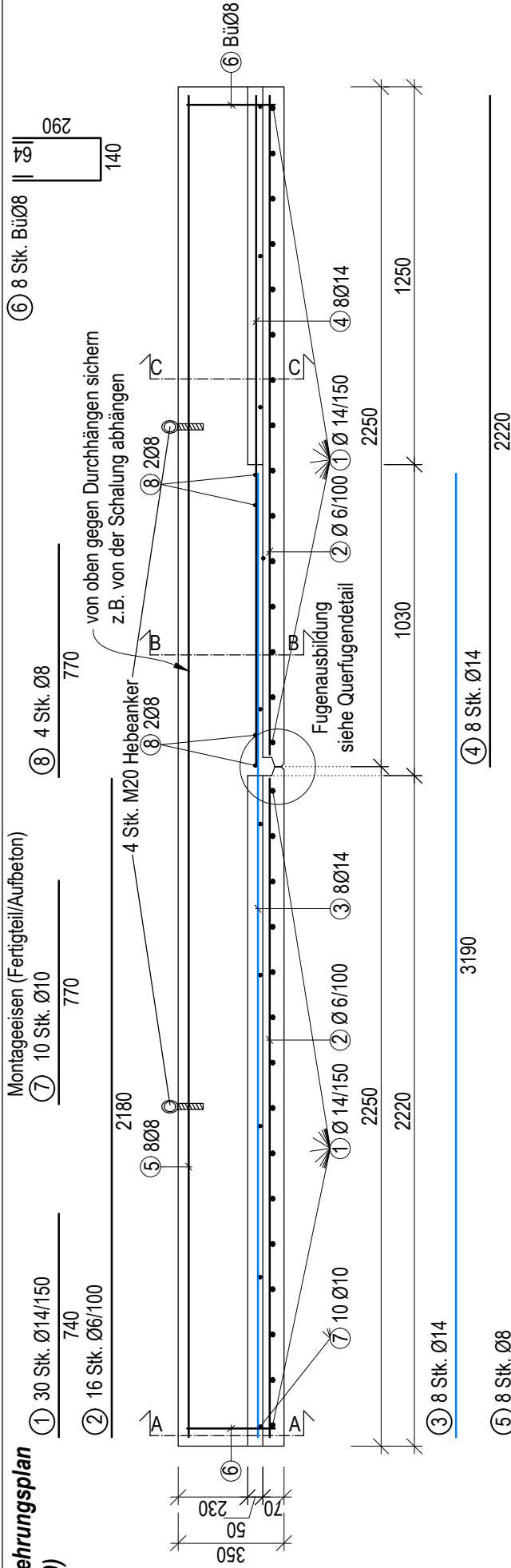
Aufgeraute Oberfläche zwischen Fertigteil und Aufbeton! (Rechen)



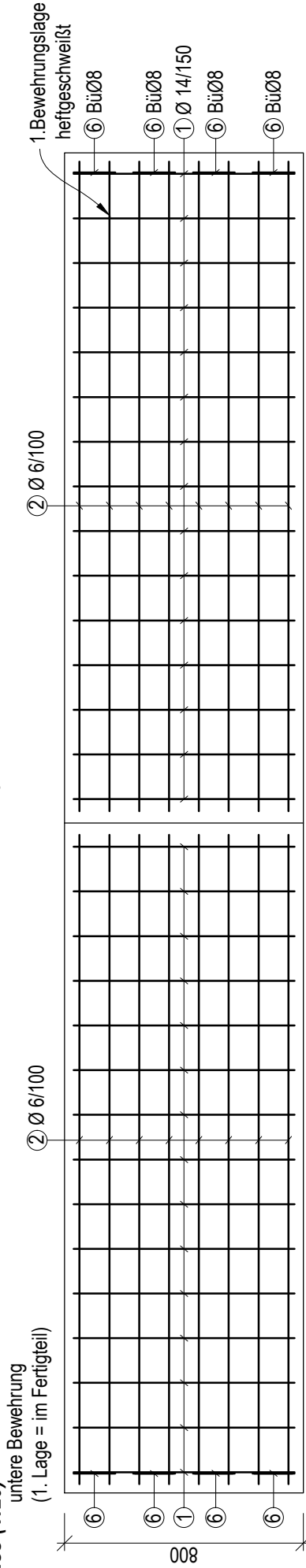
Versuchskörper/Dauerschwingversuche - Querfuge (2 Versuche)
Beton C30/37, GK16
Heftgeschweißte Bewehrungsmatte - Querbewehrung am Ende wird durchgeschweißt

Maße in [mm]	
Massstab:	1:XX (A4)
Datum:	2017
Bearbeiter:	Kerstin Fuchs
Seite:	2/2 (Querfuge)

Bewehrungsplan (1:20)



Grundriss (1:20)



Baublauf (1:50)

1.) Fertigteile mit geschweißter Bewehrung



2.) 1. Aufbetonschicht



3.) 2. Aufbetonschicht



Aufgeraute Oberfläche zwischen Fertigteil und Aufbeton! (Rechen)



**Versuchskörper/Dauerschwingversuche -
 Bauabschnittsfuge (2 Versuche)**
 Beton C30/37, GK16
 Heftgeschweißte Bewehrungsmatte -
 Querbewehrung am Ende wird durchgeschweißt

Masse in [mm]

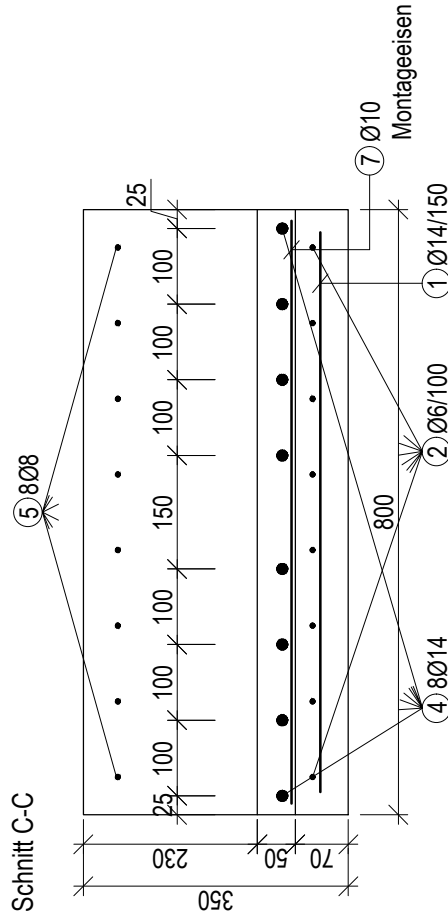
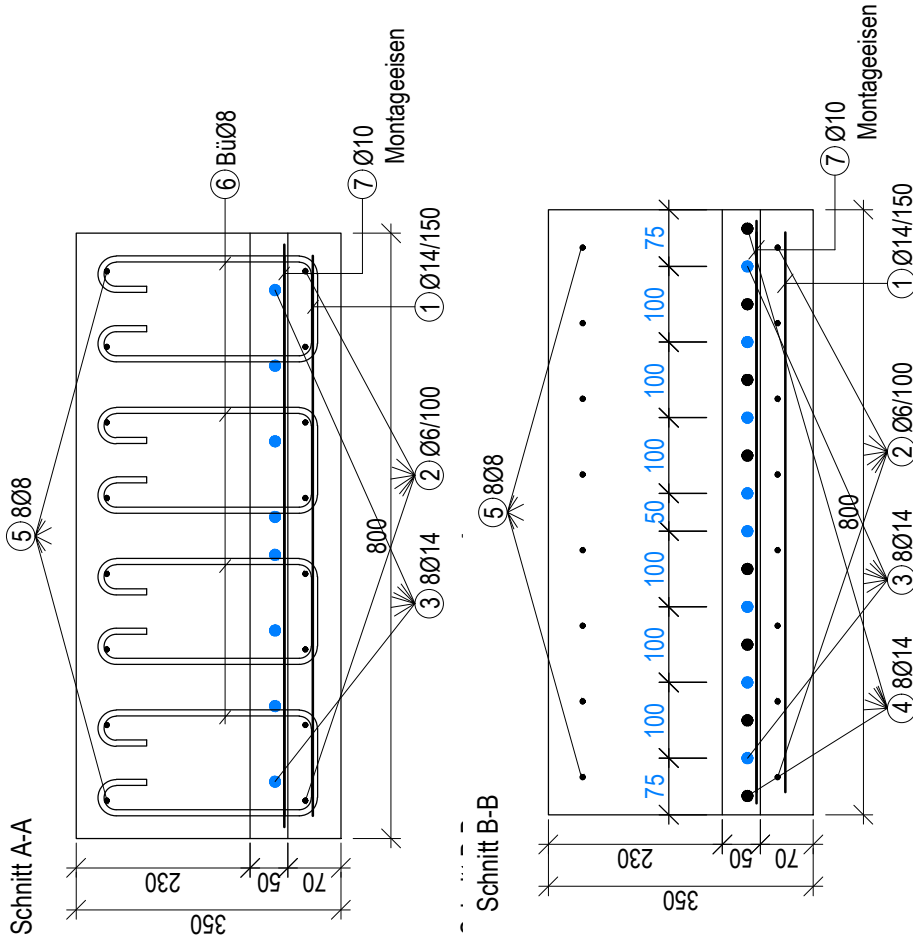
Massstab: 1:XX (A4)

Datum: 2017

Bearbeiter: Kerstin Fuchs

Seite: 1/3 (BA-Fuge)

Querschnitte (1:10)



Aufgeraute Oberfläche zwischen Fertigteil und Aufbeton! (Rechen)

Maße in [mm]



Versuchskörper/Dauerschwingversuche -

Bauabschnittsfuge (2 Versuche)

Beton C30/37, GK16

Hefgeschweißte Bewehrungsmatte -

Querbewehrung am Ende wird durchgeschweißt

Massstab: 1:XX (A4)

Datum: 2017

Bearbeiter: Kerstin Fuchs

Seite: 3/3 (BA-Fuge)

B.3.1.3 Versuchsergebnisse

Die nachfolgende Tabelle B.11 stellt den Zusammenhang zwischen dem jeweiligen Versuchskörper, der aufgetragenen Schwingbreite und den Lastwechselzahlen einerseits beim ersten Stabbruch und andererseits beim Versuchsende dar.

Tab. B.11: Schwingbreiten und Lastwechselzahlen der Versuchskörper mit geraden Stäben und Fugen

Versuch	Schwingbreite $\Delta\sigma_s$ [N/mm ²]	Lastwechsel [$X \cdot 10^6$]	
		1. Versagen	Ende
1 - mit Querfuge	166	4,53	5,4
2 - mit Querfuge	209	1,493	2,29
3 - mit Querfuge	181	-	5,19
4 - mit Querfuge	171	1,737	3,605
5 - mit Bauabschnittsfuge	203	-	2,12
6 - mit Bauabschnittsfuge	205	1,77	2,47

Die nachfolgenden Diagramme zeigen die Messergebnisse der Ermüdungsversuche. Dabei wurde auf der Abszisse die Anzahl der ertragenen Lastwechsel aufgetragen. Die Ordinate teilt sich und zeigt auf der einen Seite die Kräfte (Ober- und Unterlast sowie Schwingbreite) sowie die mit den Wegaufnehmern gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte. Auf der anderen Seite der Ordinate sind die Prüffrequenz sowie die mit Wegaufnehmern gemessenen Fugenöffnungen aufgetragen. Die rot punktierte Linie zeigt das Erreichen eines Durchläufers ab $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel. Die beiden schwarzen Linien in den Diagrammen der Versuche 1, 2, 4 und 6 geben jeweils die nachträgliche Identifikation des ersten Stabbruchs sowie das Versagen des Versuchskörpers an. Bei der Identifikation des ersten Stabbruchs wurde auf einen sprunghaften Abfall der gemessenen Werte geachtet. Bei den Versuchen 3 und 5 kam es zu keinem Stabbruch, was durch nachträgliches Aufstemmen dieser Versuchskörper kontrolliert wurde (siehe Abbildung B.3).



(a) Freigelegte gerade Stäbe ohne Brüche



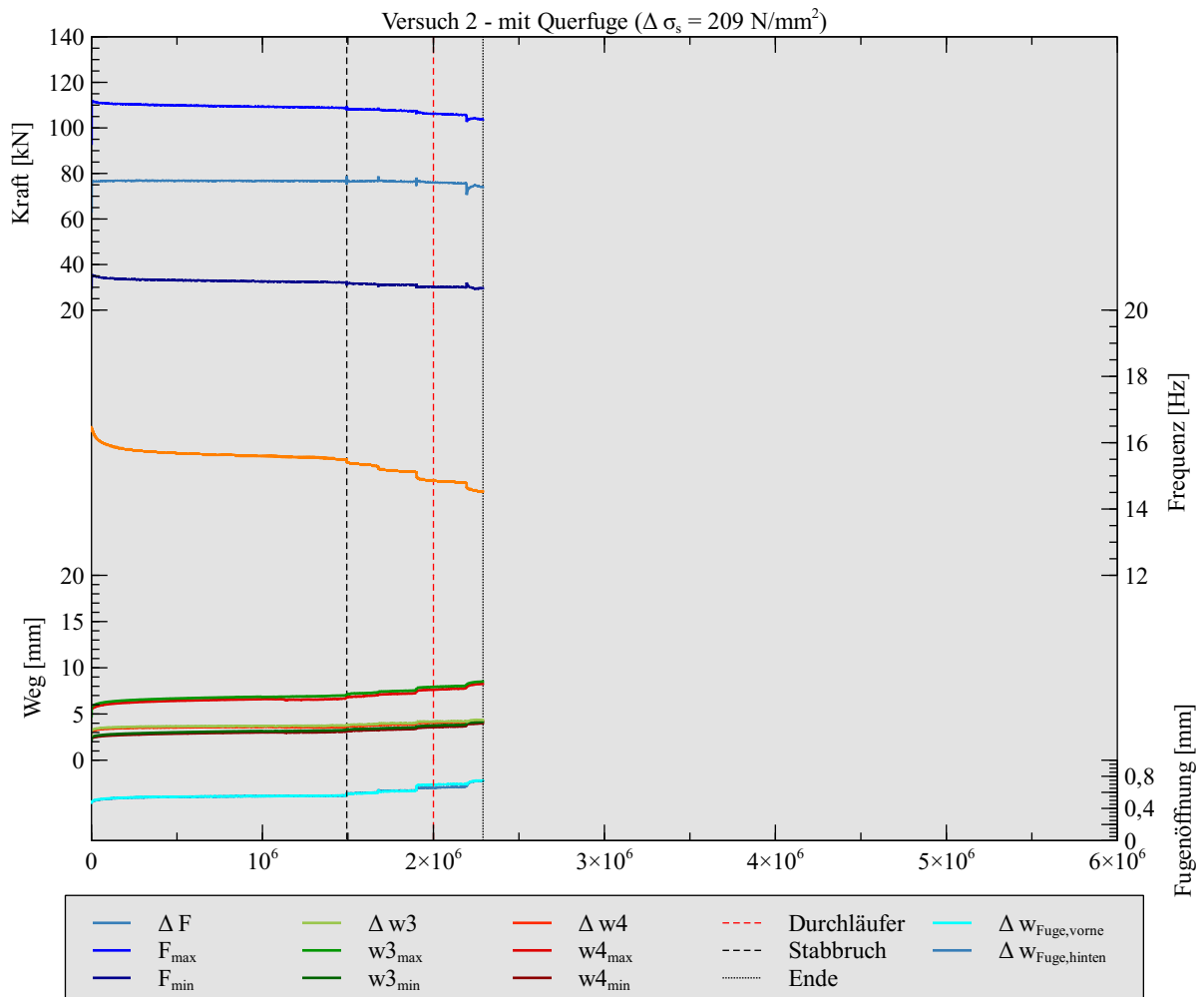
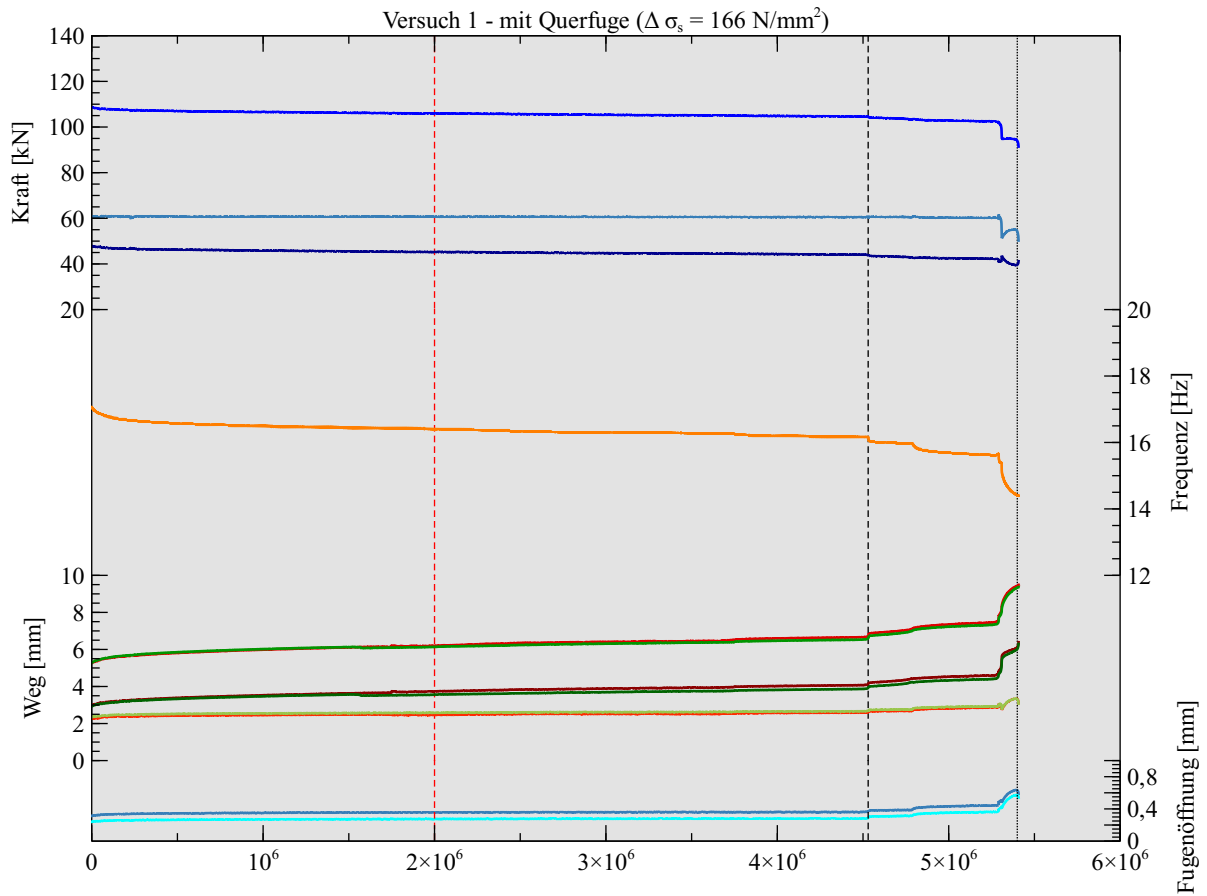
(b) Aufstemmen der Versuchskörper

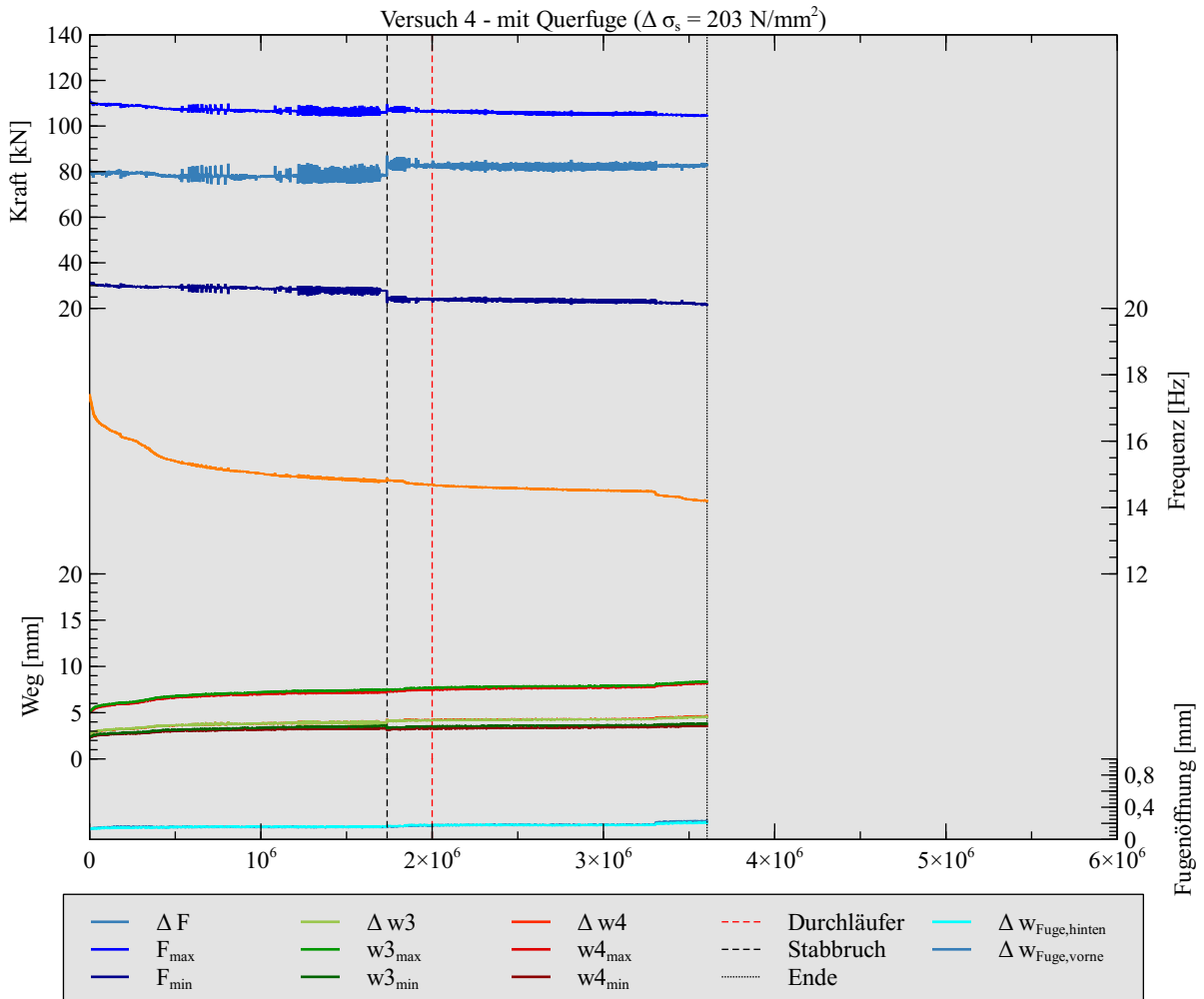
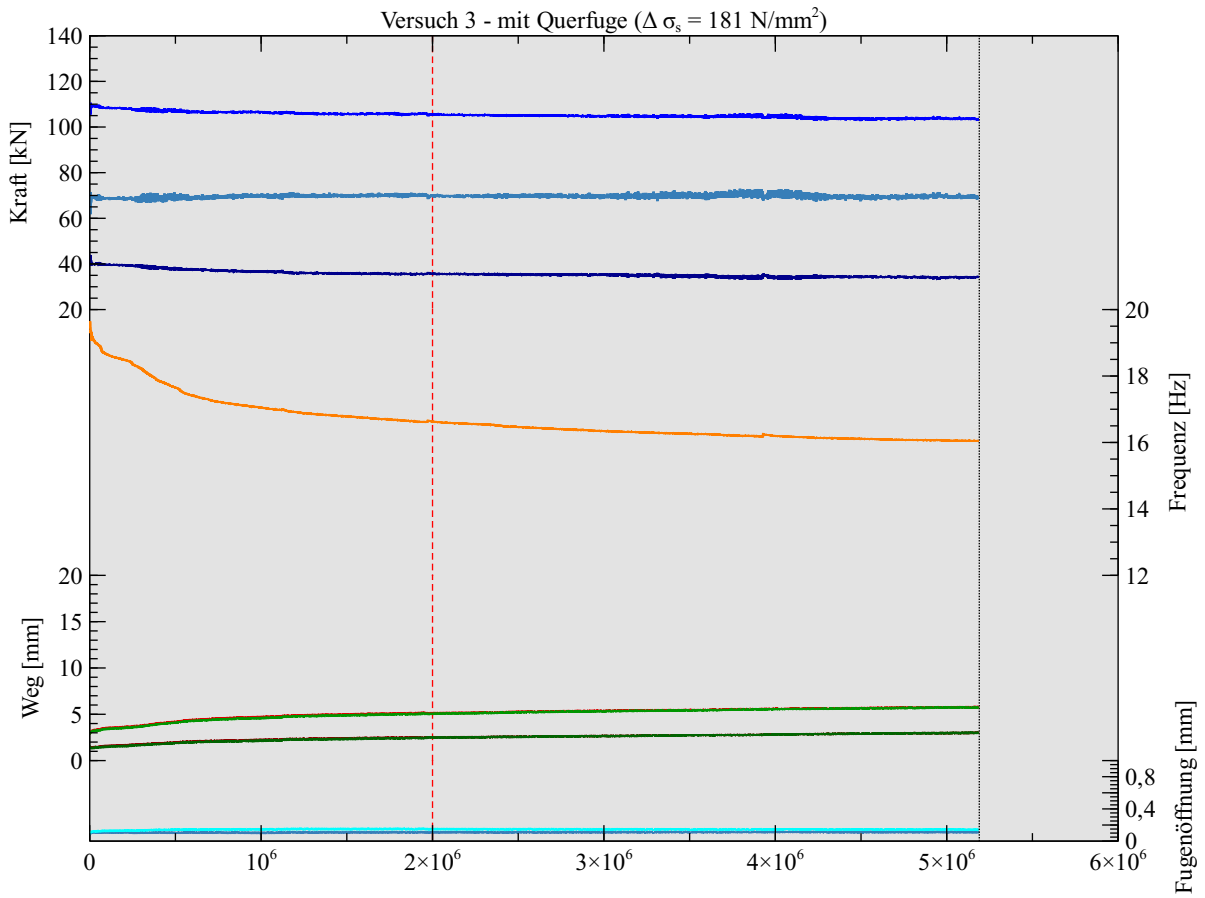


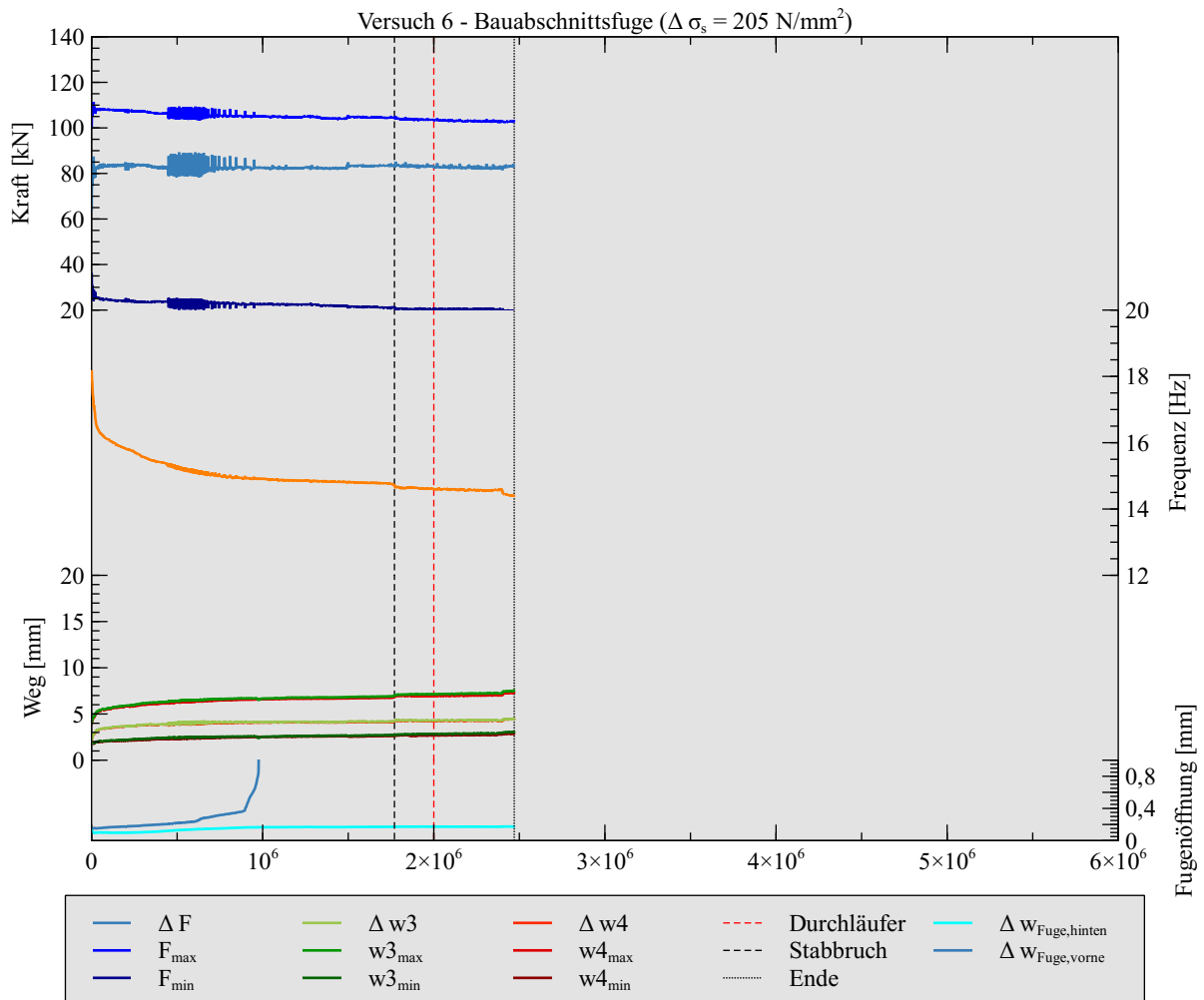
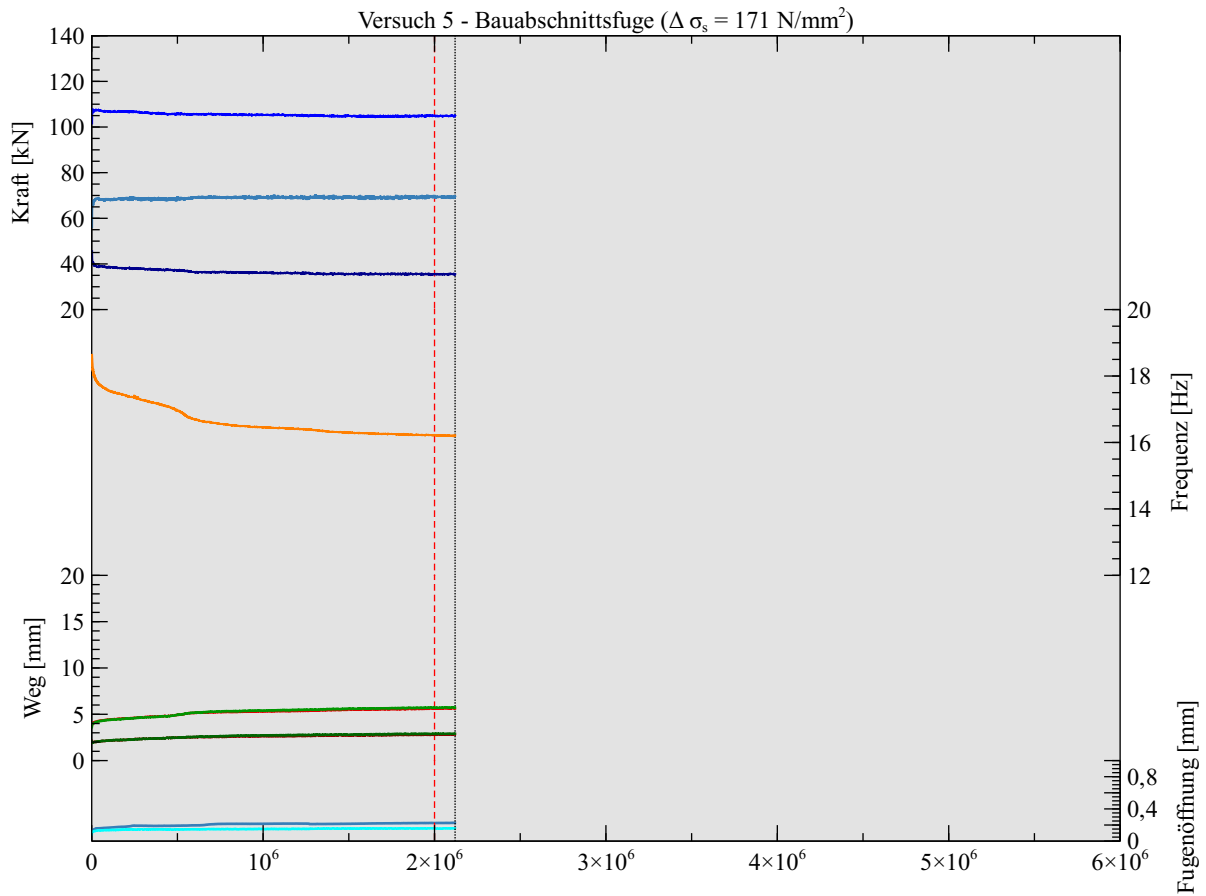
(c) Freischneiden der freigelegten Bewehrung

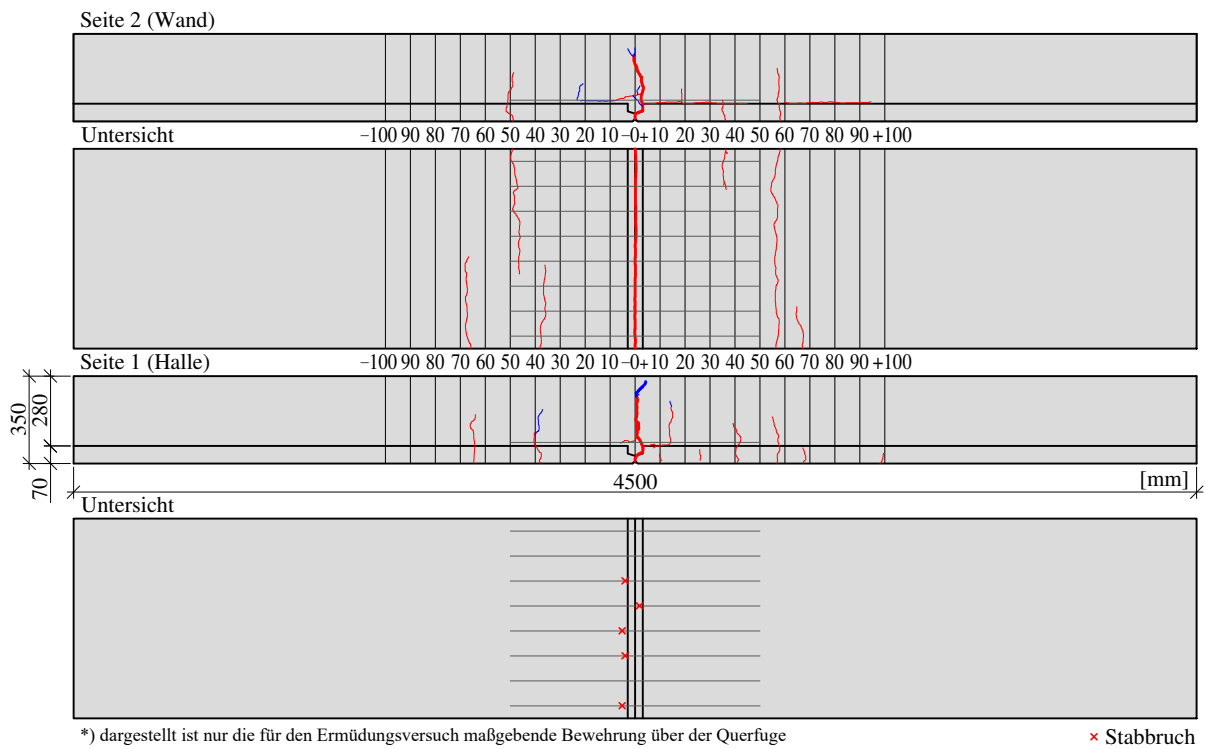
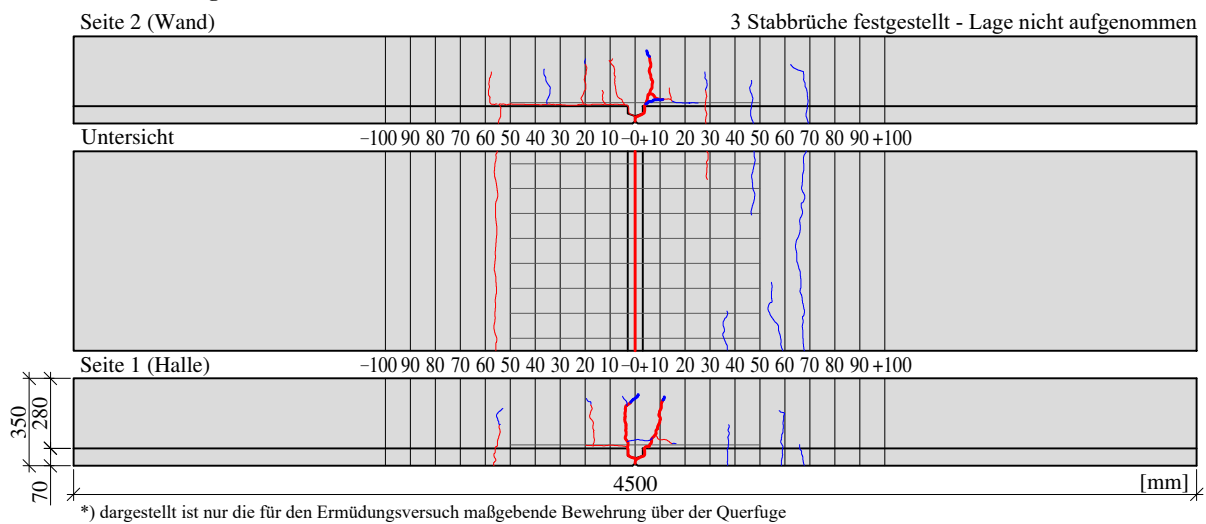
Abb. B.3: Aufstemmen der Versuchskörper zur Ermittlung der Bruchstellen

Die nach der Vorbelastung und nach dem Versuchsende aufgenommenen Rissbilder können den Abbildungen B.4 bis B.9 entnommen werden.







Versuch 1 - Querfuge**Abb. B.4:** Rissbild Versuchskörper 1 mit Querfuge- rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende**Versuch 2 - Querfuge****Abb. B.5:** Rissbild Versuchskörper 2 mit Querfuge- rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

Versuch 3 - Querfuge

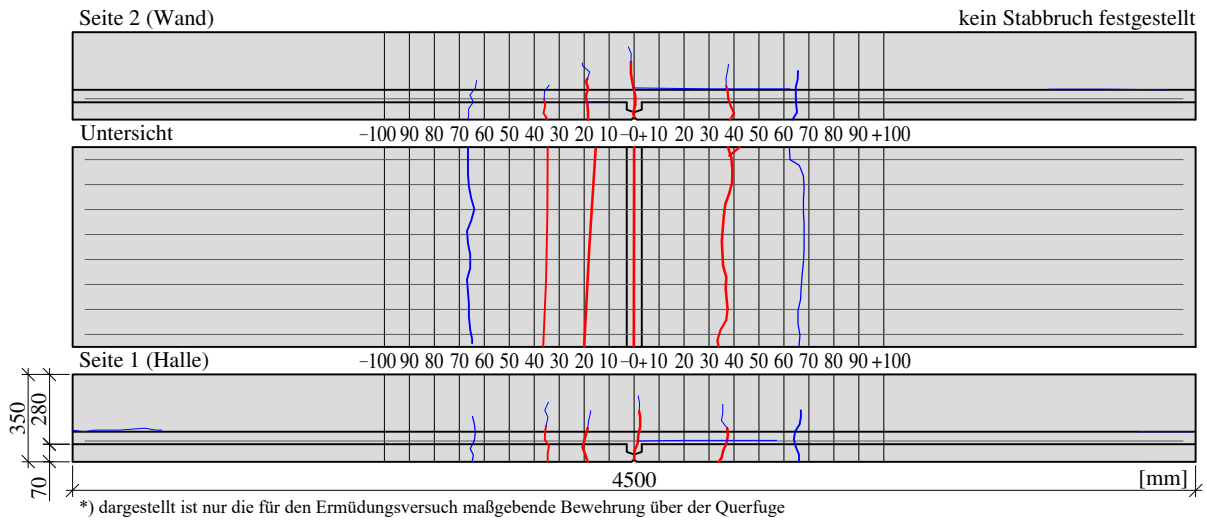


Abb. B.6: Rissbild Versuchskörper 3 mit Querfuge- rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

Versuch 4 - Querfuge

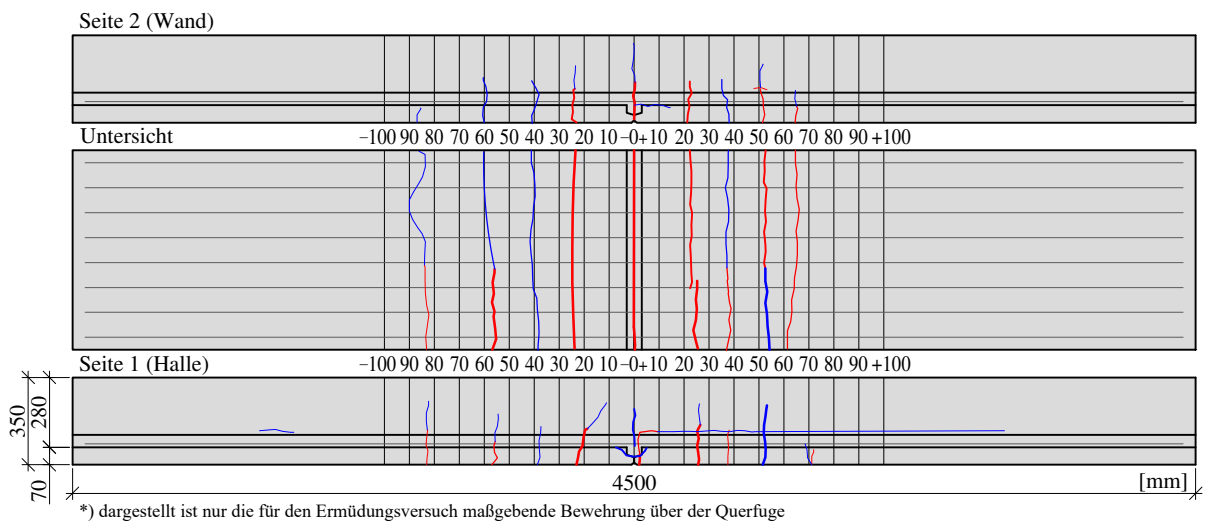


Abb. B.7: Rissbild Versuchskörper 4 mit Querfuge- rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

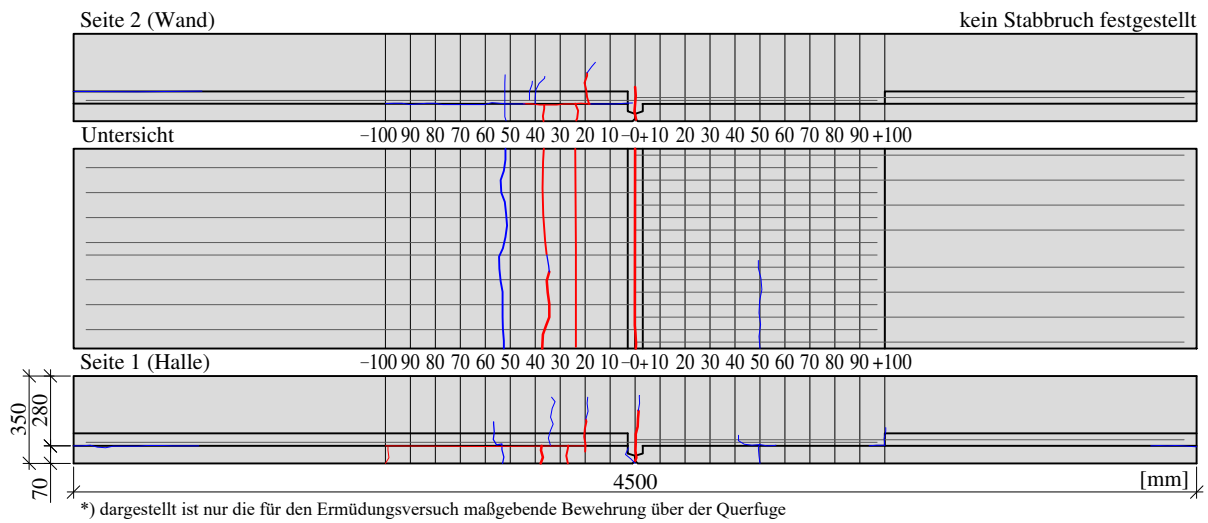
Versuch 5 - Bauabschnittsfuge

Abb. B.8: Rissbild Versuchskörper 5 mit Bauabschnittsfuge- rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

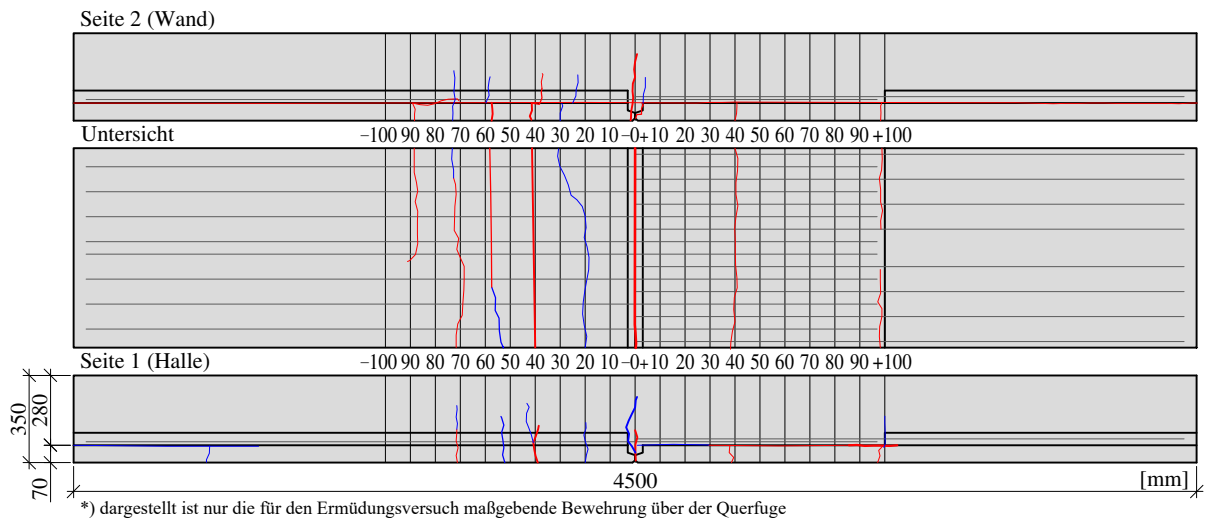
Versuch 6 - Bauabschnittsfuge

Abb. B.9: Rissbild Versuchskörper 6 mit Bauabschnittsfuge- rote Risse: Vorbelastung, blaue Risse: Versuchsende

B.3.2 Haftzugfestigkeitsversuche

Die Versuchsergebnisse der 25 durchgeführten Haftzugfestigkeitsprüfungen sind der nachstehenden Tabelle B.12 zu entnehmen.

Tab. B.12: Ermittelte Haftzugfestigkeiten

Prüfnummer	Bohrtiefe	gemessene Kraft [kN]	σ [N/mm ²]	Anmerkung
1/2-1	3 cm	7,94	3,47	AB ² bei Stempel
1/2-2	Fuge	2,71	1,18	KB ³ t=28 cm (Fuge)
1/2-3	Fuge	5,0	2,18	AB bei Stempel
1/2-4	3 cm	5,77	2,52	KB t=0,5 cm
1/2-5	3 cm	5,87	2,56	KB t=0,5 cm
1/2-6	Fuge	4,82	2,10	KB t=30 cm (Bewehrung)
1/2-7	Fuge	5,61	2,45	KB t=0,5 cm
1/4-1	Fuge	6,58	2,87	KB t=29 cm (Fuge)
1/4-2	3 cm	9,44	4,12	KB t=2,5 cm
1/4-3	Fuge	5,45	2,38	KB t=30 cm (Bewehrung)
1/4-4	Fuge	5,61	2,45	KB t=28,5 cm (Fuge)
1/4-5	3 cm	7,06	3,08	KB t=0,5 cm
1/4-6	Fuge	3,64	1,59	KB t=30 cm (Bewehrung)
1/4-7	3 cm	6,68	2,92	KB t=0,5 cm
1/4-8	Fuge	4,52	1,97	KB t=30,5 cm (Bewehrung)
2/1-1	Fuge	5,15	2,25	KB t=0,5 cm
2/1-2	Fuge	3,22	1,41	KB t=0,5 cm
2/1-3	Fuge	3,91	1,71	KB t=0,5 cm
2/1-4	3 cm	4,98	2,17	KB t=0,5 cm
2/1-5	Fuge	4,26	1,86	KB t=0,5 cm
2/1-6	Fuge	3,31	1,45	KB t=23,5 cm (Betonbruch)
3/2-1	Fuge	7,69	3,36	KB t=3 cm (Abstandhalter)
3/2-2	Fuge	8,53	3,72	KB t=1 cm
3/2-3	Fuge	6,7	2,93	KB t=4 cm (Bewehrung)
3/2-4	3 cm	7,02	3,07	KB t=7 cm (Fuge)

² AB = Adhäsionsbruch (bei Stempel)

³ KB = Kohäsionsbruch (im Beton)

C Anhang - Abhängungen

C.1 Schräge Abhängungen (Ankerblöcke)

C.1.1 Versuchsaufbau

Wie in Kapitel 6.1.2 beschrieben wurde, wurden die Versuchskörper bis zu einer Höhe von 375 mm in der Würfeldruckpresse gemäß Abbildung C.1a getestet. Jene Versuche mit größeren Außenabmessungen wurden im Druckprüfrahmen eingebaut, wie dies der Abbildung C.1b zu entnehmen ist.



(a) Versuchskörper eingebaut in der Würfeldruckpresse (b) Versuchskörper eingebaut im Druckprüfrahmen

Abb. C.1: Versuchsaufbau Ankerblöcke

C.1.2 Versuchsergebnisse: Referenzkörper

Die Versagenslasten sowie die errechneten Schubspannungen der Referenzkörper können der nachfolgenden Tabelle C.1 entnommen werden.

Tab. C.1: Versagenslasten der Referenzkörper

Versuchsnummer	Oberflächenkategorie	Bewehrungsgrad [%]	Versagenslast [kN]	Last gemittelt [kN]	Fugenfläche [cm ²]	τ [N/mm ²]
VK2/1	rau	0,8	726			
VK2/2	rau	0,8	696	711	1.500	4,74
VK2/3	glatt	0,8	442			
VK2/4	glatt	0,8	522	482	1.500	3,21
VK3/1	rau	1,6	1.171			
VK3/2	rau	1,6	1.186	1.178	1.500	7,85
VK3/3	glatt	1,6	826			
VK3/4	glatt	1,6	854	840	1.500	5,60

C.1.3 Versuchsergebnisse: Skalierung der Verbundfläche

Die Versagenslasten sowie die zu jedem Versuchskörper in Abhängigkeit der Größe der Verbundfläche errechneten Schubspannungen können der nachfolgenden Tabelle C.2 entnommen werden.

Tab. C.2: Versagenslasten bei skaliertem Verbundfläche

Flächenfaktor	Versuchsnummer	Bewehrungsgrad [%]	Versagenslast [kN]	Last gemittelt [kN]	Fugenfläche [cm ²]	τ [N/mm ²]
Faktor 1	VK2/1	0,8	726	711	1.500	4,74
	VK2/2	0,8	696			
Faktor 2	2B11	0,8	1.439	1.178	3.000	4,80
Faktor 2,25	10A1	0,8	1.874		3.375	5,55
Faktor 1	VK3/1	1,6	1.171	1.178	1.500	7,85
	VK3/2	1,6	1.186			
Faktor 2	2B12	1,6	1.239	1.178	3.000	4,13
Faktor 2,25	10A2	1,6	2.568		3.375	7,61

C.1.4 Versuchsergebnisse: Skalierung des Körpers

Die Versagenslasten sowie die zu jedem Versuchskörper in Abhängigkeit der Skalierung errechneten Schubspannungen können der nachfolgenden Tabelle C.3 entnommen werden.

Tab. C.3: Versagenslasten der skalierten Körper

Skalierung	Versuchsnummer	Bewehrungsgrad [%]	Versagenslast [kN]	Last gemittelt [kN]	Fugenfläche [cm ²]	τ [N/mm ²]
Faktor 1	VK2/1	0,8	726	711	1.500	4,74
	VK2/2	0,8	696			
Faktor 1,5	10/11	0,8	1.568	1.498	3.375	4,44
	10/12	0,8	1.427			
Faktor 2	2/2	0,8	1.381	1.178	6.000	2,3
Faktor 1	VK3/1	1,6	1.171		1.178	1.500
	VK3/2	1,6	1.186			
Faktor 1,5	10/21	1,6	2.454	2.242	3.375	6,64
	10/22	1,6	2.029			
Faktor 2	2/3	1,6	2.738	1.178	6.000	4,56

C.2 Vertikale Abhängungen

C.2.1 Bezeichnung der Versuchskörper und Materialkennwerte

Die Herstellung der Versuchskörper wurde in den Diplomarbeiten von Zeinzinger (2017) und Schalk (2020) dokumentiert. Jede Versuchsreihe wurde getrennt betrachtet. Der Zusammenhang zwischen der Bezeichnung der Verskörper in dieser Dissertation mit der Nummerierung in der jeweiligen Diplomarbeit wird in der nachfolgenden Tabelle C.4 hergestellt.

Tab. C.4: Bezeichnung der Versuchskörper

Versuchsreihe/Typ	Versuchskörper	Lage Ankerplatte; Bewehrungsgrad; Ø Öffnung Widerlagerplatte	Bezeichnungen in Diplomarbeit	
			Zeinzinger ¹	Schalk ²
VR 1/ Typ 1	1/1	innen; $\rho=0,56$ %; 550 mm	VR5	
VR 1/ Typ 1	1/2	innen; $\rho=0,56$ %; 550 mm	VR5	
VR 1/ Typ 1	1/3	innen; $\rho=0,56$ %; 550 mm	VR5	
VR 1/ Typ 2	1/4	innen; $\rho=2,2$ %; 550 mm	VR6	
VR 1/ Typ 2	1/5	innen; $\rho=2,2$ %; 550 mm	VR6	
VR 1/ Typ 2	1/6	innen; $\rho=2,2$ %; 550 mm	VR6	
VR 2/ Typ 1	2/1	außen; $\rho=0,56$ %; 550 mm		Versuchskörper 2
VR 2/ Typ 1	2/2	außen; $\rho=0,56$ %; 640 mm		Versuchskörper 3
VR 2/ Typ 2	2/3	außen; $\rho=2,2$ %; 550 mm		Versuchskörper 1
VR 2/ Typ 2	2/4	außen; $\rho=2,2$ %; 640 mm		Versuchskörper 4

¹ Diplomarbeit Thomas Zeinzinger [Zezinger 2017]

² Diplomarbeit Michael Schalk [Schalk 2020]

Die ermittelten Materialkennwerte können der nachfolgenden Tabelle C.5 entnommen werden. Die Werte der Würfeldruckfestigkeiten entsprechen dem ermittelten Mittelwert aus jeweils drei Proben, welche jeweils am Tag der Versuchsdurchführung getestet wurden. Die Spaltzugfestigkeit wurde für die Versuchsreihe 1 ebenfalls an drei Proben getestet, bei der Versuchsreihe 2 nur an zwei, da mit einem Zylinder der E-Modul ermittelt wurde. Bilder von der Durchführung der Materialversuche können der Abbildung C.2 entnommen werden.

Tab. C.5: Materialkennwerte

Versuchskörper	Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit $f_{c,sp}$ [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
1/1 - 1/6: 1. Schicht	57,80	4,46	
1/1 - 1/6: 2. Schicht	56,10	3,74	
2/1 - 2/4: 1. Schicht	74,01	2,90	33.322
2/1 - 2/4: 2. Schicht	69,91	2,51	32.524



(a) Versuchsdurchführung



(b) Versuch E-Modul

Abb. C.2: Ermittlung der Materialkennwerte

C.2.2 Versuchsdurchführung und Versagensbilder

Der Versuchsaufbau in der Schenck Prüfmaschine ist der Abbildung C.3 zu entnehmen, wobei die erhöhte Anzahl der Gewindestangen bei der Versuchsreihe 2 am Rand der Stahlwiderlagerplatte deutlich zu erkennen ist.



(a) Versuchsreihe 1



(b) Versuchsreihe 2

Abb. C.3: Versuchsaufbau

Ein Vergleich der Versagensbilder der verschiedenen Versuchskörpertypen der Versuchsreihe 1 mit einbetonierter Ankerplatte kann der nachfolgenden Gegenüberstellung in Abbildung C.4 entnommen werden. Bei den Körpern mit geringem Bewehrungsgrad stellte sich ein deutlicher Ausbruchkegel ein. Die Bewehrung $\varnothing 10$ mm verformte sich plastisch. Die $\varnothing 14$ mm Bewehrung der hoch bewehrten Versuchskörper Typ 2 mit einbetonierten Ankerplatten verformte sich nur geringfügig. Seitlich an den Versuchskörpern Typ 2 entstanden Risse in der Höhe der oberen Bewehrungslage. Diese wuchsen während der Belastung bis auf mehrere Millimeter an.



(a) Typ 1: Bewehrung



(b) Typ 2: Bewehrung



(c) Typ 1: Ausbruchkegel



(d) Typ 2: seitlicher Riss

Abb. C.4: Versagensbilder Versuchsreihe 1

Bei der Versuchsreihe 2 mit außenliegenden Ankerplatten konnte dieser markante Unterschied zwischen den Typen 1 und 2 nicht festgestellt werden. Bei allen Versuchen wurde die Ankerplatte zum Teil bis zu 10 mm in den Versuchskörper gedrückt, was in der Abbildung C.5 deutlich zu sehen ist. Die Rissbilder können der Diplomarbeit von Schalk (2020) entnommen werden.

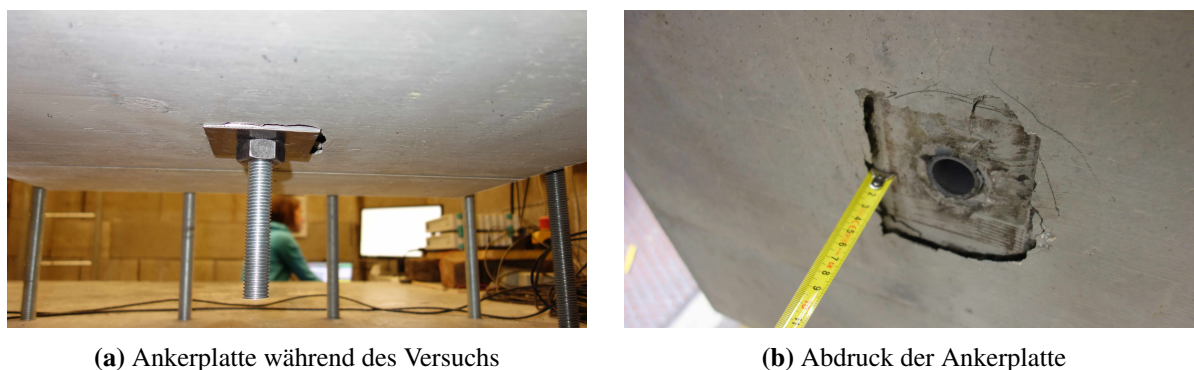


Abb. C.5: Versuchsreihe 2

C.2.3 Nachrechnung Durchstanzen

Der Durchstanzwiderstand für Bauteile ohne Querkraftbewehrung wird gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) beziehungsweise ÖNORM B 1992-1-1 (2018) nach Gleichung (C.1) berechnet.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (C.1)$$

Der Faktor $C_{Rd,c}$ wird für die Nachrechnung mit 0,18 angenommen. Für die Berechnung von k ist gemäß Gleichung (C.2) die Kenntnis der statischen Nutzhöhe d erforderlich. In Gleichung (C.2) ist d in Millimeter einzusetzen. Die Werte für die statische Nutzhöhe können für den jeweiligen Versuchskörper der nachfolgenden Tabelle C.6 entnommen werden.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} \leq 2,0 \quad (C.2)$$

Tab. C.6: Statische Nutzhöhe

Versuchskörper	d_y [mm]	d_z [mm]	d_{eff} [mm]
1/1 - 1/6	5	40	23
1/1 - 1/6	7	42	24,5
2/1 - 2/2	35	85	60
2/3 - 2/4	37	87	62

Der Bewehrungsgrad ρ_l ermittelt sich nach Gleichung (C.3). Für die Nachrechnung wurde der obere Grenzwert von 0,02 nicht berücksichtigt, sondern mit dem tatsächlich vorhandenen Bewehrungsgrad gerechnet. Der Bewehrungsgrad je Richtung errechnet sich aus dem Quotienten der vorhandenen Bewehrungsfläche je Richtung und der Breite des Versuchskörpers, welche mit der jeweiligen Nutzhöhe

multipliziert wird. Die Bewehrungsfläche je Richtung beträgt bei den geringer bewehrten Versuchskörpern Typ 1 4,71 cm² und bei den höher bewehrten Versuchskörpern Typ 2 18,47 cm².

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (\text{C.3})$$

Für die Nachrechnung der Versuche wurde die Betonfestigkeit über beide Betonschichten gemittelt angenommen. Dies führt zu einer Würfeldruckfestigkeit bei der Versuchsreihe 1 von 56,95 N/mm² und bei Versuchsreihe 2 von 71,81 N/mm². Mit dem Umrechnungsfaktor gemäß Zilch und Zehetmaier (2010) wird die Würfeldruckfestigkeit mit dem Faktor 0,82 multipliziert um somit auf die Zylinderdruckfestigkeit zu schließen. Die Zylinderdruckfestigkeit für die Versuchsreihe 1 ergibt sich somit zu 46,70 N/mm² und für die Versuchsreihe 2 zu 58,88 N/mm². Es gibt keine Vorspannung, weshalb die Terme mit σ_{cp} entfallen.

Mit den genannten Eingangsparametern lassen sich die Durchstanzwiderstände in der Einheit einer Spannung errechnen. Für die Umrechnung auf eine Last, ist gemäß Eurocode 2 die errechnete Spannung mit dem Umfang des betrachteten Rundschnittes u_1 sowie der statischen Nutzhöhe d_{eff} zu multiplizieren. Der Rundschnitt u_1 ergibt sich in Abhängigkeit der Größe der Stütze, in diesem Fall von der Ankerplatte, und wird im Abstand von $2 \cdot d_{eff}$ von dieser berechnet. Der Faktor für β wird auf Grund der zentrischen Belastung im Versuch mit 1,0 angenommen. Die errechneten Durchstanzlasten können der Tabelle C.7 entnommen werden.

Tab. C.7: Durchstanzlasten

Versuchskörper	Lage Ankerplatte	u_1 [mm]	V_{Rdc} [kN]
1/1 - 1/3	innen	683	33,50
1/4 - 1/6	innen	708	55,92
2/1 - 2/2	außen	1.154	104,0
2/3 - 2/4	außen	1.179	129,0

D Anhang - Anwendungsbeispiel

D.1 Bauablauf

D.1.1 Abschalung der Längsfuge

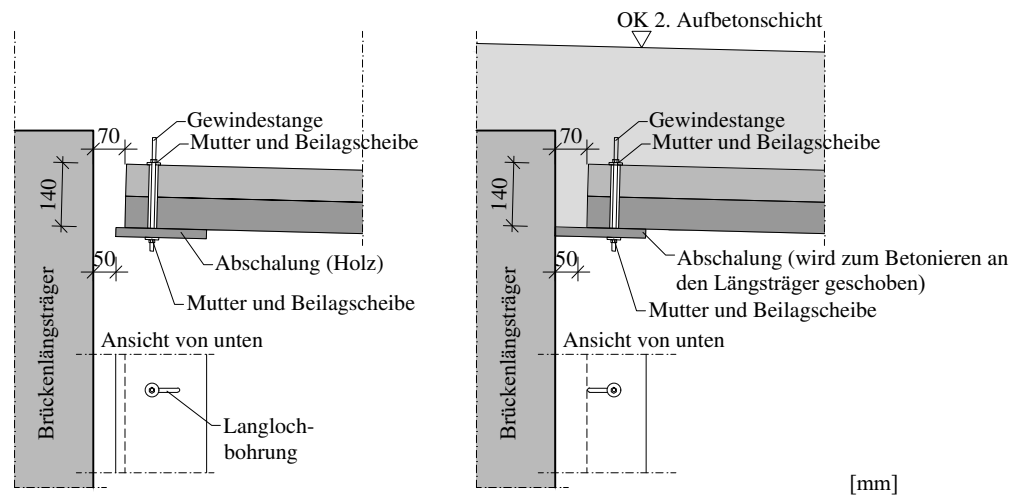


Abb. D.1: Variante zur Abschalung der Längsfuge neben dem Brückenlängsträger mit einem Holzbrett, welches mit der Fertigteilplatte transportiert und zum Brückenlängsträger geschoben wird

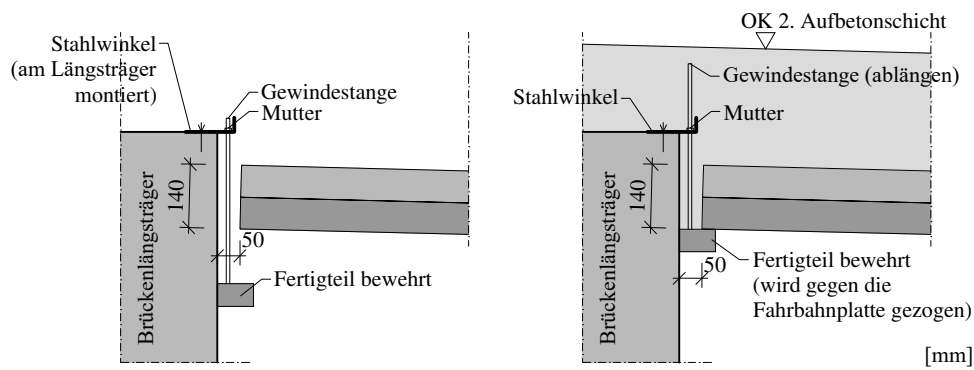


Abb. D.2: Variante zur Abschalung der Längsfuge neben dem Brückenlängsträger mit einem Fertigteil, welches mit einem am Längsträger montierten Stahlwinkel gegen die Fertigteilplatte gedrückt wird

D.1.2 Einleitung der Ankerkräfte

Für die Nachrechnung der in den Versuchen erzielten Versagenslasten ist die Kenntnis der Betondruckfestigkeit der einzelnen Betonschichten zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung erforderlich. Insgesamt

wurden vier Versuche an zwei unterschiedlichen Tagen durchgeführt. Die Würfeldruckfestigkeiten wurden jeweils nach der Versuchsdurchführung ermittelt, weshalb die Stundenanzahl um etwa eine Stunde zum Versuch abweicht. Die gemessenen Festigkeiten können der nachfolgenden Tabelle D.1 entnommen werden.

Tab. D.1: Würfeldruckfestigkeiten

Bezeichnung	Datum Betonage	Datum Versuch	Alter	Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ [N/mm ²]
Fertigteil	08.10.	31.10.	23 Tage	58,04
Aufbeton	28.10.	31.10.	72 Stunden	41,60
				59,53
Fertigteil	08.10.	07.11.	30 Tage	61,17
				64,85
				61,85 (im Mittel)
Aufbeton	06.11.	07.11. 10 Uhr	23 Stunden	22,86
Aufbeton	06.11.	07.11. 12:30 Uhr	25,5 Stunden	23,65
Aufbeton	06.11.	07.11. 14:30 Uhr	27,5 Stunden	25,95

Der Durchstanzwiderstand für Bauteile ohne Querkraftbewehrung wird im Kapitel C.2.3 behandelt, weshalb hier nicht noch einmal die gesamte Berechnung erläutert wird. Es wird ein Überblick über den Formalapparat gegeben und die Eingangs- sowie Ergebniswerte aufgezeigt. Der gesuchte Durchstanzwiderstand ermittelt sich gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) beziehungsweise ÖNORM B 1992-1-1 (2018) nach Gleichung (D.1).

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (D.1)$$

Der Faktor $C_{Rd,c}$ wird für die Nachrechnung mit 0,18 angenommen. Für die Berechnung von k ist die Kenntnis der statischen Nutzhöhe d erforderlich. Diese wird als Mittelwert infolge der Abstände je Bewehrungsrichtung ermittelt. Da sich die Bewehrung in jeder Betonschicht aus zwei Lagen zusammensetzt, wird die statische Nutzhöhe d je Richtung als Mittelwert dieser beiden Werte betrachtet. Somit ergibt sich die gemäß Tabelle D.2 ermittelte statische Nutzhöhe.

Tab. D.2: Statische Nutzhöhe

Bewehrung	$d_{Richtung}$ [mm]	d_{mittel} [mm]	d_{eff} [mm]
Brückenquerrichtung Ø14/7,5	$d_{y,1} = 35$	$d_{mittel,y} = 68$	68
Brückenquerrichtung 4Ø14	$d_{y,2} = 101$		
Brückenlängsrichtung Ø8/15	$d_{z,1} = 48$	$d_{mittel,z} = 68$	
Brückenlängsrichtung Ø12/15	$d_{z,2} = 88$		

Der Bewehrungsgrad ρ_{eff} ermittelt sich in Abhängigkeit der Bewehrungsgrade je Richtung zu 0,0161. Die obere Grenze mit 0,02 ist somit unterschritten.

Für die Nachrechnung der Versuche wurde die Betonfestigkeit für den jeweiligen Versuchskörper über beide Betonschichten gemittelt angenommen. Es gibt keine Vorspannung, weshalb die Terme mit σ_{cp} entfallen.

Mit den genannten Eingangsparametern lässt sich der Durchstanzwiderstand in der Einheit einer Spannung errechnen. Für die Umrechnung auf eine Kraft, ist die errechnete Spannung mit dem Umfang des betrachteten Rundschnittes u_1 sowie der statischen Nutzhöhe d_{eff} zu multiplizieren. Der Rundschnitt u_1 ergibt sich in Abhängigkeit von der Größe der Stütze, in diesem Fall von der Ankerplatte und wird im Abstand von $2 \cdot d_{eff}$ von dieser berechnet. Die bei den Versuchen verwendete rechteckige Stahlplatten hatte eine Außenabmessung von 120·180 mm. Der Faktor für β wird auf Grund der zentrischen Belastung im Versuch mit 1,0 angenommen. Die errechneten Durchstanzlasten können der nachfolgenden Tabelle D.3 entnommen werden.

Tab. D.3: Durchstanzlasten

Versuchskörper	Alter Aufbetonschicht [Stunden]	V_{Rdc} [kN]
VK 1	22	136,12
VK 2	24	136,54
VK 3	27	137,76
VK 4	72	143,69

D.1.3 Aushärtezeit

Gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2011) können mit den dortigen Angaben in Abschnitt 3.1.2. zeitabhängige Betondruckfestigkeiten ermittelt werden. Die Bestimmung einer Frühfestigkeit für ein Betonalter von weniger als 3 Tagen soll laut Normangaben auf Basis von Versuchen erfolgen. Für die statischen Berechnungen zur Thematik der erforderlichen Aushärtezeit und für eine Angabe, wann der Versetzwagen vom Einbauort wegfahren kann, dienen die folgenden ermittelten Materialeigenschaften als Anhaltswert. Bei einer tatsächlichen Ausführung ist die Betonfrühfestigkeit durch Materialproben abzusichern.

Die Ermittlung der Materialeigenschaften eines Betons der Güte C30/37 mit einem Zement 32,5 R wird nachfolgend exemplarisch für das Betonalter von einem Tag vorgestellt. Für die Bestimmung der Kennwerte ist der, vom Betonalter t abhängige Beiwert β_{cc} zu ermitteln. Der in der nachfolgenden Gleichung (D.2) vorhandene Beiwert s ist abhängig vom verwendeten Zementtyp. Für den angenommenen Zement 32,5 R ergibt sich der Beiwert mit 0,25.

$$\beta_{cc}(t) = e^{s[1-\sqrt{(28/t)}]} = e^{0,25[1-\sqrt{(28/1)}]} = 0,342 \quad (\text{D.2})$$

Mit Hilfe des errechneten Wertes β_{cc} und der bekannten mittleren Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen kann die gesuchte mittlere Zylinderdruckfestigkeit nach einem Tag gemäß Gleichung (D.3) berechnet werden.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = 0,342 \cdot 38 = 13 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{D.3})$$

Für die Umrechnung zwischen einem Mittelwert und einem charakteristischen Wert bei einem Betonalter von weniger als 28 Tagen wird ein konstanter Faktor von 8 N/mm^2 abgezogen. Daher ergibt sich eine charakteristische 1-Tages-Zylinderdruckfestigkeit von 5 N/mm^2 . Mit dieser können die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt werden.

Neben der Betondruckfestigkeit werden auch Angaben zur rechnerischen Ermittlung der mittleren Zugfestigkeit gemacht, was in Gleichung (D.4) dargestellt wird. Auch hier wird die Frühfestigkeit in Abhängigkeit der für den jeweiligen Beton bekannten 28 Tage Festigkeit ermittelt. Der in der Gleichung vorhandene

Beiwert α ist für ein Betonalter von weniger als 28 Tagen mit dem Wert von 1,0 angegeben. Wichtig ist die Anmerkung der Norm wo darauf hingewiesen wird, dass für eine verlässliche Aussage der zeitabhängigen Entwicklung der Betonzugfestigkeit zusätzliche Materialprüfungen erforderlich sind. Vor allem dann, wenn die Zugfestigkeit in der Bemessung eine entscheidende Rolle spielt.

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^\alpha \cdot f_{ctm} = 0,342^{1,0} \cdot 2,9 = 1,0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{D.4})$$

Die Umrechnung vom Mittelwert der Betonzugfestigkeit auf den 5 %-Fraktilwert erfolgt durch Multiplikation mit dem Faktor 0,7 und ergibt somit einen Wert für das Betonalter von einem Tag von $0,7 \text{ N/mm}^2$.

Der E-Modul als jene Materialeigenschaft, die eine Aussage über die Steifigkeit gibt, kann ebenfalls mit Angaben aus der Norm in Abhängigkeit des Betonalters bestimmt werden. Dazu sind, wie in der Gleichung (D.5) zu sehen, die Kenntnis der zuvor bestimmten Betondruckfestigkeit für das gewünschte Betonalter sowie die in der Norm tabellierten Werte für die Betondruckfestigkeit und den E-Modul nach 28 Tagen erforderlich.

$$E_{cm}(t) = [f_{cm}(t)/f_{cm}]^{0,3} \cdot E_{cm} = [13/38]^{0,3} \cdot 33.000 = 23.918 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{D.5})$$

Ein Überblick über die ermittelten zeitabhängigen Materialkennwerte für einen Beton der Güte C30/37 und einem Zement 32,5R mit einem Alter von einem und von drei Tagen, kann der Tabelle D.4 entnommen werden.

Tab. D.4: Zeitabhängige Materialkennwerte

Bezeichnung	Betonalter	Materialkennwert [N/mm ²]
f_{cm}	1 Tag	13,0
	3 Tage	22,7
f_{ck}	1 Tag	5,0
	3 Tage	14,7
f_{ctm}	1 Tag	1,0
	3 Tage	1,7
$f_{ctk;0,05}$	1 Tag	0,7
	3 Tage	1,2
E_{cm}	1 Tag	23.918
	3 Tage	28.286