Die approbierte Originalversion dieser Dissertation ist in der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.
http://www.ub.tuwien.ac.at

The approved original version of this thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology.
http://www.ub.tuwien.ac.at/eng

DOCTORAL THESIS

Jointless roadway transition structure for long integral abutment bridges

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Doctor of Science in Civil Engineering
of the Vienna University of Technology, Faculty of Civil Engineering

---

DISSERTATION

Fugenlose Fahrbahnübergangskonstruktion für lange integrale Brücken

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. **Bernhard Eichwalder** BSc.
Matrikelnummer: 0625820
Wolfshof 25, 3571 Gars am Kamp, Österreich

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. **Johann Kolleger**
Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/212-2, 1040 Wien, Österreich

Gutachter: Prof. Dr. **Walter Kaufmann**
Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Stefano - Franscini - Platz 5, 8093 Zürich, Schweiz

Gutachter: Prof. Dr. **Ronald Blab**
Institut für Verkehrswissenschaften - Straßenwesen
Technische Universität Wien
Gusshausstraße 28/230, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Mai 2017 .....

Vorwort

Die von mir verfasste Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als Universitätsassistent am Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau der Technischen Universität Wien. Die Dissertation wurde im Zuge zweier Forschungsprojekte erarbeitet. Eine Machbarkeitsstudie der neu entwickelten Fahrbahnübergangskonstruktion konnte im Zuge des Forschungsprojektes der Verkehrsinfrastrukturforschung 2012 *Integrale Brücken über* 70 m *Länge* erarbeitet werden. Die Weiterführung des Projektes und der Bau des Prototyps wurde durch das Projekt *Pilotprojekt A5.24 Satzengrabenbrücke - Prototyp eines wartungsfreien Fahrbahnübergangs* ermöglicht.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, Leiter des Institutes für Tragkonstruktionen, für die Möglichkeit die vorliegende Dissertation unter seiner Obhut zu verfassen. Die unkomplizierte Art während der fachlichen Diskussionen sowie das entgegengebrachte Vertrauen waren mir stets eine wertvolle Hilfe.

Für die gute interdisziplinäre Zusammenarbeit während der Forschungsprojekte, für den wertvollen Input bezüglich des Fahrbahnaufbaues und für die Übernahme des Gutachtens meiner Dissertation möchte ich mich bei Prof. Dr. Ronald Blab, Dekan der Fakultät für Bauingenieurwesen und Professor am Institut für Verkehrswissenschaften - Forschungsbereich für Straßenwesen der TU Wien, bedanken. Hierbei gilt auch ein großer Dank den Mitarbeitern des Institutes für die hervorragende Zusammenarbeit. Bei Dipl.-Ing. Torsten Hessmann bedanke ich mich für die spannende und auflockernde Art während der Kooperation bei den Versuchen am Prototyp und bei Dr. Lukas Eberhardsteiner für die Beantwortung der asphalttechnischen Fragen.

Für das Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme des Gutachtens danke ich Herrn Prof. Walter Kaufmann von der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich sehr herzlich.

Der ASFINAG gilt mein besonderer Dank für die Finanzierung der erwähnten Forschungsprojekte, allen voran möchte ich mich bei Dipl.-Ing. Michael Kleiser für die hervorragende Zusammenarbeit und die ausführlichen und auch kritischen Diskussionen, welche durchwegs zum Erfolg dieses Projektes beigetragen haben, bedanken.

Die Versuche am Prototyp wären ohne die Unterstützung der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp nie so reibungslos über die Bühne gegangen. Hierbei gilt mein besonderer Dank dem Werksleiter Ing. Erwin Pfannhauser.

Einen nicht unwesentlichen Beitrag bei der Umsetzung der neuen Konstruk-

tion im Pilotprojekt leisteten die beteiligten Unternehmen in der Planungs- und Ausführungsphase.

Bei meinen Kollegen des Instituts für Tragkonstruktionen - Betonbau, bedanke ich mich besonders für die äußerst gute Zusammenarbeit und das sehr freundschaftliche Betriebsklima am Institut. Ob es um das Mitarbeiten bei den Versuchen oder die eine oder andere außeruniversitäre Aktivität ging, waren sie jederzeit zur Stelle.

Forschung und Lehre waren für mich immer zwei sehr eng verknüpfte Disziplinen. Um die aktuellen Themen auch in der Lehre unterzubringen, konnten mehrere Diplomarbeiten unter diesem Forschungsschwerpunkt verfasst werden. Für das Mitwirken bei den Versuchen und Studien möchte ich mich daher auch bei meinen Diplomanden Dipl.-Ing. Philipp Preinstorfer [Preinstorfer, 2014], Dipl.-Ing. Benedikt Biehl [Biehl, 2015] und Dipl.-Ing. Arman Masic [Masic, 2016] bedanken.

Dem langjährigen Schulfreund und Studienkollegen Dr. Johannes Pistrol des Instituts für Geotechnik möchte ich ebenfalls für die gute interinstitutionelle Zusammenarbeit und die Unterstützung beim Einbau der ein oder anderen Probe danken.

Ein großer Dank gebührt meinen Eltern, Edith und Heinz, sowie meinem Bruder Gregor für ihre Unterstützung und ihr immer offenes Ohr.

Last but not least möchte ich mich bei meiner Freundin Claudia für ihre Unterstützung vor allem außerhalb des universitären Alltags sehr herzlich bedanken.

Kurzfassung

Der Bau von integralen Brücken erfreut sich immer größer werdender Beliebtheit. Durch den Entfall der wartungsintensiven Lager und Dehnfugen können sehr langlebige und wartungsarme Tragwerke realisiert werden. Auch wenn eine Vielzahl der Tragwerke im Spannweitenbereich unter 20 m Länge liegen, werden vermehrt auch längere Brücken integral ausgeführt. Dabei gelten Brücken bis ca. 70 m Länge als unproblematisch. Bei längeren Tragwerken treten vermehrt Probleme mit der Dilatation auf. Dabei kommt es öfter zu Hebungen bzw. Setzungen hinter den Widerlagern sowie zu Belagsrissen im Fahrbahnaufbau. Aufgrund dieser Schwierigkeiten wird seit einigen Jahren intensiv daran geforscht, die Problemstellen im Widerlagerbereich in den Griff zu bekommen.

Am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien konnte in den letzten Jahren eine neue Fahrbahnübergangskonstruktion für lange integrale Brücken entwickelt werden. Diese Arbeit befasst sich mit der Entwicklung und der Erprobung der mehrfach patentierten Fahrbahnübergangskonstruktion an einem Prototyp. Aufbauend auf einer Literaturrecherche wurde eine Übergangskonstruktion, welche hohen Dauerhaftigkeitsanforderungen unterliegt, entwickelt. Das grundlegende Funktionsprinzip der neuen Konstruktion basiert darauf, dass die Verformungen, welche durch Temperaturänderungen, Schwinden, Kriechen und äußere Belastung am Widerlager entstehen, nicht punktuell am Brückenende durch eine Dehnfuge in der Fahrbahn aufgenommen, sondern über einen längeren Bereich hinter dem Widerlager verteilt werden. Durch die Verteilung der Verformungen ist es möglich, einen vom Institut für Verkehrswissenschaften - Forschungsbereich Straßenbau der TU Wien entwickelten Fahrbahnaufbau nahtlos von der Brücke bis zum Damm durchzuführen. Dadurch entsteht ein oberflächlich fugenfreier Fahrbahnübergang. Basierend auf diesen Überlegungen wurde ein Prototyp im Maßstab 1:1 geplant und gebaut. An dieser Konstruktion konnten in unterschiedlichen Bauphasen umfangreiche Belastungstests erfolgreich durchgeführt werden. Weiterführend mündeten die Ergebnisse der Forschungsprojekte in ein Pilotprojekt, in dem die neue Übergangskonstruktion erstmals in einer 112 m langen integralen Brücke eingebaut werden soll. Die Erfahrungen aus der Planung des Pilotprojekts wurden in Form von Bemessungsanleitungen sowie Ausschreibungsbehelfen in dieser Arbeit ausgearbeitet.

Abstract

The construction of integral abutment bridges is becoming increasingly popular. Since these bridge structures posses no expansion joints or bearings, it is possible to build very low-maintenance and long-lasting structures. The length of most existing integral abutment bridges does not exceed 20 m, but larger lengths are also increasingly implemented. In these cases, structures up to approx. 70 m are considered to be unproblematic. In longer integral abutment bridges with over 70 meters length, problems often occur in regard to surface cracks and settlements behind the abutments. To address the described challenges, intensive research work has been conducted in order to manage the dilatations of the integral abutments.

A new jointless roadway transition structure for long integral abutment bridges has been invented at the Institute of Structural Engineering of the TU Wien. The presented thesis deals with the development and testing of this novel multiple patented transition structure on a prototype. The development of the new structure, which is designed for high durability demands, was based on an extensive literature research.

The design principle of the new structure is established on the fact that the deformations caused by temperature changes, shrinkage, creeping and external loading on the abutment are not absorbed by an expansion joint at the bridge end. The basic idea is the distribution of the deformations over a longer area behind the abutment. Due to the controled distribution of the deformations, it is possible to build the pavement structure seamless from the bridge over the expansion joint to the embankment. For this purpose the Institute of Transportation, Center for Road Engineering, at TU Wien has developed a special multilayer bituminous pavement structure. Based on these design considerations a prototype in 1:1 scale was realised. The prototype was tested in different construction stages, to receive relevant data for practical use. The findings of the research projects resulted in a pilot project in which the new transition structure will be installed for the first time in a 112 m long integral abutment bridge. The experiences from the planning phase of the pilot project are presented as desing instructions and tender documents in this thesis.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort **I**

Kurzfassung **III**

Abstract **IV**

Abkürzungsverzeichnis **IX**

1 Einleitung **1**
1.1 Motivation 1
1.2 Problemstellung 2
1.3 Zielsetzung 3

2 Stand der Technik **4**
2.1 Integrale Brücken - Begriffsdefinition 4
2.1.1 Besonderheiten integraler Brücken 6
2.2 Integrale Brücken im internationalen Vergleich 10
2.2.1 Europa 10
2.2.1.1 Österreich 10
2.2.1.2 Deutschland 14
2.2.1.3 Schweiz 15
2.2.1.4 Niederlande 16
2.2.1.5 Nordeuropa 17
2.2.2 Nordamerika 19
2.2.3 China 22
2.3 Übergangskonstruktionen im Vergleich 23

3 Entwicklung der neuen Fahrbahnübergangskonstruktion **27**
3.1 Funktionsprinzip 27
3.1.1 Anordnung der Übergangskonstruktion 29
3.1.1.1 Übergangskonstruktion mit abgesenkter Schleppplatte 29
3.1.1.2 Übergangskonstruktion hinter einer obenliegenden Schleppplatte 31
3.2 Wirkungsweise der Einzelkomponenten der FÜK 32

3.2.1 Funktionsprinzip der Betonelemente 32
3.2.2 Wirkungsweise des Asphalts 33
3.2.2.1 Materialverhalten von Asphalt 34
3.2.2.2 Beanspruchung der Asphaltschicht 36
3.2.2.3 Auswirkung des Materialverhaltens auf die unterschiedlichen Beanspruchungen 36
3.2.2.4 Bestimmung der Asphaltsteifigkeit 38
3.2.2.5 Entwicklung des bituminösen Fahrbahnaufbaues . 40
3.2.3 Gleitplatte und Ankerblock 42
3.3 Zusammenwirken der gesamten Konstruktion 44

4 Experimentelle Voruntersuchungen 46
4.1 Versuchsaufbau und Materialien 46
4.2 Ergebnisse der Voruntersuchungen 50

5 Experimentelle Untersuchungen an einem Prototyp 53
5.1 Bemessung des Prototyps 54
5.1.1 Fertigteilgeometrie 54
5.1.2 Abmessungen des Prototyps 55
5.1.3 Bemessung Zugglied 56
5.1.4 Zugversuch am Zugglied 59
5.2 Bau des Prototyps 59
5.2.1 Bau der Betonfertigteile 60
5.2.2 Aufbringen des bituminösen Fahrbahnaufbaues 62
5.2.2.1 Vorbereiten der Betonelemente 62
5.2.2.2 Einbau Gussasphalt 63
5.2.2.3 Einbau AC 22 binder 64
5.3 Belastungstests am Prototyp 65
5.3.1 Fahrbahnübergang ohne Fahrbahnaufbau unter Zugbelastung 65
5.3.1.1 Versuchsaufbau 66
5.3.1.2 Messprogramm 66
5.3.1.3 Versuchsdurchführung 67
5.3.1.4 Ergebnisse 67
5.3.1.5 Interpretation der Ergebnisse 69
5.3.2 Fahrbahnübergang ohne Fahrbahnaufbau unter Druckbelastung 69
5.3.2.1 Versuchsaufbau 70
5.3.2.2 Messprogramm 70
5.3.2.3 Versuchsdurchführung 70
5.3.2.4 Ergebnisse 71
5.3.2.5 Interpretation der Ergebnisse 71

5.3.3 Fahrbahnübergang mit bituminösem Fahrbahnaufbau unter Zugbelastung . . . 72
5.3.3.1 Versuchsaufbau . . . 73
5.3.3.2 Messprogramm . . . 75
5.3.3.3 Versuchsdurchführung . . . 76
5.3.3.4 Ergebnisse . . . 77
5.3.3.5 Interpretation der Ergebnisse . . . 79
5.3.4 Fahrbahnübergang mit bituminösem Fahrbahnaufbau unter Zugbelastung und externer Kühlung . . . 80
5.3.4.1 Versuchsaufbau . . . 80
5.3.4.2 Messprogramm . . . 82
5.3.4.3 Versuchsdurchführung . . . 82
5.3.4.4 Ergebnisse . . . 83
5.3.4.5 Interpretation der Ergebnisse . . . 86
5.3.5 Steifigkeitseigenschaften der Übergangskonstruktion . . . 86
5.4 Bestimmung der Asphaltdehnungen . . . 88
5.4.1 Versuchsaufbau und Durchführung . . . 89
5.4.2 Messprogramm . . . 90
5.4.3 Ergebnisse . . . 91
5.4.4 Interpretation der Ergebnisse . . . 93
5.5 Schlussfolgerung aus dem Bau und den Belastungsversuchen am Prototyp . . . 93
5.5.1 Herstellung des Prototyps . . . 93
5.5.2 Belastung der FÜK . . . 94

6 Bemessung der neuen Fahrbahnübergangskonstruktion 96
6.1 Dimensionierung der Übergangskonstruktion . . . 96
6.2 Ermittlung der passenden FÜK . . . 97
6.2.1 Bemessung Gleitplatte und Ankerblock . . . 98
6.3 Auswirkungen der FÜK auf das Brückentragwerk - Interaktion Brücke-FÜK . . . 101
6.3.1 Einfluss der Brückenlänge . . . 103
6.3.2 Einfluss der Anzahl der Betonelemente . . . 103
6.3.3 Einfluss der Bodensteifigkeit . . . 104
6.3.4 Auswirkung der Brückenlänge auf die FÜK . . . 104
6.3.5 Bedeutung der Planung . . . 104
6.3.6 Schlussfolgerung aus der Interaktion Brücke-FÜK . . . 105
6.4 Handlungsanweisungen zum Umgang mit der FÜK bei der Planung von integralen Brücken . . . 105

7 Pilotprojekt Satzengrabenbrücke **106**
7.1 Tragwerk . . . 106
7.2 Übergangskonstruktion . . . 107
7.2.1 Ausführungsvarianten der FÜK . . . 109
7.2.2 Monitoring . . . 109

8 Wirtschaftlichkeitsbetrachtung **112**
8.1 Allgemeine Kostenfaktoren . . . 112
8.2 Kosten der neuen Übergangskonstruktion . . . 114
8.3 Dauerhaftigkeit . . . 114
8.4 Schlussfolgerung . . . 115

9 Ausschreibungsbehelfe **117**
9.1 Damm . . . 117
9.2 Gleitplatte und Ankerblock . . . 117
9.3 Betonelemente . . . 117
9.4 Fahrbahnaufbau mit polymermodifiziertem Bindemittel . . . 118
9.5 Herstellungsanleitung . . . 118

10 Zusammenfassung **121**
10.1 Ausblick . . . 124

Literaturverzeichnis **126**

A Anhang **132**
A.1 Zugversuch ohne bituminösem Fahrbahnaufbau . . . 132
A.2 Druckversuch ohne bituminösem Fahrbahnaufbau . . . 133
A.3 Zugversuch mit bituminösem Fahrbahnaufbau . . . 135
A.4 Zugversuch mit bituminösem Fahrbahnaufbau und externer Kühlung . . . 137
A.5 Bestimmung der Asphaltdehnung mit ARAMIS . . . 139

B Ausschreibungsbehelfe **140**
B.1 Damm . . . 140
B.2 Gleitplatte und Ankerblock . . . 141
B.3 Betonelemente . . . 143
B.4 Herstellung der Schleppplatte . . . 145
B.5 Fahrbahnaufbau . . . 146

Abkürzungsverzeichnis

Abkürzungen

FÜK	Fahrbahnübergangskonstruktion
RFB	Richtungsfahrbahn

Formelzeichen

α_T	Temperaturausdehnungskoeffizient Beton
ΔL	Längenänderung der Brücke pro Widerlager
ΔL_i	Fugenöffnung zwischen zwei benachbarten Betonelementen
ΔT	Temperaturdifferenz ausgehend von der Aufstelltemperatur
γ	Gleitsicherheitsbeiwert
$\sigma_{Zugglied}$	Spannung im Zugglied
ε	Dehnung
$A_{Asphalt}$	Asphaltquerschnitt
$A_{Dehnung}$	Fläche die zur Aufnahme der Dehnungen im Asphalt beiträgt
$A_{Zugglied}$	Spannungsquerschnitt des Zuggliedes
e_F	Abstand des Kraftschwerpunktes
e_S	Abstand der Steifigkeitsresultierenden
$E_{Asphalt,Mittel}$	Gemittelter Elastizitätsmodul des Asphaltes während des Abkühlvorganges
$E_{Zugglied}$	Elastizitätsmodul des Zuggliedes
$h_{Asphalt}$	Dicke der Asphaltschicht
$k_{...°C}$	Temperaturabhängige Steifigkeit der Konstruktion
$k_{Einzelfuge}$	Steifigkeit der FÜK pro Fuge
$k_{Gesamtkonstruktion}$	Steifigkeit der Gesamtkonstruktion
$k_{ohneFahrbahnaufbau}$	Steifigkeit ohne Fahrbahnaufbau
L_0	Länge zur Aufnahme der Dehnungen im Fahrbahnaufbau
$L_{0,i}$	Freie Länge des Zuggliedes
$L_{0,Mittel}$	Mittlere Dehnlänge der Asphaltschicht
$L_{Gleitfuge}$	Länge der möglichen Gleitfuge zwischen Gleitplatte und Damm
$L_{Schleppplatte}$	Länge der Schleppplatte
$n_{Fertigteile}$	Anzahl der Betonelemente

1 Einleitung

Der integrale Brückenbau fand schon seit jeher seine Anwendung. Die alten Natursteinbrücken und natürlichen Steinbögen als solches sind im grundlegenden Sinn schon integrale Bauwerke. Auch wenn in der damaligen Zeit, durch die durchwegs unterschiedlichen Verkehrsbelastungen, die Dilatationskonzepte noch keine so große Rolle spielten, zählten die alten Brückentragwerke schon zu sehr beeindruckenden Ingenieurbauten. Aufgrund der einfacheren Berechnung im Brückenbau wurde im 20. Jahrhundert auf statisch bestimmte Tragwerke zurückgegriffen. Durch diese Systeme war es notwendig, den Über- und Unterbau durch Lager und Bewegungsfugen voneinander zu trennen. Den Vorteilen, wie z.B. der einfachen Berechnung, standen jedoch auch einige Nachteile gegenüber. Die Lager und Bewegungsfugen sind einer enormen Wartungsintensität ausgesetzt. Bei Betrachtung der Lebenszykluskosten der Brückentragwerke ist zu erkennen, dass ein erheblicher Teil der Erhaltungskosten auf Lager und Fahrbahnübergänge zurückzuführen ist. Untersuchungen von Prof. Bergmeister haben aufgezeigt, dass integrale Brücken mit möglichst redundanten Systemen die wirtschaftlichsten Lösungen darstellen [Bergmeister, 2005]. Auch wenn die Herstellungskosten nicht immer geringer als bei Brücken mit Lagern und Fugen sind, zählen integrale Brücken zu den Brückensystemen mit den geringsten Lebenszykluskosten [Resch, 2010]. Daher sind diese gerade im unteren und mittleren Spannweitenbereich bis zu 70 Meter kaum mehr wegzudenken. Der Übergangsbereich zwischen Brücke und Straße hat durch den integralen Brückenbau enorm an Bedeutung gewonnen. Daher wird in Zukunft nicht nur die Brücke besondere planerische Aufmerksamkeit bedürfen, sondern auch der Übergangsbereich. Es wird von Seiten der Planer immer wichtiger werden, explizite Angaben zur Ausführung des Widerlagerdetails zu machen.

1.1 Motivation

In den letzten Jahren hat es zum Thema integrale Brücken sehr viele Forschungsvorhaben gegeben. Die Motivation vieler Projekte geht stark aus der Initiative der Infrastrukturbetreiber hervor, denn genau diese Institutionen sind jene, welche durch Schäden und immer wiederkehrende Instandhaltungsarbeiten belastet werden. Die Problematik mit dem Übergangsbereich zwischen Brücke und Straßenkörper wird in vielen Forschungsprojekten beschrieben.

In der Österreichischen RVS 15.01.11 [2003] steht zum Thema Übergangskonstruktion folgendes geschrieben:

> „Grundsätzlich ist anzumerken, dass die beste Fuge mit der besten Übergangskonstruktion weit schlechter ist, als ein durchgehender, fugenloser Überbau."[RVS 15.01.11, 2003]

Im Buch *Integral and Semi-Integral Bridges* von Burke [2009], welches sich auch mit Übergangskonstruktionen beschäftigt, steht zu dem Problem der Fahrbahnübergänge bei integralen Brücken folgendes:[1]

> „Das wahrscheinlich bedeutendste ungelöste Problem bei integralen und semi-integralen Brücken ist die Verfügbarkeit von kostengünstigen funktionalen und langlebigen Dehnfugen..."[Burke, 2009]

Auch in der Schweiz wurde in den letzten zehn Jahren intensiv am integralen Brückenbau geforscht. Im Projekt *Erfahrungen mit langen integralen und semi-integralen Brücken* [Kaufmann und Buchheister, 2016] war eine der Schlussfolgerungen zum Thema Übergangsbereich folgende:

> „Ein weiteres, sehr interessantes Forschungsthema ist die Entwicklung neuartiger Ausbildungen des Brückenendes mit dem Ziel, Belagsrisse zu minimieren. Da solche Lösungen vermutlich höhere Erstellungskosten bedeuten, sollte dabei die Wirtschaftlichkeit (Lebenszykluskosten) gebührend beachtet werden." [Kaufmann und Buchheister, 2016]

1.2 Problemstellung

Ein großes Problem bei langen integralen Brücken stellt das Dilatationskonzept dar. Für Brücken bis ca. 70 m können die Längenänderungen der Brücke mit einfachen Schleppplattenkonstruktionen in den Damm eingeleitet werden, ohne dass Schäden im darüberliegenden Fahrbahnaufbau entstehen. Bei längeren Brücken kommt es immer öfter zu Belagsrissen und Setzungen hinter den Widerlagern. Um die Dilatationsprobleme in den Griff zu bekommen, wird deshalb des öfteren auf semi-integrale Tragsysteme mit Übergangskonstruktionen zurückgegriffen. Hierbei werden häufig elastische Belagsdehnfugen eingesetzt. Die Erfahrung mit diesen Dehnfugen hat jedoch gezeigt, dass vermehrt Schäden schon bei kurzen Einsatzzeiten zu vermelden sind. Die Anwendungsgrenzen der Belagsdehnfuge liegen bei Brückenlängen von ca. 100 m [Wruck, 2002]. Für lange integrale Brücken sind diese Dehnfugen daher ebenfalls weniger geeignet.

[1] Originalzitat aus Burke [2009] „Probably the most significant unresolved problem with integral and semi-bridges is the availability of cost effective functional and durable cycle-control joints, the movable transverse joints used between approach slabs of integral-type bridges and approach pavements."

1.3 Zielsetzung

Um die bis heute noch unzureichend gelöste Problematik der Übergangskonstruktionen bei langen integralen Brücken in den Griff zu bekommen, wurde am Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien eine neue Fahrbahnübergangskonstruktion für integrale Brücken entwickelt und in mehreren Ländern patentiert [Kollegger und Eichwalder, 2015, 2016, 2014]. Das Ziel dieser Arbeit war es, die neu entwickelte Konstruktion von der Idee über den Bau eines Prototyps bis hin zu ihrem ersten Einsatz in einem Pilotprojekt weiterzuentwickeln. Um eine praxisgerechte Anwendung der Konstruktion zu ermöglichen, ist der Bau eines Prototyps von besonderer Bedeutung. Anhand der erstmaligen Herstellung konnten sehr wichtige Erfahrungswerte gesammelt und Fehlerquellen erkannt werden. Bei der Planung des Pilotprojektes konnten diese Erfahrungen direkt umgesetzt werden.

In dieser Arbeit wird die neue Konstruktion von der Entwicklung bis zum Einsatz in einem Pilotprojekt beschrieben. Aufgrund der erstmaligen Ausführung in dem Pilotprojekt sollen die Erkenntnisse in Form von Ausschreibungsbehelfen und Herstellungsanleitungen ausgearbeitet werden, um für zukünftige Projekte unterstützende Unterlagen bereitzustellen.

2 Stand der Technik

2.1 Integrale Brücken - Begriffsdefinition

Unter dem Begriff integrale Brücke werden in Österreich und auch in weiten Teilen Europas Brücken ohne Lager und Bewegungsfugen im Überbau sowie zwischen Überbau und Unterbau verstanden. In der Literatur kann es jedoch auch vorkommen, dass Brücken mit Lagern oder Fugen als integrale Brücken bezeichnet werden. Daher wird in vielen Richtlinien zwischen integralen und semi-integralen Brücken unterschieden, wobei die einzelnen Definitionen des Begriffes semi-integral teilweise sehr unterschiedlich sind. Allgemein kann von drei bis vier verschiedenen Brückentypen ausgegangen werden. In Abbildung 2.1 sind alle gängigen Brückenvarianten dargestellt. Ausgegangen wird von der gelagerten Brücke mit Bewegungsfugen an den Widerlagern (siehe Abb. 2.1 (a)). Hierbei kann sich der Überbau zwängungsfrei verformen. Die Bewegungen des Überbaues können durch die Bewegungsfugen, welche in Form eines Fahrbahnübergangs ausgeführt werden, aufgenommen werden. Eine "schwimmend" gelagerte Brücke mit monolithischen Anschlüssen des Überbaues zu den Pfeilern und Ausbildung von Lagern und Bewegungsfugen an den Widerlagern ist in Abb. 2.1 (b) zu erkennen. Dabei entfallen zumindest bei den Pfeilern die wartungsintensiven Lager. Die Brücke kann sich aufgrund der relativ weichen Pfeiler annähernd zwängungsfrei verformen. Als semi-integral werden Brücken ohne Lager zwischen Über- und Unterbau bezeichnet. Die Längenänderung des Überbaues wird durch eine Bewegungsfuge am Widerlager aufgenommen. Die Ausführung der Widerlagerwand kann als Pendelstütze erfolgen (siehe Abb. 2.1 (c)). Vollintegrale Brücken besitzen keine Bewegungsfugen und es wird auch zur Gänze auf Lager verzichtet (siehe Abb. 2.1 (d)). Dadurch erhöht sich die Dauerhaftigkeit bei gleichzeitiger Verringerung des Wartungsaufwandes. Dem gegenüber steht jedoch das hohe Maß an statischer Unbestimmtheit, welche aufgrund der rahmenartigen Einspannung zu erhöhten Zwangskräften führen kann.

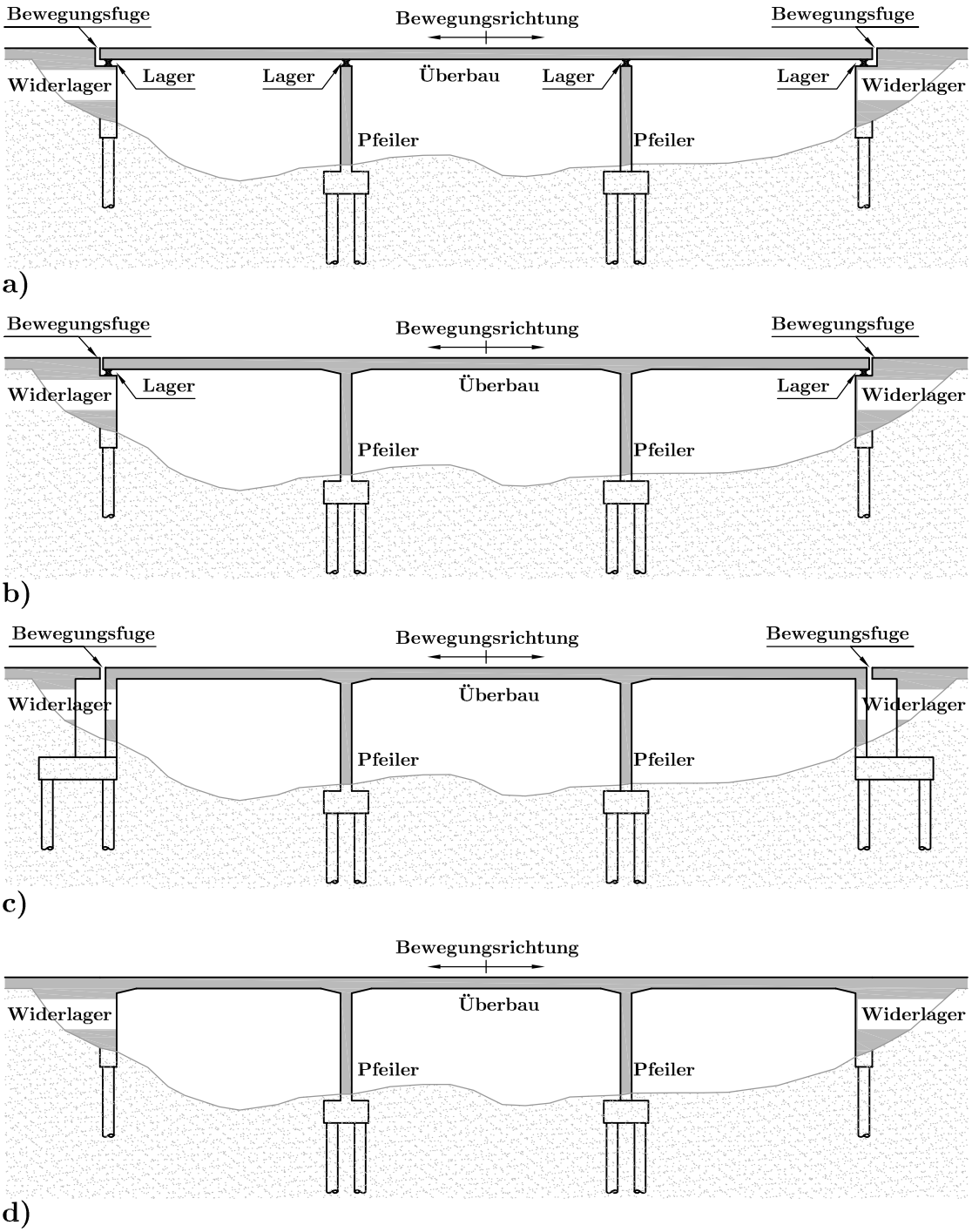


Abbildung 2.1: Darstellung einzelner Brückentypen: a) Brücke mit Lagern und Bewegungsfugen; b)"schwimmend" gelagerte Brücke: monolithische Verbindung zwischen Überbau und Pfeilern, Lager und Bewegungsfugen bei den Widerlagern; c) semi-integrale Brücke: monolithische Verbindung zwischen Über- und Unterbau, Bewegungsfugen an den Widerlagern, Ausführung einer Pendelwand am Widerlager; d) integrale Brücke: monolithische Verbindung zwischen Über- und Unterbau, Verzicht auf Lager und Fugen.

In der Schweizer Richtlinie ASTRA 12 004 [2011] wird grundlegend zwischen 3 Brückentypen unterschieden (siehe Abbildung 2.2).

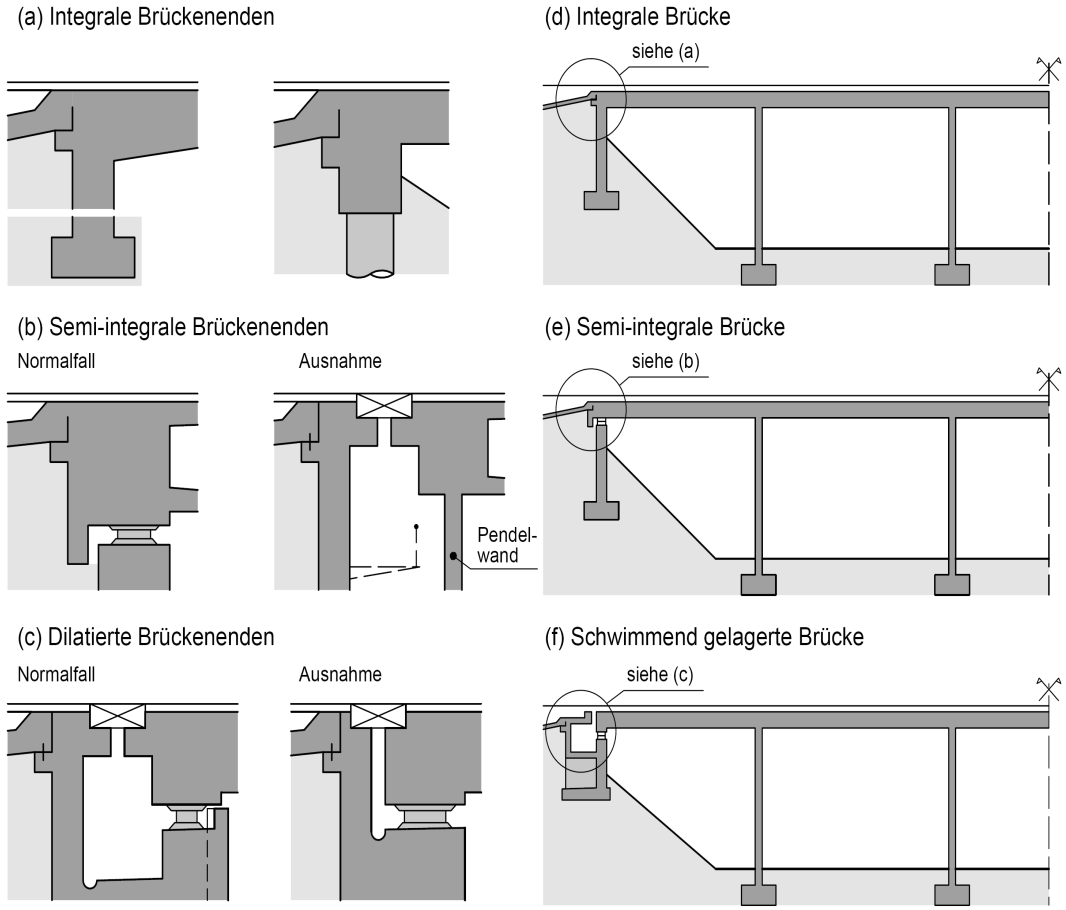


Abbildung 2.2: Lagerungs- und Dilatationskonzepte gemäß Richtlinie Konstruktive Einzelheiten von Brücken [ASTRA 12 004, 2011].

Gemäß dem Entwurf der deutschen Richtlinie für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten RE-ING [2011] wird der Begriff semi-integrale Brücke übergeordnet eingesetzt, sobald eine Fuge bzw. ein Lager vorhanden ist, jedoch müssen mindestens bei zwei Achsen die Pfeiler monolithisch an den Überbau angeschlossen werden.

2.1.1 Besonderheiten integraler Brücken

Prinzipiell wurde im Bauwesen versucht, möglichst zwängungsfreie Strukturen zu finden, um dadurch die statische Berechnung weitestgehend zu vereinfachen. Heutzutage werden leistungsfähige Computerprogramme verwendet, um eine computergestützte Statik zu erstellen. Dadurch können mehrfach statisch unbestimmte komplexe Systeme einfacher berechnet werden. Da es sich bei integralen

Brücken vermehrt um mehrfach statisch unbestimmte rahmenartige Bauwerke handelt, ist der Einsatz von EDV bei der Berechnung kaum mehr wegzudenken. Durch die EDV unterstützte Statik lassen sich die Systeme einfacher berechnen, was wiederum nicht bedeutet, dass eine integrale Brücke deshalb weniger Aufmerksamkeit in ihrer Komplexität benötigt. Aufgrund der monolithischen Bauweise können die durch die Temperaturänderung sowie durch Schwinden und Kriechen entstandenen Verformungen nicht zwängungsfrei abgebaut werden. Daher entstehen im Tragwerk Zwangsspannungen, welche aufgenommen werden müssen. Des Weiteren kommt es aufgrund der monolithischen Verbindung zum Widerlager zu einer zyklischen Widerlagerwandverschiebung bzw. Verdrehung. Diese Bewegung der Widerlagerwand erzeugt zusätzlich einen erhöhten Erddruck auf die Widerlagerwand. Diesen Zwangsbeanspruchungen gilt es vor allem bei längeren Brücken besondere Aufmerksamkeit zu schenken, da sie erheblichen Einfluss auf den Tragwerksentwurf haben.

Für die Dimensionierung der Bewegungsfuge ist im wesentlichen die Kopfverschiebung der Widerlagerwand maßgebend. Diese Verschiebung wird durch folgende Faktoren ausgelöst bzw. beeinflusst:

Steifigkeit des Untergrundes

Die Untergrundsteifigkeit sowie der Verformungswiderstand des Untergrunds wirken sich auf die Widerlagerkopfverschiebung aus. Je nach Untergrundbeschaffenheit kann sich das Widerlager mehr oder weniger widerstandslos verformen. Ein weicher Untergrund ermöglicht eine annähernd widerstandslose Verformung und führt dadurch zu geringen Zwangsspannungen infolge Erddruck.

Steifigkeit des Widerlagers und Gründungsart

Die Steifigkeit des Widerlagers ist im Wesentlichen von der Widerlagerwand und von der Art der Gründung abhängig. Die Steifigkeit der Widerlagerwand an sich ist von ihrer Höhe sowie der Dicke abhängig. Je gedrungener die Widerlagerwand ist, umso steifer ist diese.

Kriechen und Relaxation

Für integrale Brücken sind die Kriechverformungen vor allem bei vorgespannten Betonbrücken von Bedeutung. Hierbei ist die Auswirkung auf die Widerlagerkopfverschiebung bei hoch vorgespannten Bauteilen besonders zu berücksichtigen. Durch übermäßiges Vorspannen kann es dadurch zu einer Überbeanspruchung des Rahmenecks sowie zu einer größeren Verschiebung kommen. Bei schlaff bewehrten Brücken hat das Kriechen einen sehr geringen Einfluss auf die Widerlagerkopfverschiebung (siehe Abbildung 2.3). [Pötzl et al., 1996]

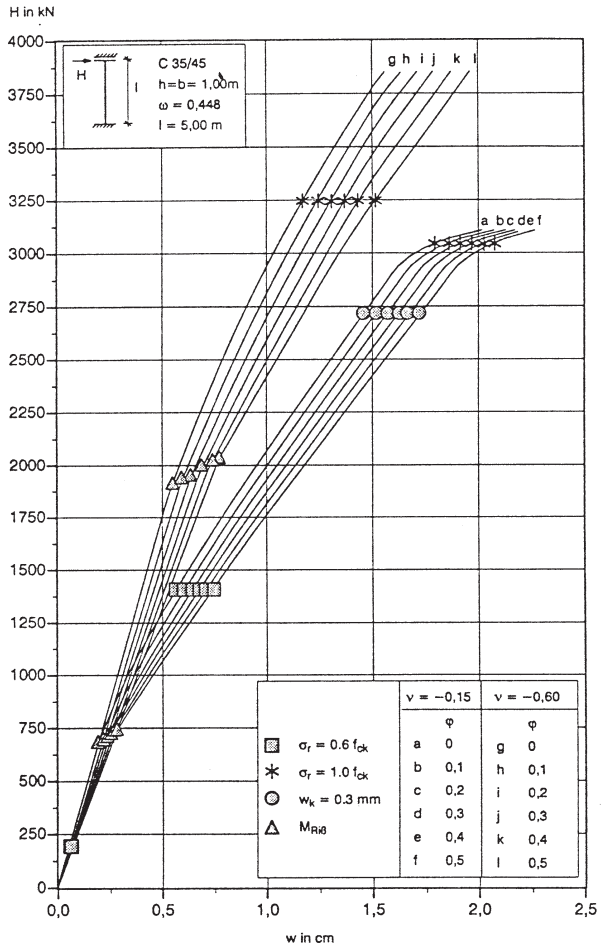


Abbildung 2.3: Einfluss des Kurzzeitkriechens auf die Pfeilerkopfverschiebung [Pötzl et al., 1996].

Zwangsspannungen, welche durch die behinderte Längsdehnung im Tragwerk auftreten, können durch Relaxation teilweise abgebaut werden. Aufgrund der relativ langsamen Brückenverformung infolge der jährlichen Temperaturschwankungen können vor allem die Druckspannungen um teilweise bis zu 20% reduziert werden [Engelsmann et al., 1999]. Im ungerissenen Zustand spielt die Relaxation auch in den Wintermonaten, wenn infolge einer Verkürzung des Tragwerks Zugspannungen auftreten, eine wesentliche Rolle.

Schwinden

Durch Schwinden werden bei integralen Brücken hauptsächlich zentrische Zwangsbeanspruchungen verursacht. Das Schwinden kann durch die Schwindverkürzung angegeben werden, welche über das Schwindmaß ε_{cs} ausgedrückt wird. Die Schwindverformungen setzen sich aus dem Trocknungs- und dem chemischen Schwinden zusammen. Das Trocknungsschwinden ist auf den Feuchtigkeitsentzug im Beton zurückzuführen und kann nur bedingt über schwindar-

me Betone beeinflusst werden. Das chemische Schwinden entsteht während der Hydratation durch die Einbindung des Wassers in die Hydratationsprodukte. Bei der Verwendung von Normalbetonen hat das chemische Schwinden jedoch sehr wenig Einfluss auf die Spannungen im Tragwerk. Dementsprechend kann es für die ganzheitliche Betrachtung des Tragwerks unberücksichtigt bleiben. Einen großen Einfluss auf die Schwinddehnungen kann man durch den Einsatz von "schwindwirksameren" Querschnitten nehmen. Durch ein früheres Wirken der Schwindanteile können daher die auf die FÜK wirkenden Anteile der Verformung des Widerlagerkopfes erheblich reduziert werden. Weiters ist die Schwindbeanspruchung auf die Brückenwiderlagerverschiebung durch einen gezielten Bauablauf gewissermaßen steuerbar. Eine ausführliche Analyse von unterschiedlichen Bauabläufen und vor allem die Möglichkeit von Festpunktwechseln während der Bauphasen kann zu enormen Entlastungen der Widerlagerbereiche führen [Pötzl, 1996].

Temperatur

Als Verformung infolge von Temperatur wird im Wesentlichen die für die Fahrbahnübergangskonstruktion wichtige Verformung der Kopfverschiebung der Widerlagerwand herangezogen. Prinzipiell kann davon ausgegangen werden, dass am Widerlagerkopf annähernd die "freie" Verformung auftritt. Nur bei sehr ungünstigen Randbedingungen, wie zum Beispiel sehr langen Tragwerken mit niedrigen Widerlagerwandhöhen und sehr steifen Bodenverhältnissen, treten geringere Verformungen auf (siehe Abbildung 2.4).

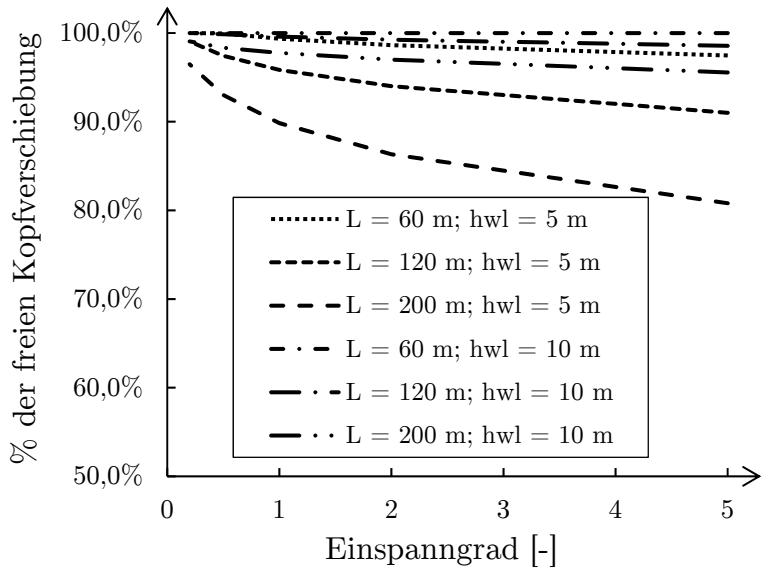
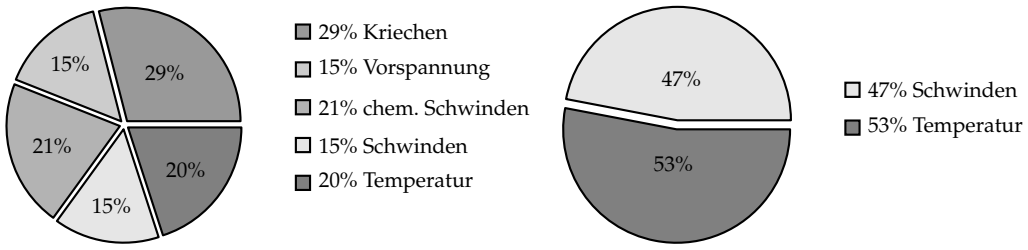


Abbildung 2.4: Widerlagerkopfverformung im Verhältnis zur freien Verformung der Brücke [Nguyen et al., 2016].

Für die erste Abschätzung kann somit die freie Verformung für eine gerade Brücke mit Festpunkt in der Mitte mit $\Delta L = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot \frac{L}{2}$ berechnet werden [Nguyen et al., 2016].

Herstellungsart und Bauablauf

Die Art der Brückenausführung hat einen erheblichen Einfluss auf die Verschiebung des Widerlagerkopfes. In einer Parameterstudie, welche von Romeijn [2006] durchgeführt wurde, sind die Unterschiede von vorgespannten Ortbetontragwerken im Vergleich zu vorgespannten Fertigteiltragwerken sehr deutlich dargestellt (siehe Abb.2.5). Es ist eindeutig zu erkennen, dass durch eine geeignete Wahl des Tragwerks sowie durch unterschiedliche Bauabläufe die Widerlagerkopfverschiebung gezielt gesteuert und minimiert werden kann. Ein erheblicher Anteil der Verformung stammt aus den elastischen Verkürzungen infolge der Vorspannung sowie zufolge vom Frühschwinden. Um diese Verformungen nicht auf den Fahrbahnübergang zu übertragen, ist es sinnvoll bei vorgespannten Tragwerken auf Fertigteile zurückzugreifen bzw. in Ortbetonbauweise die Widerlagerwand möglichst spät mit dem Überbau zu verbinden.



(a) Ortbetonbrücke in-situ vorgespannt (b) vorgespannte Fertigteilträger (Einbau nach 60 Tagen)

Abbildung 2.5: Beitrag unterschiedlicher Einwirkungen auf die Widerlagerkopfverschiebung im Bezug auf die Herstellung einer vorgespannten Brücke [Romeijn, 2006].

2.2 Integrale Brücken im internationalen Vergleich

2.2.1 Europa

2.2.1.1 Österreich

In Österreich werden seit einigen Jahren integrale Brücken vor allem im kurzen bis mittleren Stützweitenbereich bis zu 70 Meter eingesetzt. Eine Richtlinie (RVS 15.02.12) für die Bemessung und Ausführung von integralen Brücken befindet sich derzeit in Erarbeitung und wird demnächst fertiggestellt sein [RVS

15.02.12, 2017]. Diese Richtlinie soll das Ziel haben, als Behelf für Brücken über 70 Meter Spannweite hinaus zu dienen. In Österreich werden aus heutiger Sicht Brücken bis zu einer Länge von 70 bis 80 Meter ohne Fahrbahnübergang ausgeführt. Längere Tragwerke werden meist als semi-integrale Tragwerke konzipiert und mit einem Fahrbahnübergang in Form einer Belagsdehnfuge ausgeführt. Für kleine und mittlere integrale Brücken hat die ASFINAG ein Regeldetail zur Ausführung von integralen Widerlagern mit abgesenkter Schleppplatte im Planungshandbuch zur Verfügung gestellt (siehe Abb. 2.6). Zur Ausführung von konventionellen Schleppplatten wurde die RVS 15.06.11 [2012] ausgearbeitet.

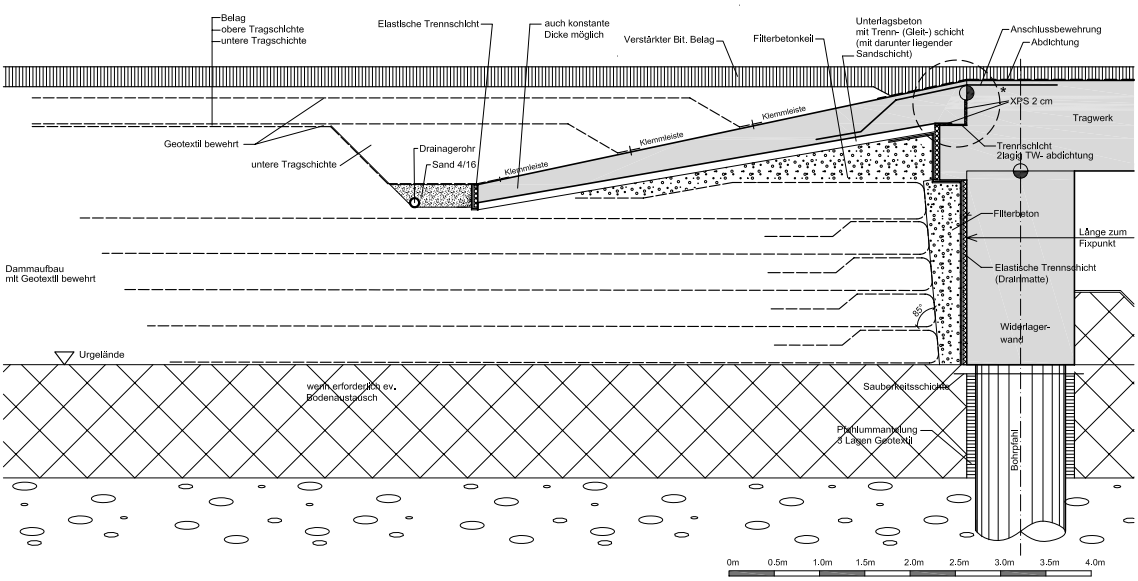


Abbildung 2.6: Ausbildung eines integralen Widerlagers für kurze und mittlere Brücken. ASFINAG Regelplan Nr. 800.300.1543 [ASFINAG, 2011].

Innovative Lösungsansätze in Österreich

Um die Übergangsproblematik bei längeren integralen Tragwerken fugenlos in den Griff zu bekommen, wurden in den letzten Jahren mehrere Forschungsprojekte sowie Pilotprojekte von unterschiedlichen Seiten initiiert. Der Grundgedanke all dieser Lösungsformen basiert auf der gleichmäßigen Verteilung der Dehnungen auf einen größeren Bereich hinter dem Widerlager.

Ziehharmonikaplatte

Unter dem Begriff Ziehharmonikaplatte wurde unter Prof. Sparowitz eine flexible Übergangskonstruktion entwickelt [Sparowitz und Freytag, 2008]. Sie wurde durch Fink [2008] weiterentwickelt und im Zuge der Dissertation von Pilch [2014] konnte ein Prototyp entwickelt und gebaut werden. Die Dehnungen werden hinter der Schleppplatte durch die Ziehharmonikaplatte linear abgebaut. Die

Ziehharmonikaplatte ähnelt im Grundriss einer Streckmetallplatte. Die Platte ist eine schlaff bewehrte Stahlbetonplatte, welche durch mehrere versetzte Dehnfugen unterbrochen ist. Dadurch entstehen mehrere hintereinander angeordnete Betonbalken, die versetzt miteinander verbunden sind und somit in Serie geschaltet sind. Durch die Biegesteifigkeit der einzelnen Balken wird die Steifigkeit bestimmt (siehe Abb. 2.8). Aufgrund der Reibung zwischen der Übergangsplatte und der Gleitebene kann durch Variation der Fugenabstände die Steifigkeit der Platte gezielt gesteuert werden. In den ersten Entwürfen von Pilch [2014] und Fink [2008] wurde die Übergangskonstruktion hinter einer gelenkig angeschlossenen oben liegenden Schleppplatte angeordnet. Um die Zugkräfte in den dahinterliegenden Damm einzuleiten, wurden mehrere Varianten der Verankerung ausgearbeitet.

- Endverankerung durch passiven Erddruck (siehe Abb. 2.7)
- Endverankerung durch Anker
- Endverankerung durch Pfähle

Abbildung 2.7: Verankerung der horizontalen Kräfte über einen Sporn hinter der Ziehharmonikaplatte [Fink, 2008].

Tiefliegende Ziehharmonikaplatte

Die oben beschriebene Ziehharmonikaplatte konnte nach der Weiterentwicklung durch das Büro IL-Mayer ZT GmbH im Zuge eines Pilotprojektes an einer 100 Meter langen integralen Betonbrücke das erste Mal umgesetzt werden. Im Unterschied zur Ausführungsvariante gemäß Abbildung 2.7 wurde im Pilotprojekt eine abgesenkte Schleppplatte nach Vorbild der [ASFINAG, 2011] Regelplanung

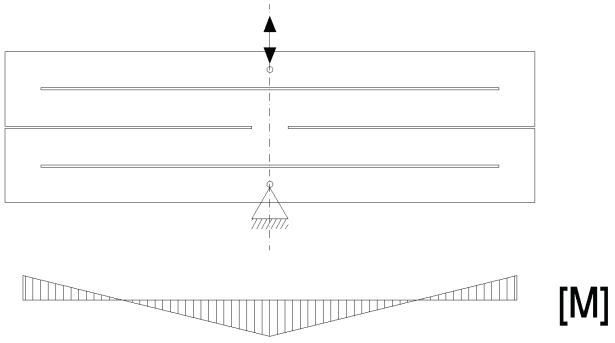


Abbildung 2.8: Wirkungsweise der Ziehharmonikaplatte anhand eines kleinen Ausschnittes und Biegemoment im untersten Element [Pilch, 2014].

mit anschließender Ziehharmonikaplatte als Übergangskonstruktion umgesetzt (siehe Abb. 2.9).

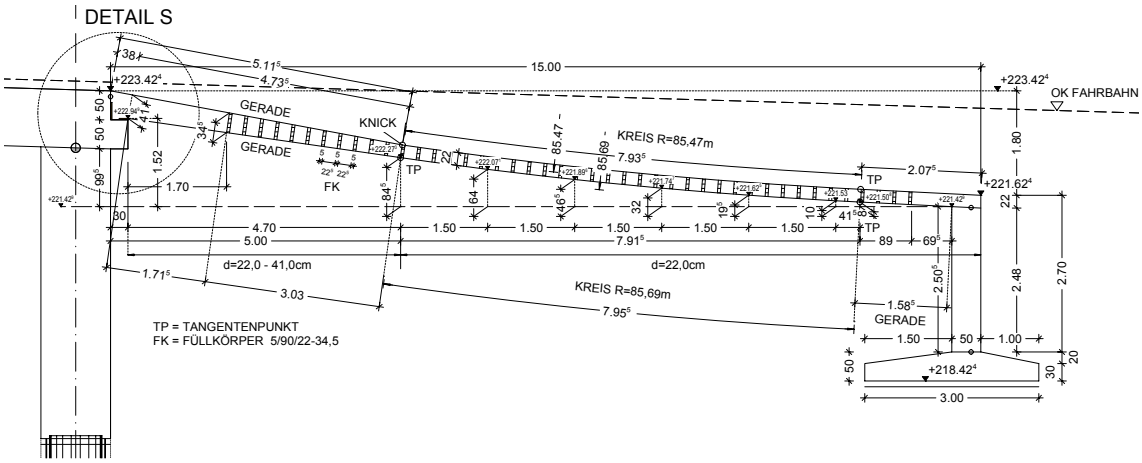


Abbildung 2.9: Übergangskonstruktion des Objektes A5.18 im Zuge der A5-Nord Autobahn - Längsschnitt und Grundriss [IL-Mayer ZT GmbH, 2015].

Gummibetonschleppplatte

Im Zuge der Umfahrung Oberwart wurde eine 90 Meter lange integrale Betonbrücke mit einer neuartigen Schleppplattenkonstruktion ausgeführt. Die Schleppplatte wurde in zwei Teile unterteilt. Hinter dem Tragwerk schließt eine abgesenkte Stahlbetonschleppplatte an. Diese Schleppplatte ist starr mit dem Widerlager verbunden. Sie dient dazu, die Setzungen hinter der Widerlagerwand zu überbrücken und leitet die Verformungen weiter. Hinter der abgesenkten Schleppplatte schließt eine horizontale Gummibetonplatte an. Diese Platte dient dazu, die Verformungen der Brücke gleichmäßig in den Damm einzuleiten. Aufgrund der ca. einen Meter hohen Überschüttung werden die Dehnungen zusätzlich verteilt und der darüberliegende Fahrbahnaufbau kann die Dehnungen rissefrei auf-

nehmen. Aufgrund des schlechten Verbundes zwischen Gummibeton und Bewehrung wurde diese in mehreren Querrippen aus Normalbeton verankert. Dadurch kann die Bewehrung die Zugkräfte, welche in den Wintermonaten auftreten in den Damm einleiten. In den Sommermonaten wirkt die Gummibetonplatte als verteilende Schicht. Ein umfassendes Monitoringkonzept hat über einen Zeitraum von drei Jahren gezeigt, dass sich die theoretische Funktionsweise der Gumibetonschleppplatte auch in der Praxis bestätigt hat. Die auftretenden Verformungen können aufgrund dieser Konstruktion gleichmäßig abgebaut werden [Hartl, 2014].

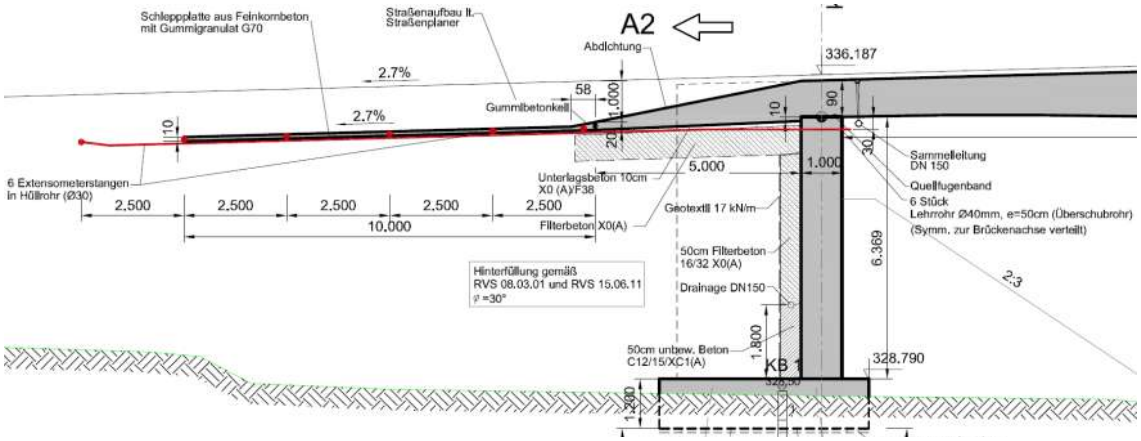


Abbildung 2.10: Widerlagerkonstruktion einer 90 Meter langen integralen Brücke mit Gummibetonschleppplatte bei der Umfahrung Oberwart [Hartl, 2013].

In der Arbeit von Fischer [2013], durchgeführt an der TU Graz, wurde ebenfalls an einer flexiblen Schleppplattenkonstruktion mit Gummigranulat als Zuschlagsstoff im Beton geforscht. Ziel dieser Konstruktion war es, die im Winter entstehenden Risse im Asphalt zu begrenzen und im Sommer die Verformungen des Oberbaues in den Damm abzuleiten.

2.2.1.2 Deutschland

In Deutschland wurde im Jahr 2011 ein Entwurf der *Richtlinie für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten* mit einem Abschnitt für integrale Bauwerke erstellt [RE-ING, 2011]. Dieser Entwurf der Richtlinie schreibt als Widerlagerlösung für eine vollintegrale Brücke eine tiefliegende Schleppplatte vor (siehe Abb. 2.11). Dieses Widerlagerdetail ist für hochrangige Straßen wie z.B. Autobahnen und Schnellstraßen bis zu einer Brückenlänge von 50 m für Betontragwerke zulässig. Im niederrangigen Straßennetz können Betonbrücken bis zu 60 m ohne Fahrbahnübergangskonstruktion realisiert werden. Für längere Brücken werden planmäßig Belagsdehnfugen eingesetzt.

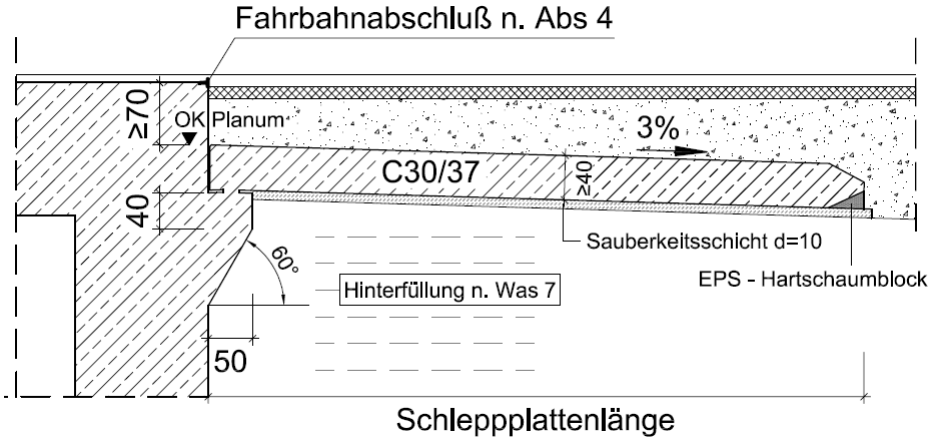


Abbildung 2.11: Ausführungsdetail für integrale Brücken gemäß deutscher Richtlinie RE-ING [2011].

2.2.1.3 Schweiz

In der Schweiz existiert seit dem Jahr 2011 die Richtlinie ASTRA 12 004 [2011] zu konstruktiven Einzelheiten von Brücken, wo im *Kapitel 3 Brückenende* auf die Ausführung von integralen Brücken eingegangen wird. Darin wird festgelegt, dass bei Neubauten vorzugsweise auf den Einbau von Lagern und Fahrbahnübergängen verzichtet werden soll. Dies führt sogar so weit, dass bei der Instandsetzung von bestehenden Brückentragwerken eine Änderung des Lagerungs- und Dilatationskonzeptes in Betracht zu ziehen ist, falls dies wirtschaftlich realisierbar ist. Der Vorteil solcher Instandsetzungen ist jener, dass sämtliche Verformungen infolge von Kriechen und Schwinden fast zur Gänze abgebaut wurden und in Zukunft wesentlich geringere Verformungen auf das geänderte Tragwerk wirken. Gemäß ASTRA 12 004 [2011] kommen vollintegrale Brücken ohne Fahrbahnübergang bis zu einer Widerlagerkopfverschiebung von ca. 20 mm zum Einsatz (siehe Abb. 2.12). Es werden bevorzugt abgesenkte Schleppplatten mit einem Winkel von ca. 10 ° eingesetzt. Bei größeren Dehnwegen werden zusätzlich Belagsdehnfugen zur Aufnahme der Dehnungen im Fahrbahnbelag eingesetzt. Als Grundlage für die Richtlinie wurde der Sachstandsbericht für integrale Brücken von Kaufmann [2008] herangezogen. Aufbauend auf diesen Bericht wurde ein weiteres Forschungsvorhaben für lange integrale und semi-integrale Brücken initiiert [Kaufmann und Buchheister, 2016]. In diesem Projekt wurden bestehende integrale und semi-integrale Brücken mit Längen zwischen 60 m und 140 m auf deren Dauerhaftigkeit und eventuell entstandene Schäden an unterschiedlichsten Problemstellen untersucht. Die Kernaussage dieses Forschungsvorhabens ist, dass Belagsrisse bei integralen Brücken ohne bzw. mit abgesenkten Schleppplatten meist direkt hinter der Widerlagerwand bzw. am Schleppplattenende auftreten. Selbst bei Brücken mit Belagsdehnfugen als Übergangskonstruktion treten

häufig Risse an deren Flanken auf.

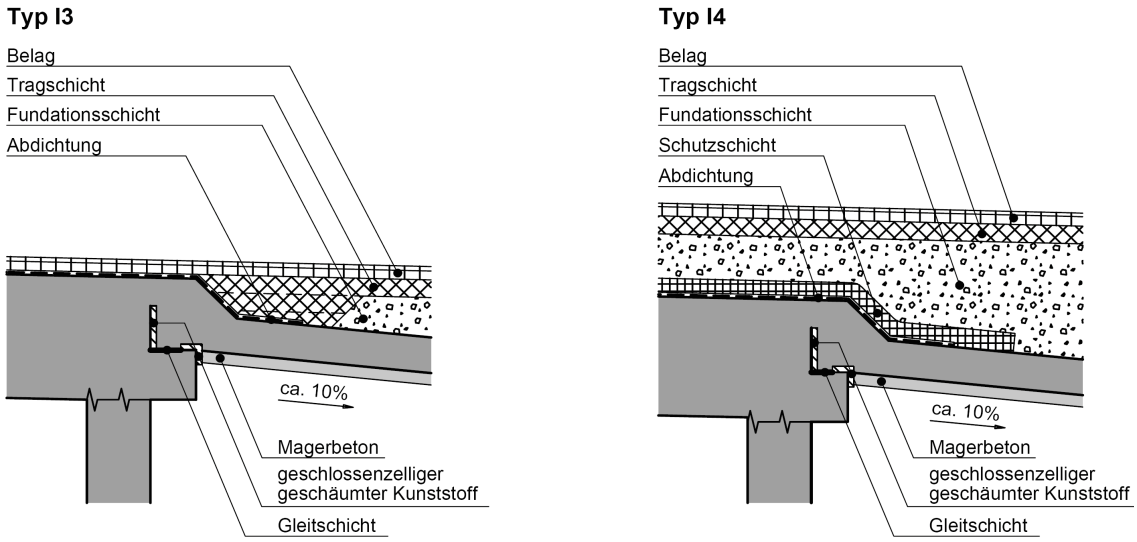


Abbildung 2.12: Ausführungsdetail für integrale Brücken gemäß ASTRA 12 004 [2011] für integrale Widerlager bis zu einer Bewegung von ca. 20 mm.

Eine der wohl bekanntesten integralen Brücken in Europa ist die Sunnigbergbrücke in der Schweiz. Mit einer Länge von 526 m zwischen den Widerlagern wurde sie vollintegral ohne Fahrbahnübergänge ausgeführt und ist die längste Brücke ihrer Art. Um Brücken mit solchen Längen integral ohne Fahrbahnübergang ausführen zu können, sind besondere Voraussetzungen notwendig. Die Brücke ist im Grundriss mit einem Radius von 503 m gekrümmt und hat verhältnismäßig weiche Pylone mit einer Höhe von 62 m [Figi et al., 1997; Vogel und Schellenberg, 2015]. Dadurch können Zwänge, welche zufolge von Temperatur, Kriechen und Schwinden auftreten, in Form von horizontalem Ausweichen des Überbaues abgebaut werden und durch die Reduktion der Widerlagerverschiebungen kann ein fugenloser Übergang realisiert werden. Langzeiterfahrungen mit solch langen Brücken sind jedoch noch keine vorhanden.

2.2.1.4 Niederlande

In den Niederlanden werden Brücken bis 70 Meter Länge ohne Fahrbahnübergang mit obenliegenden Schleppplatten und darüberliegendem bewehrten Fahrbahnaufbau ausgeführt. Die mit Glasfasergitter bewehrte bituminöse Fahrbahn wird auf eine Länge von bis zu 15 Metern nach dem Übergang zwischen Schleppplatte und Damm ausgeführt (siehe Abb. 2.14 und Abb. 2.13). Dadurch können die auftretenden Verformungen dauerhaft abgebaut werden. Aufgrund der dichten Bewehrung im Asphalt können die Dehnungen gleichmäßig über eine größere Länge verteilt werden. Je nach Brückenlänge und auftretenden Verformun-

gen hinter der Schleppplatte werden unterschiedlich dicke Asphaltaufbauten zur Aufnahme der Dehnungen gewählt.

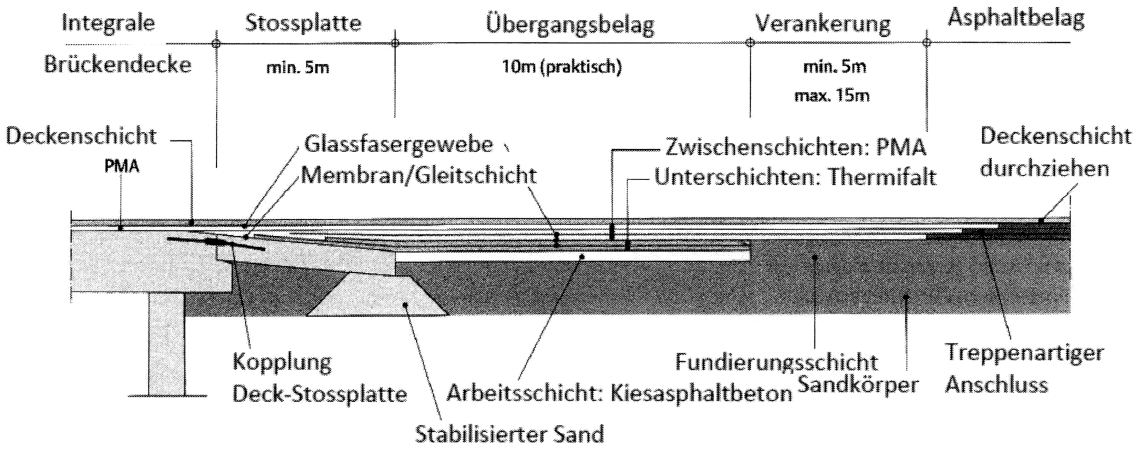


Abbildung 2.13: Prinzipskizze der integralen Widerlager ausgeführt an der A50 und A73 in den Niederlanden [Walraven, 2012].

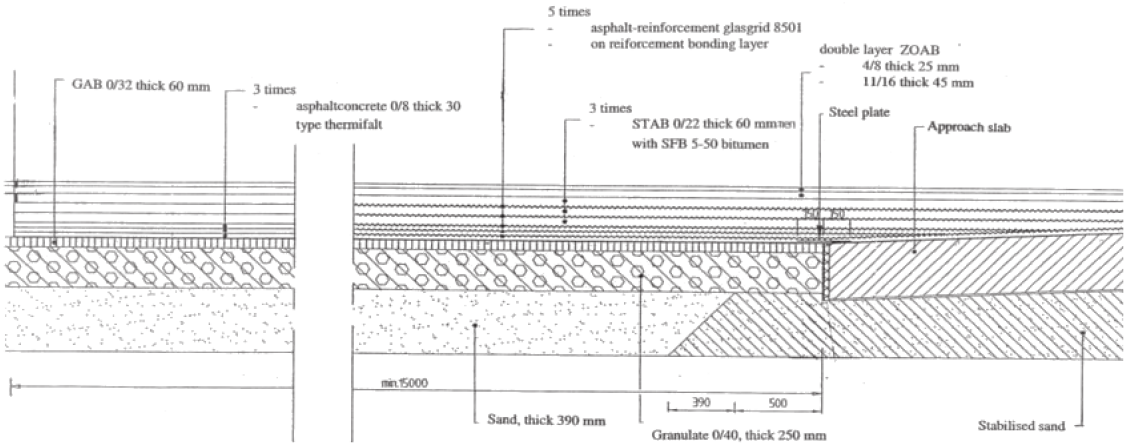


Abbildung 2.14: Verwendung von Asphaltbewehrung glassgrid 8501 zum Anschluss des Brückenbauwerkes an die Straße [Romeijn, 2006].

2.2.1.5 Nordeuropa

Schweden

In Schweden werden Betonbrücken mit Längen bis 90 m und Verbundbrücken bis 60 m integral ausgeführt. Die schwedische Integralbauweise wird mit "end screen bridge" bezeichnet. Die Widerlagerwand der Brücke dient in diesen Fällen nicht zur Abtragung der vertikalen Lagerkräfte. Diese werden durch separat angeordnete Pfeiler davor aufgenommen (siehe Abb. 2.15). Im Regelfall wird bei dieser Bauweise auf die Anordnung einer Schleppplatte verzichtet. Schlepplatten kommen nur in Ausnahmefällen bei großen Setzungen zum Einsatz. Wenn

Schleppplatten ausgeführt werden, dann erfolgt dies meist in Form einer abgesenkten Schlepplatte. [Kerokoski, 2006]

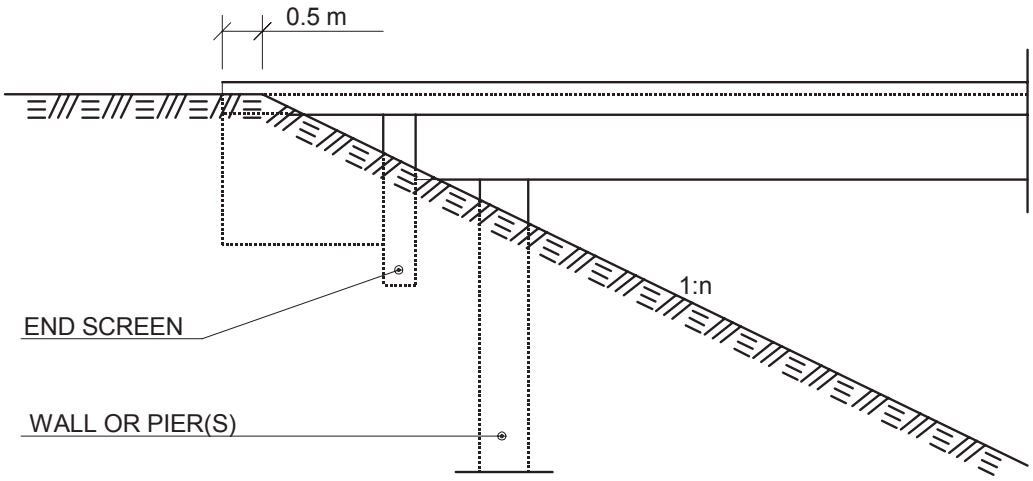


Abbildung 2.15: Beispiel einer schwedischen "end screen bridge" ohne Schleppplatte und Fuge in der Fahrbahn. [Kerokoski, 2006].

Norwegen
In Norwegen werden gemäß der Richtlinie für Brückenbau der Norwegian Public Roads Administration [2011] Integrale Brücken bis zu einer Länge von 80 m ohne Übergangskonstruktion ausgeführt. Um Setzungen hinter dem Widerlager zu verhindern, werden abgesenkte Schleppplatten eingesetzt (siehe Abb. 2.16). Die Länge der Schleppplatte ist für Straßen unter 50 km/h mit mindestens 3 m und für Straßen über 50 km/h Höchstgeschwindigkeit mit mindestens 4 m festgelegt.

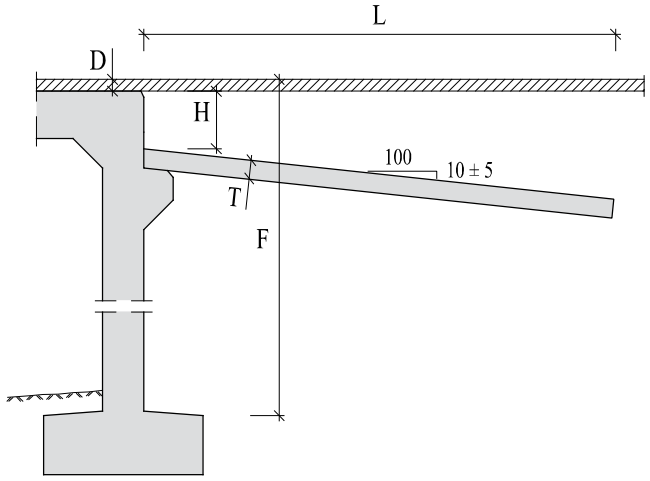


Abbildung 2.16: Ausführungsdetail einer Schlepplatte in Norwegen für integrale Betonbrücken [Norwegian Public Roads Administration, 2011].

Finnland
In Finnland sind gemäß Finnischer Brückenrichtlinie [Finnra, 2000] integrale Brücken mit einer Bewegungslänge von 35 m ohne Fahrbahnübergang ausführbar [Laaksonen, 2011].

Vereinigtes Königreich
In Großbritannien werden gemäß der Bemessungsrichtlinie [The Highways Agency et al., 2003] integrale Brücken bis zu einer Länge von 60 m als fugenlose Tragwerke ausgeführt. Die Dehnungen in der Fahrbahn werden meist durch eine Belagsdehnfuge abgebaut. Die meisten Infrastrukturbetreiber verzichten jedoch auf den Einsatz von Schleppplatten, da bis heute keine zufriedenstellenden Lösungen gefunden wurden [Iles, 2006].

Estland
In Estland wurden in den letzten Jahren vermehrt integrale Brücken als Eisenbahnüberführungen gebaut. Hierbei kamen vollintegrale vorgespannte Betontragwerke bis zu einer Länge von 70 m zum Einsatz. Der Grund, warum integrale Brücken in Estland erst langsam an Bedeutung gewinnen, ist, dass die Berechnung konventioneller Brücken weniger aufwendig ist, als die Berechnung integraler Tragwerke. [Vibo und Lõhmus, 2013]

2.2.2 Nordamerika

Im nordamerikanischen Raum werden integrale Brücken ebenfalls als kosteneffiziente Alternative zu Brücken mit Lagern und Fugen eingesetzt. Bereits seit den 1930er Jahren haben sich American State Departments of Transportation den integralen Brücken angenommen [Connal, 2004]. Der Einsatz der integralen Tragwerke hat sich in Nordamerika über Jahrzehnte hinweg sehr gut etabliert. Seither sind in den diversen Bundesstaaten Richtlinien für integrale Brücken entstanden. Durch den vermehrten Einsatz des Fertigteilbaues unterscheiden sich die einzelnen Lösungen zur Ausführung der integralen Widerlager teilweise sehr stark von den europäischen Lösungen. Weiters kommen im amerikanischen Raum vermehrt Stahlpfähle zum Einsatz, während in Europa wesentlich steifere Bohrpfähle eingesetzt werden. Während beim Primärtragwerk in Europa großteils Ortbetontragwerke und vielmals Ortbetonplatten eingesetzt werden, finden im amerikanischen Raum fast ausschließlich Plattenbalkentragwerke ihre Anwendung. Dies ist natürlich durch den Einsatz von Fertigteilen bedingt. In den Richtlinien werden deshalb vor allem die unterschiedlichen Anschlussdetails der Stahl- und Betonfertigteilträger ans Widerlager geregelt. Während in Europa bevorzugt Lösungen mit abgesenkten Schleppplatten zum Einsatz kommen, sind in den USA fast ausschließlich obenliegende Schleppplatten zu finden (siehe Abb. 2.17).

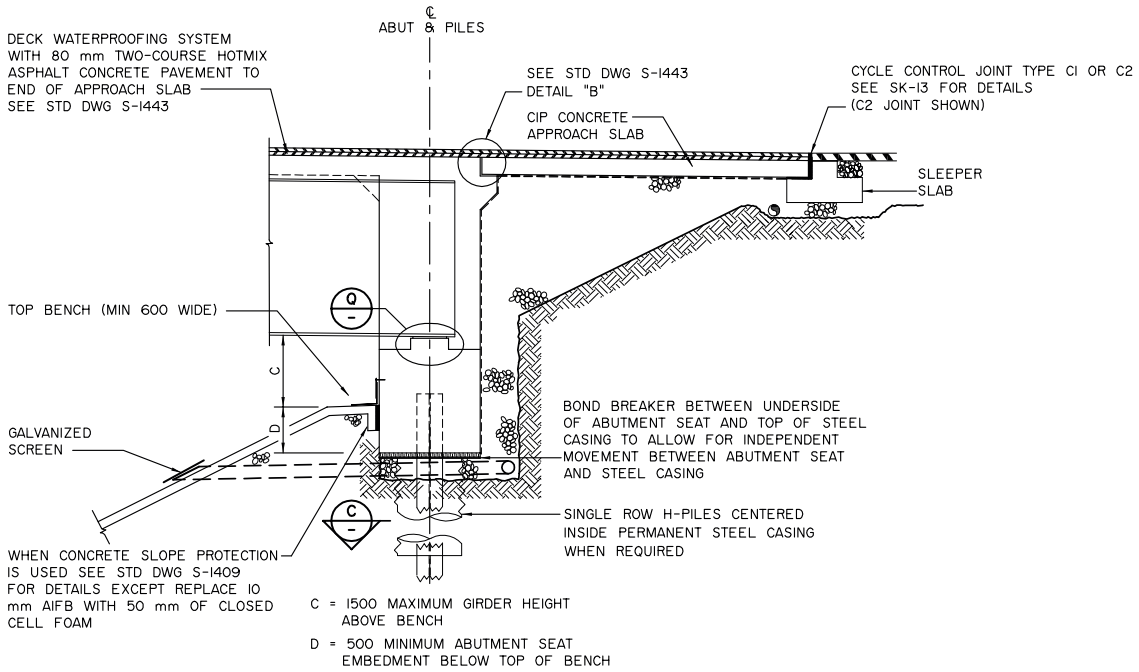


Abbildung 2.17: Regeldetail C2 eines integralen Widerlagers aus der Richtlinie des Verkehrsministeriums in Alberta [Alberta Transportation, 2012b].

Durch die Anordnung der obenliegenden Schleppplatte findet die Dilatation je nach Brückentyp am Ende bzw. am Anfang dieser statt. Abbildung 2.18 zeigt die Auflage der Schleppplatte auf die Endschwelle mit durchgehendem Fahrbahnbelag zur Aufnahme der Verformungen. Dieser Konstruktionstyp ist in der Richtlinie für integrale Brücken von Alberta festgehalten [Alberta Transportation, 2012b]. Da die Aufnahme der Verformung nicht rissfrei möglich ist, ist eine Sollbruchstelle in Form einer planmäßigen Vergussfuge im Fahrbahnaufbau vorgesehen. Die Herstelltemperatur der Schleppplatte und somit die Verbindung des Brückentragwerks mit dem Widerlager ist in Alberta mit 20 °C definiert, wobei der gesamte Temperaturunterschied von 35 °C bis −45 °C reicht. Dadurch öffnet sich vor allem im Winter die Dehnfuge sehr stark, was mit der Begründung akzeptiert wird, dass die Fuge bei Minusgraden permanent zugefroren ist und das Eis als Dichtung fungiert [Alberta Transportation, 2012a]. Aufgrund der zyklischen Bewegung der Vergussfuge muss diese in planmäßigen Wartungsintervallen erneuert werden. Diese Art der Dehnfuge wird für Stahlbrücken mit freien Bewegungslängen von bis zu 45 m, Betonbrücken von bis zu 60 m und eine maximale Fugenöffnungen bis zu 40 mm eingesetzt. Die Bewegungslänge der Brücke ist auf den jeweiligen Ruhepunkt der Brücke bezogen.

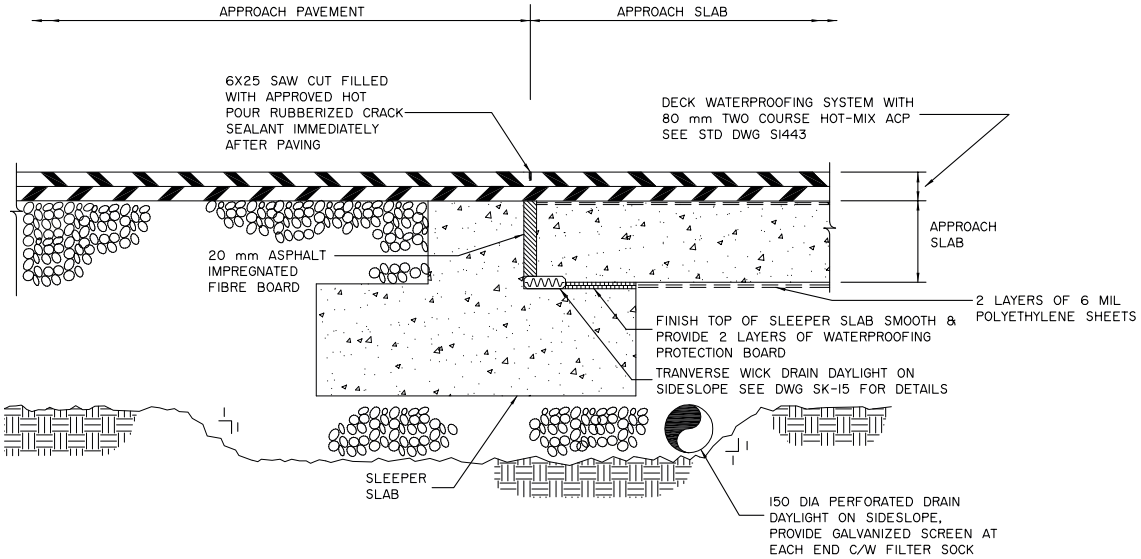


Abbildung 2.18: Regeldetail des Schleppplattenanschlusses an die Endschwelle aus der Richtlinie des Verkehrsministeriums in Alberta (USA) [Alberta Transportation, 2012b].

Faserverstärkte Verbundplatte als Fahrbahnübergang

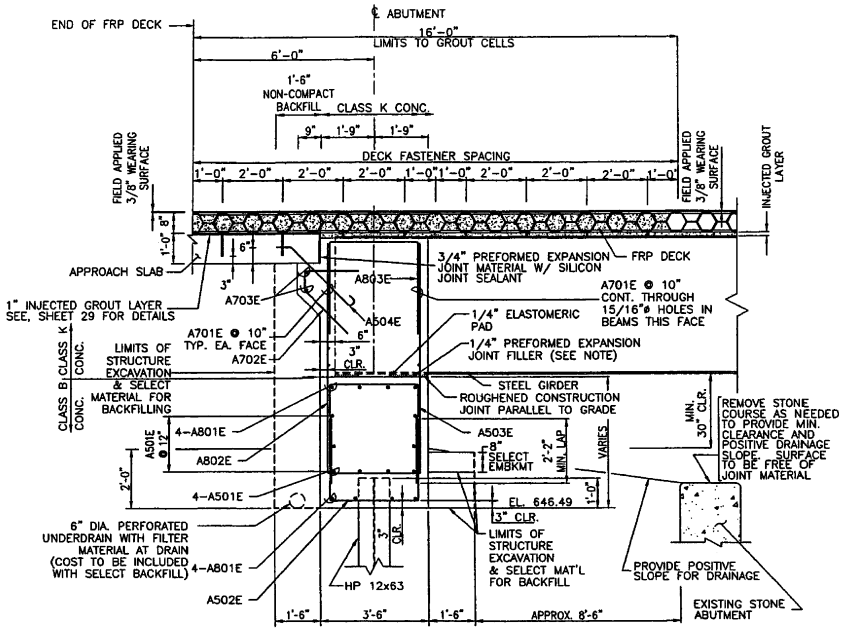


Abbildung 2.19: Widerlagerdetail der Market Street Bridge (USA) [Shekar et al., 2005].

In den Vereinigten Staaten wurde initiiert durch die West Virginia University ein Pilotprojekt mit einer verstärkten Fahrbahn als Übergangskonstruktion um-

gesetzt. Es handelt sich um eine einfeldrige Verbundbrücke mit einer Länge von ca. 54 m und einer Breite von ca. 17 m. Die Widerlager wurden vollintegral mit einer obenliegenden Schleppplatte ausgeführt. In diesem Projekt wurde ein speziell verstärkter Fahrbahnaufbau eingesetzt. Um die Längenänderung der Brücke rissefrei abzutragen, wurde die Fahrbahn mit einer faserverstärkten Kunststofffahrbahn als Verbundplatte (SuperDeck™) ausgeführt. Diese FRP-composite Platte dient als Sekundärtragwerk in Quertragrichtung und kann die auftretenden Dehnungen in Längsrichtung ohne Risse in der Fahrbahn aufnehmen. [Shekar et al., 2005]

2.2.3 China

In China wurde das Thema Integralbrücken bis jetzt eher oberflächlich behandelt. Vollintegrale Brücken wurden sehr selten umgesetzt. Hauptsächlich werden semi-integrale Tragwerke mit Fugen im Fahrbahnbelag ausgeführt. Im Jahr 1999 wurde mit der Qingyuan Siju Brücke die erste integrale Brücke gebaut [Jin et al., 2004]. Die Brücke hat eine Länge von 52,7 m und ist in vier Felder aufgeteilt. Die Aufnahme der Verformungen erfolgt hinter dem Widerlager durch eine abgesenkte Schleppplatte. In diesem Fall kommt eine besonders lange Schleppplatte, welche auf insgesamt drei Sleeper Slabs auflagert, zum Einsatz. Durch die Unterteilung der Schleppplatte in drei Teile und der Verbindung durch eine Arbeitsfuge können die Dehnungen zusätzlich aufgeteilt werden. Um die Verformungen gleichmäßig in den Fahrbahnbelag einleiten zu können, werden über der Schleppplatte Geogitter eingelegt (siehe Abb. 2.20).

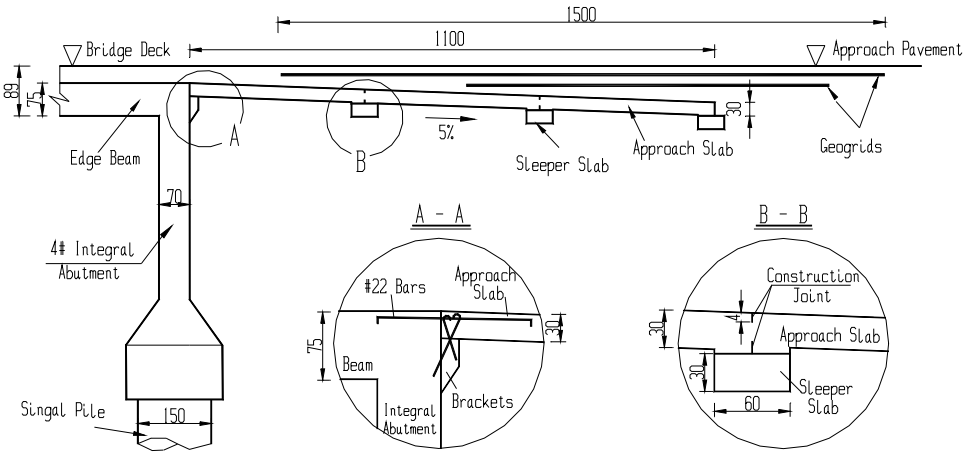


Abbildung 2.20: Integrales Widerlager mit langer Schleppplattenkonstruktion bei der Qingyuan Siju Brücke in China [Jin et al., 2004].

2.3 Übergangskonstruktionen im Vergleich

Auch wenn der Begriff integrale Brücke mit dem Wort Übergangskonstruktion im Widerspruch steht, ist diese von großer Wichtigkeit. Bei integralen Brücken spricht man nicht von einer Übergangskonstruktion im klassischen Sinn, wie zum Beispiel Fingerdehnfugen usw., sondern von fugenlosen Konstruktionen zur Aufnahme der Brückenlängenänderung im Fahrbahnaufbau. Die im Abschnitt 2.2 *Integrale Brücken im internationalen Vergleich* dargestellten Konstruktionen zur Aufnahme der Verformungen werden bezüglich Dehnungsabbau näher untersucht und verglichen. In Abbildung 2.21 sind fünf ausgewählte Strukturen, welche im Großen und Ganzen das gesamte Spektrum abbilden, dargestellt. Die Grundprinzipien einer fugenlosen Konstruktion beruhen darauf, die Dehnungen im Fahrbahnaufbau so zu reduzieren, dass diese unterhalb der Bruchdehnung bleiben. Die Dehnung ε lässt sich vereinfacht mit Gleichung 2.1 ermitteln.

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \tag{2.1}$$

mit :

ε	gemittelte Dehnung im Fahrbahnaufbau
ΔL	Längenänderung der Brücke
L_0	Länge zur Aufnahme der Dehnungen im Fahrbahnaufbau

Abgesenkte Schleppplatte ohne Fahrbahnübergang Der Dehnungsabbau durch eine tiefliegende Schleppplatte, wie in Abbildung 2.21 (a) dargestellt, erfolgt durch eine Weiterleitung der Verformungen ans Ende der Schleppplatte. Hinter der Schleppplatte werden die Dehnungen in den Damm eingeleitet. Durch die darüberliegenden Bodenschichten verteilen sich die Dehnungen nach oben hin und können dadurch über eine größere Länge vom Fahrbahnbelag aufgenommen werden. Die dargestellte Dehnungsverteilung setzt voraus, dass eine raue Schleppplatte vorhanden ist und der Überschüttungsbereich von der Schleppplatte mitgezogen wird. Dieser Schleppplattentyp hat sich in weiten Teilen der Welt für integrale Brücken mit Längen bis zu ca. 80 m durchgesetzt. Für größere Längenänderungen ist dieser Aufbau ohne klassischen Fahrbahnübergang nicht mehr möglich.

Obenliegende Schleppplatte Aufgrund der Lage der Schleppplatte kommt ihr eine wesentliche Bedeutung zu. Ihre Aufgaben sind sehr vielfältig – vom Abtrag der Verkehrslasten bis zur Überbrückung der Setzungsmulde, welche durch die zyklische Belastung der Widerlagerwand entsteht. Diesbezüglich hat es zu den Problemen mit der Dauerhaftigkeit, Optimierung und

Einsatz von Fertigteilschleppplatten und der Reduktion der Setzungsmulde zahlreiche Untersuchungen gegeben [Hoppe, 1999; Seo et al., 2002; Cai et al., 2005; Lenke, 2006; Greimann et al., 2008; Thiagarajan und Gopalaratnam, 2010; Thiagarajan et al., 2012].

Durch die obenliegende Schleppplatte werden die Verformungen ans Ende dieser weitergeleitet. Hinter der Platte werden die Dehnungen konzentriert direkt in den Fahrbahnaufbau eingeleitet. Die Aufnahme der Längenänderung durch den Einsatz von obenliegenden Schleppplatten (siehe Abb. 2.21 (b)) erfolgt meist hinter der Schleppplatte in Form von Belagsschnitten [Alberta Transportation, 2012c] bzw. durch eine Verstärkung des bituminösen Fahrbahnaufbaues mit Textileinlagen [Walraven, 2012; Romeijn, 2006]. Je nach gesetzter Maßnahme verteilen sich die Dehnungen mehr oder weniger gut und somit variiert auch die Dehnungslänge L_0. Durch den Einsatz von textilbewehrten Fahrbahnaufbauten lassen sich maximale Brückenlängen von bis zu 70 m realisieren. Ohne bestimmte Maßnahmen hinter der Schleppplatte ist dieses System nur für kurze Brücken anwendbar.

Für lange integrale Brücken mit fugenlosen Übergängen ist es notwendig, die Dehnungen über eine größere Länge hinter den Widerlagern in den Fahrbahnaufbau einzuleiten. Je besser die verteilende Wirkung der jeweiligen Konstruktion ist, umso gleichmäßiger können die Dehnungen vom Asphalt aufgenommen werden.

Tiefliegende Gummibetonschleppplatte Die Gummibetonschleppplatte [Hartl, 2014] geht nach dem Prinzip der abgesenkten Schleppplatte mit anschließender dehnungsverteilender Gummibetonschleppplatte vor (siehe Abb. 2.21 (c)). Der Abbau der Dehnungen wird zusätzlich durch die darüberliegenden Bodenschichten unterstützt, wodurch es zu einer weiteren Verlängerung der freien Dehnlänge kommt. Aufgrund der Überschüttung können unregelmäßige Dehnungen besser nach oben hin verteilt werden.

Ziehharmonikaplatte Die Aufteilung der Verformung durch den Einsatz der Ziehharmonikaplatte [Pilch, 2014] kann auf zwei Arten erfolgen. Einerseits ist das System hinter einer abgesenkten Schleppplatte (siehe Abb. 2.21 (d)) und andererseits ist es hinter einer obenliegenden Schleppplatte (siehe Abb. 2.21 (e)) einsetzbar. Das Funktionsprinzip beider Systeme ist ähnlich. Die Längenänderung der Brücke wird ans Ende der Schleppplatte weitergeleitet und anschließend durch die Ziehharmonikaplatte verteilt. Durch die abgesenkte Schleppplatte erfolgt aufgrund der Überschüttung eine weitere Verteilung der Dehnungen bis hin zum Fahrbahnaufbau. Da die Dehnungsverteilung bei diesem System in Form von Biegung passiert, ist die Dehnungsverteilung stark von der Steifigkeit der Ziehharmonikaplatte im gerissenen Zustand abhängig. Die Rissbildung in diesem System wird bei der Herstellung

durch Überrollen mit einer Vibrationswalze gefördert, jedoch lässt sich die Systemsteifigkeit trotzdem nur sehr schwer berechnen.

Bei einigen Übergangslösungen werden tiefliegende Schleppplatten mit oder ohne einer dahinterliegenden Konstruktion zur Aufnahme der Verformungen eingesetzt. Dies hat den Vorteil, dass die freie Dehnlänge der Fahrbahn L_0 aufgrund der Überschüttung verlängert wird. Die genauen Dehnungsverteilungen in den dazwischenliegenden Bodenschichten sind jedoch nur sehr schwer abzubilden. Aufgrund von teilweise sehr inhomogenen Steifigkeitsverteilungen im Boden kann es zu Spannungsspitzen in der Fahrbahn kommen. Diese Unstetigkeiten können sehr schwer vorausgesagt und somit in der Berechnung kaum berücksichtigt werden. Durch den Einsatz von Geotextilien kann dem entgegengewirkt werden (siehe Abb. 2.6).

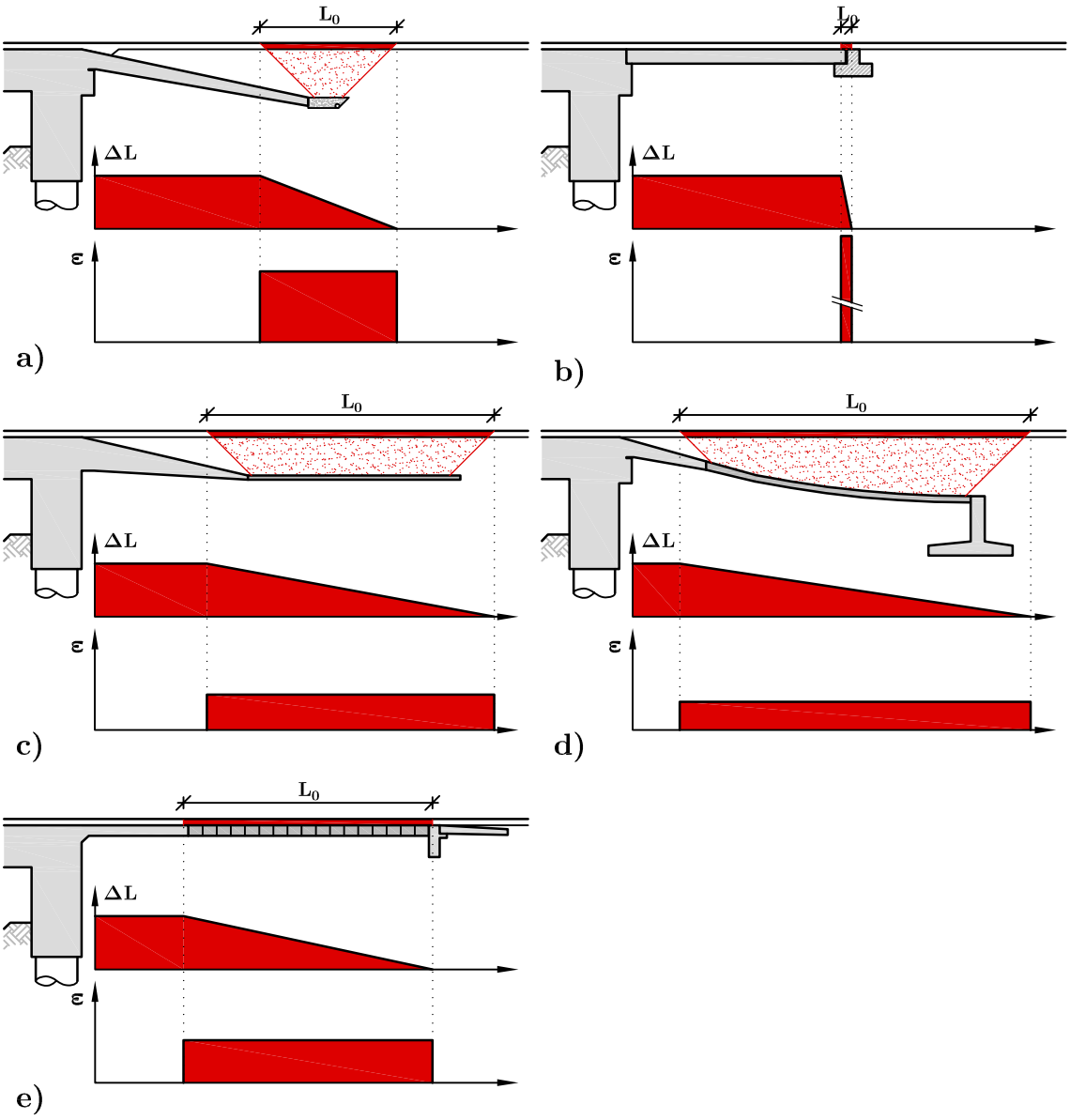


Abbildung 2.21: Aufnahme der Längenänderungen im Fahrbahnaufbau bei unterschiedlichen integralen Widerlagern im internationalen Vergleich. a) Regeldetail der ASFINAG mit abgesenkter Schlepplatte [ASFINAG, 2011]; b) Obenliegende Schleppplatte [Alberta Transportation, 2012b]; c) Abgesenkte Schleppplatte mit dahinterliegender Gummibetonschlepplatte [Hartl, 2014]; d) Abgesenkte Schleppplatte mit dahinterliegender Ziehharmonikaplatte [IL-Mayer ZT GmbH, 2015]; e) Obenliegende Schleppplatte mit dahinterliegender Ziehharmonikaplatte [Fink, 2008] .

3 Entwicklung der neuen Fahrbahnübergangskonstruktion

In den letzten Jahren nahm man sich dem Thema Übergangskonstruktion sehr stark an. Die im Kapitel *Stand der Technik* beschriebenen Lösungsansätze nähern sich immer mehr einer zufriedenstellenden Lösung für diese sehr komplexe Problematik. Dies gilt vor allem für Brücken zwischen 70 m und ca. 100 m Länge. Das Ziel dieser Arbeit war es, eine Übergangskonstruktion zu entwickeln, welche wartungsfrei ist, einen sehr hohen Fahrkomfort aufweist und für integrale Brücken mit Längen über 70 m geeignet ist. Im folgenden Kapitel wird das globale Funktionsprinzip sowie die Wichtigkeit der einzelnen Komponenten näher erläutert.

3.1 Funktionsprinzip

Das grundlegende Funktionsprinzip der Übergangskonstruktion beruht darauf, dass die auftretenden Verformungen am Ende der Brücke gleichmäßig in den dahinterliegenden Damm bzw. Untergrund eingeleitet werden, sodass der Fahrbahnaufbau rissfrei bleiben kann. Die Dehnungen im bituminösen Fahrbahnaufbau sollen so gering gehalten werden, dass die Bruchdehnung im Asphalt nicht erreicht wird. Ähnliche Ansätze dazu sind in den innovativen Lösungsansätzen im Kapitel 2.2.1.1 dargestellt. Anders als bei den existierenden Lösungen geschieht der gleichmäßige Längenausgleich im neu entwickelten System durch hintereinander angeordnete Betonelemente, die durch ein Zugglied miteinander verbunden sind. Durch die Verbindung der einzelnen Betonelemente mit dem Zugglied können die Verformungen von Element zu Element weitergeleitet und gleichmäßig abgebaut werden. Die Relativverschiebung der einzelnen Elemente zueinander ist durch diese Anordnung annähernd gleich. Das Zugglied wird durch alle Betonelemente durchgeführt und ist einerseits in einem Ankerblock hinter der Übergangskonstruktion und andererseits im Tragwerk verankert. Damit die Verschiebung der einzelnen Elemente ermöglicht wird, ist es erforderlich, dass diese auf einer Gleitebene aufliegen. Diese Ebene wird durch eine Gleitplatte hergestellt. Eine Übersicht über die einzelnen Bauteile der neu entwickelten FÜK ist in Abbildung 3.1 dargestellt. In den Wintermonaten kommt es zu einer Kontraktion des Brückentragwerkes. Aufgrund dieser Verkürzung wird die

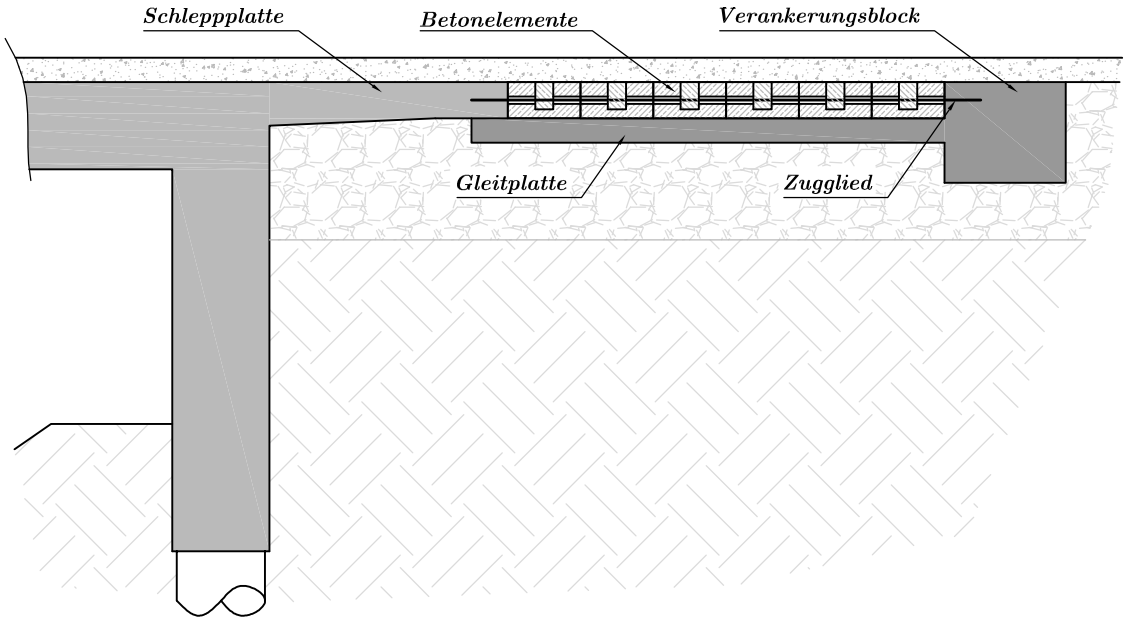


Abbildung 3.1: Übersicht über den Aufbau und die Bauteile der neu entwickelten Übergangskonstruktion.

FÜK einer Expansion unterzogen (siehe Abb. 3.2 Winterstellung). Die dabei auftretende Verformung wird auf viele kleine Einzelverformungen ΔL_i durch die FÜK aufgeteilt. In den Sommermonaten kommt es durch die hohen Tragwerkstemperaturen zu einer Expansion des Tragwerks, welche sich durch ein Zusammendrücken der FÜK widerspiegelt (siehe Abb. 3.2 Sommerstellung). Die Kräfte, die durch das Dehnen und Zusammenziehen der FÜK entstehen, werden durch den Ankerblock sowie die Gleitplatte in den darunterliegenden Damm eingeleitet. Im Bereich der Fugen kommt es daher im Asphalt zu Dehnungsspitzen, welche durch einen vom Institut für Verkehrswissenschaften der TU Wien speziell entwickelten mehrschichtigen bituminösen Fahrbahnaufbau bis zur Oberfläche hin verteilt werden. Im oberen Bereich der Asphaltschicht (FOK) herrscht daher eine fast konstante Dehnungsverteilung (siehe Abb.3.2).

Die gesamte Verschiebung der Brücke lässt sich folgendermaßen auf die Fugen zwischen den Elementen aufteilen:

$$\Delta L = n_{Fertigteile} \cdot \Delta L_i \tag{3.1}$$

mit :

ΔL	Längenänderung der Brücke
$n_{Fertigteile}$	Anzahl der Betonelemente
ΔL_i	Fugenöffnung zwischen zwei benachbarten Betonelementen

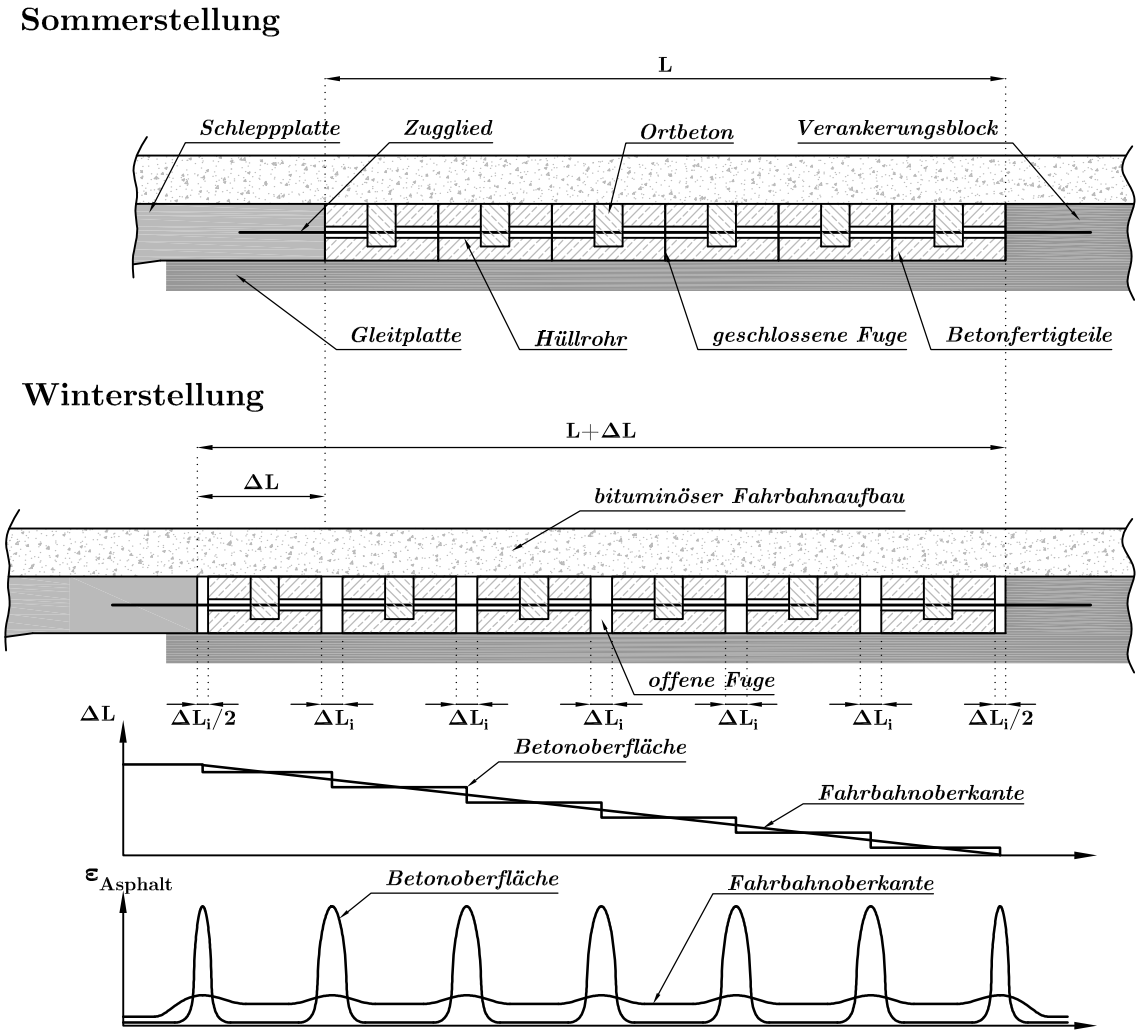


Abbildung 3.2: Das Funktionsprinzip der FÜK mit den angeordneten Betonelementen in der Sommer- und Winterstellung der Brücke.

3.1.1 Anordnung der Übergangskonstruktion

Die Anordnung der Übergangskonstruktion im Zusammenspiel mit dem Brückenwiderlager und der Schleppplatte hat maßgebende Auswirkungen auf ihre Funktionstüchtigkeit. Daher wurde eine Variantenstudie durchgeführt und zwei mögliche Systeme untersucht.

3.1.1.1 Übergangskonstruktion mit abgesenkter Schleppplatte

Die Anordnung der FÜK im Zusammenspiel mit einer abgesenkten Schleppplatte wurde ausgehend vom ASFINAG Regeldetail (siehe Abb. 2.6) für integrale Widerlager entworfen. Die Ausführungsvariante ist in Abbildung 3.3 schematisch dargestellt. Dabei dient die abgesenkte Schleppplatte der Überbrückung der lokalen Setzungen hinter der zyklisch belasteten Widerlagerwand. Die Verformun-

gen der Widerlagerwand werden direkt dahinter durch die Übergangskonstruktion aufgenommen.

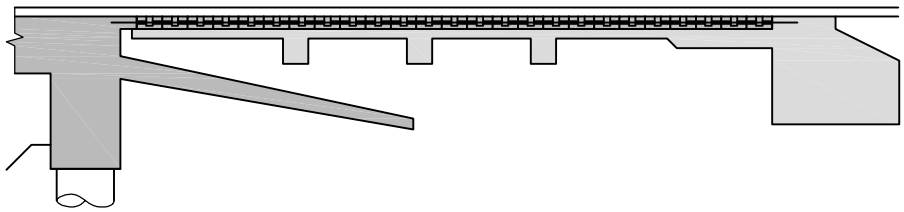


Abbildung 3.3: Anordnung der FÜK in Kombination mit einer tiefliegenden Schleppplatte.

Durch die Anordnung der FÜK im Zusammenspiel mit der abgesenkten Schleppplatte kann es zu folgenden Schwierigkeiten kommen:

- Aufgrund der Brückenverkürzung kann es hinter der Schleppplatte zu einer Setzungsmulde in der Fahrbahn kommen (siehe Abb. 3.4a)) . Dadurch wird die Gleitplatte zusätzlicher Beanspruchung ausgesetzt, was wiederum zu Rissen in dieser führen kann. Diese Risse bzw. eventuell entstehende Höhensprünge an der Oberfläche der Gleitplatte hindern die Betonelemente an einer ungehinderten Gleitung. In diesem Falle müsste die Gleitplatte ebenfalls die Funktion einer Schleppplatte erfüllen, was nicht zielführend ist. Ähnliche Probleme können auch durch die sommerliche Ausdehnung der Brücke in Form einer Bodenwelle hinter der Schleppplatte (siehe Abb. 3.4b)) entstehen.

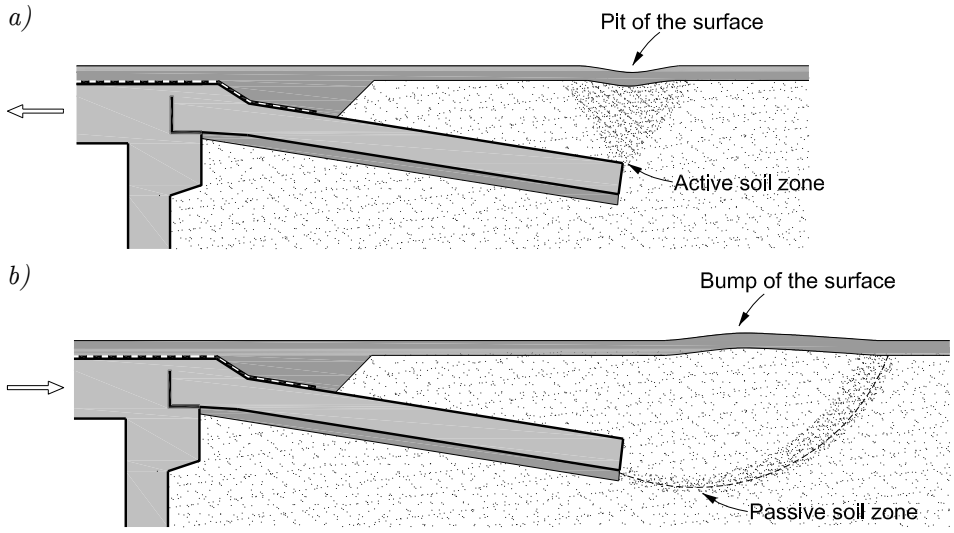


Abbildung 3.4: Potenzielle Probleme in der Fahrbahn durch den Einsatz abgesenkter Schleppplatten: a) Setzungen über dem Ende der Schleppplatte aufgrund der Brückenkontraktion b) Hebungen infolge Brückenexpansion [Muttoni et al., 2013].

- Ein weiteres Problem können die Relativverschiebungen zwischen der sich bewegenden Schleppplatte und der sich in Ruhe befindlichen Gleitplatte im Überschüttungsmaterial darstellen. Durch zu große Verschiebungen kann es zu einer Überschreitung der Scherfestigkeit und in weiterer Folge zu einer Gleitfuge kommen. Aufgrund dieser Gleitfuge besteht die Gefahr, dass es zu Verankerungsproblemen der Gleitplatte und in weiterer Folge zu einer Horizontalverschiebung dieser kommen kann. Wenn dies eintritt, verlagert sich das Problem des Längenausgleiches an das Ende der Gleitplatte, wo ein Riss in der Fahrbahn entstehen kann.

3.1.1.2 Übergangskonstruktion hinter einer obenliegenden Schleppplatte

Die Anordnung der FÜK hinter einer obenliegenden Schleppplatte ist in Abbildung 3.5 dargestellt. Durch diese Anordnung werden die Verformungen ans Ende der Schleppplatte weitergeleitet und dahinter direkt von der FÜK aufgenommen. Folgende Vorteile ergeben sich aufgrund dieser Anordnung:

Setzungen hinter Widerlagerwand: Die Schleppplatte überbrückt die lokalen Setzungen hinter der Widerlagerwand.

Beruhigter Bereich: Die FÜK ist dadurch in einem Bereich angeordnet, wo es zu keinen Unstetigkeiten im Untergrund aufgrund der Widerlagerverschiebung kommt. Somit können die horizontalen Kräfte durch die Gleitplatte besser in den Damm eingeleitet werden.

Setzungen durch Schleppplattenbewegung: Die Setzungsmulde bzw. die Bodenwelle hinter der Schleppplatte, wie sie in Abbildung. 3.4 zu sehen ist, kann sich bei dieser Anordnung nicht ausbilden, da die Schleppplatte keine zyklischen Bewegungen gegenüber dem Erdreich vollzieht und nicht gegen das Erdreich drückt.

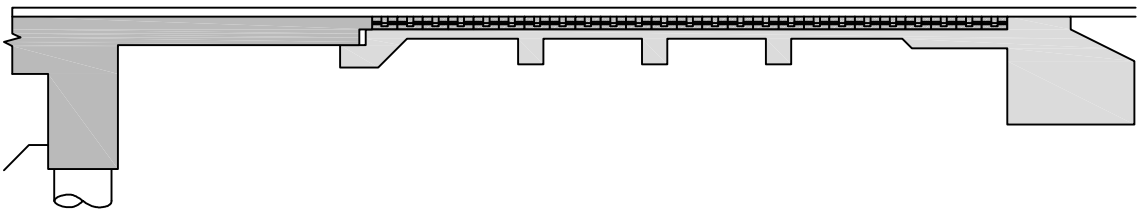


Abbildung 3.5: Anordnung der FÜK in Kombination mit einer obenliegenden Schleppplatte.

3.2 Wirkungsweise der Einzelkomponenten der FÜK

3.2.1 Funktionsprinzip der Betonelemente

Die grundlegende Funktion der Betonelemente besteht darin, die Verformungen gleichmäßig aufzuteilen, um dem darüberliegenden Asphalt die Dehnungen vorzugeben und zu steuern. Eine wichtige Rolle dabei spielt die Steifigkeit der Betonkonstruktion. Sie darf einerseits nicht zu steif sein, da sonst die einzuleitenden Zugkräfte im Ankerblock zu groß werden und andererseits muss eine gewisse Grundsteifigkeit vorhanden sein, um die Verformungen gleichmäßig unter der Asphaltdecke aufteilen zu können.

Das Prinzip der auseinandergezogenen Betonelemente ist vergleichbar mit einem bereits gerissenen Betonzugstab. Bei einer Weiterbelastung nach Abschluss der Rissbildung erfolgt ein gleichmäßiges Öffnen der Risse, welche durch die Steifigkeit der Bewehrung gesteuert wird. Im Fall der Übergangskonstruktion kommt es nicht zu Rissen in den Betonelementen, sondern die "Risse" sind durch die Fugen zwischen den Elementen vordefiniert. Daher kann man davon ausgehen, dass sich die Steifigkeit des reinen Zustands II einstellt (siehe Abb. 3.6).

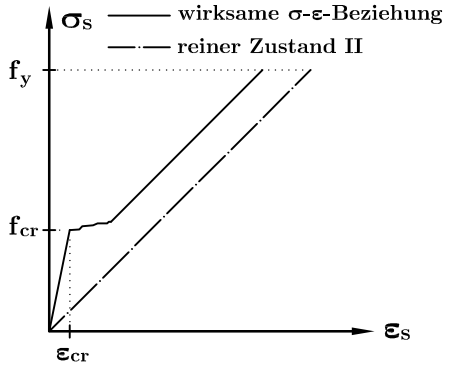


Abbildung 3.6: $\sigma - \varepsilon -$ Diagramm eines Zugversuches.

Die Dehnung der gesamten Übergangskonstruktion ist demzufolge vom Zugglied alleine aufzunehmen. Um Dehnungen solcher Größenordnungen aufnehmen zu können, bedarf es einer speziellen Geometrie der Betonelemente, sodass diese fertigungstechnisch sowie funktionstechnisch umsetzbar sind. Wird das Zugglied zur Gänze im Betonelement einbetoniert und somit über die gesamte Breite des Elements im Verbund gehalten, so reduziert sich die freie Dehnlänge des Zuggliedes auf den Spalt zweier benachbarter Elemente. Daher ist es sinnvoll, im Betonelement eine verbundfreie Länge herzustellen. Die Ermittlung der freien Länge des Zuggliedes ist von mehreren Faktoren abhängig:

- Elastizitätsmodul des Zuggliedes
- Gebrauchsspannungsniveau des Zuggliedes

- maximale Dehnung pro Fuge

Die Betonelemente im Zusammenspiel mit dem Zugglied ergeben bei einem linear-elastischen Materialverhalten des Zuggliedes eine linear-elastische Feder. Betrachtet man ein einzelnes Betonelement, so kann die Federsteifigkeit des Zuggliedes folgendermaßen berechnet werden:

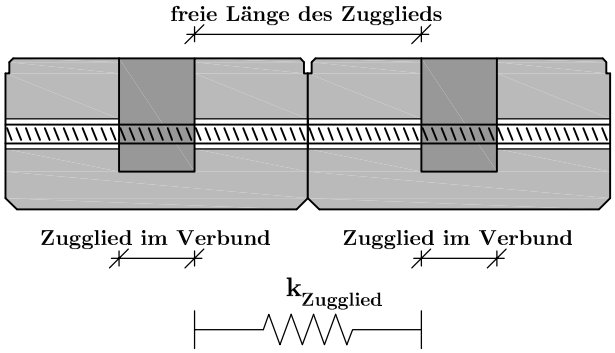


Abbildung 3.7: Schematische Darstellung einer Fuge.

$$k_{Zugglied} = A_{Zugglied} \cdot E_{Zugglied} \cdot \frac{1}{L_{0,i}} \tag{3.2}$$

mit :

$A_{Zugglied}$	Spannungsquerschnitt des Zuggliedes
$E_{Zugglied}$	Elastizitätsmodul des Zuggliedes
$L_{0,i}$	freie Länge des Zuggliedes

Für die Bemessung des Zuggliedes ist es ebenfalls wichtig, dass der Bemessungswert der Zugfestigkeit nicht erreicht wird.

$$\sigma_{Zugglied} = E_{Zugglied} \cdot \varepsilon_{Zugglied} = E_{Zugglied} \cdot \frac{\Delta L_i}{L_{0,i}} \leq \sigma_{zul} \tag{3.3}$$

mit :

$\sigma_{Zugglied}$	Spannung im Zugglied
σ_{zul}	zulässige Dauerzugfestigkeit des Zuggliedes
$L_{0,i}$	freie Länge des Zuggliedes

3.2.2 Wirkungsweise des Asphalts

Die Hauptaufgabe des bituminösen Fahrbahnaufbaues liegt darin, die Belastungen infolge von Verkehr dauerhaft rissfrei in den Untergrund abzutragen. Im Be-

reich der FÜK kommt dem Fahrbahnaufbau eine weitere Rolle hinzu. Der Asphalt dient dazu, die Dehnungen über den Einzelfugen aufzunehmen. Um auf die einzelnen Belastungssituationen näher eingehen zu können, wird zunächst das allgemeine Materialverhalten von Asphalt näher betrachtet.

3.2.2.1 Materialverhalten von Asphalt

Bei Asphalt handelt es sich um ein Gemisch aus Bitumen als Bindemittel und Gesteinsmaterial als Zuschlagsstoff. Die mechanischen Eigenschaften des Bitumens sind im niedrigen Temperaturbereich durch ein sprödes Verhalten geprägt, während bei höheren Temperaturen ein ausgeprägtes Fließverhalten vorhanden ist. Zur Verbesserung der Gebrauchseigenschaften vor allem im niedrigeren Temperaturbereich können dem Bitumen verschiedene Polymere beigemengt werden (Polymermodifizierte Bitumen, PmB). Dadurch wird vor allem das thermoviskose und elastoviskose Verhalten geändert, was bei hochbeanspruchten Verkehrsflächen zu einer Verbesserung der Dauerhaftigkeit und des Temperaturverhaltens führt.

Aufgrund des bituminösen Bindemittels sind die Festigkeits- und vor allem die Steifigkeitseigenschaften sehr stark vom komplexen Materialverhalten des Bitumens geprägt. Das Spannungs - Dehnungsverhalten wird durch elastische, plastische, viskose, viskoelastische und viskoplastische Anteile bestimmt [Krass, 1977]. Das Materialverhalten ist zudem sehr stark von der Belastungsgeschwindigkeit sowie von der jeweiligen Materialtemperatur abhängig. Dementsprechend steigt die Materialsteifigkeit bei sinkender Temperatur und bei höheren Belastungsfrequenzen rapide an. Bei kurzer Belastungsdauer, was sehr hohen Belastungsgeschwindigkeiten entspricht, ist von einem näherungsweise elastischem Materialverhalten auszugehen. Mit Reduktion der Belastungsfrequenz sinkt demnach auch der E-Modul. Die asphaltmechanischen Eigenschaften können durch rheologische Modelle analytisch abgebildet werden. Mit Hilfe von Laborversuchen ist es möglich, den dynamischen Elastizitätsmodul zu bestimmen. Um die Steifigkeit abzubilden, wird beim Asphalt ein temperaturabhängiger sowie belastungsfrequenzabhängiger Elastizitätsmodul verwendet. Abbildung 3.8 zeigt den dynamischen E-Modul eines AC 22 binder mit polymermodifiziertem Bitumen, welcher vom Institut für Verkehrswissenschaften - Forschungsbereich für Straßenwesen der TU Wien geprüft wurde [Blab et al., 2015]. Der Einfluss der Belastungsfrequenz bei geringer Änderung dieser, wirkt sich nur sehr gering auf den E-Modul aus. Bei einer Belastungsfrequenz von 6 Hz, was in etwa einer LKW Überfahrt mit 80 km/h entspricht, verhält sich der Asphalt sehr steif. Im unteren Temperaturbereich sogar ähnlich steif wie Normalbeton, bei dem der E-Modul ca. 30 000 MPa beträgt. Bei längeren Belastungszeiten wirken sich die viskoelastischen Eigenschaften des Bitumens sehr stark auf den dynamischen Elastizitätsmodul aus. Aufgrund des guten Relaxationsvermögens des Asphalts sinken die

Spannungen bei gleichbleibender Dehnung stark ab, was zu einer Verminderung der Steifigkeit führt.

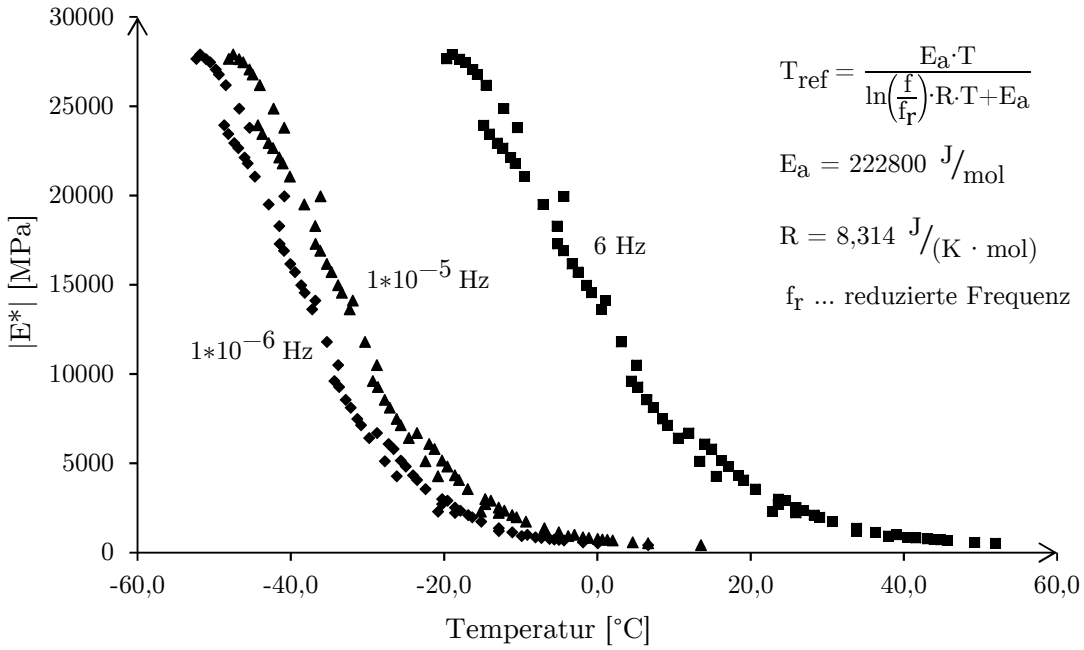


Abbildung 3.8: Temperaturabhängige Mastercurve |E*| für AC 22 binder PmB 45/80-65 nach [Blab et al., 2015].

Bei dem in Abbildung 3.8 eingesetzten Material konnten im Labor sehr gute Relaxationseigenschaften beobachtet werden (siehe Abbildung 3.9). In den Versuchen wurde der AC 22 binder bei drei unterschiedlichen Temperaturen geprüft (0 °C, −10 °C, −20 °C), wobei ein sehr ausgeprägtes temperaturabhängiges Relaxationsverhalten zu erkennen ist. Die Relaxationszeit wird gemäß ÖNORM EN 12697-46 [2009] bestimmt und ist dann erreicht, wenn die Spannung auf 36,8 % ihres Anfangswertes abgefallen ist. In Abbildung 3.9 können die entsprechenden Relaxationszeiten abgelesen werden. Für die Temperaturen von 0 °C und −10 °C liegen diese bei 6 min bzw. 9 min und bei −20 °C steigt die Zeit auf 234 min an.

Die Asphaltsteifigkeit lässt sich aufgrund des komplexen Materialverhaltens nicht direkt als linear elastischer E-Modul abbilden. Um das Relaxationsverhalten des Materials mitzuberücksichtigen, wird in der Oberbaubemessung der "effektive Elastizitätsmodul"[Engelsmann et al., 1999], welcher auch mit dem "dynamischen E-Modul" [Wistuba, 2003] vergleichbar ist, herangezogen. Dieser Elastizitätsmodul ist in Abbildung 3.8 mit |E*| angegeben und kann mit einem E-Modul verglichen werden, welcher sämtliche viskose Anteile beinhaltet. Es wird dementsprechend die absolute Verformung bei der jeweiligen Belastungsgeschwindigkeit beurteilt.

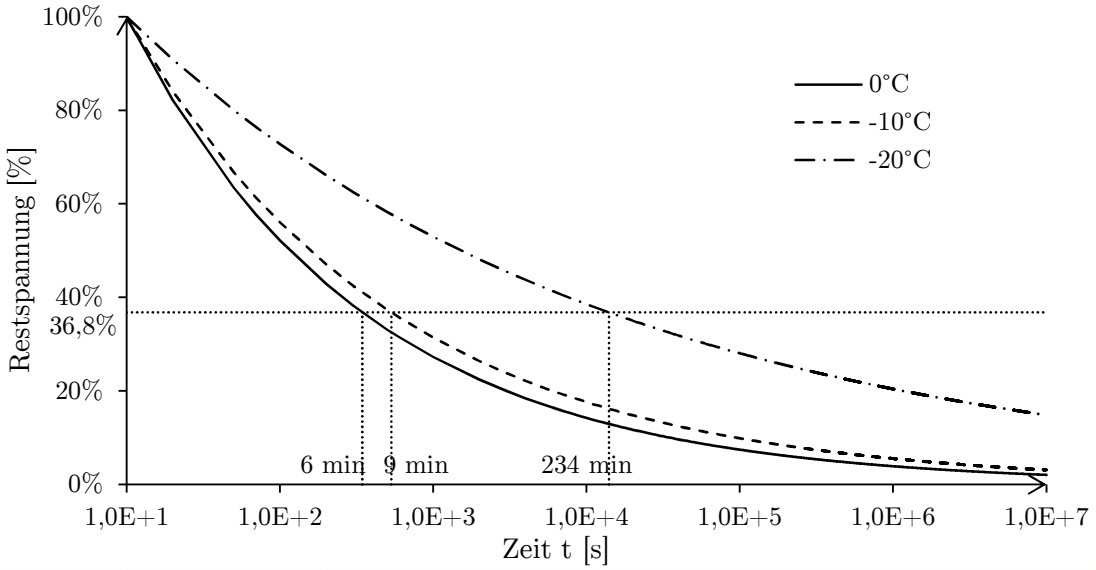


Abbildung 3.9: Relaxationszeiten für einen AC 22 binder PmB 45/80-65, H1, G4 für Prüftemperaturen von 0 °C, −10 °C und −20 °C [Blab et al., 2015].

3.2.2.2 Beanspruchung der Asphaltschicht

Entsprechend dem Entwurf der FÜK kommt dem Asphalt eine "tragende" Rolle zu. Aufgrund des zeit- und temperaturabhängigen Materialverhaltens sind entsprechend der Belastung unterschiedliche Beanspruchungen maßgebend. Es können daher folgende Lastfälle für den bituminösen Fahrbahnaufbau (siehe Abb. 3.10) unterschieden werden:

- Belastung aus Verkehr
- Temperaturspannungen aus Abkühlung (Kryogene Spannungen)
- Belastung durch die FÜK

3.2.2.3 Auswirkung des Materialverhaltens auf die unterschiedlichen Beanspruchungen

Die Auswirkungen des Materialverhaltens auf die einzelnen Belastungssituationen wurden im gemeinsamen Forschungsprojekt "Wartungsfreie Fahrbahnübergangskonstruktion" vom Institut für Verkehrswissenschaften - Forschungsbereich Straßenwesen der TU Wien ermittelt und ausgearbeitet. [Blab et al., 2015] Alle drei Belastungen der Asphaltschicht treten in Kombination miteinander auf und sind entsprechend zu überlagern.

Belastung aus Verkehr
Durch den Überrollvorgang, vor allem durch den Schwerverkehr, kommt es an

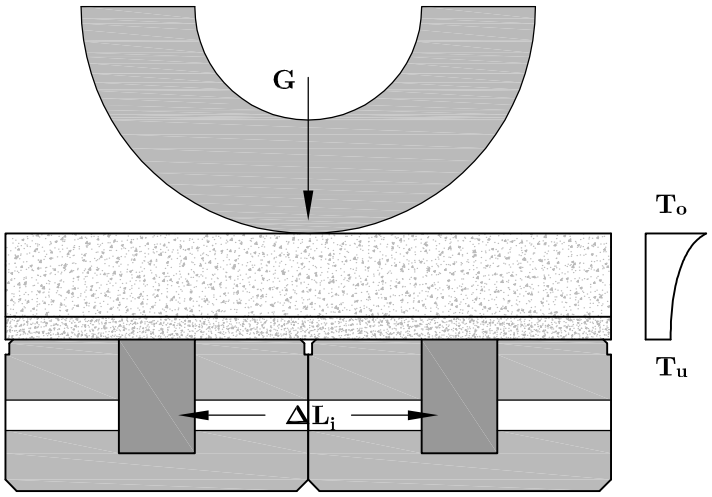


Abbildung 3.10: Belastungen der Asphaltschichten im Bereich der Übergangskonstruktion [Blab et al., 2015].

der Unterseite der bituminösen Schichten zu einer Zugspannung. Ein kritischer Bereich stellt hierbei die Fuge der einzelnen Betonelemente dar. Durch die relativ hohe Überrollgeschwindigkeit des Schwerverkehrs (80 km/h) tritt die Belastung im Gegensatz zu den Anderen mit einer hohen Frequenz auf, was zu einer erhöhten Widerstandssteifigkeit des Materials führt. Das maßgebende Kriterium bei der Belastung aus dem Verkehr ist die Ermüdungsbelastung der bituminösen Schichten. Für die Berechnung des Ermüdungsverhaltens wird für das Material der frequenzabhängige E-Modul mit 6 Hz herangezogen. Als Ergebnis der Ermüdungsberechnung wird die ertragbare Anzahl an Lastwechseln durch eine 100 kN Bezugsachse (Normlastwechsel BNLW) abgeleitet. [Blab et al., 2015]

Thermische Spannungen
Thermische Spannungen entstehen durch unterschiedliche Temperaturverteilungen in der Asphaltschicht. Durch den Abkühlvorgang bauen sich infolge be- und verhinderter Dehnung kryogene Spannungen auf. Aufgrund von Sonneneinstrahlung und Temperaturschwankungen werden Spannungen in der Konstruktion induziert. Diese Spannungen sind mit den weiteren Belastungssituationen aus Verkehr zu überlagern. Für die Berechnung der thermischen Spannungen wird der E-Modul bei einer Belastungsfrequenz von 10^{-5} Hz, was einem Belastungszyklus von ca. 12 Stunden entspricht, herangezogen. Die Berechnungen haben gezeigt, dass die Spannungen im Verhältnis zu den Spannungen durch die Belastung der FÜK sehr klein sind und in der Regel vernachlässigt werden können. [Blab et al., 2015]

Belastung durch die FÜK
Die Belastung des Fahrbahnbelages infolge der Fugenöffnung der Betonfertigtei-

le steht größtenteils im direkten Zusammenhang mit der Temperaturabnahme im Brückentragwerk, da diese den größten Verformungsanteil ausmacht. Aufgrund der relativ langsamen Brückenverschiebung und demzufolge der sehr langen Einwirkungsdauer kann davon ausgegangen werden, dass die Zugspannungen durch das Relaxationsvermögen des Asphalts stark abgebaut werden. Für die Dimensionierung kann von einer Belastungsgeschwindigkeit von ca. 14 Tagen ausgegangen werden, was einer Belastungsfrequenz von ca. 10^{-6} Hz entspricht [Blab et al., 2015]. Eine Annahme der Belastungsdauer von 14 Tagen bedeutet, dass sich das Brückentragwerk innerhalb von 14 Tagen von der Neutralposition bis in die maximale Kontraktionsposition begibt.

3.2.2.4 Bestimmung der Asphaltsteifigkeit

Die Asphaltsteifigkeit hat einen wesentlichen Einfluss auf die Bemessung der Brücke. Um die Steifigkeit der FÜK zu ermitteln, ist es notwendig, die Asphaltsteifigkeit zu kennen. Die Asphaltsteifigkeit ist sowohl temperatur- als auch frequenzabhängig. Daher ist eine einfache Berechnung der Steifigkeit nur sehr schwer möglich. Im Zuge dieser Arbeit wurde für die Steifigkeit eine Belastungsfrequenz von 10^{-6} Hz zugrunde gelegt. Über diese Frequenz besteht nun die Möglichkeit einen E-Modul für den Asphalt zu ermitteln. Ein großes Problem stellt jedoch in weiterer Folge die Temperatur dar. Bei näherer Betrachtung der Temperatur-Steifigkeitsbeziehung (siehe Abb.3.8) stellt sich die Frage, welche Temperatur für die Übergangskonstruktion maßgebend ist. Diese Frage lässt sich grundsätzlich nicht so einfach beantworten, da die Kerntemperatur des Fahrbahnaufbaues nicht unbedingt der Kerntemperatur des Brückentragwerkes entspricht, welche größtenteils zur Bewegung der Übergangskonstruktion beiträgt.

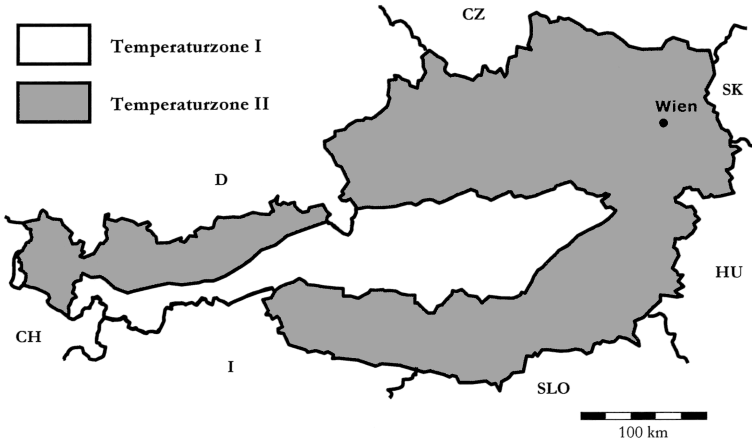


Abbildung 3.11: Klimaeinflusskarte von Österreich für die analytische Bemessung bituminöser Straßenaufbauten. [Wistuba, 2003].

Temperaturzone I	Tiefe unter der Straßenoberfläche					
Temperaturprofil-Nr.	0 cm	5 cm	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
I/1	-5,7	-1,3	-1,2	-2,3	-3,4	-3,8
I/2	-12,3	-6,9	-4,9	-3,5	-3,6	-3,4
I/3	-1,3	1,2	2,7	4,4	5,6	6,4
I/4	1,2	6,5	10,5	12,4	12,8	12,4
I/5	27,7	18,6	l5,8	13,7	13,9	14,1
I/6	5,9	13,9	16,6	18,3	18,1	17,5
I/7	37,8	28,6	21,2	19,3	17,6	16,8
I/8	3,0	10,0	16,5	17,5	18,7	19,4
I/9	7,5	13,8	13,4	13,5	12,3	10,9
I/10	2,4	8,9	13,0	13,9	14,3	14,3
I/11	5,7	8,3	5,8	5,5	4,5	3,7
I/12	-2,2	1,6	4,0	4,8	5,3	5,3
Max	37,8	28,6	21,2	19,3	18,7	19,4
Min	**-12,3**	-6,9	-4,9	-3,5	-3,6	-3,8

Tabelle 3.1: Maßgebende Temperaturprofile für die Oberbaubemessung in Temperaturzone I [Wistuba, 2003].

Wistuba [2003] hat in seiner Dissertation Temperaturprofile für Asphaltstraßen erstellt, welche zur Oberbaubemessung herangezogen werden können. Aufgrund von mehrjährigen Temperaturmessungen an repräsentativen Messstationen in Österreich wurde das Land in zwei Temperaturzonen eingeteilt, wobei Temperaturzone I die "kühlere" Zone ist und somit für den Winterlastfall die maßgebende (siehe Abb. 3.11). Zieht man nun zur Oberbaubemessung die Temperaturzone I heran, lässt sich anhand der maßgebenden Temperaturprofile die minimale Temperatur im Fahrbahnaufbau ermitteln (siehe Tab. 3.1). Bei genauer Betrachtung der Tabelle lässt sich festhalten, dass die minimale Temperatur des bituminösen Fahrbahnaufbaues bei $-12{,}3\,^{\circ}\mathrm{C}$ liegt. Erste Annahmen, dass sich die Temperatur des Fahrbahnaufbaues mit der Kerntemperatur der Brücke im Gleichgewicht befindet, wurden somit widerlegt. Geht man nun davon aus, dass es trotzdem einen direkten Zusammenhang von Tragwerkstemperatur und Fahrbahntemperatur gibt, kann die Steifigkeit des Fahrbahnaufbaues bei einer Verkürzung des Brückentragwerkes abgeschätzt werden. Die Steifigkeit der Fahrbahn für die Auswirkungen auf das Brückentragwerk kann als mittlere Steifigkeit während des Abkühlvorganges zwischen der Aufstelltemperatur der Brücke und einer Minimaltemperatur von $-12{,}3\,^{\circ}\mathrm{C}$ berechnet werden (siehe Formel 3.4). Dabei wird der Mittelwert der Fläche unter der Kurve des temperaturabhängigen E-Moduls betrachtet (siehe Abb. 3.12). Diese Annahme ist jedenfalls auf der "sicheren" Seite, da die Asphalttemperatur eher wärmer als die Kerntemperatur der

Brücke ist. Daher würde sich der Asphalt noch etwas weicher verhalten als angenommen. Ebenfalls einer gewissen Streuung unterliegen die Mastercurves bei solch niedrigen Belastungsfrequenzen, da die Versuche, von denen die Mastercurves abgeleitet werden, bei weit höheren Belastungsfrequenzen durchgeführt werden und eine entsprechende Extrapolation notwendig ist. Weiters wurde bei dieser Berechnung der komplexe E-Modul E^* zugrundegelegt, welcher sowohl die elastischen, als auch die viskosen Anteile beinhaltet. Dadurch sind zusätzliche Sicherheitsreserven enthalten.

$$E_{Asphalt,Mittel} = \frac{1}{\Delta T} \cdot \int_{-12{,}3\,^\circ\mathrm{C}}^{Aufstelltemp.} E^*_{10^{-6}\,\mathrm{Hz}}\, dT \tag{3.4}$$

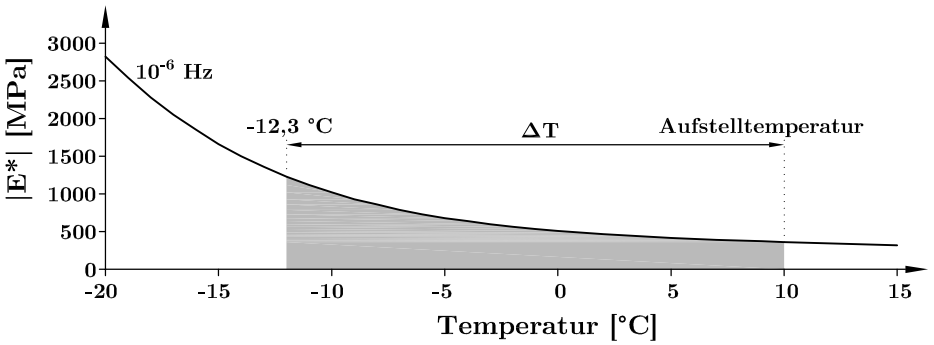


Abbildung 3.12: Ermittlung der Steifigkeit des bituminösen Fahrbahnaufbaues anhand der Aufstelltemperatur und der entsprechenden Mastercurve bei 10^{-6} Hz.

3.2.2.5 Entwicklung des bituminösen Fahrbahnaufbaues

Der speziell für die Fahrbahnübergangskonstruktion konzipierte Fahrbahnaufbau wurde vom Institut für Verkehrswissenschaften - Forschungsbereich für Straßenbau der TU Wien unter der Leitung von Prof. Blab im Zuge des gemeinsamen Forschungsprojektes entwickelt. Die ausführlichen Ergebnisse der Entwicklung des Fahrbahnaufbaues sind im Forschungsbericht von Blab et al. [2015] näher erläutert. Die Verschiebung des Brückentragwerks wird durch die Betonelemente auf sämtliche Fugen unter dem Fahrbahnaufbau aufgeteilt. Ein herkömmlicher Walzasphalt kann die Dehnungsspitzen über den einzelnen Fugen nicht schadlos aufnehmen. Daher ist der Fahrbahnaufbau als mehrschichtiger Aufbau konzipiert (siehe Abb. 3.13).

3 cm Gussasphalt In Anlehnung an die in der Oberbausanierung von Betondecken angewendete SAMI-Schicht (Stress Absorbing Membran Interlayer), bei der über Risse im Fahrbahnbelag eine spannungsabbauende Schicht unter der Deckschicht eingebaut wird, kommt eine Gussasphaltschicht zum

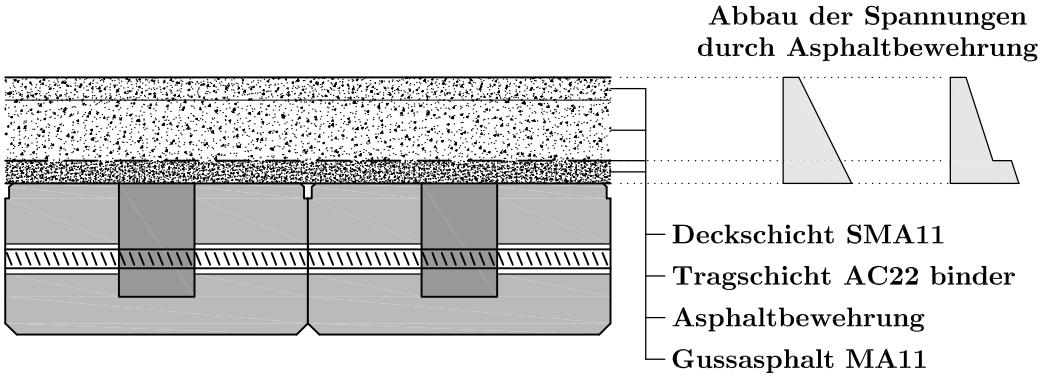


Abbildung 3.13: Mehrschichtiger Fahrbahnaufbau und Wirkungsweise der Asphaltbewehrung [Blab et al., 2015].

Einsatz. In der herkömmlichen Anwendung solcher SAMI-Schichten wird eine dünne hochpolymermodifizierte Bitumenschicht aufgebracht, welche anschließend mit Edelsplitt abgestreut und abgewalzt wird [Kappel, 2016]. Normalerweise müssen solche Schichten Bewegungen < 0,4 mm ausgleichen. Im Falle der FÜK sind die Bewegungen entsprechend größer. Aufgrund der größeren Fugenöffnungen wird die Schichtdicke auf 30 mm angehoben, um eine bessere Verteilung der Spannungsspitzen zu gewährleisten. Im Gussasphalt wird zusätzlich ein hochpolymermodifiziertes Bitumen verwendet, um die Dauerelastizität sowie die Relaxationseigenschaften dieser Schicht zu optimieren. Die Einbautemperatur des Gussasphalts MA 11 liegt bei 240$\pm$5 °C. Als Bindemittel wurde OMV Starfalt high modified (oder gleichwertig) vorgeschlagen. [Blab et al., 2015]

Asphaltbewehrung Die Asphaltbewehrung dient zur Spannungsverteilung im Fahrbahnaufbau. Im Bereich über der Fuge treten trotz der Gussasphaltschicht Spannungsspitzen auf, welche zu Trennrissen in der Tragschicht führen können. Um diese Spannungsspitzen abzubauen und gleichmäßig an die Tragschicht weiterleiten zu können, ist es erforderlich eine Asphaltbewehrung einzusetzen. Diese Art der Asphaltbewehrung wird auch bei der Oberbausanierung von Betondecken in der SAMI Schicht eingesetzt. Daher gibt es auch ausreichend Erfahrungswerte mit dem Einsatz solcher Materialien. Bei Voruntersuchungen des Instituts für Verkehrswissenschaften wurde die Verarbeitbarkeit sowie das Tragverhalten unterschiedlicher Asphalteinlagen näher untersucht. Als optimale Bewehrung hat sich ein vorbituminisiertes Glasfasergitter herausgestellt (siehe Abb. 3.14). Beim Prototyp wurde auf ein Glasfasergitter der Firma S&P mit der Bezeichnung S&P Glasphalt® G zurückgegriffen. Bei der Verarbeitung dieser Asphalteinlage ist von besonderer Bedeutung, dass sie in die noch heiße Gussasphaltschicht verlegt wird. Dadurch kann ein optimaler Verbund zwischen die-

sen Schichten entstehen und die dehnungsverteilende Wirkung wird verbessert. Aufgrund der durchgeführten Laborversuche haben sich auch die geforderten Einbautemperaturen in der Gussasphaltschicht mit 190 °C ergeben. Diese Einbautemperatur darf maximal ±10 °C abweichen, um eine homogene Verbindung der beiden Schichten zu gewährleisten. [Blab et al., 2015]

Abbildung 3.14: Asphaltbewehrung für den Einsatz im mehrschichtigen Fahrbahnaufbau.

E-Modul	>73 000 MPa
Zugkraft längs	120 kN/m
Zugkraft quer	120 kN/m
Dehnung	<3 %
Gewicht	0,5 kg/m^2

Tabelle 3.2: Materialeigenschaften S&P Glasphalt® G.

Oberbau Der Oberbau besteht aus einer Tragschicht und einer Deckschicht. Als Tragschicht kommt ein 8 cm dicker AC 22 binder PmB 45/80-65 mit polymermodifiziertem Bitumen zum Einsatz. Die Deckschicht besteht aus 3 cm SMA 11 PmB 45/80-65. Dieser Aufbau ist gemäß alter RVS 15.365 [2008] konzipiert worden und entspricht ebenfalls der neuen RVS 15.03.15 [2015]. Für den Prototyp wurde der Fahrbahnaufbau geringfügig abgeändert und es kam durchgehend eine 11 cm dicke AC 22 binder Schicht über der Asphaltbewehrung zum Einsatz. [Blab et al., 2015]

3.2.3 Gleitplatte und Ankerblock

Die Gleitplatte und der Ankerblock haben die Funktion die auftretenden Zugkräfte infolge der Fahrbahnübergangskonstruktion in den Damm einzuleiten. Eine weitere Funktion der Gleitplatte besteht darin, einen möglichst ebenen und glatten Untergrund zum Gleiten der Betonelemente zu bilden. Das vordere Ende der Gleitplatte dient zusätzlich zur Auflage der Schleppplatte. Die obenliegende Schleppplatte ist am hinteren Ende ausgeklinkt und liegt auf der Gleitplatte auf (siehe Abb. 3.15). Die Gleitplatte muss ebenfalls ein ausreichendes seitliches Gefälle aufweisen, um die Entwässerung zu gewährleisten. Im Regelfall entspricht

das Gefälle der Gleitplatte dem der Straße. Die Einleitung der horizontalen Kräfte in den Damm erfolgt im Bereich der Gleitplatte über Verankerungsrippen und im hinteren Bereich über den Ankerblock. Um eine ausreichende Verankerung zu gewährleisten, muss der Untergrund folgende Eigenschaften aufweisen:

Kohäsion Um einen gleitfreien Körper zu gewährleisten, muss es möglich sein, sämtliche auftretende Horizontalkräfte über die Kohäsion in den Untergrund einleiten zu können. Um einen Untergrund mit ausreichend Kohäsion herzustellen, kann es erforderlich sein, dass das Schüttmaterial mit hydraulischen Bindemitteln stabilisiert werden muss.

Reibung Um Reibung im Untergrund aktivieren zu können, ist immer eine gewisse Gleitung notwendig. Daher eignet sich der Reibwiderstand des Untergrundes sehr schlecht dazu, die horizontalen Kräfte einzuleiten.

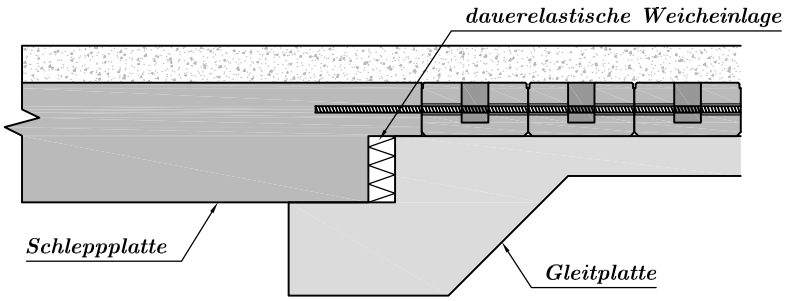


Abbildung 3.15: Auflagedetail am Ende der Schleppplatte.

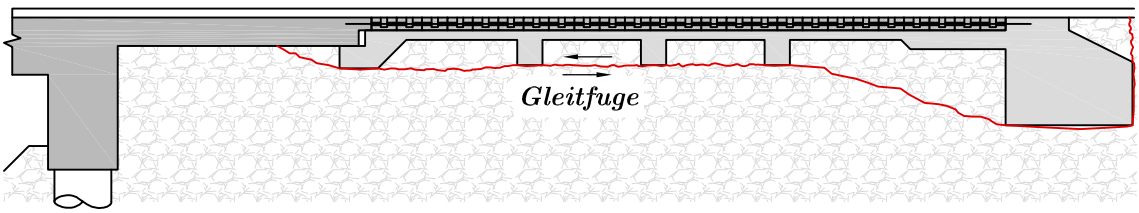


Abbildung 3.16: Mögliche Gleitfuge bei Versagen des Untergrundes.

Für die Bemessung der Gleitfuge (siehe Abb. 3.16) wird ausschließlich die Kohäsion des Bodens herangezogen. Falls es trotzdem zu einem Versagen der Kohäsion kommen sollte, dient die Reibung als zusätzliche Sicherheit in diesem System.

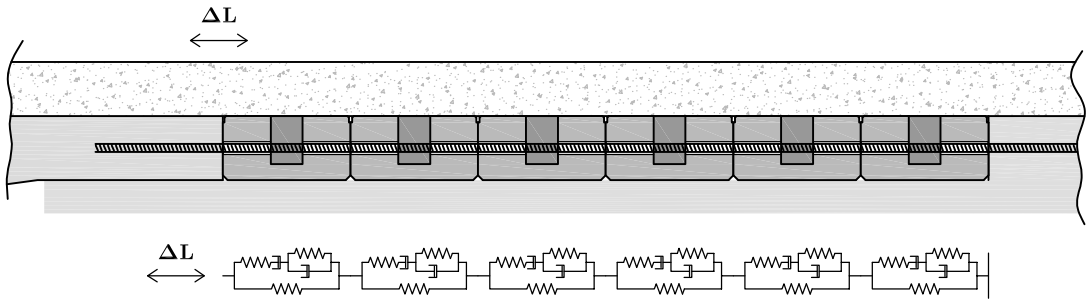
$$F_{zul} = \frac{L_{Gleitfuge} \cdot b \cdot c}{\gamma} \tag{3.5}$$

mit :

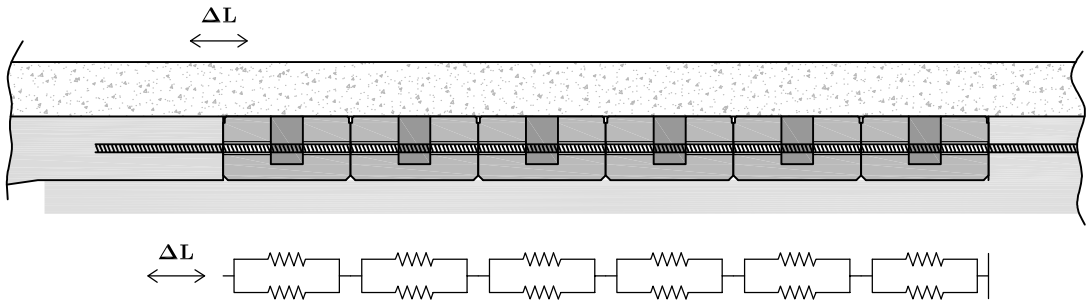
F_{zul}	Zulässige Gleitkraft
$L_{Gleitfuge}$	Länge der möglichen Gleitfuge
c	Kohäsion
γ	Gleitsicherheitsbeiwert
b	Breite der Gleitplatte

3.3 Zusammenwirken der gesamten Konstruktion

Grundlegend sind bei der Übergangskonstruktion zwei Komponenten, welche schlussendlich über Verbund gemeinsam wirken, zu betrachten. Die viskoelastischen Materialeigenschaften von Asphalt lassen sich durch verschiedene Materialmodelle sehr gut abbilden. Eines dieser Modelle ist zum Beispiel das Burgers-Modell, welches aus einer Reihenschaltung eines Maxwell- und eines Kelvin-Körpers besteht. Im Zusammenspiel mit der linear elastischen Feder der Zug-



(a) Kombination von Burger-Modell und Hooke-Modell



(b) Vereinfachung in zwei Hooke-Modelle

Abbildung 3.17: Überleitung des viskoelastischen Materialverhaltens von Asphalt in eine linear-elastische Feder.

glieder in den Betonelementen und dem Fahrbahnaufbau ergibt sich eine Paralellschaltung eines Hooke'schen-Körpers und eines Burger's-Körper. Dieser kombinierte Körper wäre zusätzlich bei jeder Fuge in Reihe zu schalten, um die Gesamtsteifigkeit der FÜK ermitteln zu können (siehe Abb. 3.17(a)). Um eine Federsteifigkeit der FÜK ermitteln zu können, wären bei jeder Berechnung sowohl der Federweg als auch die zugehörige Belastungsgeschwindigkeit von großer Bedeutung. Dies führt jedoch zu sehr aufwändigen Berechnungen. Um die Dimensionierung der FÜK ingenieurmäßig durchführen zu können, wird in weiterer Folge dieses Modell vereinfacht. Unter Zuhilfenahme der Mastercurve der jeweiligen Asphaltmischung kann das Burgers-Modell in einen Hooke'schen Körper zurückgeführt werden (siehe Kapitel 3.2.2.4). Durch diese Umrechnung entsteht in weiterer Folge eine in Reihe geschaltete Parallelschaltung zweier linearelastischer Federn (siehe Abb. 3.17(b)) mit $E_{Asphalt,Mittel}$ als Steifigkeitsbeiwert für den Asphalt und k_{FT} (siehe Gleichung 3.2) als Federsteifigkeit der Betonelemente pro Fuge. Dieses Modell kann nun zur Berechnung der Steifigkeit der FÜK in die Tragwerksbemessung einfließen.

4 Experimentelle Voruntersuchungen

Die ersten experimentellen Untersuchungen wurden durchgeführt, um die Eigenschaften des Zuggliedes zu spezifizieren. Wie in Kapitel 3 beschrieben, dient die Betonkonstruktion unter dem bituminösen Fahrbahnaufbau dazu, die Verformungen kontrolliert abzubauen. Um dies bewerkstelligen zu können, ist das Verbinden der Betonelemente mit dem Zugglied erforderlich. Das Zugglied ist aufgrund der Exposition einem hohem Korrosionsrisiko ausgesetzt. Obwohl der mehrschichtige Fahrbahnaufbau ein sehr dichtes Gefüge aufweist, kann nicht garantiert werden, dass die Zugglieder trocken bleiben. Durch möglichen Wasserzutritt, welches mit Tausalz und anderen Verunreinigungen kontaminiert ist, steigt das Korrosionsrisiko stark an. Daher ist es von besonderer Wichtigkeit, dass bei der Materialwahl auf den Punkt der Dauerhaftigkeit ein großes Augenmerk gelegt wird. Das Zugglied hat aufgrund seiner Aufgabe, die Betonelemente miteinander zu verbinden, folgende Kerneigenschaften zu erfüllen:

Dehnbarkeit Das Zugglied muss in der Lage sein, die Dehnungen aus der Längenänderung der Brücke aufnehmen zu können.

Dauerhaftigkeit Wie oben bereits erwähnt, muss das Zugglied gewissen Dauerhaftigkeitskriterien entsprechen. Eines dieser Kriterien ist die Korrosionsbeständigkeit.

Steifigkeit Im Zusammenspiel mit dem bituminösen Fahrbahnaufbau ist es besonders wichtig, dass die Steifigkeit des Zuggliedes an die Steifigkeit des Fahrbahnaufbaues angepasst werden kann.

4.1 Versuchsaufbau und Materialien

Die experimentellen Untersuchungen zur Bestimmung eines geeigneten Zuggliedes wurden in kleinem Maßstab im Labor durchgeführt. Das Ziel dieser Versuche war es, die einzelnen Materialien auf ihre Tauglichkeit für den Einsatz in der FÜK zu untersuchen. Ein wesentliches Merkmal dafür ist die entsprechende Steifigkeit. Die Versuche wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen an der TU Wien durchgeführt. Um die Ergebnisse statistisch auswerten zu können, wurden jeweils 6 Fugen gleichzeitig getestet. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.1 sowie in Abbildung 4.2 dargestellt. Die Betonelemente wurden

aufgelegt und an den Zuggliedern auseinandergezogen. Als Ergebnis wurde einerseits die Verarbeitbarkeit der Zugglieder und andererseits ihr Steifigkeitsverhalten beurteilt. Neben der Gesamtverformung dieser sechs Fertigteilelemente wurden auch sämtliche Fugen mit Wegaufnehmern instrumentalisiert, um die einzelnen Fugenöffnungen nachvollziehen zu können.

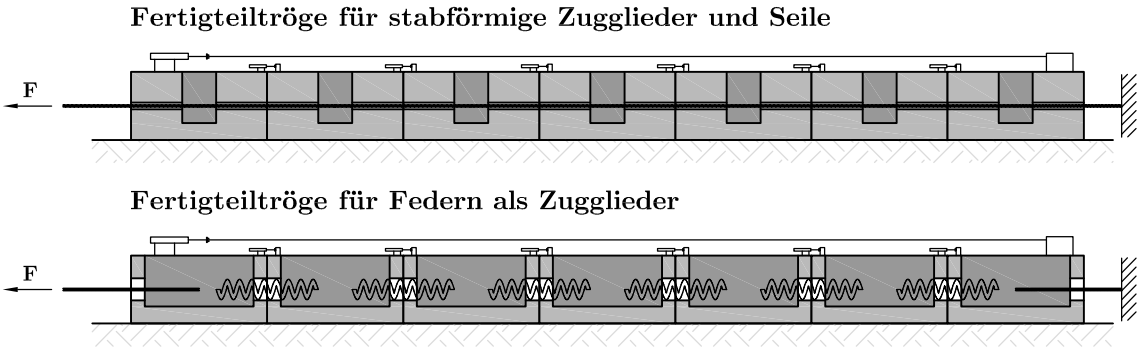
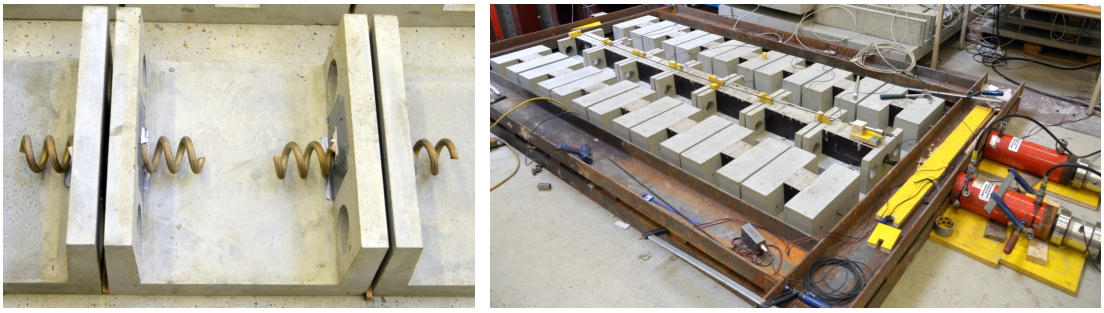


Abbildung 4.1: Versuchsanordnung des kleinmaßstäblichen Modellversuches.



(a) Installation der Federn in den Fertigteiltrögen

(b) Gesamter Versuchsaufbau der experimentellen Voruntersuchungen

Abbildung 4.2: Versuchsdurchführung der Voruntersuchungen.

Als Zugglied kamen demnach nur ausgewählte Materialien zum Einsatz:

Nichtrostende Stahlseile Stahlseile als sehr dehnfähige Bewehrung wurden bereits in einigen Versuchen und Tragstrukturen getestet [Kromoser, 2015]. In Zugversuchen von Kromoser et al. [2014] an Probekörpern mit Stahlseilen als Bewehrung konnte gezeigt werden, dass durch die Stahlseile ein sehr duktiles Verhalten des Probekörpers nach abgeschlossener Rissbildung zu sehen ist. Im Vergleich zur Bewehrung aus Betonstahl weisen Stahlseile ein annähernd linear elastisches Materialverhalten bis zum Bruch auf, während Betonstahl ein ausgeprägtes Fließniveau hat. Dieses Fließniveau führt dazu, dass bei abgeschlossenem Rissbild und Überschreitung der Fließspannung kein gleichmäßiges Öffnen der Risse gewährleistet werden kann. Für

die Anwendung als Zugglied kann der Bewehrungsstahl demnach nur bis zur Fließgrenze belastet werden. Unter Anbetracht des hohen E-Moduls von Bewehrungsstahl von 200 000 MPa im Vergleich zu einem siebenlitzigen Stahlseil von ca. 85 000 MPa und der geringen Zugfestigkeit von 550 MPa im Vergleich zu ca. 1500 MPa von Stahlseilen würde der zulässige Dehnweg bei gleicher Fertigteilgeometrie bei dem Einsatz von Betonstahl wesentlich geringer sein. Dieses Argument führt auch dazu, dass selbst der Einsatz von Edelstahlbewehrung nicht möglich ist. In diesen Versuchen wurde deswegen ein nichtrostendes Stahlseil mit Durchmesser Ø 5 mm verwendet (siehe Abb. 4.3(e) und Tab. 4.1).

Nichtrostende Stahlfedern Als Gegensatz zu der sehr steifen Bewehrung als Zugglied kommen nichtrostende Stahlfedern als Alternative zum Einsatz. Bei Stahlfedern wird die Steifigkeit nicht über die Zugsteifigkeit des Grundmaterials bestimmt, sondern die Federsteifigkeit wird über die Biegung des Federstahls erzeugt. Durch die Wahl von Drahtdurchmesser, Außendurchmesser, Anzahl der mitwirkenden Gesamtwindungen und der Federlänge kann die Federsteifigkeit bestimmt werden. Der Steifigkeitsverlauf von Federn kann unterschiedlich sein. Für den Einsatz in der FÜK kommen nur linear elastische Federn in Frage, da sonst die Fugenöffnung sehr schwer kontrollierbar wäre. In den Versuchen wurden nichtrostende Stahlfedern gemäß Abbildung 4.3(a) und Tabelle 4.1 verwendet.

Basaltbewehrung Basaltfaserbewehrung ist ein Verbundmaterial aus Kunststoffen und Basaltfasern. Die Basaltfasern werden aus dem Basaltgestein durch Pultrusion aus der Gesteinsschmelze bei ca. 1400 °C hergestellt. Diese Basaltfasern werden in einem weiteren Schritt zu gerippten Bewehrungsstäben verarbeitet. Basalt-Bewehrungsstäbe weisen eine hohe Zugfestigkeit und einen geringen E-Modul auf. Die Zugfestigkeit liegt in etwa bei 1700 MPa und der E-Modul bei ca. 60 GPa. Aufgrund dieser Eigenschaften eignet sich das Material besonders für den Einsatz in der neu entwickelten FÜK. Durch die mineralische Zusammensetzung dieses Werkstoffes besteht ein hohes Maß an Korrosionsbeständigkeit. Bei den Versuchen wurden zwei unterschiedliche Basaltbewehrungen eingebaut. Ein gerippter Basaltstab mit einem Durchmesser von Ø 8 mm und ein glatter Basaltfaserstab mit einem Durchmesser von Ø 6 mm (siehe Abb.4.3(b) und Abb. 4.3(c) sowie Tab.4.1).

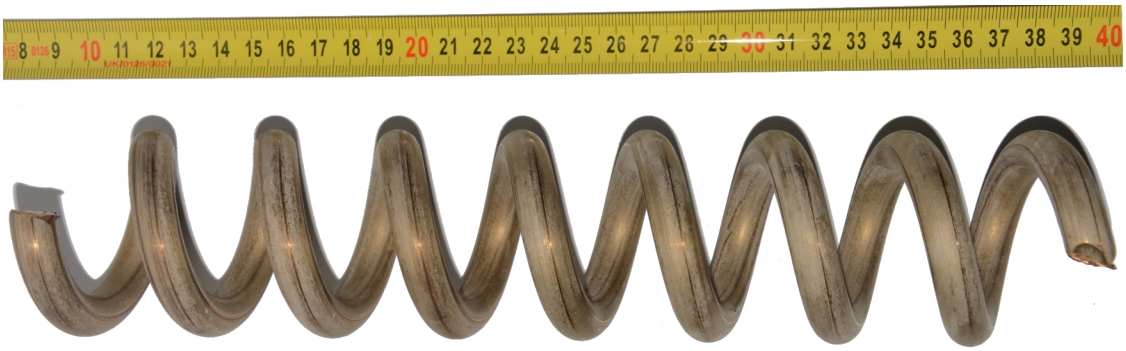
Glasfaserbewehrung Die Glasfaserbewehrung besteht aus Glasfasern, welche in eine Kunststoffmatrix eingebettet werden. Dadurch entsteht ein Glasfaserkunststoffverbundwerkstoff (GFK). GFK-Bewehrungsstäbe zeichnen sich durch eine sehr hohe Zugfestigkeit und einen verhältnismäßig geringen E-Modul aus. Die Zugfestigkeit beträgt >1000 MPa und der E-Modul 60 GPa.

Material	**Ø** [mm]	**Zugfestigkeit** [MPa]	**E-Modul** [GPa]	**verbundfreie Länge** [mm]
Niro Stahlseil	5	1570	85	300
Basaltbewehrung glatt	6	1700	67	300
Basaltbewehrung gerippt	8	1700	67	300
GFK-Bewehrung gerippt	8	>1000	60	300
Material	**$Ø_{Draht}$** [mm]	**Federrate** [N/mm]	**$Ø_{Außen}$** [mm]	**verbundfreie Länge** [mm]
Spiralfeder aus nichtrostendem Federstahl	12	855,5	60	84

Tabelle 4.1: Gegenüberstellung der Materialparameter.

Diese Werte sind vergleichbar mit den Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften der Basaltbewehrung. Der E-Modul der GFK-Bewehrung kann durch die Verwendung unterschiedlicher Kunststoffe gesteuert werden. Unter Zugbelastung verhält sich die GFK-Bewehrung bis zum Bruch linear elastisch. Das Bruchverhalten ist spröde. Das Material zeichnet sich vor allem durch die hohe Korrosionsbeständigkeit, hohe Chemikalienbeständigkeit und geringe Wärmeleitfähigkeit aus. Für die Voruntersuchungen wurde ein gerippter GFK-Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von Ø 8 mm eingesetzt (siehe Abb. 4.3(d) und Tab.4.1).

Die Geometrie der Fertigteilelemente hängt sehr stark von den eingesetzten Zuggliedern und deren Steifigkeitseigenschaften ab. Die Dehnung im Zugglied soll die zulässigen Dauerbeanspruchungen der jeweiligen Materialien nicht überschreiten. Durch eine entsprechende Wahl der verbundfreien Länge kann somit die Dehnung im Zugglied gesteuert werden. Die ersten Abschätzungen des Dehnweges mit 1,2 mm/Fuge haben zu Fertigteilgeometrien gemäß Abbildung 4.4 geführt. Für den Einsatz von nichtrostenden Stahlseilen, Basaltbewehrung und GFK-Bewehrung wurde dieselbe Fertigteilgeometrie angewendet. Beim Einsatz der Spiralfeder musste aufgrund der stark abweichenden Abmessungen sowie der geringen Federrate der Feder auf eine geänderte Fertigteilgeometrie zurückgegriffen werden.



(a) Feder aus nichtfostendem Federstahl (Rudolf Tmej GmbH)

(b) gerippte Basaltbewehrung Ø 8 mm (ASA.TEC®-Rebar)

(c) glatte Basaltbewehrung Ø 6 mm (ASA.TEC®)

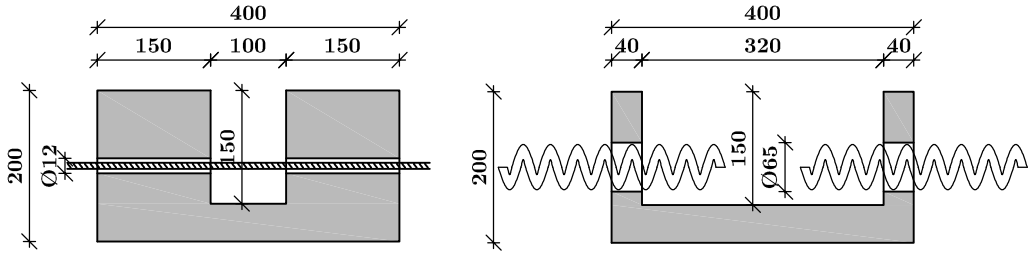
(d) gerippte GFK-Bewehrung Ø 8 mm (Schöck ComBAR®)

(e) nichtrostendes Stahlseil Ø 5 mm (KR-Industriebedarf)

Abbildung 4.3: Darstellung der geprüften Materialien im Zuge der kleinmaßstäblichen Voruntersuchungen.

4.2 Ergebnisse der Voruntersuchungen

Das Steifigkeitsverhalten der unterschiedlichen Zugglieder ist in Abbildung 4.5 dargestellt. In diesem Diagramm sind die gesamten Dehnwege der getesteten Konstruktion dargestellt. Bei sieben Fertigteilen konnten sechs Fugen gemessen werden. Im Steifigkeitsdiagramm sind vier von fünf getesteten Zuggliedern abgebildet. Beim Zugversuch mit dem glatten Basaltfaserstab als Bewehrung trat schon bei sehr geringer Last ein Versagen der Verbundverankerung im Lasteinleitungsbereich auf. Aufgrund der schlechten Verbundeigenschaften dieses Materials wurde es in der Auswertung und ebenso in der weiteren Gegenüberstellung nicht weiter betrachtet und kommt auch für den Einsatz in der FÜK nicht in Frage. Der Zugversuch mit nichtrostenden Stahlfedern wurde an einem Probekörper durchgeführt, in dem drei Federn pro Fuge eingesetzt wurden. Dadurch wirkten die Federn wie eine Parallelschaltung, da sonst die Steifigkeit des Systems zu gering gewesen wäre. Sehr deutlich lässt sich anhand der Steifigkeitsdarstellung erkennen, dass das dreifache Federpaket ähnliche Steifigkeiten aufweist wie das



a) Seil, Basalt und GFK **b) Feder**

Abbildung 4.4: Geometrie der Fertigteile für die experimentellen Voruntersuchungen.

Niro Stahlseil mit Ø 5 mm. Ebenfalls ähnliche Systemsteifigkeiten sind durch den Einsatz von GFK-Bewehrung und Basaltbewehrung erreicht worden. Die Steifigkeiten der einzelnen Zugglieder lassen sich infolge der Materialparameter (siehe Tab. 4.1) folgendermaßen berechnen.

$$\begin{aligned} k_{Basalt} &= A_{Basalt} \cdot E_{Basalt} \cdot \frac{1}{L_0} \cdot \frac{1}{n_{Fugen}} \\ &= \frac{8^2 \cdot \pi}{4} \cdot 67\,000\,\mathrm{N/mm^2} \cdot \frac{1}{300\,\mathrm{mm}} \cdot \frac{1}{6} \\ &= 1{,}87\,\mathrm{kN/mm/Fuge} \end{aligned} \tag{4.1}$$

$$\begin{aligned} k_{GFK} &= A_{GFK} \cdot E_{GFK} \cdot \frac{1}{L_0} \cdot \frac{1}{n_{Fugen}} \\ &= \frac{8^2 \cdot \pi}{4} \cdot 60\,000\,\mathrm{N/mm^2} \cdot \frac{1}{300\,\mathrm{mm}} \cdot \frac{1}{6} \\ &= 1{,}68\,\mathrm{kN/mm/Fuge} \end{aligned} \tag{4.2}$$

$$\begin{aligned} k_{Seil} &= A_{Seil} \cdot E_{Seil} \cdot \frac{1}{L_0} \cdot \frac{1}{n_{Fugen}} \\ &= 10{,}45\,\mathrm{mm^2} \cdot 85\,000\,\mathrm{N/mm^2} \cdot \frac{1}{300\,\mathrm{mm}} \cdot \frac{1}{6} \\ &= 0{,}49\,\mathrm{kN/mm/Fuge} \end{aligned} \tag{4.3}$$

$$\begin{aligned} k_{Feder} &= k_{Einzelfeder} \cdot n_{Federn} \cdot \frac{1}{n_{Fugen}} \\ &= 855{,}5\,\mathrm{N/mm} \cdot 3 \cdot \frac{1}{6} \\ &= 0{,}43\,\mathrm{kN/mm/Fuge} \end{aligned} \tag{4.4}$$

Vergleicht man nun die berechnete Steifigkeit (siehe Formeln 4.1, 4.2, 4.3 und 4.4) mit der gemessenen Steifigkeit (siehe Abb. 4.5) ist zu erkennen, dass die Stei-

figkeiten im Versuch geringer sind als die der Berechnung. Das ist darauf zurückzuführen, dass in der Berechnung die reine verbundfreie Länge als Federweg angenommen wurde, der Verbundbereich jedoch auch zur Dehnungsverteilung beiträgt. Die reale Dehnlänge des Zugglieds ist ca. 25-30 % höher als angenommen. Ausgenommen davon ist nur die Feder, für die der Steifigkeitsunterschied sogar 70 % beträgt, wobei dieser Unterschied nicht auf die Dehnlänge, sondern auf das Federverhalten im Verbundbereich, zurückzuführen ist.

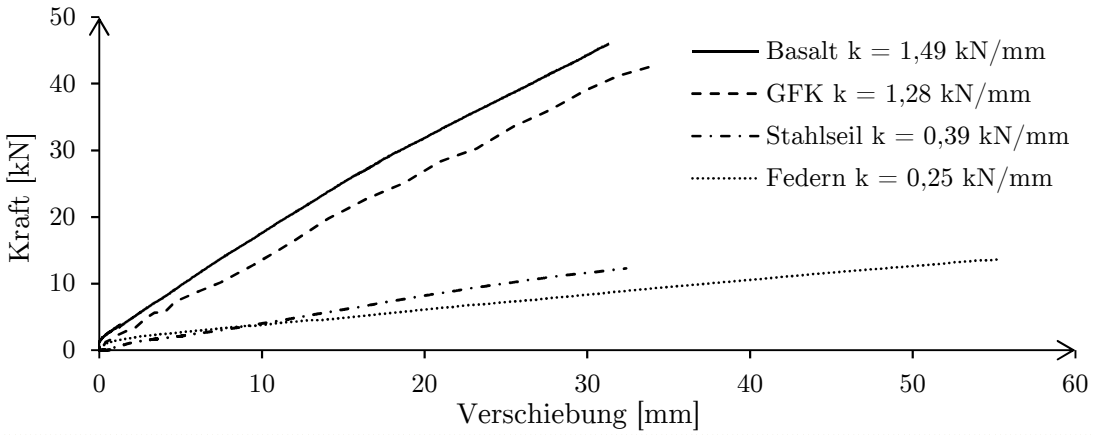


Abbildung 4.5: Steifigkeitsverhalten über 6 Fugen der unterschiedlichen Zugglieder im Vergleich.

Die Versuche haben das Verhalten der Zugglieder im Zusammenspiel mit den Betonelementen sehr gut abgebildet und die Steifigkeiten konnten sehr gut verifiziert werden. Die Fertigteilgeometrien haben sich als zielführend herausgestellt und die Verarbeitung der Zugglieder konnte ebenfalls sehr gut untersucht werden. Das Ziel der neu entwickelten FÜK ist es, eine alternative Lösung für einen fugenfreien Übergang anzubieten, welche auch wirtschaftlich sein soll. Aufgrund von Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen und der Tatsache, dass nichtrostende Stahlfedern für diese Dimensionen eine sehr weiche Federsteifigkeit aufweisen, sind sie für den Einsatz in der FÜK eher als ungeeignet zu bewerten. Die Stahlseile haben bereits in vorherigen Untersuchungen gute Ergebnisse aufgrund ihrer geringeren Steifigkeit im Vergleich zu Bewehrungsstahl geliefert. Für den Sommerlastfall ist es jedoch auch von Bedeutung, dass die Zugglieder eine gewisse Steuerung beim Zusammendrücken der FÜK übernehmen. Daher sind sie ebenfalls, wie die nichtrostenden Federn, eher als ungeeignet zu bewerten. Als durchwegs gutes Zugglied hat sich sowohl die gerippte Basalt-Bewehrung als auch die GFK-Bewehrung herausgestellt. Beide Produkte sind als "Standardware" am Markt in unterschiedlichen Durchmessern erhältlich. Daher ist es auch möglich, die Steifigkeit der Zugglieder mit dem Durchmesser an die des Fahrbahnaufbaues anzupassen.

5 Experimentelle Untersuchungen an einem Prototyp

Die Voruntersuchungen bezüglich der Zuggliedauswahl waren sehr aufschlussreich hinsichtlich des Verhaltens der einzelnen Materialien. Um die gesamte FÜK auf ihre Eigenschaften und ihre Tauglichkeit zu untersuchen, wurde ein Prototyp geplant und Versuche daran durchgeführt. In diesem Kapitel wird sowohl auf die Planung des Prototyps als auch auf die einzelnen Versuche daran eingegangen. Um die Übergangskonstruktion genau auf ihre Eignung sowie die Eigenschaften zu überprüfen, wurden nicht nur an der fertigen Konstruktion Versuche durchgeführt, sondern der Prototyp wurde in verschiedenen Bauphasen etlichen Belastungstests ausgesetzt. Das vollständige Versuchsprogramm ist in Tabelle 5.1 näher dargestellt.

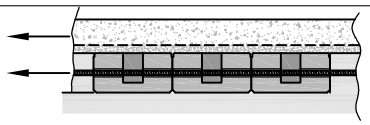
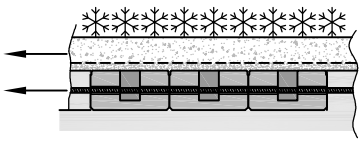
Bauphasen		Parameter	Belastung
FÜK ohne bituminösem Fahrbahnaufbau		Steifigkeit der Zugglieder und Reibung	Zug
FÜK ohne bituminösem Fahrbahnaufbau		Steifigkeit der überdrückten Zugglieder und Reibung	Druck
FÜK mit bituminösem Fahrbahnaufbau		Steifigkeit der Konstruktion mit Asphalt	Zug
FÜK mit bituminösem Fahrbahnaufbau und zusätzlicher Kühlung		Bestimmung der temperaturbezogenen Steifigkeit von Asphalt	Zug

Tabelle 5.1: Versuchsprogramm am Prototyp.

5.1 Bemessung des Prototyps

5.1.1 Fertigteilgeometrie

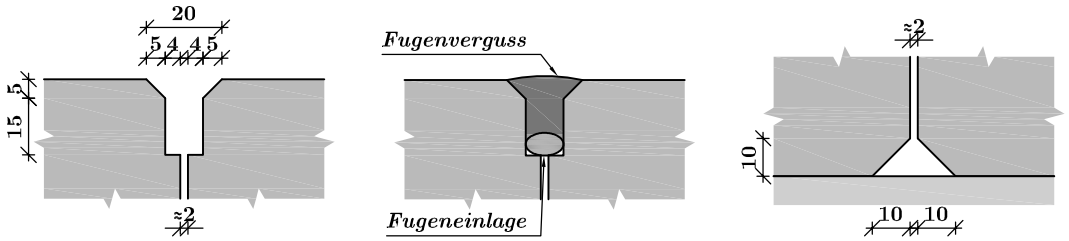
Die Fugenöffnung der einzelnen Fugen sowie die Materialkennwerte des Zuggliedes bestimmen zum größten Teil die Geometrie der Betonfertigteile. Aufgrund der asphalttechnischen Untersuchungen [Blab et al., 2015] des Institutes für Verkehrswissenschaften der TU Wien wurde eine ertragbare Fugenöffnung von 1,2 mm berechnet. Diese Fugenöffnung dient als Grundlage zur Berechnung der verbundfreien Länge im Fertigteil und in weiterer Folge führt diese Länge zur Geometrie der Betonhalbfertigteile. Die Materialwahl der Zugglieder erfolgte aufgrund der Voruntersuchungen. Für den Prototyp wurde ein Glasfaserbewehrungsstab mit einem E-Modul von 65 GPa gewählt. Genaue Materialeigenschaften sind in Kapitel 5.1.4 angeführt. Bei der Berechnung der verbundfreien Länge ist von einer Gebrauchsspannung im Zugglied von $\sigma_{zul} \approx 250\,\text{MPa}$ auszugehen. Auf Grundlage der maximalen Öffnung pro Fuge ergibt sich folgende Fertigteilgeometrie:

$$L_{0,i} = \frac{E_{Zugglied} \cdot \Delta L_i}{\sigma_{zul}} = \frac{65\,000\,\text{MPa} \cdot 1{,}2\,\text{mm}}{250\,\text{MPa}} = 312\,\text{mm} \tag{5.1}$$

Für die Betonfertigteile wurde eine verbundfreie Länge von 300 mm gewählt.

Fugenausbildung
Die Fugenausbildung der Betonfertigteile hat einen großen Einfluss auf die Dehnungsverteilung in den untersten Asphaltschichten. Um die Dehnungen nicht punktuell an den Asphalt weiterzuleiten, wurde eine spezielle Fugengeometrie entwickelt. Entsprechend der grundsätzlichen Überlegungen war bei der Geometrie ähnlich vorzugehen wie bei der Sanierung einer Betonfahrbahn. Bei derartigen Sanierungen wird im ersten Schritt die alte Fugenmasse entfernt und danach wird die Fuge mit speziellen Schneidgeräten aufgeweitet. Nach Einlegen einer Fugeneinlage wird die Fuge mit einer Fugenvergussmasse gefüllt. Im Falle der FÜK kann das Nachschneiden der Fuge entfallen und das Fugendetail kann bereits im Betonfertigteil eingearbeitet werden. Die gewählte Fertigteilgeometrie ist in Abb 5.1 dargestellt. Um das Gleiten der Fertigteile auf der Gleitplatte zu erleichtern und ein Hängenbleiben der Elemente zu verhindern, werden die Längskanten mit einer Fase ausgebildet. Der Verguss der Fuge erfolgt in gleicher Weise wie oben beschrieben. In die Fuge wird eine Fugeneinlage gedrückt und anschließend mit einer Fugenvergussmasse verfüllt.

Abmessungen der Fertigteile
Die Betonfertigteile wurden speziell für den Prototyp in zwei unterschiedlichen Längen angefertigt. Der Querschnitt setzt sich aus einem verbundfreien Bereich



(a) Fugengeometrie

(b) Fugenfüllung mit Fugeneinlage und Fugenvergussmasse

(c) Fase an der Unterkante der Elemente

Abbildung 5.1: Darstellung der Fugenausbildung der Betonfertigteilelemente.

und aus einem Bereich mit dem Zugglied im Verbund zusammen. Da die Zugglieder nachträglich in den Querschnitt eingebaut und einbetoniert werden, müssen dafür Hüllrohre vorgesehen werden. Die Lage der Rohre im Fertigteil muss aufgrund des nachträglichen Einbaues der GFK-Zugglieder sehr genau sein. Die Platzierung der Hüllrohre in der Schalung hat dementsprechend hohen Genauigkeitsanforderungen zu entsprechen. Die zwei Fertigteiltypen sind in Abbildung 5.2 dargestellt. Die Bewehrung der Tröge für den Prototyp ist rein konstruktiv. Aus statischer Sicht haben die Fertigteile im Prototyp keine Anforderungen zu erfüllen. Um das Ausschalen der Fertigteile zu erleichtern, kann die mittlere Aussparung leicht konisch ausgeführt werden.

5.1.2 Abmessungen des Prototyps

Das Ziel des Prototyps sollte es sein, das System im Maßstab 1:1 zu bauen und zu belasten. Übliche Fahrbahnbreiten von Autobahnbrücken in zweispurigem Ausbau bewegen sich bei über 12 Meter. Da die Übergangskonstruktion ebenfalls solche Breiten aufweist, würde der Prototyp die Dimension sowie den finanziellen Rahmen sprengen. Die Untersuchung an solch einer breiten Konstruktion würde für die Ergebnisse keinen Mehrwert bringen. Da das System in unterschiedlichen Breiten beliebig erweiterbar ist, kann die grundsätzliche Funktionsfähigkeit dementsprechend auch an einer FÜK mit 3 m Breite getestet werden. Die Versuche wurden in Gars am Kamp am Gelände der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG durchgeführt und aufgrund der örtlichen Gegebenheiten des Versuchsgeländes haben sich die maximalen Abmessungen des Prototyps ergeben. Auf dem Versuchsgelände war es möglich, den Prototyp mit einer Länge von 8 m und eine Breite von 3 m herzustellen. Bei einer Fertigteilbreite von 0,4 m ergeben sich auf eine Länge von 8 m 20 Betonelemente. Bei 20 eingesetzten Elementen besteht die Möglichkeit 19 Fugen zwischen den jeweiligen Elementen herzustellen. Bei einer mittleren Fugenöffnung von 1,2 mm/Fuge ergibt sich eine gesamte Länge-

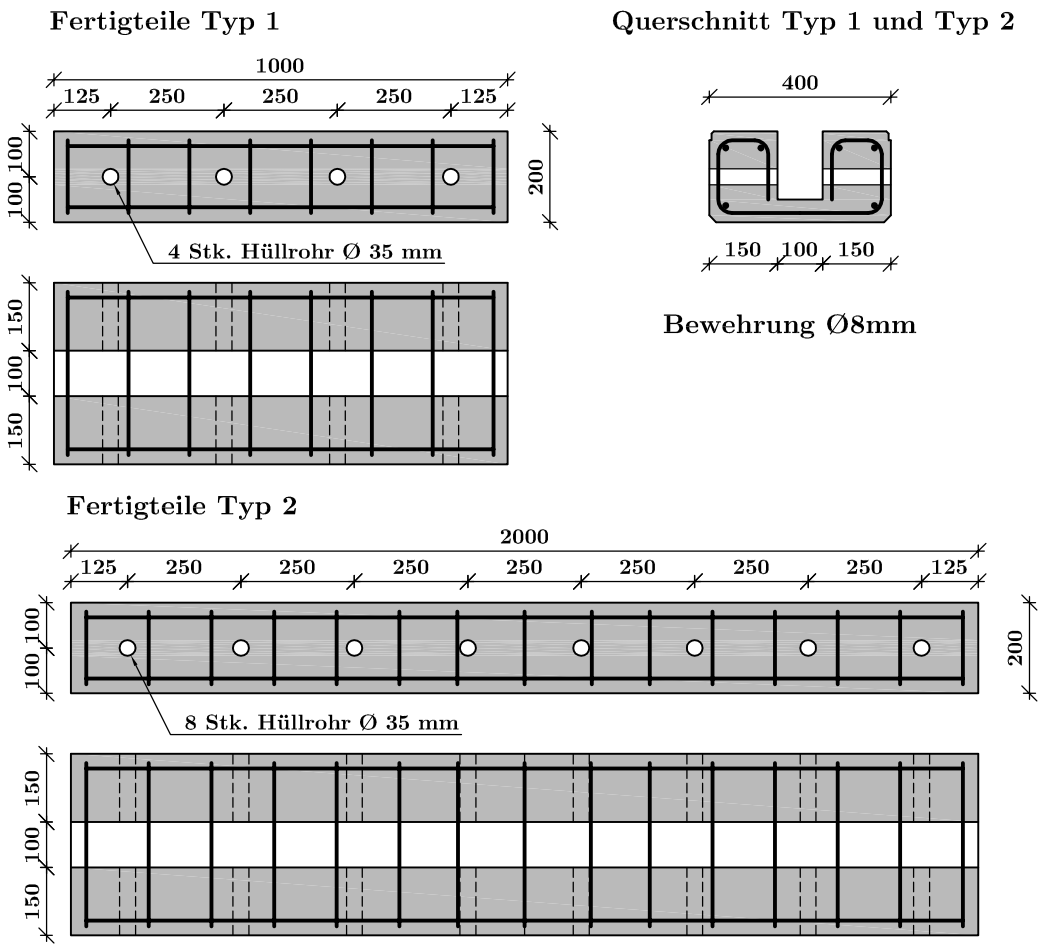


Abbildung 5.2: Bewehrungspläne der zwei unterschiedlichen Fertigteiltypen.

nänderung von:

$$\Delta L = n \cdot \Delta L_i = 19 \cdot 1{,}2\,\text{mm} = 22{,}8\,\text{mm} \tag{5.2}$$

Im Normalfall wird die Gesamtverformung als Summe der Einzelfugenöffnungen betrachtet. Die erste und die letzte Fuge erfahren aufgrund der Fertigteilgeometrie jeweils die halbe Fugenöffnung, da sich die verbundfreie Länge im Bereich der Verankerung in der Schleppplatte und im Ankerblock halbiert. Beim Prototyp ist keine direkte Verankerung am vorderen und hinteren Ende möglich, daher reduziert sich die gemessene Gesamtverformung um eine Fugenöffnung. Eine Übersicht über die Abmessungen des Prototyps ist in Abbildung 5.3 zu sehen. Um in Längsrichtung keine durchgehenden Fugen zu erhalten, sind die Betonelemente mit den unterschiedlichen Längen versetzt zueinander verlegt.

5.1.3 Bemessung Zugglied

Der temperaturabhängige E-Modul des Asphalts bei einer Belastungsfrequenz von 10^{-6} Hz kann im maßgebenden Bereich durch eine Polynomfunktion 5. Gra-

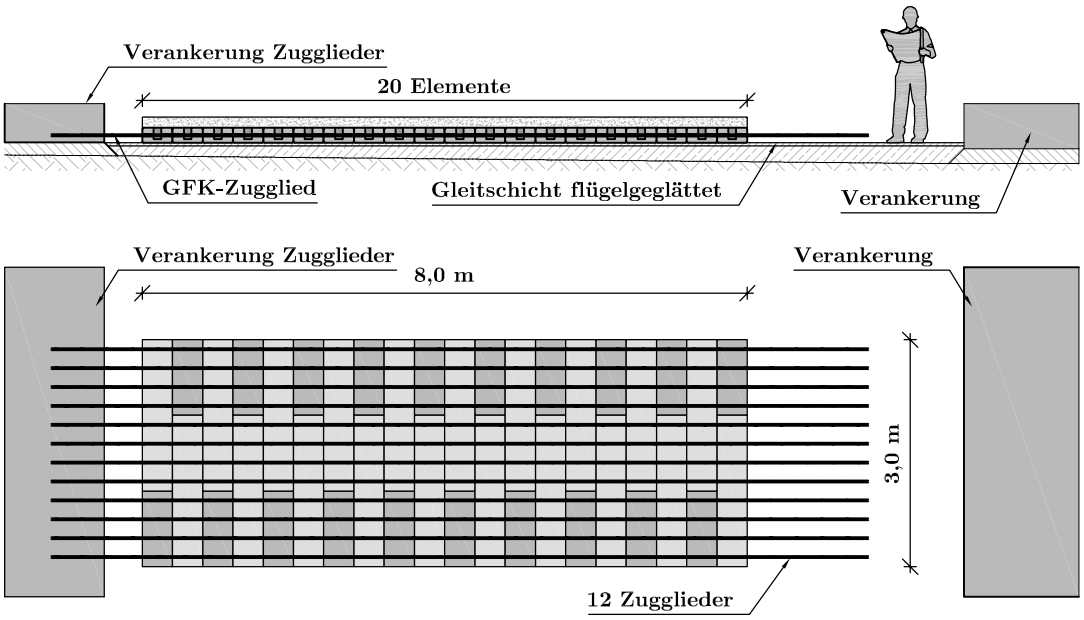


Abbildung 5.3: Abmessungen des Prototyps und Aufteilung der Betonelemente.

des gemäß Gleichung 5.3 sehr gut abgebildet werden.

$$E(T) = -4 \cdot 10^{-5} \cdot T^5 + 0,0027 \cdot T^4 - 0,0819 \cdot T^3 + 1,5409 \cdot T^2 - 24,271 \cdot T + 510,11 \tag{5.3}$$

Geht man von der Annahme aus, dass sich die Brückenaufstelltemperatur in etwa im Bereich von 10 °C bewegt, kann man sich den mittleren Asphalt E-Modul berechnen (siehe Kapitel Bestimmung der Asphaltsteifigkeit Formel 3.4). Wird die Brücke bei höheren Temperaturen errichtet, würde sich die Steifigkeit im Allgemeinen etwas reduzieren. Auf der "sicheren" Seite liegend ist die Annahme mit 10 °C somit ausreichend.

$$E_{Asphalt,Mittel} = \frac{1}{\Delta T} \cdot \int_{-12,3\,^\circ\mathrm{C}}^{10\,^\circ\mathrm{C}} E(t)\, dT = \frac{1}{22,3} \cdot 13953 = 626\,\mathrm{MPa} \tag{5.4}$$

Der Fahrbahnaufbau beim Prototyp setzt sich aus 3 cm Gussasphalt und 11 cm AC 22 binder zusammen. Für die Vorbemessung der Zugglieder wird nur die Steifigkeit des AC 22 binder herangezogen. Die Gussasphaltschicht dient ausschließlich zur Verteilung der Dehnungen und kann stellenweise auch gerissen sein. Somit ergibt sich zur Berechnung eine Dicke von 11 cm. Um ein gleichmäßiges Öffnen der Fugen im Winter als auch im Sommer zu gewährleisten, werden die Betonteile im gleichen Steifigkeitsverhältnis zum Asphalt vorbemessen. Da der Winterlastfall aufgrund der steifen Asphaltdecke maßgebend für die gesamte FÜK ist, werden die Zugglieder auf diesen Lastfall bemessen. Gemäß der in Abbildung 3.17 dargestellten Federmodelle für Asphalt und dem Zugglied herrscht

bei einer gleichen Federsteifigkeit beider Bauteile ein Gleichgewicht.

$$k_{Zugglied} = k_{Asphalt} \tag{5.5}$$

Die Verteilung der Dehnungen über der Fuge lässt sich im Vorhinein schwer abschätzen. Auf der Basis der theoretischen Überlegungen zum Fahrbahnaufbau wird angestrebt, dass an der Fahrbahnoberseite eine möglichst konstante Dehnung vorhanden ist. Die Verteilung der Dehnungsspitzen über der Fuge wird zusätzlich durch den Einbau der Asphaltbewehrung unterstützt. Daher kann man von einer Dehnungsverteilung gemäß Abbildung 5.4 ausgehen. Über die Berechnung der mittleren Dehnung im Bereich der Fuge lässt sich die Federsteifigkeit der Asphaltschicht abschätzen.

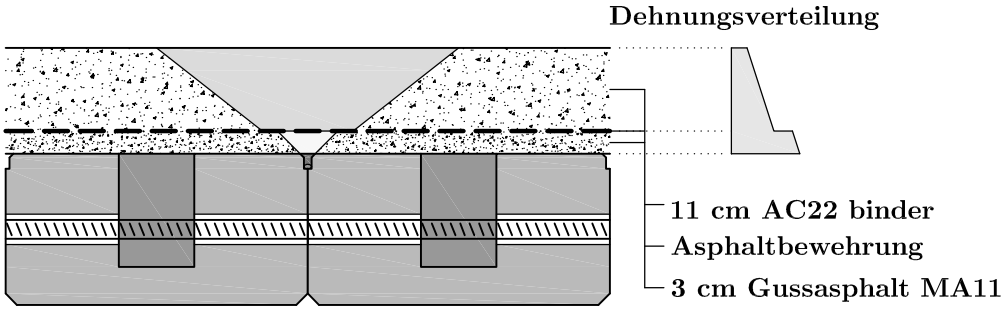


Abbildung 5.4: Abschätzung der Dehnungsverteilung im Asphalt.

$$\begin{aligned} k_{Asphalt} &= E_{Asphalt,Mittel} \cdot A_{Asphalt} \cdot \frac{1}{L_{0,Mittel}} \\ &= E_{Asphalt,Mittel} \cdot A_{Asphalt} \cdot \frac{1}{\frac{A_{Dehnung}}{h_{Asphalt}}} \\ &= 626\,\text{MPa} \cdot 0{,}11\,\text{m}^2 \cdot \frac{1}{\frac{0{,}0286\,\text{m}^2}{0{,}11\,\text{m}}} = 265\,\text{MN/m} \end{aligned} \tag{5.6}$$

mit :

$A_{Asphalt}$	Asphaltquerschnitt pro 1 m Breite
$L_{0,Mittel}$	Mittlere Dehnlänge der Asphaltschicht
$A_{Dehnung}$	Fläche, die zur Aufnahme der Dehnungen im Asphalt beiträgt
$h_{Asphalt}$	Dicke des AC 22 binder

Durch Gleichsetzen der beiden Steifigkeiten $k_{Asphalt}$ und $k_{Zugglied}$ kann die erforderliche Querschnittsfläche der Zugglieder bestimmt werden.

$$A_{Zugglied} = \frac{k_{Asphalt} \cdot L_{0,i}}{E_{Zugglied}} = \frac{265\,\text{MN/m} \cdot 0{,}3\,\text{m}}{65\,000\,\text{MPa}} \cdot 10^6 = 1223\,\text{mm}^2 \tag{5.7}$$

Bei der Auswahl der Zugglieder wurde auf einen GFK-Bewehrungsstab der Firma FiReP zurückgegriffen. Bei einem Außendurchmesser von 25 mm und 4 Stä-

ben pro Meter beträgt die Querschnittsfläche der vier FiReP®REBAR Stäbe:

$$A_{gewählt} = 4 \cdot 350\,\text{mm}^2 = 1400\,\text{mm}^2 \tag{5.8}$$

5.1.4 Zugversuch am Zugglied

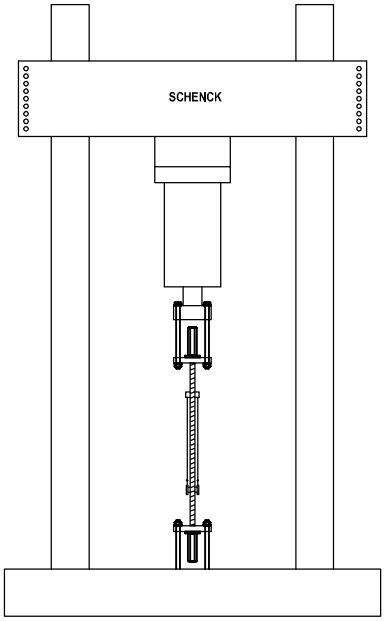
Die vom Hersteller angegebenen Materialeigenschaften des Zuggliedes gemäß Tabelle 5.2, welches beim Prototyp verwendet wurde, konnten anhand eines Zugversuches überprüft werden. Beim Prototyp wurden GFK-Bewehrungsstäbe der Firma FiReP vom Typ FiReP®REBAR verwendet. Die Stäbe verfügen über eine durchgehende Profilierung, was einen optimalen Verbund mit dem Beton garantiert. Der E-Modul der Stäbe wurde mit einem Vinyl-Ester auf ca. 65 GPa eingestellt. Um die bei der FÜK tatsächlich vorhandene Steifigkeit zu überprüfen, wurde der E-Modul bei den Zugversuchen als mittlerer E-Modul im Bereich zwischen 1 ‰ und 4 ‰ bestimmt (siehe Abb. 5.5). Diese Dehnungen treten in etwa auch im Zugglied in der FÜK auf. Der bei den Versuchen bestimmte E-Modul lag in etwa bei 63 GPa, was etwas geringer als der vom Hersteller angegebene Wert war. Für alle weiteren Berechnungen wurde die tatsächlich gemessene Steifigkeit des Zuggliedes herangezogen. Der Temperatureinfluss auf die Materialsteifigkeit des Glasfaserstabes ist im Gebrauchstemperaturbereich zwischen $-50\,°\text{C}$ und $120\,°\text{C}$ praktisch vernachlässigbar [Schürmann, 2007]. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass sich die Zugglieder in der FÜK linear elastisch und ohne temperaturabhängige Steifigkeit verhalten.

Außendurchmesser	$Ø_A$	25 mm
Spannungsquerschnitt	A_s	350 mm^2
Zugfestigkeit	f_{tk}	>1000 MPa
Zugmodul	E	65 GPa
Gewicht	W	0,9 kg/m

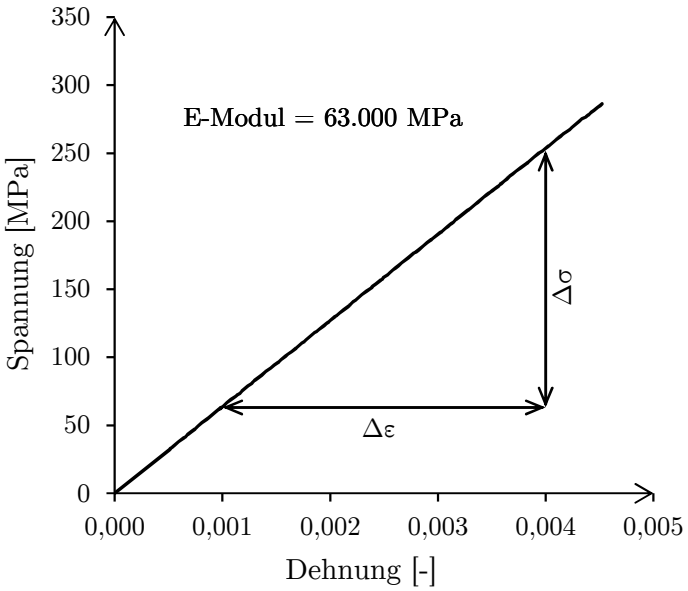
Tabelle 5.2: Materialeigenschaften gemäß Hersteller (FiReP).

5.2 Bau des Prototyps

Der Bau des Prototyps wurde in zwei Bauphasen eingeteilt. In der ersten Bauphase wurde die Konstruktion bis zur Fertigstellung der Betonelemente hergestellt. In dieser Bauphase wurden am Prototyp die ersten Versuche durchgeführt. Danach erfolgte in einer zweiten Bauphase die Fertigstellung des Prototyps durch die Aufbringung des bituminösen Fahrbahnaufbaues.



(a) Versuchsaufbau der Zugversuche



(b) σ-ε-Diagramm des Zugversuches

(c) Glasfaserbewehrungsstab FiReP®REBAR $Ø_A$ 25 mm

Abbildung 5.5: Zugversuche an der GFK-Bewehrung.

5.2.1 Bau der Betonfertigteile

Der Prototyp wurde am Gelände der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp errichtet. Das Versuchsgelände eignete sich besonders aufgrund bereits bestehender Versuchsanlagen. Um die FÜK einer Belastung zu unterziehen, konnten die bestehenden Fundamente von vorangegangenen Versuchen des Institutes herangezogen werden und bildeten somit optimale Widerlager. In diese Fundamente wurden Gewindestangen bzw. die Zugglieder eingeklebt, um den Prototyp zu belasten. Die von früheren Versuchen stammenden Versuchsträger dienten dabei als statisch erforderliche Auflast, um die Fundamente zu stabilisieren. Zwischen den zwei Bestandsfundamenten wurde eine schlaff bewehrte Gleitplatte hergestellt. Diese Platte wurde als dünne Betonplatte hergestellt, an die keine statischen Anforderungen außer der vertikalen Abtragung der Lasten aus der FÜK und der Versuchseinrichtungen gestellt waren. Sie

diente beim Versuch lediglich als Gleitfläche für die Betonelemente. Eine glatte Oberfläche wurde mittels Flügelglätten realisiert (siehe Abb. 5.6(a)). Beim Flügelglätten wurde besonders darauf geachtet, dass die Oberfläche nicht nur glatt, sondern auch besonders eben wird. Die Ebenheit der Gleitplatte ist die Basis für eine ordnungsgemäße Herstellung der FÜK. Um in der Anwendung ein praxistaugliches System zu erhalten, ist die maximale Länge der Fertigteilelemente auf 2 m begrenzt. Durch die relativ kurzen Elemente können etwaige Bodenunebenheiten der Gleitplatte besser ausgeglichen werden und die Handhabung mit kürzeren Elementen ist auf der Baustelle wesentlich einfacher.

(a) Herstellen der flügelgeglätteten Gleitplatte

(b) Auflegen der Betonfertigteilelemente

(c) Installierte GFK-Bewehrungsstäbe in den Elementen

(d) Anordnung der Querbewehrung im Bereich der Längsfugen

(e) ausbetonierte Halbfertigteile

Abbildung 5.6: Bau des Prototyps.

Nach Fertigstellung der Gleitplatte wurden die Betonelemente verlegt. Die Anordnung der Fertigteile erfolgte versetzt zueinander. Es wurde jeweils ein zwei Meter langes Element und ein ein Meter langes Element versetzt zueinander angeordnet (siehe Abb. 5.6(b)). Dadurch konnte eine durchgehende Längsfuge im Prototyp vermieden werden. Nach dem Verlegen der Betonelemente wurden die GFK-Bewehrungsstäbe durch die werksseitig installierten Hüllrohre in den Fertigteilen verlegt (siehe Abb. 5.6(c)). Der Spalt zwischen Hüllrohr und Zugglied wurde mittels Bauschaum abgedichtet, um ein Eindringen von Zementmörtel in das Hüllrohr zu verhindern. Dies war besonders wichtig, um den verbundfreien Bereich sicherzustellen. Nach dem Einlegen der Querbewehrung in die Längsfugen (siehe Abb. 5.6(d)) wurden die Betonhalbfertigteile mit Ortbeton vergossen (siehe Abb. 5.6(e)). Durch das Ausbetonieren wurde die Funktionsfähigkeit der Betonelemente hergestellt. Nach dem letzten Arbeitsschritt war die erste Bauphase abgeschlossen. An diesem zum Teil fertiggestellten Prototyp wurden die ersten Belastungsversuche durchgeführt (siehe Tab. 5.1).

5.2.2 Aufbringen des bituminösen Fahrbahnaufbaues

Nach Abschluss der ersten Testphase wurde der bituminöse Fahrbahnaufbau aufgebracht.

5.2.2.1 Vorbereiten der Betonelemente

Die Homogenität des Fahrbahnaufbaues über den Betonelementen war Grundvoraussetzung bei der Herstellung des Prototyps. Um die Asphaltschichten auch im Randbereich ordnungsgemäß verdichten zu können, wurde neben den Betonteilen zwei 0,5 m breite Längsstreifen anbetoniert, welche ebenfalls mit Asphalt überbaut wurden. Nach Fertigstellung des Fahrbahnaufbaues wurde dieser Randstreifen mittels Diamantsäge abgetrennt und ein über alle Bereiche gleichmäßig verdichteter Fahrbahnaufbau blieb übrig. Die Anforderungen an die Oberflächenrauigkeit wurden vom Institut für Verkehrswissenschaften mit einer Rautiefe >1,5 mm angegeben. Diese Oberflächenrauigkeit wurde am Prototyp durch nachträgliches Sandstrahlen der Betonoberfläche hergestellt (siehe Abb. 5.7(a)). Nach der Oberflächenvorbereitung wurden die Fugen vergossen. In die Fuge wurde ein Fugendichtband in Form eines Moosgummis eingedrückt und die Fuge wurde anschließend mit einem Zweikomponenten Fugenverguss vergossen (siehe Abb. 5.7(c) und (d)). An den Fugenverguss selbst sind keine speziellen Anforderungen bezüglich der Materialeigenschaften gestellt, da er im weiteren Sinne keine "tragende" Funktion erfüllt. Um an der fertigen FÜK die Zugkraft nicht zu exzentrisch in das System einzuleiten, wurde auf die äußeren Betonelemente zusätzlich eine Lasteinleitungskonstruktion angebracht. Aufgrund dieser Konstruktion war es bei den weiteren Versuchen möglich, die Zugkraft nicht

ausschließlich an den Zuggliedern in die Konstruktion einzuleiten, sondern den obenliegenden Asphalt ebenfalls mitzuziehen. Die Zugkraft in den Asphalt einzuleiten war in diesem Fall nur durch eine spezielle einasphaltierte Stahlkonstruktion möglich (siehe Abb. 5.7(b)). Durch eine direkte Verbindung dieser Konstruktion mit den Betonelementen war ein Ausziehen der Gewindestangen aus dem Asphalt nicht möglich.

(a) Aufrauen der Betonoberfläche durch Sandstrahlen

(b) Montage der Lasteinleitungskonstruktion

(c) Einbau des Fugendichtbandes

(d) Fugenverguss

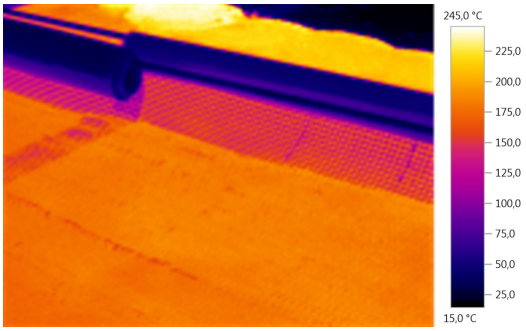
Abbildung 5.7: Vorbereiten der Betonelemente.

5.2.2.2 Einbau Gussasphalt

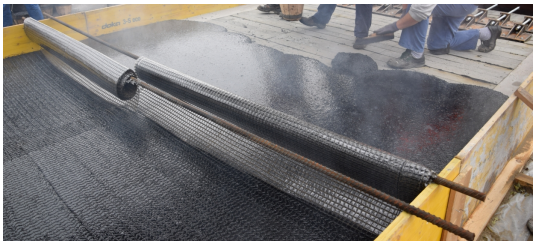
Der Einbau der 3 cm dicken Gussasphaltschicht erfolgte bei relativ niedrigen Außentemperaturen von ca. 6 °C. Im ersten Arbeitsschritt wurde der Gussasphalt auf die Betonoberfläche mit Kübeln aufgebracht und händisch verteilt. Danach wurde in die noch heiße Schicht das vorbituminisierte Glasfasergitter eingelegt. Die Anforderungen zum Einbau der Gussasphaltschicht waren sehr hoch. Die Einbautemperatur der Gussasphaltschicht war mit $240 \pm 5\,°C$ vorgegeben. Die Verarbeitungstemperatur während des Applizierens der Asphaltbewehrung durfte den Grenzwert von $190 \pm 10\,°C$ nicht über- bzw. unterschreiten. Aus diesem Grund wurde der Einbau mit mehreren Temperaturfühlern und Wärmebildkamera überwacht (siehe Abb. 5.8). Die geforderten Einbautemperaturen konnten über den gesamten Prototyp erfüllt werden. Der Einbau der Asphaltbewehrung

erfolgte parallel zum Aufbringen des Gussasphaltes. Aufgrund der niedrigen Außentemperaturen war ein zügiges Nacharbeiten mit der Asphalteinlage erforderlich. Im Bereich der Lasteinleitungskonstruktion wurde die Asphaltbewehrung stellenweise ausgespart.

(a) Eingelegte Asphaltbewehrung



(b) Wärmebildaufnahme beim Applizieren der Asphaltbewehrung



(c) Applizieren der Asphaltbewehrung

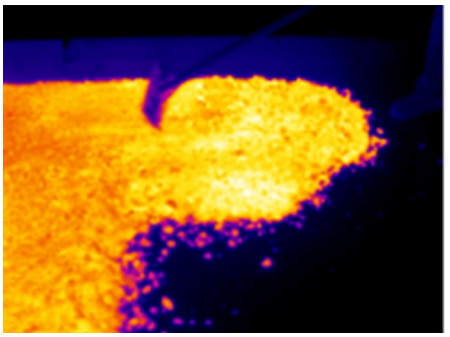
Abbildung 5.8: Einbau der Gussasphaltschicht und der Asphaltbewehrung.

5.2.2.3 Einbau AC 22 binder

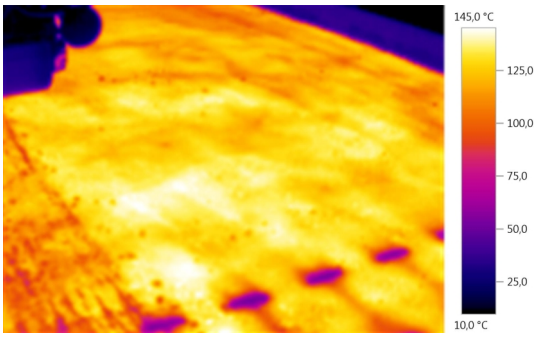
Vier Tage nach dem Aufbringen der Gussasphaltschicht wurde der AC 22 binder aufgebracht. Der Einbau der Tragschicht erfolgte händisch heiß auf kalt. Die 11 cm AC 22 binder wurden in zwei Lagen eingebaut und lagenweise mit einer Rüttelplatte sowie einer Tandem-Handwalze verdichtet. Auf der Oberfläche der Asphalteinlage wurde kein zusätzlicher Haftverbund vorgesehen. Die Einbautemperatur der Tragschicht war mit $> 180\,°C$ vorgegeben und wurde ebenfalls mittels Temperatursensoren und Wärmebildkamera überwacht (siehe Abb. 5.9). Beim Einbau konnte eine Materialtemperatur von ca. 200 °C und beim Verdichten von ca. 140 °C gemessen werden, was den geforderten Temperaturen entsprach. Am unteren Bildrand in Abbildung 5.9(d) ist die kühle Lasteinleitungskonstruktion während des Einasphaltierens deutlich zu erkennen. Nach Fertigstellung der Asphaltierungsarbeiten wurde der erweiterte Randbereich wieder abgebrochen.

(a) Händischer Einbau und Verdichtung mit der Rüttelplatte

(b) Endverdichtung mit der Tandem-Handwalze



(c) Wärmebildaufnahme beim Einbau



(d) Wärmebildaufnahme beim Walzen

Abbildung 5.9: Einbau des AC 22 binder.

5.3 Belastungstests am Prototyp

Im folgenden Abschnitt werden die durchgeführten Belastungstests am Prototyp in den einzelnen Bauphasen näher erläutert. Eine grobe Übersicht der Belastungsversuche ist in Tabelle 5.1 angeführt.

5.3.1 Fahrbahnübergang ohne Fahrbahnaufbau unter Zugbelastung

Das Ziel dieses Belastungsversuches war es, die Eigenschaften der FÜK ohne bituminösem Fahrbahnaufbau im Bezug auf eine einwirkende Dehnung zu überprüfen. Als Ergebnis soll die Steifigkeit der FÜK abgebildet werden. Weiters kann durch diesen Versuch die Reibung zwischen den Betonelementen und der flügelgeglätteten Gleitplatte bestimmt werden.

5.3.1.1 Versuchsaufbau

Der Belastungstest wurde an der FÜK durchgeführt, bevor der bituminöse Fahrbahnaufbau aufgebracht wurde. Die Belastung wurde in Form einer Zugkraft direkt in den Zuggliedern mittels hydraulischer Pressen aufgebracht. Um die Last in das Fundament einzuleiten, wurde eine Auswechslungskonstruktion hergestellt. Die Verankerung im Fundament erfolgte durch eingeklebte Gewindestangen. Die Fixierung der Zugglieder hinter den hydraulischen Pressen konnte durch Gewindemuffen erzielt werden. Der gesamte Versuchsaufbau ist in Abbildung 5.10 dargestellt. Aufgrund dieses Versuchsaufbaues war es möglich, über die sechs hydraulischen Pressen die Kraft auf den Prototyp gezielt aufzubringen. Aufgrund einer Parallelschaltung der hydraulischen Pressen erfuhren alle die gleiche Zugkraft.

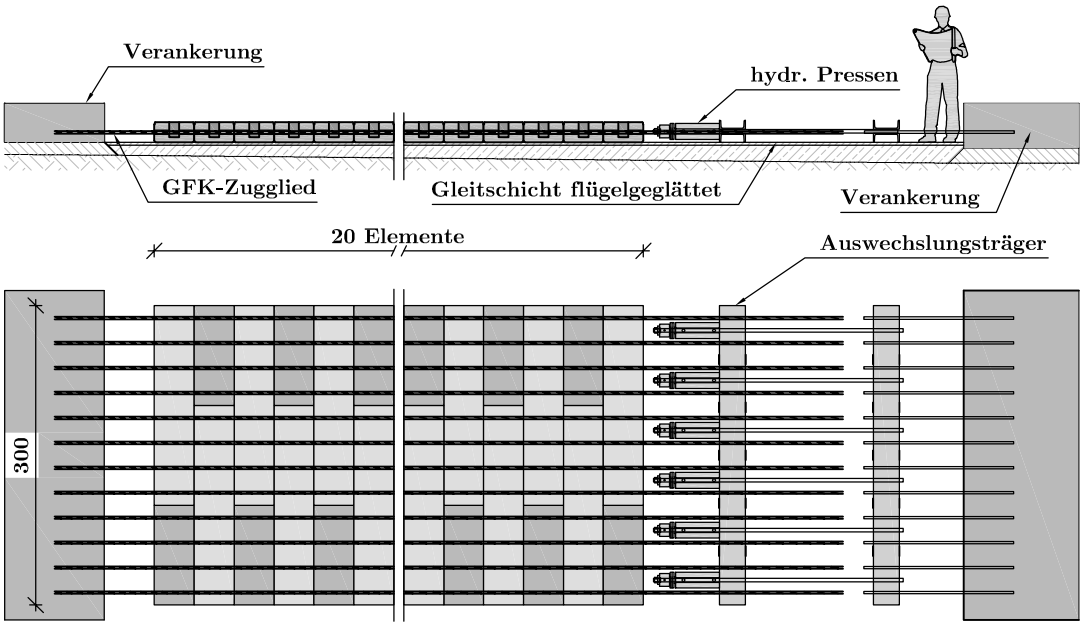


Abbildung 5.10: Versuchsaufbau des Zugversuches an der FÜK ohne bituminösem Fahrbahnaufbau.

5.3.1.2 Messprogramm

Die Messung der jeweiligen Verformungen erfolgte durch induktive Wegaufnehmer. Im Zuge dieses Belastungsversuches wurde jede einzelne Fuge mit einem Wegaufnehmer mit maximalen Dehnweg von 10 mm bestückt. Zusätzlich zu den Einzelverformungen jeder Fuge wurde die Gesamtverformung mittels drei Wegaufnehmern mit einem Messbereich von 100 mm instrumentiert. Um die eingeleiteten Kräfte messen zu können, wurden auf den eingesetzten hydraulischen Pressen Kraftmessdosen aufgesetzt. Eine Darstellung der eingesetzten Messtechnik ist im Anhang in Abbildung A.1 zu finden.

5.3.1.3 Versuchsdurchführung

Der Versuch, wie in Abbildung 5.11 dargestellt, wurde in den Sommermonaten durchgeführt, da die Steifigkeitseigenschaften der Zugglieder im Gebrauchstemperaturbereich der Fahrbahnübergangskonstruktion von der Umgebungstemperatur unabhängig sind. Ebenso keinen erheblichen Einfluss hat die Belastungsgeschwindigkeit auf das Verhalten der FÜK. Die Versuchsdauer wurde daher mit ca. 25 min pro Belastungszyklus festgelegt. Der Versuch wurde mehrmals durchgeführt, wobei für die allgemeine Auswertung der erste Versuchsdurchgang repräsentativ ist. Eine detaillierte Ausarbeitung aller anderen Versuche ist in der Diplomarbeit von Preinstorfer [2014] zu finden. Bei den Belastungsversuchen wurde der Prototyp mehrmaligen Belastungszyklen unterzogen. Durch diese Belastungszyklen konnte eine Mehrfachbelastung simuliert werden.

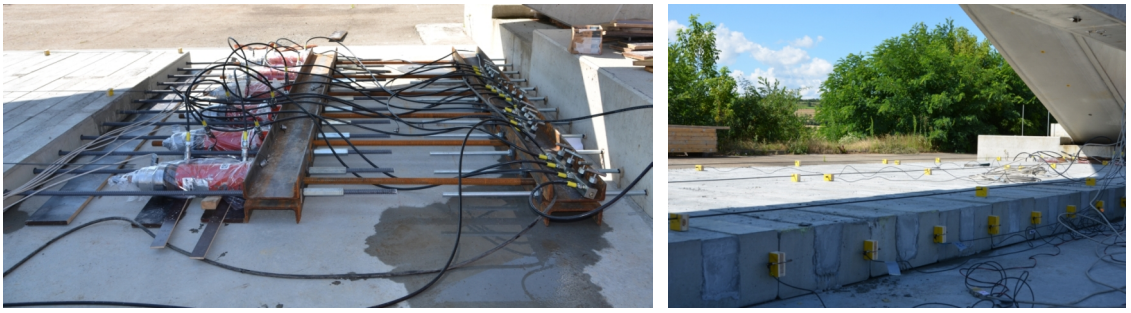
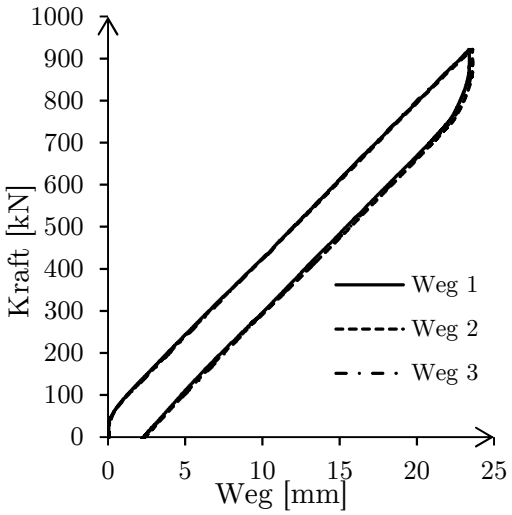


Abbildung 5.11: Versuchsdurchführung des Zugversuches im Sommer 2014.

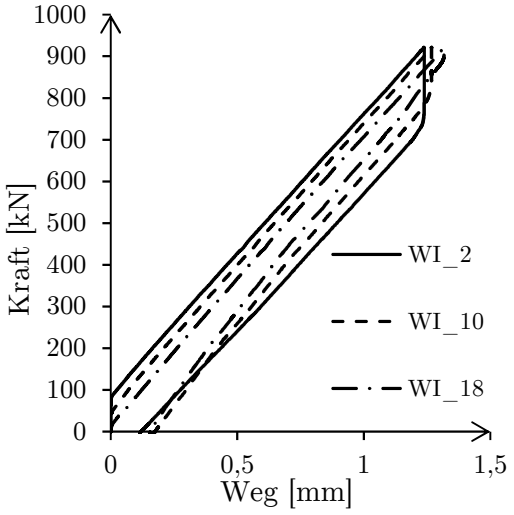
5.3.1.4 Ergebnisse

Für die globale Betrachtung der FÜK ist das Steifigkeitsverhalten sowie die gleichmäßige Fugenöffnung aller Einzelfugen von großer Bedeutung. Die Steifigkeit lässt sich anhand eines Kraft-Verformungsdiagrammes sehr gut abbilden. In Abbildung 5.12 sind Kraft-Weg-Diagramme von mehreren Messstellen dargestellt. Die obere Linie im Diagramm stellt den jeweiligen Belastungspfad dar und die untere den Entlastungspfad. Die Unterschiede zwischen der Be- und Entlastung ergeben sich aus der Reibung zwischen der Gleitplatte und den Betonelementen. Anhand der Differenz lässt sich die Reibungskraft und in weiterer Folge der Reibungsbeiwert ermitteln. Die Differenzkraft betrug in diesem Fall ca. 100 kN (siehe Abb. 5.12 (c)). Über die wirkende Gewichtskraft der Betonfertigteile kann nun der Reibungsbeiwert wie folgt berechnet werden:

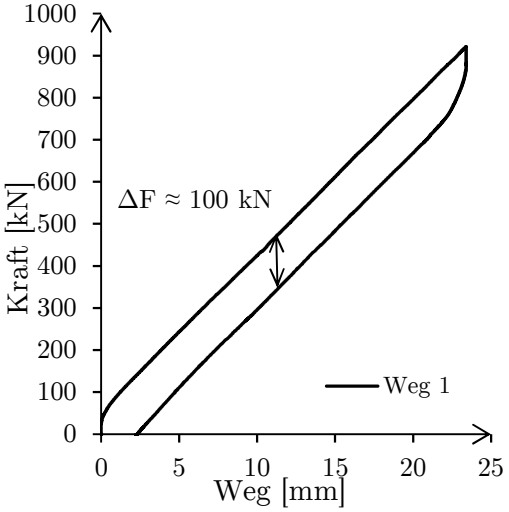
$$\mu = \frac{\Delta F}{G} = \frac{\Delta F}{\gamma \cdot b \cdot l \cdot h} = \frac{100\,\mathrm{kN}}{25\,\mathrm{kN/m^3} \cdot 3\,\mathrm{m} \cdot 8\,\mathrm{m} \cdot 0{,}25\,\mathrm{m}} = 0,83 \tag{5.9}$$



(a) Last-Verformungsdiagramm der gesamten Dehnung der FÜK



(b) Last-Verformungsdiagramme von drei repräsentativen Einzelfugen



(c) Reibungskraft zwischen Be- und Entlastung

Abbildung 5.12: Versuchsergebnisse des Zugversuches an der FÜK ohne bituminösem Fahrbahnaufbau.

Abbildung 5.12 (a) zeigt das Last-Verformungs-Diagramm über die gesamte Längenänderung der FÜK. Die abgebildeten Wege wurden an drei unterschiedlichen Stellen, über die Breite der FÜK verteilt, gemessen. Neben der Gesamtverformung sind die Fugenöffnungen aller Einzelfugen separat aufgezeichnet worden. Eine Darstellung über alle Messergebnisse ist im Anhang in Abbildung A.2 zu finden. Eine übersichtliche Darstellung der Fugenöffnungen ist anhand von drei repräsentativen Einzelfugen in Abbildung 5.12 (b) zu sehen.

5.3.1.5 Interpretation der Ergebnisse

Die ersten Versuche am Prototyp lieferten sehr zufriedenstellende Ergebnisse. Das Steifigkeitsverhalten der FÜK entsprach dem linear elastischen Materialverhalten der GFK Zugglieder. Die Dehnung des Prototyps konnte über die gesamte Breite der FÜK sehr gleichmäßig durchgeführt werden. In Abbildung 5.12 (a) ist sehr gut zu erkennen, dass alle drei Wegaufnehmer einen fast identen Verlauf aufweisen. Aufgrund der Reibung zwischen den Betonelementen und der Gleitschicht wirkt der Zugkraft die Reibungskraft entgegen, welche sich von vorne nach hinten immer mehr aufbaut. Aufgrund dieser Kraft öffnen sich nicht alle Fugen gleichmäßig. Der Unterschied der Fugenöffnung aufgrund der Reibung ist sehr deutlich in Abbildung 5.12 (b) zu erkennen. WI2 beschreibt hier die vorletzte Fuge im System, WI10 eine mittlere Fuge und WI18 die zweite Fuge. Die vorderen Fugen öffnen sich dementsprechend etwas früher und mehr als die hinteren Fugen. Die größte Differenz der Fugenöffnungen beträgt in etwa 0,1 mm im Endzustand und ist somit im zulässigen Bereich. Die Steifigkeit der Konstruktion ohne bituminösem Fahrbahnaufbau kann anhand des linearen Belastungsbereiches in Abbildung 5.12 a) ermittelt werden und beträgt 37,0 kN/mm. Im Vergleich zur theoretischen Systemsteifigkeit, welche der Bemessung zugrunde liegt, ist die reale Steifigkeit etwas geringer, da die Bereiche des GFK-Zugglieds im Verbund ebenfalls zur Dehnung beitragen. Der Unterschied in der Steifigkeit beträgt:

$$k_{GFK} = \frac{A_{GFK} \cdot E_{GFK}}{n_{Fugen} \cdot L_0} = \frac{12 \cdot 350\,\text{mm}^2 \cdot 63\,000\,\text{N/mm}^2}{19 \cdot 300\,\text{mm}} = 46{,}42\,\text{kN/mm} \tag{5.10}$$

$$k_\Delta = k_{GFK} - k_{Versuch} = 46{,}42\,\text{kN/mm} - 37{,}0\,\text{kN/mm} = 9{,}42\,\text{kN/mm}$$

Die theoretische freie Dehnlänge des Zugglieds beträgt daher:

$$l_{0,real} = \frac{A_{GFK} \cdot E_{GFK}}{n_{Fugen} \cdot k_{GFK}} = \frac{12 \cdot 350\,\text{mm}^2 \cdot 63\,000\,\text{N/mm}^2}{19 \cdot 37\,000\,\text{N/mm}} = 376\,\text{mm} \tag{5.11}$$

5.3.2 Fahrbahnübergang ohne Fahrbahnaufbau unter Druckbelastung

Das Ziel des Druckversuches am Prototyp war es, das Verhalten der FÜK im überdrückten Bereich, vergleichend einer Sommerstellung der Brücke, zu überprüfen. Der Prototyp wurde grundlegend für reine Zugbelastung ausgelegt, was dazu führte, dass bei der Herstellung keine planmäßigen Zwischenräume zwischen den Elementen hergestellt wurden. Der Druckversuch wurde trotzdem durchgeführt, um das Verhalten der Konstruktion im Grenzbereich abbilden zu können. Das Ergebnis dieser Untersuchungen ist das Steifigkeitsverhalten der FÜK unter Druckbelastung.

5.3.2.1 Versuchsaufbau

Der Versuch wurde in derselben Bauphase wie der erste Zugversuch durchgeführt. Anstatt sechs hydraulischer Pressen wurden nur mehr zwei Pressen eingesetzt. Die FÜK wurde zwischen zwei Auswechslungsträgern eingespannt und mittels Gewindestangen über die Pressen zusammengedrückt. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 5.13 dargestellt.

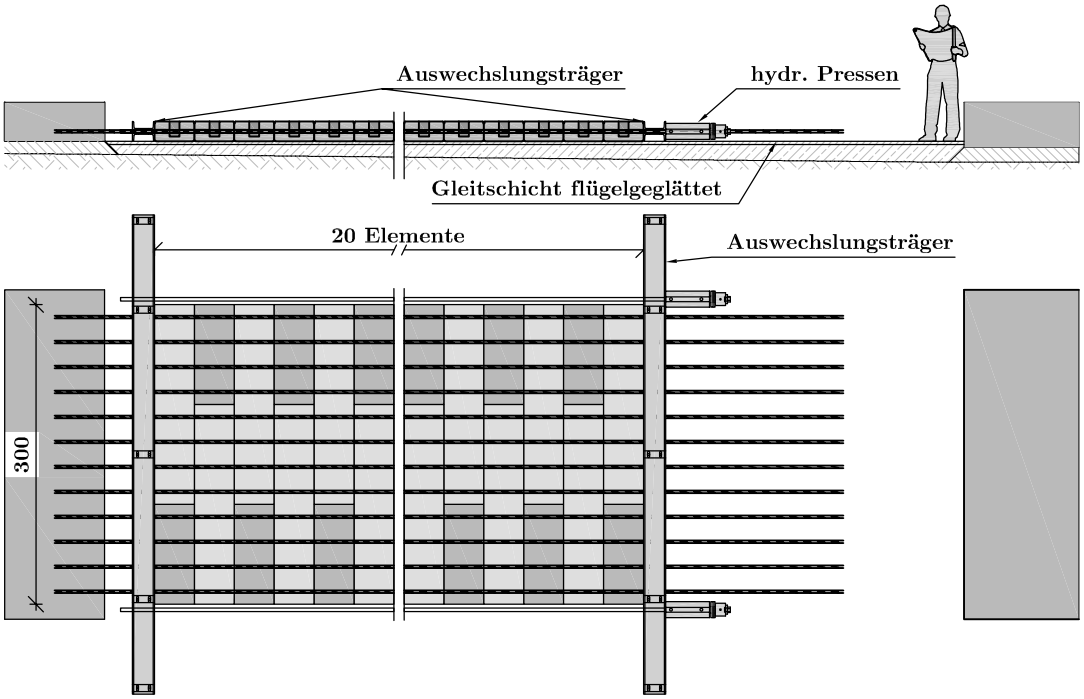


Abbildung 5.13: Versuchsaufbau des Druckversuches an der FÜK ohne bituminösem Fahrbahnaufbau.

5.3.2.2 Messprogramm

Zur Messung der Fugenstauchungen wurde ein ähnliches Messkonzept wie im ersten Zugversuch verfolgt. Alle Einzelfugen wurden mit Wegaufnehmern ausgestattet und die Gesamtverformung wurde ebenfalls an drei Stellen gemessen. Eine genaue Anordnung der Messfühler ist im Anhang in Abbildung A.3 dargestellt.

5.3.2.3 Versuchsdurchführung

Der Versuch, wie in Abbildung 5.14 dargestellt, wurde im September 2014 vor dem Aufbringen des bituminösen Fahrbahnaufbaues durchgeführt. Während des Versuches wurde eine zyklische Belastung auf den Prototyp aufgebracht. Insgesamt wurden drei Belastungszyklen durchgeführt, indem mehrmals be- und ent-

lastet wurde. Bei der Entlastung des Systems wurde ein automatisches Rückverformen der Konstruktion zugelassen. Nach dem dritten Lastzyklus wurde der Versuch abgebrochen, da sich keine weiteren Steifigkeitsänderungen mehr zeigten.

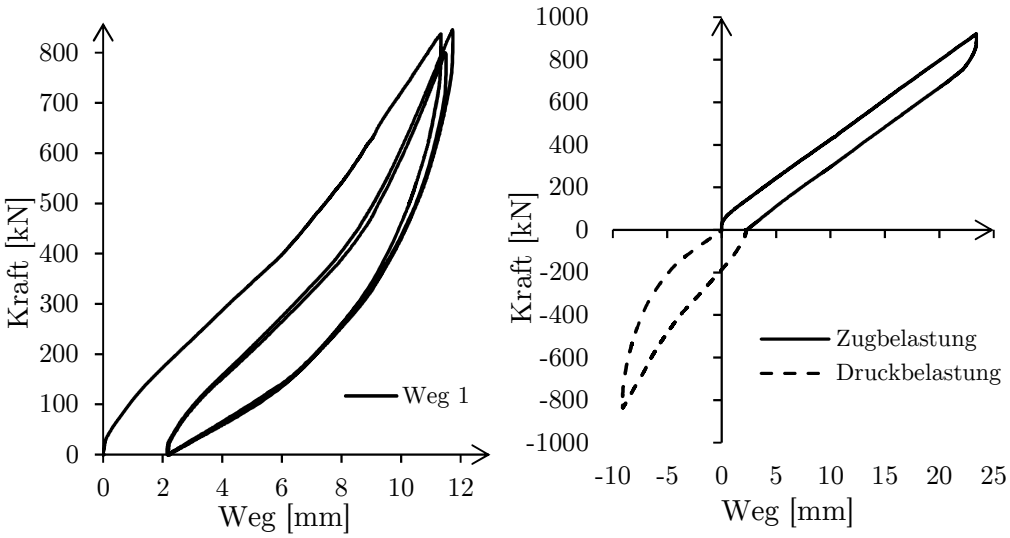
Abbildung 5.14: Versuchsdurchführung des Druckversuches im September 2014.

5.3.2.4 Ergebnisse

Zur Beurteilung der Systemsteifigkeit eignet sich besonders das Last-Verformungs-Diagramm mit der gesamten Stauchung des Prototyps. In Abbildung 5.15 (a) ist das Steifigkeitsdiagramm der FÜK unter zyklischer Druckbelastung abgebildet. Die Stauchung sämtlicher Einzelfugen der FÜK sind im Anhang in Abbildung A.4 dargestellt. Durch ein Zusammenführen der Versuchsergebnisse lässt sich das Steifigkeitsverhalten der FÜK unter Zug- und Druckbelastung darstellen (siehe Abb. 5.15 (b)).

5.3.2.5 Interpretation der Ergebnisse

Die Planung des Prototyps bezog sich ausschließlich auf die Zugbelastung der FÜK. Da bei der Herstellung der FÜK keine planmäßigen Fugenabstände vorgesehen und die Fertigteiltröge Mann an Mann verlegt wurden, ist das Ergebnis des Druckversuchs nur teilweise aussagekräftig. Es ist aber dennoch eindeutig zu erkennen, dass, obwohl keine Reserven in Druckrichtung eingebaut wurden, sich die Konstruktion weiter als erwartet zusammendrücken lässt. Anhand dieses Versuches konnte gezeigt werden, dass ein planmäßiger Spalt bei der Herstellung der FÜK erforderlich ist, sich jedoch im System allgemeine Reserven befinden. Diese sollten im Anwendungsfall nicht berücksichtigt werden, da sonst im überdrückten Zustand kein gleichmäßiges Stauchen aller Einzelfugen gewährleistet werden kann (siehe Anhang A, Abb. A.4). Die Steifigkeit der Konstruktion unter Druckbeanspruchung lässt sich in Abbildung 5.15 (a) herauslesen. Die obere Linie beschreibt in diesem Fall den belastenden Versuchszweig. Die Steifigkeit



(a) Last-Verformungsdiagramm der gesamten Stauchung der FÜK

(b) Verhalten der FÜK unter Druck- und Zugbelastung

Abbildung 5.15: Versuchsergebnisse des Druckversuches an der FÜK ohne bituminösem Fahrbahnaufbau sowie Zusammenstellung des Druck- und Zugversuches.

nimmt mit steigender Stauchung erheblich zu, da sich die Fugen nacheinander schließen. Die Endsteifigkeit der FÜK auf Druck entspricht der Drucksteifigkeit einer 20 cm dicken Stahlbetonplatte. Ein vollständiges Steifigkeitsdiagramm der FÜK sowohl im überdrückten als auch im gezogenen Bereich ist in Abbildung 5.15 (b) dargestellt. Dieses Diagramm zeigt sehr gut die Hystereseschleife, welche sich aufgrund der Reibung einstellt.

5.3.3 Fahrbahnübergang mit bituminösem Fahrbahnaufbau unter Zugbelastung

Nach Fertigstellung der Übergangskonstruktion durch Aufbringen des mehrschichtigen Fahrbahnbelags wurde die Konstruktion in der Form geprüft, wie Sie auch in der Realität Belastungen standhalten muss. Die im Winterlastfall auftretenden Verkürzungen der Brücke ergeben eine Zugbelastung der FÜK. Diese Zugbelastung ist aufgrund des im Winter immer steifer werdenden Asphalts die maßgebende Belastung für die Konstruktion. Aus diesem Grund wurden die Zugversuche in den Wintermonaten durchgeführt. Dieser Versuch ist der für die neue Konstruktion aussagekräftigste Belastungstest.

5.3.3.1 Versuchsaufbau

Bei den Versuchen ohne Fahrbahnaufbau konnte die Zugkraft durch die GFK-Zugglieder zentrisch in die Konstruktion eingeleitet werden. Durch den Asphalt würde bei einer gleichen Lasteinleitung eine exzentrische Belastung zustande kommen. Um dies zu verhindern, war es notwendig den Asphalt separat einer Belastung zu unterziehen. Hierzu wurde eine zusätzliche Lasteinleitungskonstruktion an den Betonteilen fixiert (siehe Abb. 5.7 (b)). Um die Konstruktion auseinander ziehen zu können, wurde eine zweireihige Pressenanordnung mit jeweils vier hydraulischen Pressen für die GFK-Zugglieder und vier Pressen für den Asphalt gewählt. Aufgrund der Parallelschaltung sämtlicher Pressen wurde in den Asphalt und in die GFK Zugglieder die gleiche Kraft eingeleitet. Die Kräfte wurden wie bei den ersten Versuchen über Auswechslungsträger in die Fundamente eingeleitet. Die Anordnung der Pressen zur Lasteinleitung ist in Abbildung 5.16 dargestellt.

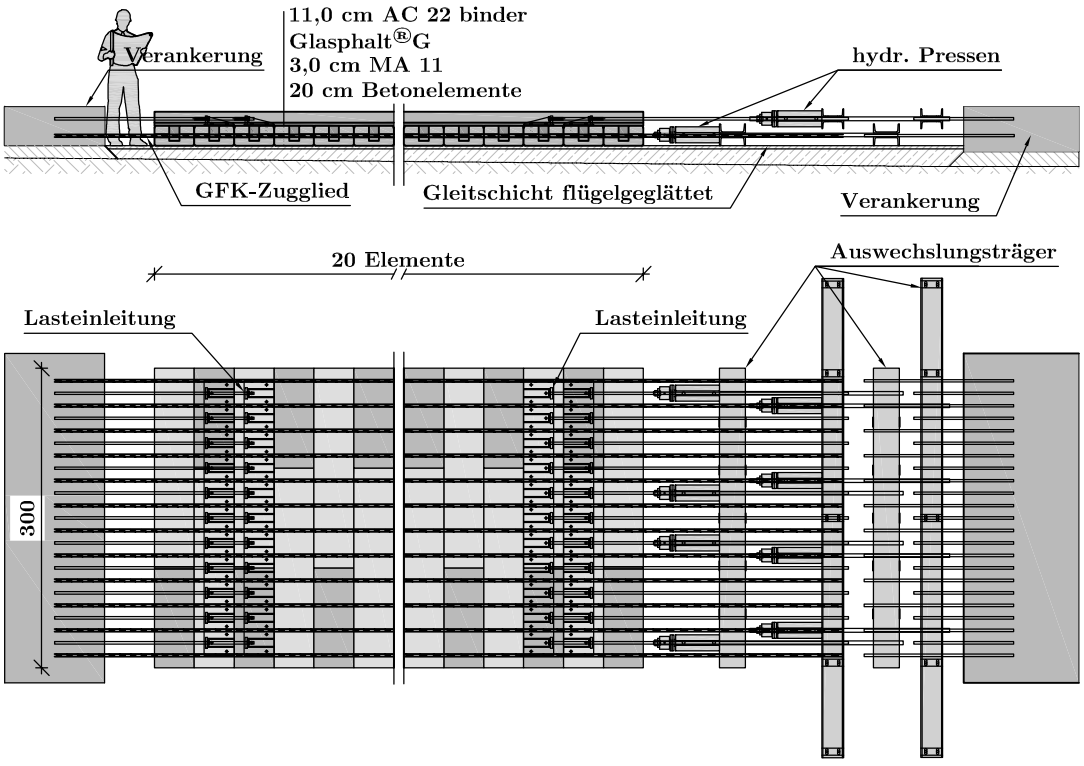


Abbildung 5.16: Versuchsaufbau des Zugversuches an der fertigen FÜK mit bituminösem Fahrbahnaufbau.

Die endgültige Lage des Steifigkeitsschwerpunktes ist je nach Temperatur sehr unterschiedlich. Um eine zu große Exzentrizität während der Belastung ausschließen zu können, wurde eine Sensitivitätsanalyse bei unterschiedlichen Asphalttemperaturen durchgeführt. Ausgegangen wurde von einer zentrischen Belastung des Asphalts sowie der Zugglieder. Die erwarteten Temperaturen wäh-

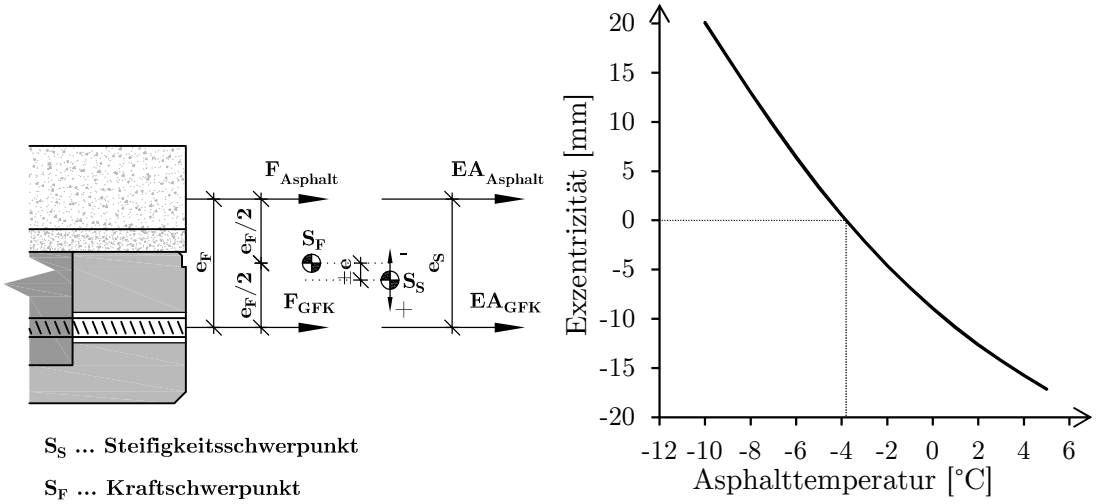
rend der Versuchsdurchführung lagen zwischen 5 °C und −10 °C. Durch den gewählten Versuchsaufbau bleibt die Lage der aufgebrachten Zugkraft während des Versuches unverändert. Der Steifigkeitsschwerpunkt der Konstruktion ist jedoch von der Asphalttemperatur abhängig und ist somit variabel. Für die Berechnung der temperaturabhängigen Exzentrizität wird der temperaturabhängige E-Modul gemäß Abbildung 3.12 herangezogen.

Die Größe der temperaturabhängigen Exzentrizität lässt sich folgendermaßen berechnen:

$$e = \frac{EA_{Asphalt} \cdot e_S}{EA_{Asphalt} + EA_{GFK}} - \frac{e_F}{2} \tag{5.12}$$

mit :

$EA_{Asphalt}$	Temperaturabhängige Zugsteifigkeit des Asphalts
	$EA_{Asphalt} = f$(Bindemittel, volumetrische Zusammensetzung)
	$\rightarrow$ kann je nach Asphaltmischgut variieren
EA_{GFK}	Zugsteifigkeit der GFK-Zugglieder
e_S	Abstand der Steifigkeitsresultierenden
$\frac{e_F}{2}$	Abstand des Kraftschwerpunktes von der Achse der GFK Zugglieder



(a) Steifigkeitsabhängiger Schwerpunkt

(b) Auswirkungen der Temperatur auf die Exzentrizität bei der Belastung des Prototyps

Abbildung 5.17: Sensibilitätsanalyse der Asphalttemperaturen und deren Auswirkungen auf die Exzentrizität.

Ein ausgewogenes Steifigkeitsverhältnis wird bei einer Asphalttemperatur von $-3{,}8\,^{\circ}\mathrm{C}$ erreicht. Die Abweichung der Exzentrizität liegt im erwarteten Temperaturbereich zwischen $\pm 20\,\mathrm{mm}$ (siehe Abb. 5.17 (b)). Aufgrund dieser geringen Abweichung konnte der Versuch in der gewählten Konfiguration bedenkenlos durchgeführt werden.

5.3.3.2 Messprogramm

Das Messkonzept dieses Versuches wurde im Vergleich zu den vorherigen Versuchsdurchläufen etwas geändert. Zur Aufnahme der gesamten Längenänderung des Prototyps wurden an der Oberfläche des Asphalts Wegaufnehmer angebracht. Die Öffnung der einzelnen Fugen wurde anders als bei den vorigen Versuchen nicht kontinuierlich mitgemessen. Die Fugenöffnungen wurden mittels Setzdehnungsmesser in den einzelnen Laststufen gemessen. Um einen Überblick über die Dehnungen im Asphalt zu bekommen, wurde im Bereich der Fuge 9 und 10 der bituminöse Fahrbahnaufbau mit einem zusätzlichen Messfeld versehen. In diesem Bereich wurden mehrere Wegaufnehmer sowie Dehnungsmessstreifen angeordnet (siehe Anhang A, Abb. A.5). Die Kräfte wurden bei den jeweiligen Pressen mittels Kraftmessdosen aufgezeichnet. Aufgrund der gewählten Versuchsdurchführung mussten zusätzliche Zugmessglieder eingesetzt werden, um die Kräfte zwischen den Belastungsphasen messen zu können. Eine gesamte Darstellung der angeordneten Messtechnik ist im Anhang in den Abbildungen A.5, A.6 und A.7 dargestellt. Um die stark temperaturabhängigen Steifigkeitseigenschaften vom Asphalt im Nachhinein quantifizieren zu können, wurden mehrere Temperatursensoren in der Asphaltdecke angeordnet. Die Installation der Sensoren erfolgte bereits während der Asphaltierungsarbeiten. Die Thermoelemente wurden in unterschiedlichen Tiefen im Fahrbahnaufbau angeordnet (siehe Abb. 5.18).

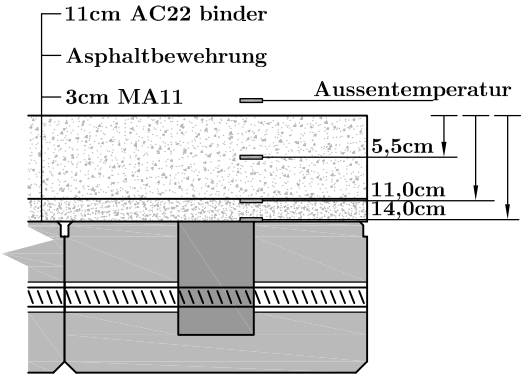
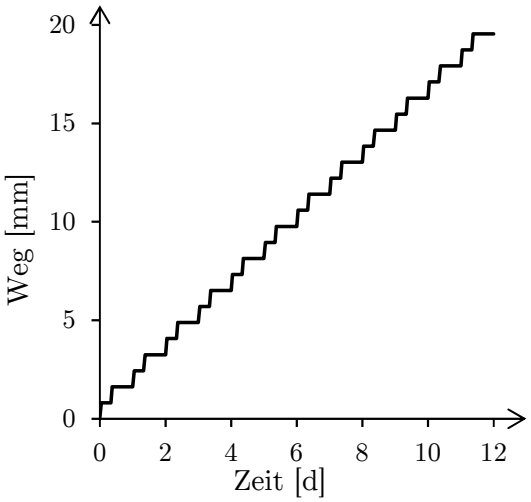


Abbildung 5.18: Anordnung der Thermoelemente.

5.3.3.3 Versuchsdurchführung

(a) Zweiwöchige Versuchsdurchführung am Prototyp im Jänner 2015 bei unterschiedlichsten Witterungsbedingungen

(b) Zweireihige Pressenanordnung mit Auswechslungsträgern



(c) Geplante Belastung durch Belastungs- und Relaxationsphasen

Abbildung 5.19: Belastungsversuch an der fertigen Übergangskonstruktion.

Das Ziel des Belastungstests war es, den Prototyp gemäß den Annahmen aus Kapitel 3 zu belasten und an der Konstruktion in einem Zeitraum von 14 Tagen die gesamte Dehnung aufzubringen. Um die in der Realität langsam auftretende Verformung der FÜK simulieren zu können, wurde eine stufenweise Belastung gewählt (siehe Abb. 5.19 (c)). Eine konstant steigende Dehnung konnte steuerungstechnisch nicht vollautomatisch umgesetzt werden. Aufgrund eines begrenzten Zeitfensters musste der Versuch in 12 Tagen durchgeführt werden. Um aussagekräftige Ergebnisse zu bekommen, wurde die ursprüngliche Belastungsgeschwindigkeit beibehalten. Somit wurde der Prototyp bei diesem Versuch um 19,54 mm gedehnt. Die Belastungsdauer der stufenweisen Belastung wurde so gewählt, dass die Dehnungsrate unter der Bruchdehnungsrate des eingebauten Asphalts liegt. Dadurch wurde sichergestellt, dass während der Belastungs-

phasen kein Riss auftritt. Pro Tag wurde der Prototyp zwei Belastungsphasen von jeweils einer Stunde und dazwischenliegenden Relaxationsphasen unterzogen. Die Relaxationsphasen am Tag betrugen sieben Stunden und in der Nacht 15 Stunden, da die nächtlichen Temperaturen tendenziell niedriger waren. Diese Phasen waren nötig, um die hohen Spannungen, welche in den relativ kurzen Belastungsphasen im Asphalt entstehen, abbauen zu können. Aufgrund des Versuchsaufbaues und der sehr langen Versuchsdauer wurde die jeweils aufgebrachte Dehnung am Prototypin den Relaxationsphasen mit zusätzlichen Gewindestangen fixiert, um die Pressen währenddessen entlasten zu können. Eine Auflistung der Versuchsparameter ist in Tabelle 5.3 angeführt.

Rechnerische Gesamtdehnung	$19 \cdot 1{,}2\,\text{mm} = 22{,}8\,\text{mm}$
Dehnung pro Tag	$1{,}629\,\text{mm/d}$
Versuchsdauer	$12\,\text{d}$
Gesamtdehnweg Versuch	$12 \cdot 1{,}629 = 19{,}543\,\text{mm}$
Anzahl der Belastungszyklen pro Tag	2
Dehnweg pro Zyklus	$0{,}814\,\text{mm}$
Dauer eines Belastungszyklus	$1\,\text{h}$
Dehnungsrate bezogen auf Gesamtlänge	$0{,}028\,\mu\text{/m} \cdot \text{s}$

Tabelle 5.3: Versuchsparameter.

5.3.3.4 Ergebnisse

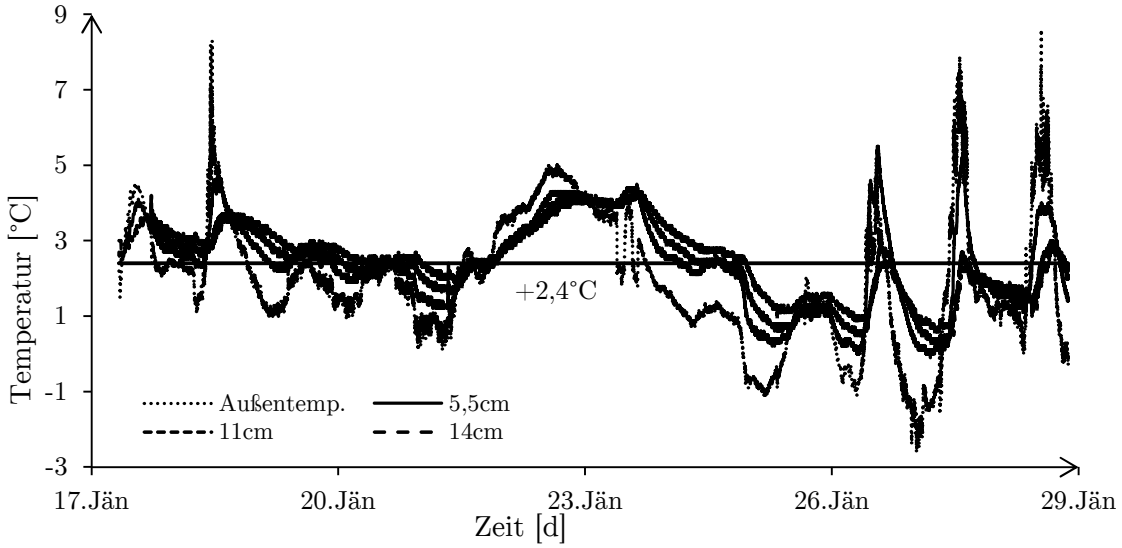
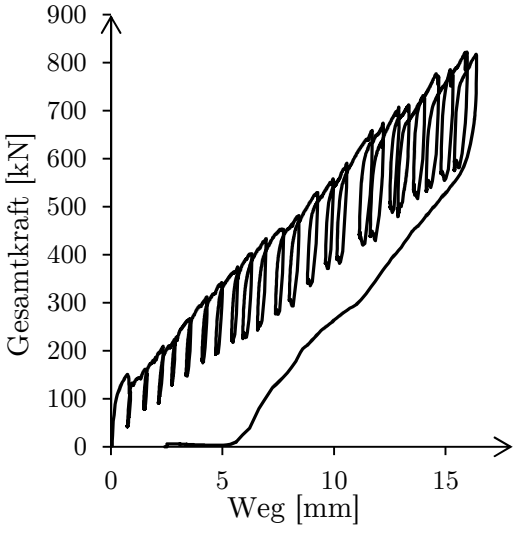
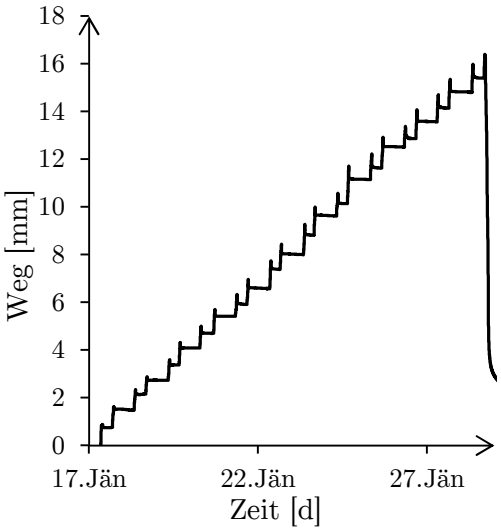


Abbildung 5.20: Temperaturverlauf während des zweiwöchigen Belastungsversuches.

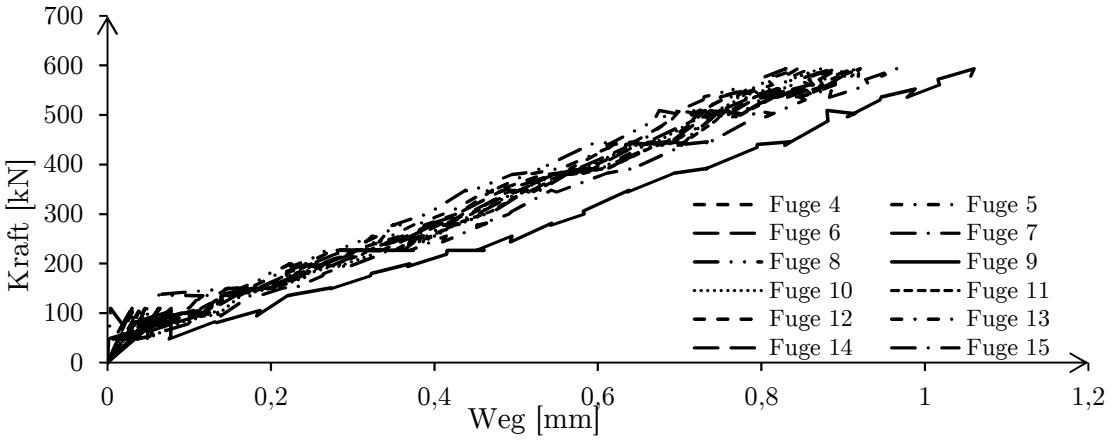
Die Ergebnisse der Temperaturmessungen sind in Abbildung 5.20 dargestellt. Der Belastungstest wurde im Zeitraum von 17. Jänner 2015 bis 29. Jänner 2015 durchgeführt. Während des Versuches schwankten die Außentemperaturen im Bereich zwischen $-2{,}6\,^{\circ}\mathrm{C}$ und $8{,}6\,^{\circ}\mathrm{C}$, wobei die Asphaltkerntemperatur, welche 5,5 cm unterhalb der Oberfläche gemessen wurde, im Bereich zwischen $-0{,}1\,^{\circ}\mathrm{C}$ und $5{,}5\,^{\circ}\mathrm{C}$ lag. Im gesamten Versuchszeitraum wurde eine mittlere Asphalttemperatur von $2{,}4\,^{\circ}\mathrm{C}$ erreicht. Über diese Kerntemperatur kann in weiterer Folge auf die temperaturabhängige Steifigkeit der Asphaltschicht geschlossen werden.



(a) Kraft-Weg-Diagramm der Gesamtverformung



(b) Weg-Zeit-Diagramm des zweiwöchigen Belastungstests



(c) Fugenöffnung der Einzelfugen

Abbildung 5.21: Ergebnisse des Belastungsversuches an der fertigen Übergangskonstruktion.

Das grundlegende Versuchsergebnis dieses Belastungstests ist die Steifigkeit der FÜK unter einer bestimmten Asphaltkerntemperatur. Anhand des Kraft-Weg-

Diagrammes mit Gesamtverformung der Übergangskonstruktion (siehe Abb. 5.21) mit der zugehörigen Kerntemperatur und der Belastungsgeschwindigkeit kann das Steifigkeitsverhalten der Konstruktion abgeleitet werden.

In Abbildung 5.21 (a) ist das Kraft-Verformungsdiagramm während des gesamten Belastungsversuches dargestellt. Aufgrund der zwischenzeitlichen Relaxationsphasen und der damit verbundenen Vorgänge beim Umsetzen der Pressen entstand bei jeder Relaxationsphase ein Entlasten des Systems, welches auf die elastische Verformung der Gewindestangen zurückzuführen ist. Diese Systemumlagerung spiegelt sich im Diagramm durch einen Lastabfall wider. Die geplante stufenweise Dehnung des Prototyps konnte planmäßig durchgeführt werden (siehe Abb. 5.21 (b)). Zur Auswertung der Fugenöffnung sämtlicher Einzelfugen wurden nicht alle Fugen herangezogen, da die Randfugen von der Lasteinleitungskonstruktion beeinflusst wurden. Zur näheren Auswertung kamen deshalb nur die Fugen 4-16 (siehe Abb. 5.21 (c)) in Frage. Dieses Diagramm zeigt die Dehnung der einzelnen Fugen jeweils in den Relaxationsphasen nach dem Umsetzen der Pressen. Daher ist die Versuchskraft in diesem Fall geringer und die Kurven wirken daher etwas unstetig.

5.3.3.5 Interpretation der Ergebnisse

Der Versuch an der fertigen Konstruktion lieferte aufschlussreiche Ergebnisse über das Verhalten der FÜK. Die Gleichmäßigkeit der Öffnung der Einzelfugen funktionierte äußerst gut und die Differenz der jeweiligen Fugenöffnungen war sehr gering. Mit Ausnahme der Fuge 9 lag die Abweichung der Fugenöffnungen im Bereich von maximal 0,1 mm.

Um die Steifigkeit der Konstruktion zu bestimmen, wurde die Belastungskurve geglättet und anhand der Belastungsphasen ausgerichtet. Die Steigung des linearen Belastungsverlaufes gibt die Systemsteifigkeit wieder (siehe Abb. 5.22).

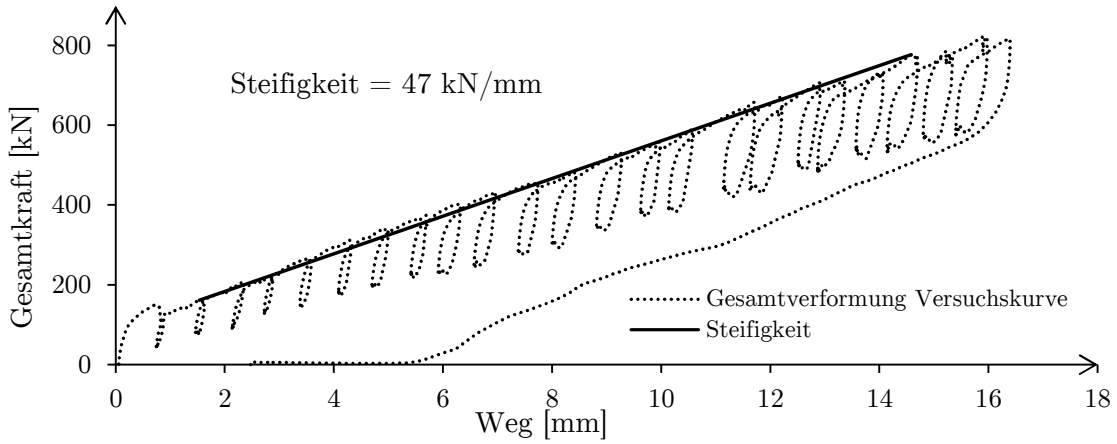


Abbildung 5.22: Ermittlung der Steifigkeit aus dem Belastungsversuch.

Mithilfe dieses Versuches konnte demonstriert werden, dass die FÜK im fertigen Zustand sämtliche Verformungen rissefrei aufnehmen kann. Der Steifigkeitseinfluss der Asphaltkonstruktion war entgegen den Erwartungen etwas geringer ausgefallen.

5.3.4 Fahrbahnübergang mit bituminösem Fahrbahnaufbau unter Zugbelastung und externer Kühlung

Die Ergebnisse der Versuche am Prototyp waren sehr erfolgversprechend. Für die FÜK sind winterliche Bedingungen und Temperaturen unter 0 °C ein kritischer Bereich. Diese Temperaturbereiche stellen für die Übergangskonstruktion, vor allem wenn diese länger anhalten, eine besonders heikle Belastungssituation dar. Während des Versuches an der Gesamtstruktur im Jänner 2015 wurden aufgrund der Wetterverhältnisse nicht die gewünschten tiefen Temperaturen im Bereich von Minusgraden erreicht. Daher wurde ein weiterer Belastungstest geplant, bei dem eine zusätzliche Kühlung am Asphalt installiert wurde, um den bituminösen Fahrbahnaufbau kontrolliert abzukühlen und dadurch die temperaturabhängige Steifigkeit besser ermitteln zu können. Aufgrund dieser Kühlanlage war es möglich, tiefe Temperaturen im Fahrbahnbelag zu erzielen und auch über einen längeren Zeitraum annähernd konstant zu halten.

5.3.4.1 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau ähnelte dem Aufbau des Belastungstests im Jänner. Die Kräfte wurden über dieselbe Auswechslungskonstruktion in den Asphalt bzw. in die GFK-Zugglieder eingeleitet. Zusätzlich wurde an der Oberfläche der Asphaltschicht eine externe Kühlung mittels Kühlschläuchen aufgebracht. Dazu wurden Kühlschläuche auf die Konstruktion aufgelegt und darüber Dämmplatten installiert (siehe Abb. 5.24 (a) und Abb. 5.24 (c)). Um die Temperatureinflüsse im Randbereich zu minimieren, wurden seitlich an der Konstruktion ebenfalls Dämmplatten angebracht. Daher war es möglich, die durch die Kühlung eingeleiteten Temperaturen im Prototyp zu konservieren. Die Kühlflüssigkeit wurde mittels eines Kühlaggregates (siehe Abb. 5.24 (b)) auf die gewünschte Temperatur abgekühlt und durch das System gepumpt. Für die Temperatursteuerung wurde jeweils die Rücklauftemperatur des Kühlkreislaufes geregelt. Der Versuchsaufbau dieses Belastungstests ist in Abbildung 5.23 dargestellt.

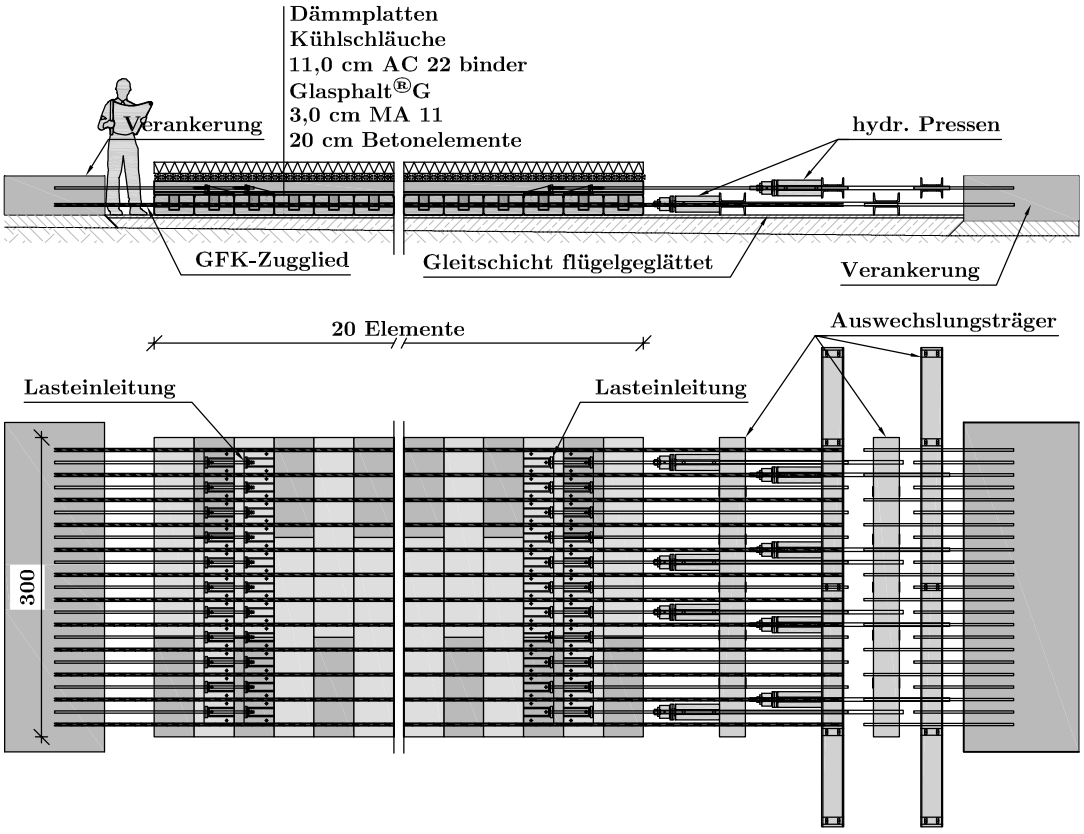


Abbildung 5.23: Versuchsaufbau des Zugversuches an der fertigen FÜK mit bituminösem Fahrbahnaufbau und externer Kühlung.

(a) Installation der Kühlschläuche

(b) Kühlaggregat mit Anschlussschläuchen

(c) Dämmung der Übergangskonstruktion

Abbildung 5.24: Versuchsaufbau des Zugversuches mit externer Kühlung.

5.3.4.2 Messprogramm

Das Messkonzept dieses Versuches wurde im Vergleich zu dem vorherigen Versuch nur geringfügig geändert. Die zur Aufnahme der gesamten Längenänderung des Prototyps applizierten Wegaufnehmer an der Oberfläche des Asphalts mussten aufgrund der installierten Kühlschläuche verlegt werden. Daher wurde die gesamte Längenänderung jeweils vor und hinter dem Prototyp aufgezeichnet und die Relativverschiebung der Konstruktion herausgerechnet. Eine detaillierte Anordnung der Messtechnik ist im Anhang in den Abbildungen A.8 und A.9 dargestellt. Die im Messfeld angebrachten Dehnungsmessstreifen sowie Wegaufnehmer konnten beibehalten werden. Einzig die Wegaufnehmer an der Oberfläche des Asphalts wurden entfernt. Die Messung der Fugenöffnung erfolgte analog zum vorherigen Versuch (siehe Anhang A Abb. A.7).

5.3.4.3 Versuchsdurchführung

Die Durchführung dieses Belastungstests erfolgte in der Zeit von 03.03.2015 bis 15.03.2015. Die Belastungs- und Relaxationsphasen wurden gleich wie beim vorherigen Versuch durchgeführt. Um mehrere Temperaturbereiche abbilden zu können, wurde der Versuch in drei unterschiedliche Temperaturphasen eingeteilt (siehe Abb. 5.25). Jede Temperaturphase wurde über vier Tage konstant gesteuert. Die Temperatur wurde von Versuchsbeginn an in drei Stufen reduziert. Diese Abkühlung während der Belastung entspricht auch in der Regel der realistischen Belastung der Übergangskonstruktion, da eine Brückenverkürzung nur dann auftritt, wenn die Temperaturen sinken. Die Kühlleistung des Kühlaggregates erlaubte eine minimale Kühltemperatur der Kühlflüssigkeit von $-11\,^{\circ}\mathrm{C}$. Die drei Temperaturphasen wurden daher soweit abgestuft, dass die letzte Kühl-

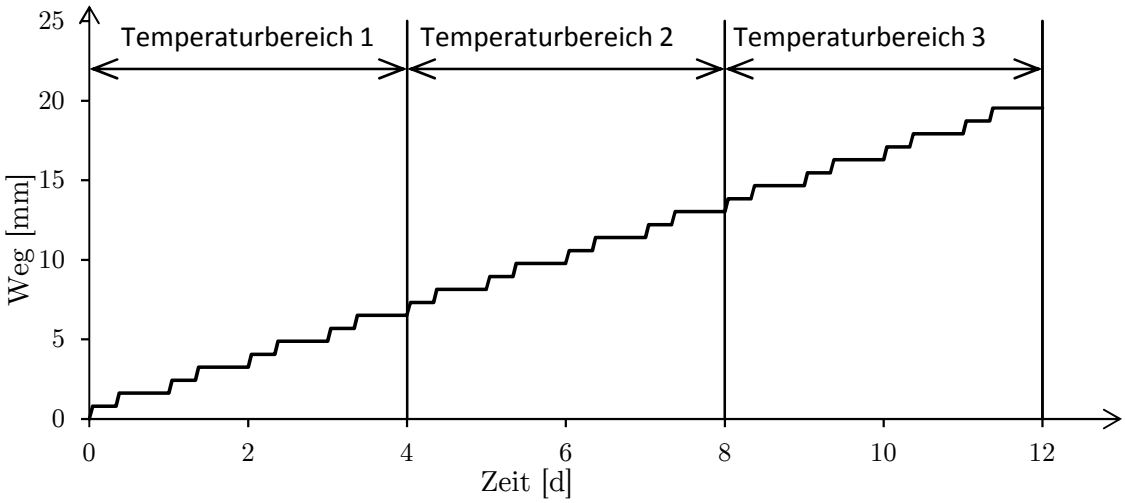


Abbildung 5.25: Stufenförmige Belastung des Prototyps in unterschiedlichen Temperaturbereichen.

phase mit der minimal möglichen Kühltemperatur durchgeführt wurde. Um die Konstruktion in den Abkühlphasen nicht zusätzlich zu strapazieren wurde während dieser Phasen über 14 Stunden keine zusätzliche Belastung aufgebracht.

5.3.4.4 Ergebnisse

Der Temperaturverlauf während des Belastungsversuches ist in Abbildung 5.26 dargestellt. Die verhältnismäßig hohen Außentemperaturen konnten durch die

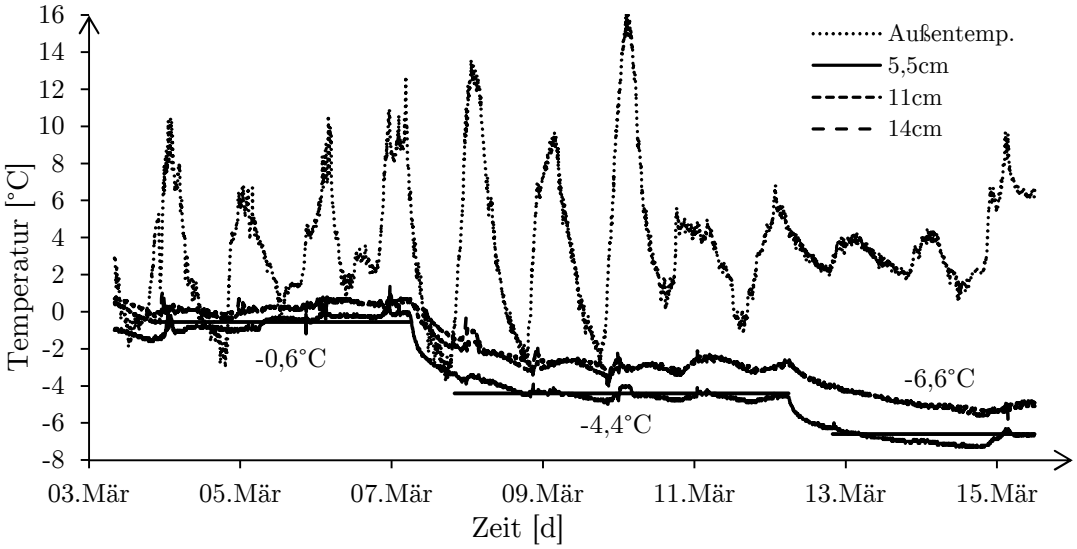


Abbildung 5.26: Temperaturverlauf während des zweiwöchigen Belastungsversuches.

angebrachte Dämmung weitestgehend abgeschirmt werden. Trotzdem gab es tageszeitliche Temperaturschwankungen im System. Für die Auswertung der mittleren Asphalttemperatur, welche in weiterer Folge auch zur Bestimmung der temperaturbezogenen Steifigkeit herangezogen wurde, wurde die Asphalttemperatur in einer Tiefe von ca. 5,5 cm ausgewertet. Im ersten Temperaturbereich konnte eine Asphaltkerntemperatur von $-0{,}6\,^{\circ}\mathrm{C}$ erreicht werden. Nach weiterer Abkühlung der FÜK wurde eine mittlere Asphalttemperatur von $-4{,}4\,^{\circ}\mathrm{C}$ erreicht. Im letzten Temperaturbereich konnte das System auf durchschnittlich $-6{,}6\,^{\circ}\mathrm{C}$ abgekühlt werden.

Die Systemsteifigkeit wurde wie in allen anderen Versuchen anhand des Kraft-Weg-Diagramms ermittelt (siehe Abb. 5.27). Nach vier Versuchstagen stellte sich ein enormer Steifigkeitsanstieg im System ein. Dieser Anstieg wurde anfänglich als ein temperaturbedingter betrachtet. Nach genauer Ergebnisauswertung, vor allem im Bereich der Einzelfugenöffnungen, stellte sich heraus, dass sich die Konstruktion nicht als Gesamtes dehnen ließ (verändertes System). Ab ca. der Hälfte der Konstruktion dürfte das System hängengeblieben sein. Daher wurden nur die vordersten Fertigteilelemente auseinandergezogen, was wiederum zu einer

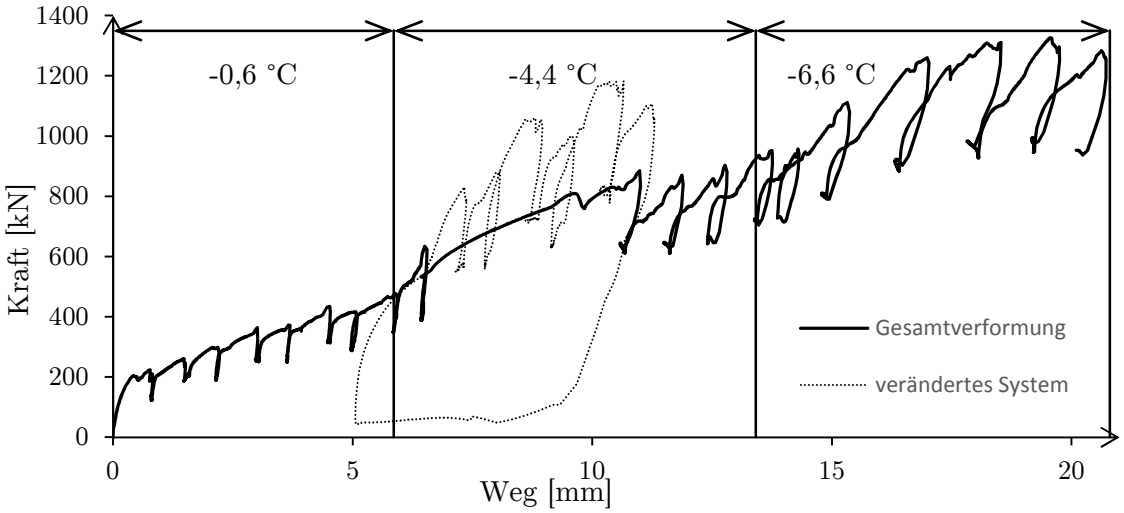


Abbildung 5.27: Kraft-Weg-Diagramm über die Gesamtverformung in den unterschiedlichen Temperaturbereichen der Asphaltkerntemperatur.

enormen Überbelastung dieser Fugen führte. Aus diesem Grund wurde das System nach 7 Tagen entlastet und bis zur planmäßigen Dehnung wiederbelastet. Dieser Steifigkeitsanstieg ist in Abbildung 5.27 als gepunktete Linie dargestellt. Nach dieser Entlastung konnte das System als Ganzes gedehnt werden und die ursprünglich geplante Versuchskurve konnte weiterverfolgt werden. Zur weiteren Auswertung des Versuches wurde dieser übermäßige Steifigkeitsanstieg vernachlässigt. Es kamen somit nur die Versuchsbereiche zur Auswertung, in denen sich das Gesamtsystem gleichmäßig dehnen ließ.

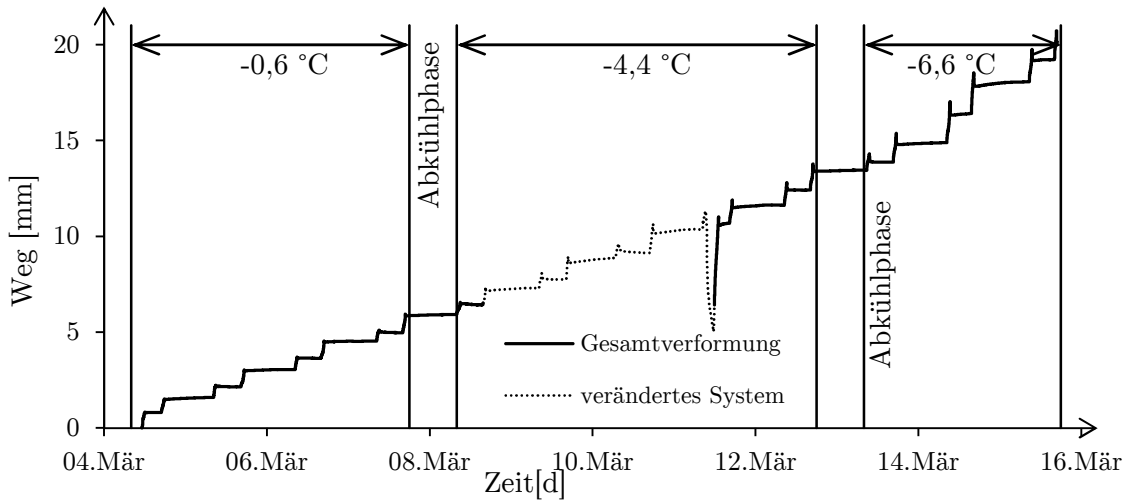


Abbildung 5.28: Belastungskurve während des Zugversuches mit externer Kühlung.

Der Dehnungsverlauf ist in Abbildung 5.28 dargestellt. Aufgrund der zwischenzeitlichen Systemveränderung wurde die zweite Temperaturphase um einen

Tag verlängert, um plausible Ergebnisse für diesen Temperaturbereich zu erlangen. Die Abkühlphasen erfolgten jeweils in den nächtlichen Relaxationsphasen.

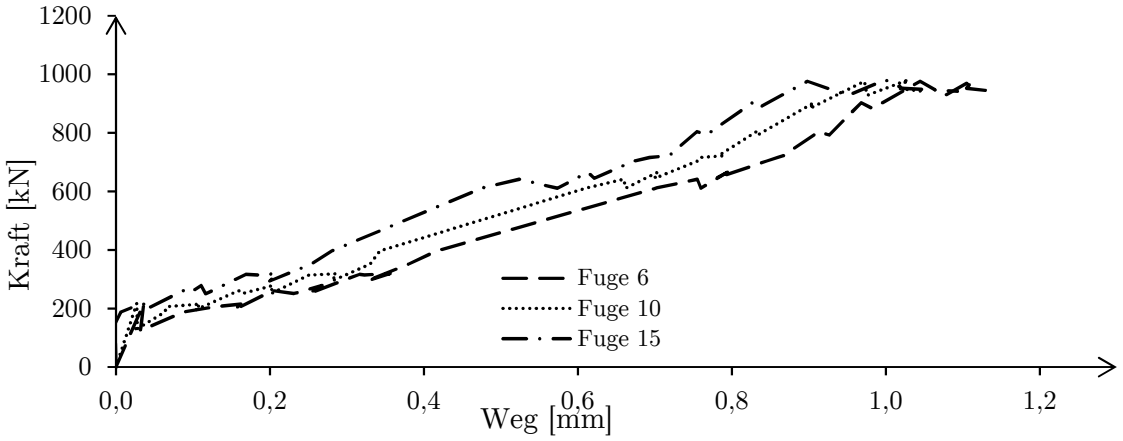


Abbildung 5.29: Öffnung der Einzelfugen anhand von drei exemplarischen Fugen.

Die Öffnung der Einzelfugen im relevanten Messbereich ist in Abbildung 5.29 anhand von drei Fugen verteilt über die Länge exemplarisch dargestellt. Die Fugenöffnung funktionierte nach der Entlastung des Systems einwandfrei. Die Differenz der einzelnen Fugenöffnungen beträgt im Endzustand in etwa $\pm 0{,}05$ mm.

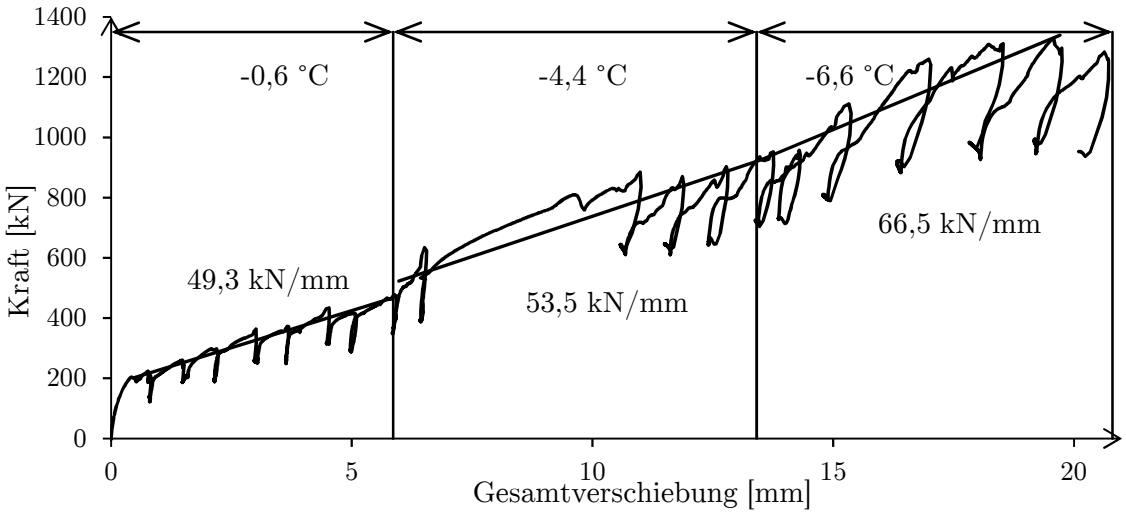


Abbildung 5.30: Ermittlung der temperaturbezogenen Steifigkeit des Prototyps.

Durch eine lineare Annäherung der Belastungsphasen in den einzelnen Temperaturbereichen konnten die Steifigkeiten ermittelt werden. Im Temperaturbereich 1 mit einer mittleren Asphalttemperatur von $-0{,}6\,°C$ wurde eine Gesamtsteifigkeit der FÜK von 49,3 kN/mm ermittelt. Diese Steifigkeit stieg bei einer Temperatur von $-4{,}4\,°C$ auf 53,5 kN/mm an und erreichte im letzten Versuchsabschnitt bei einer Temperatur von $-6{,}6\,°C$ einen Wert von 66,5 kN/mm.

5.3.4.5 Interpretation der Ergebnisse

Das Ziel dieses Belastungstests wurde zur Gänze erfüllt. Die temperaturbezogene Steifigkeit der Asphaltschicht konnte gezielt bestimmt werden. Weiters konnte die Übergangskonstruktion während aller Versuche planmäßig belastet werden, ohne dass Risse im Asphalt auftraten. Die Versuche haben auch gezeigt, dass die Fugenöffnungen umso gleichmäßiger werden, je länger sich das System unter Last in einer gewissen Position befindet. Das ungleichmäßige Verformen der Übergangskonstruktion konnte durch das Entlasten des Systems behoben werden. In der Realität tritt in der Regel keine konstante Belastung auf. Aufgrund der tageszeitlichen Temperaturschwankungen entsteht am Brückenende eine zyklische Bewegung, welche sich positiv auf das Dehnverhalten der Übergangskonstruktion auswirkt. Während der Phase, in der nur in etwa das halbe System zur Aufnahme der Dehnungen beigetragen hat, wurden diese Fugen demnach auch doppelt so hoch belastet. Dementsprechend sind diese Fugen in den Belastungsphasen nicht nur doppelt so weit wie geplant gedehnt, sondern sind auch mit der doppelten Belastungsfrequenz beansprucht worden. Trotz dieser Überbelastung blieb die Konstruktion in dieser Phase rissefrei. Daher kann davon ausgegangen werden, dass sich im System weitere Tragreserven befinden. Um eine dauerhafte und langlebige FÜK zu gewährleisten, sollen diese Reserven jedoch nicht ausgereizt werden.

5.3.5 Steifigkeitseigenschaften der Übergangskonstruktion

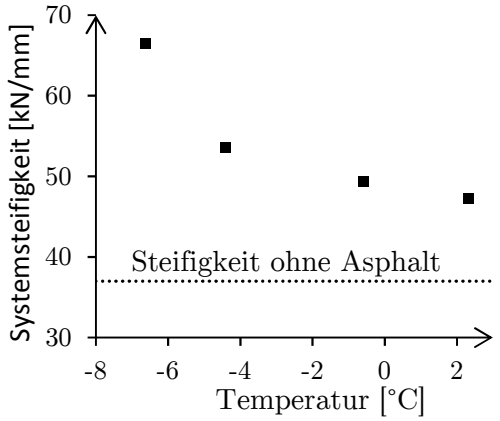


Abbildung 5.31: Entwicklung der temperaturbezogenen Steifigkeit.

Asphalttemperatur	Systemsteifigkeit
ohne Asphalt	37,0 kN/mm
2,4 °C	47,0 kN/mm
−0,6 °C	49,3 kN/mm
−4,4 °C	53,5 kN/mm
−6,6 °C	66,5 kN/mm

Tabelle 5.4: Temperaturabhängige Steifigkeit des Prototyps.

Um die bestimmte Steifigkeit der FÜK für beliebige Brücken anwenden zu können, ist die Gesamtsteifigkeit pro Fuge und je Meter Breite von großer Bedeutung. Die in Tabelle 5.4 angegebenen Werte beziehen sich auf die Gesamtlänge des Prototyps mit 19 Fugen mit einer Breite von 3 m. Da sich je nach Brücke

die Übergangskonstruktion aus unterschiedlich vielen Betonelementen zusammensetzt, ist die Steifigkeit der Gesamtkonstruktion des Prototyps nur von sehr geringer Bedeutung. Um die Steifigkeit für beliebige Längen bestimmen zu können, muss zunächst die Federsteifigkeit pro Fuge ermittelt werden. Anhand der Serienschaltung der linear elastischen Federn kann auf die Einzelsteifigkeit zurückgerechnet werden:

$$k_{Einzelfuge} = k_{Gesamtkonstruktion} \cdot \frac{n_{Fugen}}{b_{Prototyp}} \tag{5.13}$$

$$\begin{aligned} k_{ohneFahrbahnaufbau} &= k_{Gesamtkonstruktion.ohneFB} \cdot \frac{n_{Fugen}}{b_{Prototyp}} \\ &= 37{,}0\,\mathrm{kN/mm} \cdot \frac{19}{3\,\mathrm{m}} \\ &= 234{,}33\,\mathrm{kN/mm/Fuge/m_{Fahrbahnbreite}} \end{aligned} \tag{5.14}$$

$$\begin{aligned} k_{2{,}4\,^\circ\mathrm{C}} &= k_{Gesamtkonstruktion2{,}4\,^\circ\mathrm{C}} \cdot \frac{n_{Fugen}}{b_{Prototyp}} \\ &= 47{,}2\,\mathrm{kN/mm} \cdot \frac{19}{3\,\mathrm{m}} \\ &= 298{,}93\,\mathrm{kN/mm/Fuge/m_{Fahrbahnbreite}} \end{aligned} \tag{5.15}$$

$$\begin{aligned} k_{-0{,}6\,^\circ\mathrm{C}} &= k_{Gesamtkonstruktion-0{,}6\,^\circ\mathrm{C}} \cdot \frac{n_{Fugen}}{b_{Prototyp}} \\ &= 49{,}3\,\mathrm{kN/mm} \cdot \frac{19}{3\,\mathrm{m}} \\ &= 312{,}23\,\mathrm{kN/mm/Fuge/m_{Fahrbahnbreite}} \end{aligned} \tag{5.16}$$

$$\begin{aligned} k_{-4{,}4\,^\circ\mathrm{C}} &= k_{Gesamtkonstruktion-4{,}4\,^\circ\mathrm{C}} \cdot \frac{n_{Fugen}}{b_{Prototyp}} \\ &= 53{,}5\,\mathrm{kN/mm} \cdot \frac{19}{3\,\mathrm{m}} \\ &= 338{,}83\,\mathrm{kN/mm/Fuge/m_{Fahrbahnbreite}} \end{aligned} \tag{5.17}$$

$$\begin{aligned} k_{-6{,}6\,^\circ\mathrm{C}} &= k_{Gesamtkonstruktion-6{,}6\,^\circ\mathrm{C}} \cdot \frac{n_{Fugen}}{b_{Prototyp}} \\ &= 66{,}5\,\mathrm{kN/mm} \cdot \frac{19}{3\,\mathrm{m}} \\ &= 421{,}17\,\mathrm{kN/mm/Fuge/m_{Fahrbahnbreite}} \end{aligned} \tag{5.18}$$

Die Entwicklung der temperaturbezogenen Steifigkeit kann durch Extrapolation auf den gesamten Einsatzbereich der FÜK anhand einer Polynomfunktion abgebildet werden. Bei der Extrapolation dieser Kurve kann von einer ähnlichen Entwicklung wie bei der Mastercurve (siehe Kapitel 3.2.2.4) ausgegangen werden.

Unter Einbezug dieser Informationen lässt sich die Asphaltsteifigkeit des Prototyps anhand der Kurve in Abbildung 5.32 darstellen. Diese Kurve wurde durch eine Polynomfunktion 6. Grades abgebildet (siehe Gleichung 5.19):

$$\begin{aligned} k_{Asphalt}(T) =& 2,479 \cdot 10^{-7} \cdot T^6 - 4,05 \cdot 10^{-5} \cdot T^5 + 2,401 \cdot 10^{-3} \cdot T^4 \\ & - 6,256 \cdot 10^{-2} \cdot T^3 + 0,7117 \cdot T^2 - 5,024 \cdot T + 77,924 \end{aligned} \tag{5.19}$$

Diese Funktion stellt nur die temperaturabhängige Steifigkeit des 14 cm dicken Asphaltaufbaus dar. Dementsprechend wurde die Steifigkeit der Zugglieder bereits abgezogen. Um die Gesamtsteifigkeit der Konstruktion zu ermitteln, kann daher bei gleichbleibendem Asphaltaufbau die Zuggliedsteifigkeit separat ermittelt werden. Zur Ermittlung der Steifigkeit der FÜK ohne Fahrbahnaufbau ist eine Annäherung durch die Dehnsteifigkeit multipliziert mit der freien Dehnlänge des Zugglieds zulässig, da dies zu einer etwas größeren Steifigkeit führt und daher auf der "sicheren" Seite liegt.

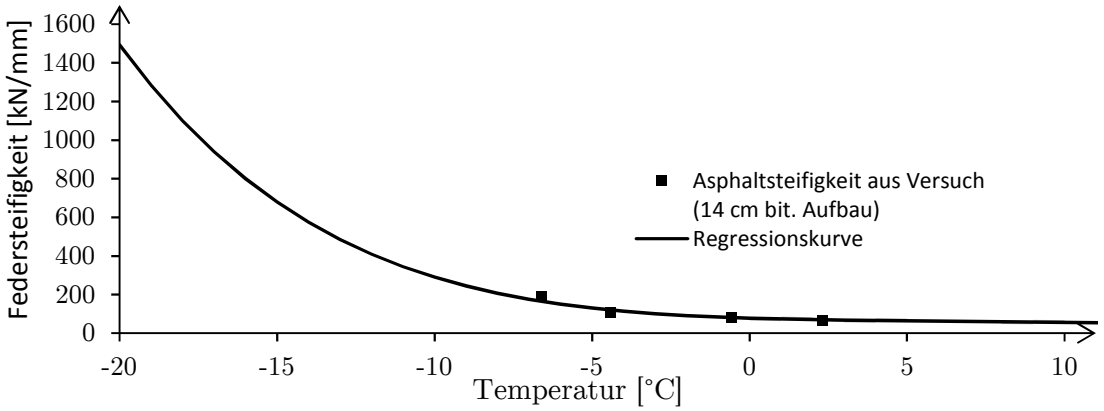
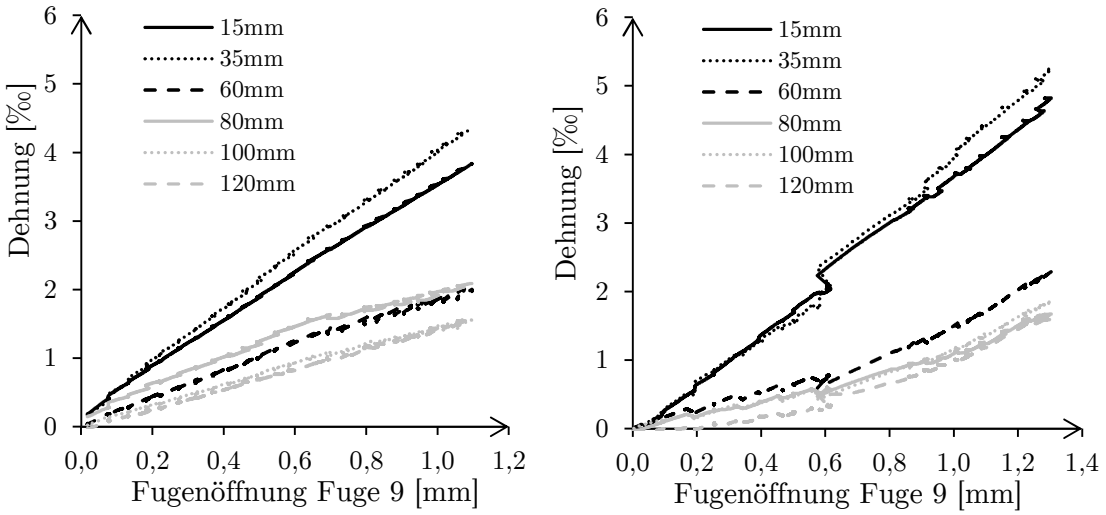


Abbildung 5.32: Entwicklung der temperaturbezogenen Asphaltsteifigkeit der Übergangskonstruktion pro Fuge für einen 14 cm dicken Fahrbahnaufbau.

5.4 Bestimmung der Asphaltdehnungen

Die Asphaltdehnungen sowie der Verlauf der Dehnungen im Bereich der Fuge sind von besonderer Wichtigkeit. Um die Dehnungen in der Asphaltschicht im Bereich der Fugen feststellen zu können, wurde bei den Versuchen an der FÜK inklusive bituminösem Fahrbahnaufbau ein Messfeld mit Messfühlern in unterschiedlichen Tiefen und Positionen vorgesehen. Anhand dieser Messfühler soll der Dehnungsverlauf in der Asphaltschicht nachvollzogen werden können. In Abbildung 5.33 ist der Verlauf der Dehnung in Abhängigkeit der jeweiligen Fugenöffnung, an einer Fuge (Fuge 9), dargestellt. Die Werte der einzelnen Kurven beschreiben jeweils einen Dehnungszustand im Abstand zur Betonoberfläche. Die gemessenen Dehnungen beziehen sich jeweils auf eine Länge von ca.

10 cm und sind daher als Mittelwert zu verstehen. Im Bereich direkt über der Fuge kommt es demnach relativ rasch zu einem Abbau der Dehnungen in der 3 cm MA11 Schicht. Die Asphaltbewehrung leistet in weiterer Folge ebenso einen Beitrag zur Dehnungsverteilung. Im AC22 binder selbst ist die Dehnung im Großen und Ganzen sehr gleichmäßig verteilt. Der Dehnungsverlauf und ein qualitativer Abbau der Dehnungen von unten nach oben konnten über das Messfeld sehr gut abgebildet werden.



(a) Dehnungsverlauf bei 2,4 °C

(b) Dehnungsverlauf bei −0,6 °C bis −6,6 °C

Abbildung 5.33: Dehnungsverlauf über Fuge 9 bei den Belastungsversuchen mit bituminösem Fahrbahnaufbau.

Die Auswertung der beiden durchgeführten Zugversuche hat auch gezeigt, dass die Dehnungsverteilung im Bereich der Fuge größtenteils von der Asphalttemperatur unabhängig ist.

Eine genaue Dehnungsverteilung und vor allem das Aufzeichnen von Dehnungsspitzen im Bereich direkt über der Fuge war mit dem eingesetzten Messkonzept nicht möglich. Daher wurde ein weiterer Belastungsversuch an der Konstruktion durchgeführt. Für eine flächige Dehnungsmessung wurde hierbei auf die Dehnungsmessung mittels Photogrammetrie zurückgegriffen.

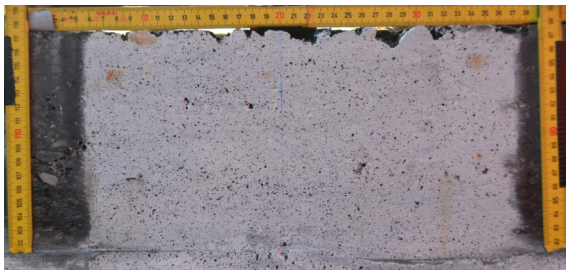
5.4.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Für den Versuch zur Messung der Asphaltdehnung wurde das System nur an den GFK-Zuggliedern gezogen. Der Versuchsaufbau und die Lasteinbringung war ähnlich den vorherigen Zugversuchen. Die Last wurde mittels hydraulischer Pressen über die Auswechslungsträger in die GFK-Zugglieder eingeleitet. Im Gegensatz zu den Langzeitversuchen wurde die Last bei diesem Belastungstest im Zeitraum von ca. einer Stunde am System aufgebracht. Die Konstruktion wurde

bis über die planmäßige Fugenöffnung von 1,2 mm gleichmäßig belastet. Danach wurde die Last kurz gehalten und schlussendlich bis zu einer Fugenöffnung von ca. 2 mm gesteigert. Das Ziel dieses Versuches war es, die maximale Fugenöffnung des Prototyps zu erreichen, um einen Riss im System zu induzieren. Nachdem die maximal mögliche Versuchskraft aufgebracht wurde, musste das System entlastet werden. Die mittlere Asphalttemperatur während des Belastungstests betrug 7,5 °C.

5.4.2 Messprogramm

(a) Messfeld zur Messung der Asphaltdehnungen über Fuge 12



(b) Messfeld zur Messung der Asphaltdehnungen über Fuge 12 mit zufälligem Punktmuster

(c) Aramis Kameras

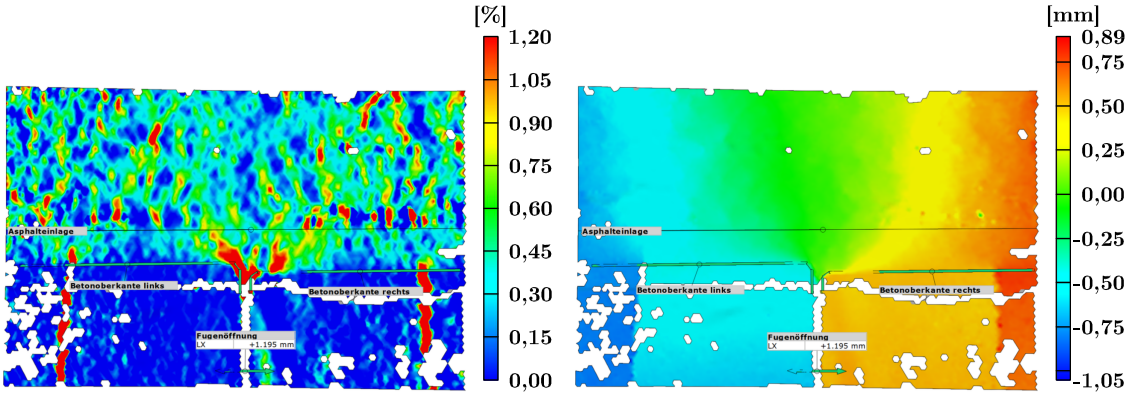
Abbildung 5.34: Messsystem Aramis und vorbereitetes Messfeld.

Um die Dehnungen im Fahrbahnaufbau bestimmen zu können, wurde die Oberfläche über den Fugen im Asphalt mittels digitaler Bildkorrelation gescannt. Hierzu kam das Messsystem ARAMIS zum Einsatz. Durch diese Messmethode ist es möglich, die Verformungen und Dehnungen im Asphalt über der Fuge flächig darzustellen. Neben dieser flächigen Dehnungsmessung wurde die Fugenöffnung mit einem induktiven Wegaufnehmer aufgezeichnet. Da bei diesem Versuch nur eine Fuge mit Messtechnik versehen wurde, konnte nicht ausgeschlossen werden, dass sich die nebenliegenden Fugen anders verhalten. Um das zu

überprüfen, wurden jeweils links und rechts zwei weitere Fugen mit Wegaufnehmern instrumentiert, um sicherzustellen, dass durch die exzentrische Lasteinleitung keine Differenz in der Fugenöffnung entsteht. In Abbildung 5.34 sind das Messfeld über Fuge 12 sowie die eingesetzten Sensoren dargestellt. Im linken Bildteil ist die Oberfläche ohne Anstrich und im rechten Bildteil der Anstrich mit zufälligem Punktmuster zu sehen, welcher zur Dehnungserkennung notwendig ist.

5.4.3 Ergebnisse

Das Ergebnis dieses Belastungstests ist die flächenmäßige Verteilung der Dehnungen im Asphalt. Die Auswertung der Ergebnisse erfolgte bei einer Fugenöffnung von 1,2 mm und am Ende des Versuches bei einer Öffnung von ca. 2,0 mm. Im Abbildung 5.35 sind sowohl die Dehnungen als auch die Verschiebungen an der Oberfläche dargestellt. Die Verschiebungsskala ist so gewählt, dass die Mitte der Konstruktion festgehalten wurde und somit die Verschiebungen nach links als negative Werte angezeigt werden. Direkt über der Fuge treten Dehnungsspitzen auf, welche durch die Gussasphaltschicht sehr gut verteilt werden. Eine weitere Verteilung der Dehnungen erfolgt durch die Asphaltbewehrung. Im AC22 binder verteilen sich die Dehnungen weiter, bis an der Oberfläche ein annähernd konstanter Dehnungsverlauf zu erkennen ist. Bei einer Fugenöffnung von 1,2 mm konnte kein Riss im Gussasphalt aufgezeichnet werden. Die Dehnungsspitzen sind im Bereich der Fuge zwar vorhanden, die Bruchdehnung wird jedoch nicht überschritten.

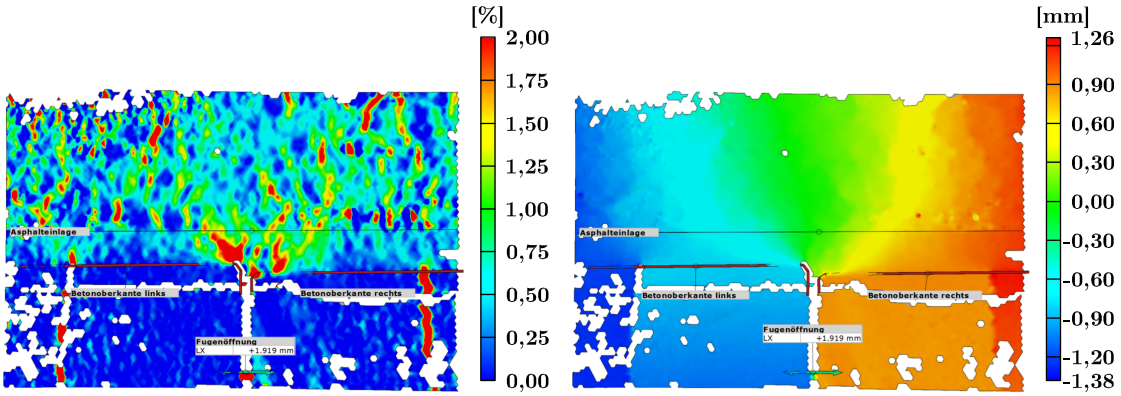


(a) Dehnungsverlauf (b) Verschiebungsverlauf

Abbildung 5.35: Ergebnisse der Messung bei einer planmäßigen Fugenöffnung von 1,2 mm (f =3 $\times$ 10^{-4} Hz).

Die Dehnungen und Verschiebungen der Konstruktion bei 2,0 mm Fugenöffnung sind in Abbildung 5.36 dargestellt. Im Dehnungsbild sind die ersten Risse

in der Gussasphaltschicht deutlich zu erkennen. Diese Risse treten jedoch ausschließlich im Bereich der Flanken der Fertigteile auf. Ein Risswachstum bis zur Asphalteinlage konnte nicht aufgezeichnet werden. Die Verteilung der Dehnungen und Verformungen ist auch bei fast doppelt so großer Fugenöffnung rissefrei durch den Asphaltaufbau möglich.



(a) Dehnungsverlauf (b) Verschiebungsverlauf

Abbildung 5.36: Ergebnisse der Messung bei einer Fugenöffnung von 2 mm (f =3 × 10^{-4} Hz).

Die Dehnungsspitzen direkt über der Fuge bei einer Fugenöffnung von 2,0 mm sind in Abbildung 5.37 genauer dargestellt. Es ist sehr gut zu erkennen, dass an der linken Flanke des Betonfertigteils ein Riss induziert wird. An der Risswurzel sind Dehnungen im Bereich >4 % erkennbar. Diese Dehnungen bauen sich in der Gussasphaltschicht jedoch sehr schnell ab. Im Bereich der Asphaltbewehrung sind die Dehnungen in einem Bereich von ca. 1,5 % und somit weit unter der Bruchdehnung.

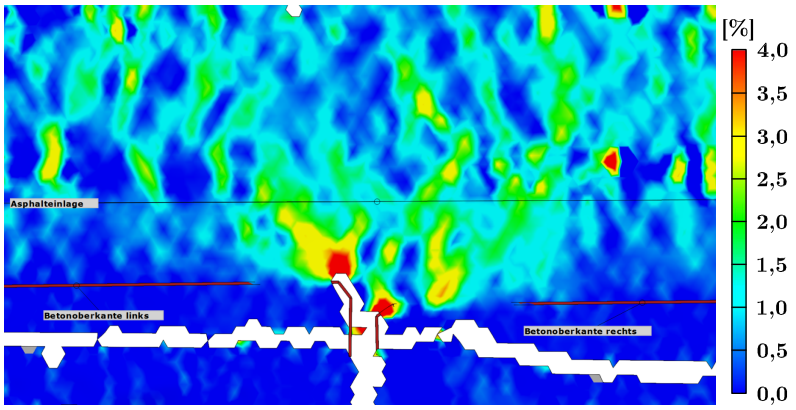


Abbildung 5.37: Darstellung der Dehnungsspitzen direkt über der Fuge bei einer Fugenöffnung von 2 mm (f =3 × 10^{-4} Hz).

5.4.4 Interpretation der Ergebnisse

Dieser Versuch hat gezeigt, dass der Asphalt in der Lage ist, die Dehnungen aufzunehmen und die Verformungen gleichmäßig über die gesamte Höhe zu verteilen. Die dehnungsabbauende Funktion des Gussasphalts konnte anhand der Dehnungsbilder sehr klar widergespiegelt werden. In der Tragschicht ist das Dehnungsbild teilweise sehr inhomogen, was darauf zurückzuführen ist, dass die Dehnungen im Zuschlagsstoff geringer sind, als die des bituminösen Bindemittels. Dadurch entstehen im Dehnungsbild Bereiche mit größeren Dehnungen, welche in der Asphaltmastix auftreten und dehnungsärmere Bereiche bei den Gesteinskörnern. Anhand der Verschiebungsverläufe lässt sich die gleichmäßige Verteilung jedoch sehr deutlich zeigen. Positiv ist auch hervorzuheben, dass die Übergangskonstruktion weit größere Fugenöffnungen ertragen kann als ursprünglich geplant. Das wurde vor allem in diesem Versuch sehr deutlich gezeigt, da bei der vielfach höheren Belastungsgeschwindigkeit mit zusätzlicher Überbelastung der Fuge keine Risse im Asphalt auftraten. Die Belastungsgeschwindigkeit lag in diesem Versuch bei 3×10^{-4} Hz und war somit 300 Mal größer als in den vorangegangenen Versuchen.

5.5 Schlussfolgerung aus dem Bau und den Belastungsversuchen am Prototyp

5.5.1 Herstellung des Prototyps

Die Machbarkeit der neu entwickelten Konstruktion konnte mit der Herstellung des Prototyps demonstriert werden. Im Bezug auf weitere Projekte konnten aufgrund des erstmaligen Baues der Konstruktion wichtige Erfahrungen gesammelt werden. Durch die erstmalige Ausführung konnten heikle Bauabschnitte erkannt werden, wodurch in Zukunft die Herstellung leichter funktionieren sollte. Besonders wichtig ist die Genauigkeit der Gleitplatte. Durch eine ebene und glatte Ausführung können die Fertigteile sauber verlegt werden, ohne dass zu große Höhensprünge dazwischen auftreten. Durch das Flügelglätten wird ein leichtes Gleiten der Fertigteile ermöglicht. Bei der Herstellung der Betonfertigteile ist ein besonderes Augenmerk auf die Fasen an den unteren Kanten der Tröge zu richten. Durch die Ausbildung der Fase soll ein Verkanten der Elemente verhindert werden und eventuell auftretendes Wasser kann in den Zwischenräumen besser abgeleitet werden. Beim Prototyp wurde in den Fertigteilen Hüllrohre mit einem Innendurchmesser von 35 mm eingebaut. Hierbei wurden profilierte Stahlhüllrohre verwendet. Aufgrund von Verunreinigungen durch Zementschlämmen während des Betonierens mussten die Hüllrohre nachträglich mechanisch gereinigt werden. Trotz der Reinigung war der Einbau der Zugglieder nicht problem-

los möglich. Daher ist es sinnvoll, anstelle der profilierten Hüllrohre in Zukunft glatte Hüllrohre für diesen Einsatzzweck zu verwenden. Diese Rohre haben nicht nur den Vorteil der leichteren Reinigung im Falle einer ungewollten Verschmutzung, sondern im Falle eines Betonzutritts während dem Verfüllen der Fertigteile besteht nicht die Gefahr, dass die Zugglieder in ungewollten Verbund mit den Fertigteilen gebracht werden. Diese Maßnahmen schließen jedoch ein ordentliches Abdichten der Hüllrohre vor dem Verfüllen der Tröge mit Ortbeton nicht aus. Die Rautiefe der Oberfläche vor dem Aufbringen des bituminösen Fahrbahnaufbaues hat einen Mindestwert von >1,5 mm zu erfüllen. Beim Prototyp wurde dazu die Oberfläche sandgestrahlt. Durch das Sandstrahlen kam es zu einem enormen Eintrag des Strahlmaterials in die Fugen. Daher mussten die Fugen nachträglich mechanisch gereinigt werden. Um das in Zukunft zu verhindern, ist es notwendig die Arbeitsabläufe sowie die Art der Oberflächenvorbereitung zu ändern. Um eine ausreichend raue Oberfläche zu erzielen, ist es von Vorteil, wenn die Fertigteile werksseitig vorbereitet werden. Die Vorbereitung kann entweder in Form von Hochdruckwasserstrahlen bzw. mittels Besenstrich im Fertigteilwerk erfolgen. Da die Betonfertigteile an der Unterkante schalglatt betoniert werden, ist die Oberflächenvorbereitung durch den Besenstrich vermutlich die kostengünstigste Variante. Aufgrund der werksseitigen Vorbereitung würde das aufwendige und "schmutzige" Sandstrahlen bauseits entfallen. Um die Rauheit vollflächig zu gewährleisten hat auf der Baustelle nur mehr das Aufrauen der Ortbetonstreifen zu erfolgen. Hier wird ebenfalls wie bei den Fertigteilen der Besenstrich empfohlen. Die Ausführung des Fugenvergusses sollte im Gegensatz zum Prototyp bereits vor dem Verfüllen der Fertigteile mit Ortbeton erfolgen, um ein übermäßiges Verschmutzen der Fuge vorzubeugen. Die Herstellung des Fahrbahnaufbaues ist aufgrund der genau vorgegebenen Temperaturbereiche besonders sensibel. Der Einbau der Asphaltbewehrung in die heiße Gussasphaltschicht erfolgte beim Prototyp abschnittsweise, wobei die Asphalteinlage in etwa alle 1,5 bis 2 Meter in den Gussasphalt gedrückt wurde. Für die Anwendung auf breiteren Fahrbahnen ist es notwendig die Asphalteinlage entweder in Bahnen oder mit einer entsprechenden Maschine über die ganze Fahrbahnbreite verteilt aufzubringen, wobei sicherzustellen ist, dass das Glasfasergitter entsprechend überlappt werden kann. Die darüberliegende Tragschicht wurde beim Prototyp aufgrund der beengten Platzverhältnisse zweilagig eingebaut und mit einer Tandem-Handwalze verdichtet. Bei üblichen Anwendungen erfolgt der Einbau einlagig mittels Fertiger und die Verdichtung durch Straßenbauwalzen.

5.5.2 Belastung der FÜK

Die Belastungsversuche an der neu entwickelten Übergangskonstruktion in den unterschiedlichen Bauphasen haben sehr aufschlussreiche Ergebnisse für zukünf-

tige Anwendungen geliefert. In der Bauphase ohne Fahrbahnaufbau konnte die Funktion der Betonelemente mit den Zuggliedern als Verbindung sehr gut demonstriert werden. Die Funktion der Betonelemente besteht darin, als gewisse Steuereinheit für den Asphalt zu dienen und die Fugenöffnungen vorzugeben. Diese verteilende Wirkung konnte sowohl in den Vorversuchen als auch am Prototyp gezeigt werden. Die Reibung zwischen den Betonelementen und der Gleitplatte war eine weitere unbekannte Komponente, welche durch die Versuche ermittelt werden konnte. Anfängliche Bedenken, dass die Reibungskomponente die gleichmäßige Fugenöffnung maßgeblich beeinflusst, konnten durch die Versuche widerlegt werden, da der Einfluss der Reibung im Gegensatz zur Gesamtsteifigkeit vernachlässigbar ist. Die Funktion der Übergangskonstruktion auf Druckbelastung konnte, obwohl die Fertigteile ohne Spalt zueinander verlegt wurden, aufgezeigt werden. Die Kernfrage der Versuche lag jedoch in der Reaktion des mehrschichtigen Fahrbahnaufbaues auf die Belastung durch die Längenänderung der Brücke. Die temperaturabhängigen Eigenschaften von Asphalt machten die Testvoraussetzungen besonders schwierig. Anhand der zwei durchgeführten Belastungsversuche, wodurch insgesamt vier unterschiedliche Temperaturbereiche abgedeckt wurden, konnte das Verhalten des Fahrbahnaufbaues ausführlich getestet werden. Durch die unterschiedlichen Temperaturbereiche konnte die Steifigkeitsänderung im Asphalt dokumentiert und bestimmt werden. Anhand des zweiten Belastungsversuches mit externer Asphaltkühlung konnte ein sehr realitätsnahes Lastbild auf den Prototyp aufgebracht werden, da die Dehnung der Übergangskonstruktion von der Brückenkerntemperatur abhängig ist. Auch bei sinkenden Asphaltkerntemperaturen war der Fahrbahnaufbau in der Lage, die Verformungen ohne Risse aufzunehmen. Die Funktion des mehrschichtigen Fahrbahnaufbaues mit einer 3 cm dicken spannungsverteilenden Gussasphaltschicht und der darüberliegenden Asphaltbewehrung konnte durch den zusätzlichen Belastungstest mit flächendeckender Dehnungsmessung bestätigt werden. Hierbei hat sich als besonders positiv gezeigt, dass die FÜK im dafür ausgelegten Dehnungsbereich weitere Tragreserven besitzt. Diese Reserven gilt es jedoch für zukünftige Projekte nicht zur Gänze auszuschöpfen, da Einflussfaktoren wie Bitumenalterung und UV-Belastung der Haltbarkeit entgegenwirken. Grundlegend kann jedoch festgehalten werden, dass die neu entwickelte Übergangskonstruktion in der Lage ist, die durch die Brückenverkürzung und Verlängerung auftretenden Verformungen über die gesamte Länge gleichmäßig zu verteilen und die Dehnungen in den Fugen vom speziell entwickelten Fahrbahnaufbau aufgenommen werden können.

6 Bemessung der neuen Fahrbahnübergangskonstruktion

Dieses Kapitel soll einen Bemessungsleitfaden zur Konzeption einer geeigneten FÜK für eine integrale Brücke liefern. Ein weiteres Augenmerk wird auf die Dimensionierung und die Auswirkungen der FÜK auf die Brücke gelegt.

6.1 Dimensionierung der Übergangskonstruktion

Die Übergangskonstruktion ist in mehrerlei Hinsicht zu bemessen. Einerseits gilt es die FÜK so zu bemessen, dass sie ihre Aufgabe, den Längenausgleich der Brücke zu bewerkstelligen, erfüllt und andererseits ist die Auswirkung der Konstruktion auf die Bemessung der Brücke zu untersuchen. Die Übergangskonstruktion ist auf die Widerlagerkopfverschiebung infolge der Lastfälle Temperatur, Kriechen, Schwinden und Bremsen/Anfahren zu bemessen, wobei alle Lastfälle unterschiedlichen Einfluss auf die FÜK haben:

Lastfall Temperatur
Wie im Kapitel 2.1.1 bereits erwähnt wurde, ist für die Übergangskonstruktion die Widerlagerkopfverschiebung infolge von Temperatur anzusetzen. Im Falle der neu entwickelten Konstruktion ist die FÜK hinter der obenliegenden Schleppplatte angeordnet, was zu einer weiteren Brückenverlängerung führt. Eine Abschätzung zur Längenänderung infolge des Lastfalls Temperatur kann durch die reine Temperaturdehnung als ausreichend genau betrachtet werden, da, wie in Abbildung 2.4 dargestellt, die Verformung nur bei äußerst steifen Widerlagern geringer wird. Die Temperaturverkürzung kann somit als freie Kopfverformung angesetzt werden.

$$\Delta L = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot (\frac{L}{2} + L_{Schleppplatte}) \tag{6.1}$$

mit :

α_T	Temperaturausdehnungskoeffizient Beton
ΔT	Temperaturdifferenz ausgehend von der Aufstelltemperatur
L	Brückenlänge
$L_{Schleppplatte}$	Länge der Schleppplatte

Die Formel 6.1 gilt für Brücken mit Festpunkt in Brückenmitte, was in der Praxis relativ selten exakt zutrifft. Für annähernd symmetrische Brückentragwerke kann sie jedoch als relativ gute Abschätzung herangezogen werden. Der Ausdehnungskoeffizient für Beton liegt je nach Betonrezeptur und Zugschlagstoffen zwischen 0,6 und $1{,}4 \times 10^{-5}$ /K. Als maßgebende Verformung zur Bemessung der FÜK wird die Verkürzung im Winterlastfall herangezogen. Daher spielt vor allem die Aufstelltemperatur bzw. Kerntemperatur des Tragwerks bei Zusammenschluss zwischen Übergangskonstruktion und Brücke eine sehr wichtige Rolle. Für die Belastung des Asphalts ist auch die Kerntemperatur der Brücke während der Asphaltherstellung von großer Bedeutung. Je nachdem in welcher Position sich die Brücke zum Zeitpunkt der Fahrbahnherstellung befindet, kann die Asphaltbeanspruchung gezielt gesteuert werden. Optimal wäre es, wenn die Temperatur bei Zusammenschluss des Tragwerks mit der FÜK und die Temperatur bei Fahrbahnherstellung gleich ist.

Lastfall Kriechen und Schwinden
Der Lastfall Kriechen ist bei vorgespannten Tragwerken von großer Bedeutung. Für die Übergangskonstruktion ist jedoch neben der Höhe der Vorspannung besonders der Zeitpunkt des Zusammenschlusses zwischen Brücke und Übergangskonstruktion von Bedeutung. Das gilt ebenfalls für das Schwinden. Wenn bezüglich des Bauzeitplans keine Informationen vorhanden sind, dann sind sowohl Kriechen und Schwinden in voller Größe anzusetzen. Im Falle des Schwindens kann davon ausgegangen werden, dass das Frühschwinden in den meisten Fällen keinen Einfluss auf die Übergangskonstruktion hat.

Lastfall Verkehrslasten
Die Verkehrslasten gemäß ÖNORM EN 1991-2 [2011] und ÖNORM B 1991-2 [2011] sind auf das Tragwerk anzusetzen. Für die Übergangskonstruktion sind vorwiegend die Anteile aus dem Lastfall Anfahren und Bremsen zu berücksichtigen. Je nach Brückengeometrie und Asymmetrie können jedoch auch aus den anderen Verkehrslastfällen horizontale Verformungen des Widerlagerkopfes hervorgehen.

6.2 Ermittlung der passenden FÜK

Für die Übergangskonstruktion ist die Horizontalverschiebung des Widerlagers bemessungsrelevant. Die Verschiebung kann anhand der oben beschriebenen Lastfälle an der Gesamtkonstruktion ermittelt werden. Zur Ermittlung der Länge der Übergangskonstruktion und in weiterer Folge der Anzahl der Betonelemente wird die Verkürzung der Brücke im Verhältnis zur Ausgangsposition herangezogen. Im Kapitel 3 *Entwicklung der neuen Fahrbahnübergangskonstruktion* ist die

maximale Fugenöffnung der Betonfertigteile mit 1,2 mm definiert. Daher kann die Anzahl der Betonfertigteile folgendermaßen ermittelt werden:

$$n_{Fertigteile} = \frac{\Delta L[mm]}{1{,}2\,\text{mm}} \tag{6.2}$$

Bei einer Fertigteilbreite von 40 cm ergibt sich die Länge der Übergangskonstruktion zu $L = n_{Fertigteile} \cdot 40\,\text{cm}$. Die Anzahl der zur Abtragung der Dehnungen erforderlichen Fugen entspricht genau der Anzahl der Fertigteilelemente, da die Fuge zwischen Schleppplatte und FÜK und die Fuge zwischen Ankerblock und FÜK aufgrund der Fertigteilgeometrie jeweils nur als halbe Fuge zählt.

6.2.1 Bemessung Gleitplatte und Ankerblock

Um die durch die Übergangskonstruktion wirkenden Horizontalkräfte in den Untergrund ableiten zu können, ist auf ein entsprechendes Hinterfüllungsmaterial zurückzugreifen. Dabei kann bevorzugterweise zementstabilisiertes Material verwendet werden. Zwischen Gleitplatte und Damm bildet sich eine Gleitfuge aus, welche von den Eigenschaften der Hinterfüllung bestimmt wird. Für die Bemessung des Hinterfüllungsmaterials wird ausschließlich die Kohäsion des Bodens herangezogen. Falls es trotzdem zu einem Versagen der Kohäsion kommen sollte, dient die Reibung als Backup in diesem System.

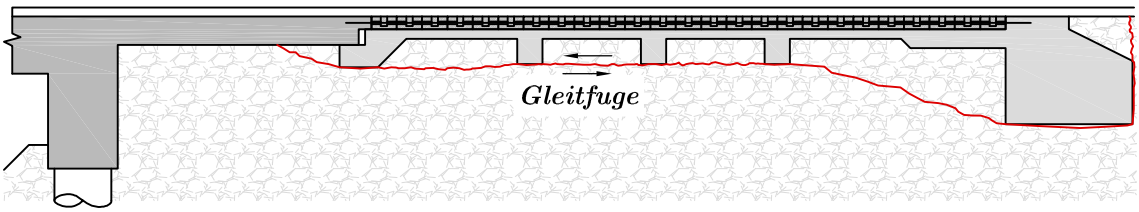


Abbildung 6.1: Bemessung der Gleitfuge.

$$F = \frac{L_{Gleitfuge} \cdot b \cdot c}{\gamma} \rightarrow c_{erf} = \frac{\gamma \cdot F}{L_{Gleitfuge} \cdot b} \tag{6.3}$$

mit :

F	Gleitkraft in der Gleitfuge
$L_{Gleitfuge}$	Länge der möglichen Gleitfuge
c_{erf}	erforderliche Kohäsion unter der FÜK im Hinterfüllungsmaterial
γ	Gleitsicherheitsbeiwert
b	Breite der Gleitplatte

Die Berechnung der in den Untergrund einzuleitenden Kraft aus der Übergangskonstruktion kann anhand der gewählten FÜK bestimmt werden. Die Zugkraft aus der Belastung der Konstruktion muss zur Gänze über die Gleitfuge abgetragen werden. Als Länge der Gleitfuge kann zum Zweck der Vorbemessung die Länge der Übergangskonstruktion angesetzt werden.

Kraft in den Zuggliedern
Die Kraft in den Zuggliedern ist von der Anzahl und dem Durchmesser der verwendeten Zugglieder abhängig. Ausgangspunkt für die Berechnung ist die Wahl des Durchmessers sowie der Anzahl der Zugglieder in den Fertigteilelementen pro Meter. Anhand dieser Angaben kann die Federsteifigkeit berechnet werden. Für diese Berechnung wird von der gleichen Fertigteilgeometrie ausgegangen, die im Prototyp verwendet wurde.

$$k_{Zugglied} = \frac{E_{Zugglied} \cdot \frac{Ø^2_{Zugglied} \cdot \pi}{4} \cdot n_{Zugglied}}{L_0} \tag{6.4}$$

mit :

$n_{Zugglied}$	Anzahl der Zugglieder pro Meter (beim Prototyp 4 Stk)
$Ø_{Zugglied}$	Durchmesser der Zugglieder (beim Prototyp Ø 25 mm)
L_0	Freie Dehnlänge des Zugglieds (beim Prototyp 300 mm)

Die Kraft in den Zuggliedern über die gesamte Fahrbahnbreite kann folgendermaßen berechnet werden:

$$F_{Zugglied} = \frac{k_{Zugglied}}{n_{Fertigteile}} \cdot b_{FÜK} \cdot \Delta L \tag{6.5}$$

mit :

$F_{Zugglied}$	Kraft im Zugglied
$k_{Zugglied}$	Steifigkeit der Zugglieder
$n_{Fertigteile}$	Anzahl der Betonfertigteile
$b_{FÜK}$	Breite der Übergangskonstruktion in [m]
ΔL	Verkürzung des Brückentragwerks in [mm]

Kraft im Asphalt
Die Steifigkeit des bituminösen Fahrbahnaufbaues kann analog zu der in Kapitel 3.2.2 *Wirkungsweise des Asphalts* beschriebenen Vorgehensweise ermittelt werden, wobei eine minimale Asphalttemperatur von $-12{,}3\,°C$ angesetzt wird. Diese Temperatur entspricht der minimalen Asphalttemperatur in der Temperaturzo-

ne I gemäß den Untersuchungen von Wistuba [2003]. Je nach Aufstelltemperatur kann somit die Asphaltsteifigkeit ermittelt werden.

$$k_{Asphalt,Mittel} = \frac{1}{T_0 - (-12,3)} \cdot \int_{-12,3\,°C}^{Aufstelltemp.} k_{Asphalt}(T)\ dT \tag{6.6}$$

Für die Asphaltsteifigkeit pro Fuge und einen 14 cm dicken Fahrbahnaufbau kann folgende Gleichung verwendet werden (siehe Gleichung 5.3). Für Fahrbahnaufbauten mit geringerer Stärke kann die Kraft im Asphalt dementsprechend linear verringert werden.

$$\begin{aligned} k_{Asphalt}(T) =& 2,479 \cdot 10^{-7} \cdot T^6 - 4,05 \cdot 10^{-5} \cdot T^5 + 2,401 \cdot 10^{-3} \cdot T^4 \\ & - 6,256 \cdot 10^{-2} \cdot T^3 + 0,7117 \cdot T^2 - 5,024 \cdot T + 77,924 \end{aligned}$$

Eine Auswertung der mittleren Asphaltsteifigkeiten gemäß Gleichung 6.6 für unterschiedliche Aufstelltemperaturen ist in Tabelle 6.1 angeführt.

Aufstelltemperatur	Mittlere Asphaltsteifigkeit $k_{Asphalt,Mittel}$ [kN/mm]
0 °C	186,8
5 °C	153,0
10 °C	132,2
15 °C	117,4
20 °C	105,2

Tabelle 6.1: Mittlere Asphaltsteifigkeit bei unterschiedlichen Aufstelltemperaturen T_0.

Anhand der Federsteifigkeit des Asphalts kann gemäß Gleichung 6.7 die Kraft im Asphalt ermittelt werden:

$$F_{Asphalt} = \frac{k_{Asphalt,Mittel}}{n_{Fertigteile}} \cdot b_{FÜK} \cdot \frac{d}{14} \cdot \Delta L \tag{6.7}$$

mit :

$F_{Asphalt}$	Kraft im Asphalt in [kN]
$k_{Asphalt,Mittel}$	gemittelte Asphaltsteifigkeit in [kN/mm]
$n_{Fertigteile}$	Anzahl der Betonfertigteile
$b_{FÜK}$	Breite der Übergangskonstruktion in [m]
d	Dicke des Fahrbahnaufbaues in [cm]
ΔL	Verkürzung des Brückentragwerks in [mm]

Gesamtkraft auf die Gleitfuge
Die Kraft in der Gleitfuge setzt sich aus der Kraft im Zugglied in den Betonelementen und aus Anteilen der Kraft im Asphalt zusammen. Die Kraft im Asphalt wird sich in der Realität nicht zur Gänze auf die Gleitfuge verlagern, da der Fahrbahnaufbau hinter der Übergangskonstruktion kontinuierlich fortgesetzt wird und Anteile aus der Asphaltkraft im dahinterliegenden Damm abgeleitet werden können. Auf der "sicheren" Seite liegend kann jedoch die volle Kraft im Asphalt auf die Gleitfuge angesetzt werden. Somit ergibt sich die auf die Gleitfuge anzusetzende Kraft gemäß Gleichung 6.3 zu:

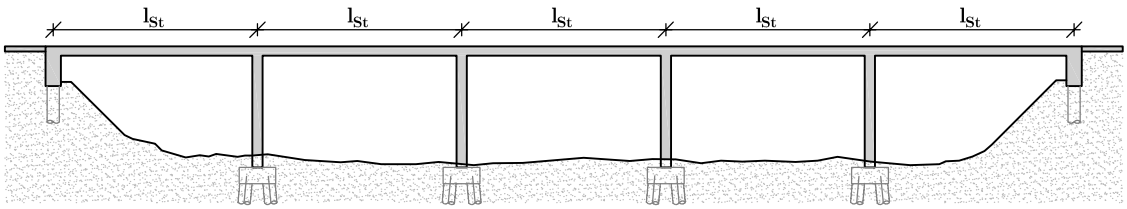
$$F = F_{Zugglied} + F_{Asphalt} \tag{6.8}$$

6.3 Auswirkungen der FÜK auf das Brückentragwerk - Interaktion Brücke-FÜK

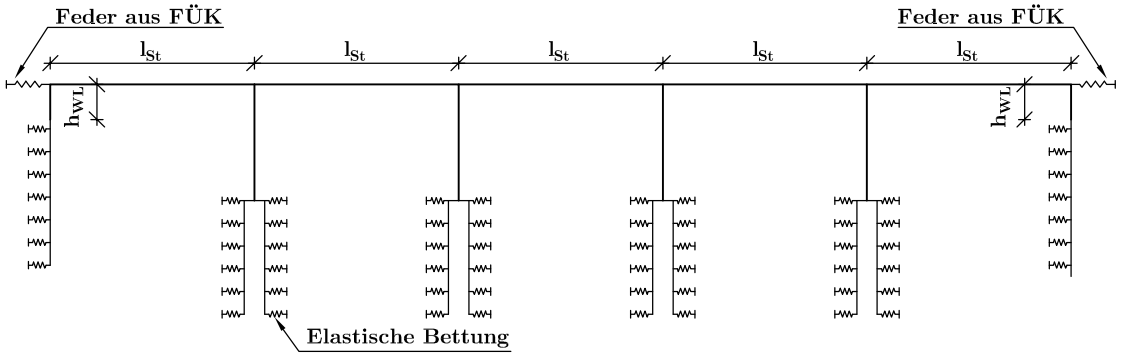
Die Übergangskonstruktion wirkt auf die Brücke wie eine an der Schlepppplatte angebrachte Feder, welche sich aus der Federsteifigkeit der Betonelemente und des Asphalts ergibt. Dadurch erfährt die Brücke bei Verkürzung bzw. bei Expansion einen Widerstand durch die FÜK. Dieser kann sich je nach Belastungssituation positiv aber auch negativ auf die Brücke auswirken. Anhand einer Parameterstudie [Masic, 2016] wurden die Auswirkungen der Übergangskonstruktion auf das Brückentragwerk untersucht und ausgewertet. Das Ziel der Bemessung ist es, das Tragwerk auf seine gesamte Lebensdauer zu betrachten. Da sich die FÜK sowohl positiv als auch negativ auf die Beanspruchung des Tragwerks auswirken kann, wird empfohlen eine Grenzwertbetrachtung der Brücke durchzuführen. Die Brücke ist demnach einmal ohne Übergangskonstruktion und einmal mit FÜK zu bemessen. Für die Bemessung der Brücke sind aus beiden Modellen die maßgebenden Schnittkräfte anzusetzen. Dadurch ergibt sich für das Tragwerk durch die FÜK eine höhere Bewehrungsmenge als ohne FÜK. Anhand dieser Grenzwertbetrachtung kann für die Infrastrukturbetreiber jedenfalls sichergestellt werden, dass das Brückentragwerk sowohl mit als auch ohne Übergangskonstruktion sämtliche Tragfähigkeitsanforderungen erfüllt.

Die Modellierung der FÜK kann vereinfacht als linear elastische Feder angesetzt werden, welche hinter der Schlepppplatte exzentrisch zur Tragwerksachse angreift. Dadurch wirkt diese automatisch mit den jeweils maßgebenden Lastfällen. In der Parameterstudie wurde das Tragwerk für alle Parameter mit und ohne Übergangskonstruktion berechnet und anschließend die ermittelten Bewehrungsmengen an ausgewählten Schnitten verglichen.

Die Federsteifigkeit zur Modellierung kann anhand der Horizontalkraft aus



a) Übersicht Ausgangstragwerk



b) statisches System

Abbildung 6.2: Tragwerksübersicht und statisches Modell des Grundmodelles der Parameterstudie.

Gleichung 6.8 ermittelt werden:

$$k = \frac{F}{\Delta L} \tag{6.9}$$

In der Parameterstudie wurden mehrere Auswirkungen durch die FÜK auf das Brückentragwerk untersucht. Als Grundmodell wurde eine fünffeldrige Plattenbrücke mit 20 m Feldlänge und 90 cm Plattenstärke gewählt (siehe Abb. 6.2). Ausgehend von diesem Grundmodell wurden folgende Parameter variiert und untersucht:

Stützweite Die Stützweite der Felder wurde in Schritten von zwei Metern auf 30 m erhöht. Die Brückenlänge erhöhte sich somit von 100 m auf 150 m. Dabei wurde die Anzahl der Felder nicht variiert.

Feldanzahl/Brückenlänge Ausgehend vom Grundmodell mit 20 m Stützweite und 5 Feldern wurde die Feldanzahl schrittweise auf 15 Felder erhöht. Dadurch konnte der Einfluss der FÜK auf Brücken von 100 m bis 300 m ermittelt werden.

Steifigkeit der Gründung Der Einfluss der Bodensteifigkeit wurde durch die Variation des Bettungsmoduls bestimmt. Ausgehend von einem Grundwert von 70 MN/m^3 wurde dieser Parameter im Bereich vom halben bis zum dreifachen Bettungsmodul variiert. Weiters wurde die Auswirkung der Widerlagersteifigkeit durch unterschiedliche Widerlagerwandhöhen unter-

sucht. Ausgehend von 4 m Höhe wurde die Widerlagerwand auf 9 m erhöht.

Länge der FÜK Für das Grundmodell wurde eine Übergangskonstruktion mit 25 Betonelementen ermittelt. Um den Einfluss bei Über- bzw. Unterdimensionierung der FÜK auf das Tragwerk zu untersuchen, wurde die Anzahl der Betonelemente von 22 auf 27 Stück schrittweise erhöht.

6.3.1 Einfluss der Brückenlänge

Die Brückenlänge hat einen großen Einfluss auf die Länge der Übergangskonstruktion. Da die Länge der FÜK von der Anzahl der Betonelemente und in weiterer Folge von der Längenänderung des Tragwerks abhängt, steigt die Länge der Übergangskonstruktion annähernd linear mit der Länge des Tragwerks. Bei kürzeren Brücken mit ca. 100 m Länge ist der Einfluss der FÜK auf das Brückentragwerk größer als bei langen Brücken. Das ist darauf zurückzuführen, dass bei längeren Brücken und steigender Feldanzahl die Mittelfelder immer weniger durch die FÜK beeinflusst werden. Im Allgemeinen kann daher festgehalten werden, dass mit steigender Brückenlänge der Einfluss der Übergangskonstruktion auf das Tragwerk sinkt. Bei steigender Feldlänge konnte festgestellt werden, dass der Einfluss der FÜK ebenfalls sinkt, da bei größeren Feldlängen der relative Unterschied der Schnittgrößen durch die FÜK immer geringer wird.

6.3.2 Einfluss der Anzahl der Betonelemente

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der passenden Übergangskonstruktion sieht vor, dass im ersten Schritt die Horizontalverschiebungen des Tragwerks ermittelt werden. Anhand dieser Verschiebungen kann die Anzahl der Betonelemente und in weiterer Folge die Steifigkeit berechnet werden. Mit der ermittelten Federsteifigkeit wird anschließend das Tragwerk bemessen. Durch die Variation der Betonelemente konnten die Auswirkungen einer Über- bzw. Unterdimensionierung der FÜK auf die Brücke analysiert werden. In den Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass durch die Anzahl der Betonelemente nur ein sehr geringer Einfluss auf das Tragwerk entsteht. Mit steigender Länge der FÜK nimmt der Einfluss auf das Tragwerk weiter ab. Bei der Bemessung ist daher zu beachten, dass die Anzahl der Betonelemente, welche in der Vorbemessung ermittelt wurden, in der Ausführung um maximal 10 % nach oben bzw. unten abweichen darf.

6.3.3 Einfluss der Bodensteifigkeit

Der Einfluss der Bodensteifigkeit sowie der Widerlagersteifigkeit durch die Änderung der Widerlagerhöhen im Zusammenspiel mit der Übergangskonstruktion war sehr gering. Tendenziell wird der Einfluss der Übergangskonstruktion mit steigender Widerlagersteifigkeit kleiner.

6.3.4 Auswirkung der Brückenlänge auf die FÜK

Nicht nur die Übergangskonstruktion hat einen Einfluss auf die Brücke, sondern auch die Brücke auf die Bemessung der Übergangskonstruktion. In Kapitel 6.2.1 wurde auf die Bemessung der Gleitplatte und die Verankerung dieser näher eingegangen. Für die Verankerung der Gleitplatte spielt vor allem die Kohäsion des Dammmaterials eine große Rolle. Gerade bei kürzeren Brückentragwerken kann es zu sehr hohen Bodenanforderungen kommen. Mit steigender Brückenlänge sinkt die Federsteifigkeit der Übergangskonstruktion. Die äquivalente Horizontalkraft, welche auch für die Verankerung der Gleitplatte eine große Rolle spielt bleibt jedoch auch bei steigender Brückenlänge konstant. Mit der größer werdenden Länge der FÜK steigt auch die Fläche der Gleitfuge an, womit die Untergrundanforderungen an den Damm bei steigender Brückenlänge gesenkt werden können. Je länger das Brückentragwerk wird, desto weniger Kohäsion ist im Damm nötig, um die Kräfte aus der FÜK in den Untergrund einzuleiten.

6.3.5 Bedeutung der Planung

Durch eine vorausschauende Planung kann während der Planungsphase ein hohes Einsparungspotential erzielt werden.

Bauzeitplan Für die Planung der Übergangskonstruktion spielt der Bauzeitplan eine wichtige Rolle. Die in der Planung angesetzten Aufstelltemperaturen der Brücke sind vor allem im Bezug auf die Dimensionierung und die Belastung der FÜK sehr genau einzuhalten. Große Abweichungen der Temperaturen vor allem in den Sommermonaten können zur Folge haben, dass die Übergangskonstruktion weit mehr Dehnungen ertragen muss als angenommen. Das kann wiederum dazu führen, dass die Übergangskonstruktion nachträglich geändert und verlängert werden muss. Diese Änderungen sind sowohl für den Bauherren als auch für die Baufirmen unangenehm. Daher sollte der Bauzeitplan bereits während der Planungsphase bestmöglich feststehen und auch in die Planung einfließen.

6.3.6 Schlussfolgerung aus der Interaktion Brücke-FÜK

Anhand der Parameterstudie konnte der Einfluss der Übergangskonstruktion auf das Brückentragwerk abgebildet werden. Die Auswirkungen auf die Bewehrungsmenge der Brücke durch die FÜK betragen stellenweise bis zu $\pm 40\,\%$. Je nach Brückenlänge und Bodensteifigkeit kann sich die FÜK auch positiv auf das Tragwerk auswirken. Aufgrund der Grenzwertbetrachtung der Brücke mit und ohne FÜK ist jedenfalls mehr Bewehrung erforderlich. Es wird empfohlen diese Grenzwertbetrachtung jedenfalls anzuwenden, um bei einem etwaigen Versagen der FÜK die Tragfähigkeit der Brücke nicht zu gefährden.

6.4 Handlungsanweisungen zum Umgang mit der FÜK bei der Planung von integralen Brücken

Die Übergangskonstruktion spielt in der Planung der Brücke eine nicht unwesentliche Rolle. Um die passende Übergangskonstruktion zu finden und zu modellieren, kann nach folgender Handlungsanweisung vorgegangen werden:

Ermittlung der Verschiebungen für die FÜK Die Widerlagerkopfverschiebungen ΔL, welche für die Dimensionierung der FÜK von Bedeutung sind, können im statischen Modell unter den Lastfällen *Temperaturverkürzung*, *Kriechen und Schwinden* und *Bremsen und Anfahren* ermittelt werden. Diese Verformungen dienen als Bemessungsgrundlage zur Konzeption der FÜK.

Ermittlung der FÜK-Länge Die Anzahl der Betonfertigteile für die FÜK kann gemäß Gleichung mit 6.2 $n_{Fertigteile} = \frac{\Delta L[mm]}{1{,}2\,\mathrm{mm}}$ ermittelt werden.

Bestimmung der Steifigkeit Die Federsteifigkeiten der FÜK und des Asphalts können gemäß Kapitel 6.2 sowie Gleichung 6.9 bestimmt werden.

Modellierung der Brücke mit FÜK Die ermittelte Federsteifigkeit kann am Tragwerk als Feder an der Oberkante der Schleppplatte angesetzt werden. Mit diesem Modell kann das Tragwerk mit FÜK bemessen werden. Anhand dieses Modelles können die Widerlagerkopfverschiebungen überprüft und die FÜK eventuell verkürzt bzw. verlängert werden.

Bemessung des Tragwerks Die Bemessung des Tragwerks hat gemäß der Grenzwertbetrachtung jeweils mit und ohne Übergangskonstruktion zu erfolgen.

Bemessung Gleitplatte und Ankerblock Anhand der ermittelten FÜK Steifigkeiten und Verschiebungen können die Zugkräfte auf den Ankerblock sowie die Gleitplatte ermittelt werden. Mit diesen Zugkräften kann das erforderliche Dammmaterial spezifiziert werden.

7 Pilotprojekt Satzengrabenbrücke

Aufgrund der positiven Ergebnisse aus dem Forschungsprojekt wurde seitens der ASFINAG ein Pilotprojekt ins Leben gerufen, bei dem die neu entwickelte FÜK ihre erste Anwendung finden soll. Bei dem Pilotprojekt handelt es sich um einen 112 m langen Talübergang, welcher im Zuge der Erweiterung der A5 Nordautobahn zwischen Schrick und Poysbrunn im nördlichen Niederösterreich im Bereich der Ortschaft Wilfersdorf im Weinviertel entstehen soll.

Die wirtschaftlichen und betriebstechnischen Vorteile der integralen Bauweise bewegte die ASFINAG dazu, diesen Talübergang als vollintegrales Bauwerk zu planen. Um die Probleme der Dilatation bei so einem langen Tragwerk in den Griff zu bekommen, wurde der neu entwickelte Fahrbahnübergang als Lösungsvariante gewählt.

Da diese Brücke mit der neuen FÜK die erste ihrer Bauweise ist, entschied sich die ASFINAG dazu, ein umfangreiches Monitoringprogramm zu installieren, um die Brücke zu überwachen. Das Pilotprojekt soll dazu dienen, die Dauerhaftigkeit der Übergangskonstruktion in der Praxis aufzuzeigen. Durch die Anwendung der neuen FÜK sollen wichtige Erfahrungswerte über das Verhalten und die Dauerhaftigkeit der FÜK im Zusammenspiel mit der Brücke gesammelt werden. Um möglichst viel "Output" aus diesem Projekt zu bekommen, wurden die zwei getrennten Richtungsfahrbahnen mit unterschiedlich steifen Übergangskonstruktionen ausgestattet.

7.1 Tragwerk

Die Brücke wird als vollintegrale Plattenbrücke aus Stahlbeton mit monolithischen Anschlüssen zu den Pfeilern und zur Widerlagerwand und ohne Fuge im Fahrbahnaufbau ausgeführt. Dabei wird jede Richtungsfahrbahn als eigenes Tragwerk erstellt. Die Brückenlänge von 112 m teilt sich in zwei 20 m lange Randfelder und drei 24 m lange Mittelfelder einer fünffeldrigen Brücke auf. Die Brückenpfeiler lagern auf einer Tieffundierung bestehend aus jeweils vier Bohrpfählen. Die Widerlagerwände sind auf jeweils sechs Bohrpfählen fundiert. Abbildung 7.1 zeigt den Längsschnitt der Brücke mit der neu entwickelten FÜK an beiden Brückenenden. Der Regelquerschnitt der beiden Richtungsfahrbahnen ist in Abbildung 7.2 dargestellt.

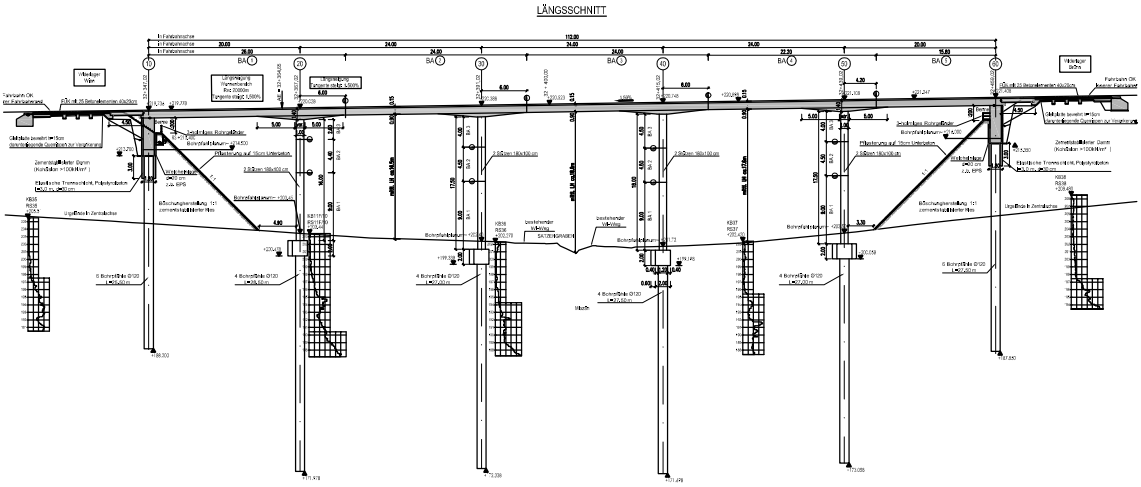


Abbildung 7.1: Längsschnitt durch den fünffeldrigen Talübergang mit 112 m Länge [FCP, 2017].

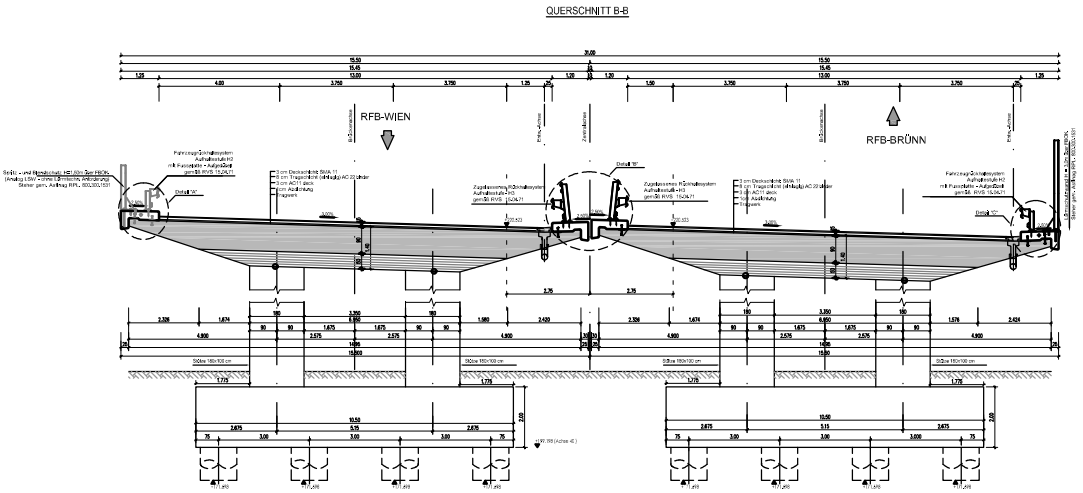


Abbildung 7.2: Regelquerschnitt des Pilotprojekts [FCP, 2017].

7.2 Übergangskonstruktion

Die aus der Statik ermittelten Verformungen des Widerlagers betragen 28,9 mm [FCP, 2014a]. Die daraus ermittelte FÜK besteht aus 25 Betonelementen und weist somit eine Länge von 10 m auf. Über diese Länge werden die Längenänderungen der Brücke kontinuierlich abgebaut und vom Fahrbahnaufbau aufgenommen. Eine Detailansicht der Übergangskonstruktion ist in Abbildung 7.3 dargestellt. Die obenliegende Schleppplatte dient dazu, die lokalen Setzungen hinter der Widerlagerwand zu überbrücken und leitet die Verformungen zur FÜK weiter. Die Gleitplatte ist als flügelgeglätte Betonplatte ausgeführt und durch Querrippen mit dem darunterliegenden Damm verbunden. Um die Scherkräfte aus der FÜK in den Damm einleiten zu können, wird der Damm unter der Gleitplatte zement-

stabilisiert ausgeführt.

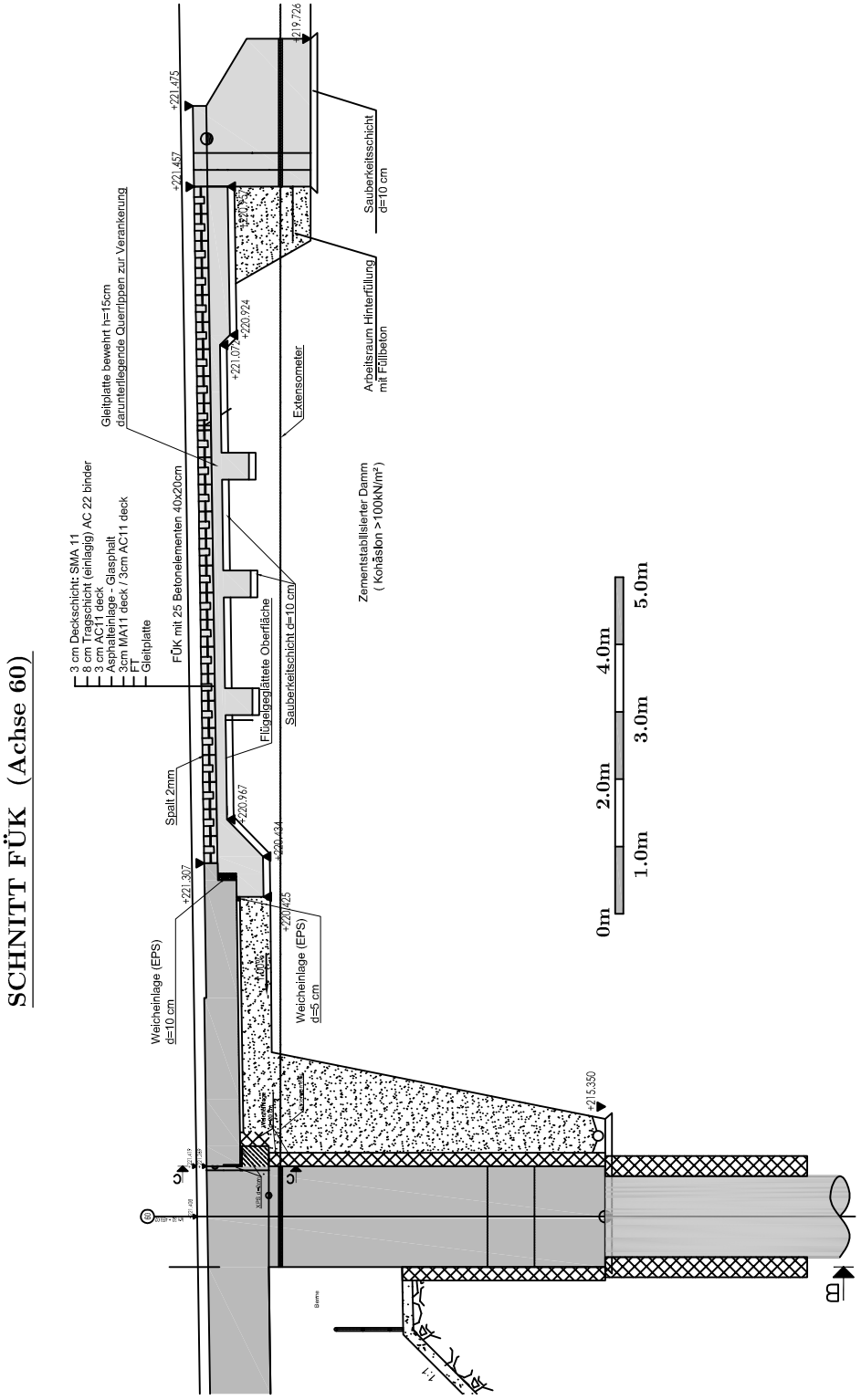


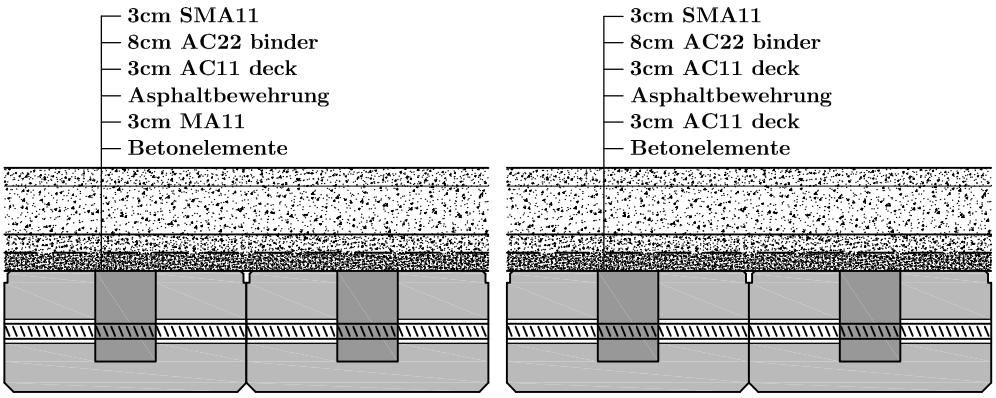
Abbildung 7.3: Detail der Übergangskonstruktion [FCP, 2017].

7.2.1 Ausführungsvarianten der FÜK

Im Prototyp wurde ein Fahrbahnaufbau mit 3 cm MA11 und Glasphalt als SAMI-Schicht eingesetzt. Um die Kosten für den Fahrbahnaufbau in Zukunft zu reduzieren, wurden im Pilotprojekt zwei unterschiedliche Fahrbahnaufbauten eingeplant. Am Tragwerk der RFB Wien wurde der ursprünglich geplante Fahrbahnaufbau gemäß Abbildung 7.4 (a) im Bereich der FÜK aufgebracht. Am Tragwerk selbst wurde in beiden Richtungsfahrbahnen der gleiche Aufbau vorgesehen. Die Übergangskonstruktionen der RFB Brünn wurden in einer wirtschaftlicheren Variante ausgeführt. Der Fahrbahnaufbau dieser Variante ist in Abbildung 7.4 (b) dargestellt. In dieser Variante wurde die 3 cm Gussasphaltschicht über den Betonelementen durch eine 3 cm AC11deck Schicht ersetzt. Zusätzlich zu den unterschiedlichen Fahrbahnaufbauten wurde auch die Steifigkeit der Zugglieder in der FÜK bei beiden Tragwerken unterschiedlich ausgeführt. Die FÜK der RFB Wien wurde mit GFK Bewehrungsstäben Ø20 mm, was einer Bewehrungsfläche von 314 mm^2 entspricht, und die FÜK der RFB Brünn mit GFK Bewehrungsstäben mit Ø16 mm (200 mm^2) ausgeführt. Weiters wurde auch bei der Ausführung der Schleppplatte und der Übergangskonstruktion auf unterschiedliche Bewehrungskonfigurationen zurückgegriffen. Die Schleppplatte sowie die Bauteile der FÜK im Widerlager Wien wurden in Edelstahlbewehrung ausgeführt. Im Widerlagerbereich Brünn wurde eine herkömmliche Bewehrung verwendet. Bei den unterschiedlichen Varianten wurde darauf geachtet, dass beide Richtungsfahrbahnen mit jeweils dem gleichen Fahrbahnaufbau ausgestattet wurden, um keine Steifigkeitsunterschiede im Tragwerk zu bekommen und somit eine symmetrische Verformung ermöglichen zu können. Eine Übersicht über die unterschiedlichen Varianten der FÜK ist in Abbildung 7.5 dargestellt.

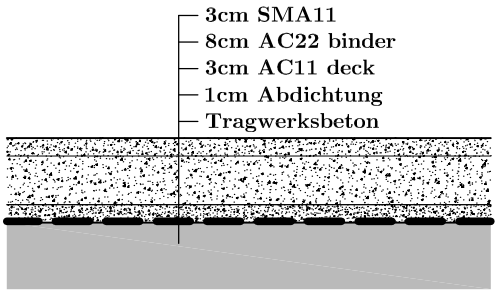
7.2.2 Monitoring

Zur Beurteilung des Verhaltens der Brücke und des Fahrbahnübergangs wird ein umfangreiches Monitoringprogramm an der Brücke installiert. Es werden die Tragwerkstemperaturen an unterschiedlichen Stellen, die Brückenlängenänderung, die Dehnung der FÜK und die Fahrbahntemperaturen gemessen und aufgezeichnet. Anhand dieser Messungen soll es in Zukunft auch möglich sein, das Verformungsverhalten der FÜK über längere Zeiträume zu beobachten.



(a) Fahrbahnaufbau im Bereich der FÜK RFB Wien

(b) Fahrbahnaufbau im Bereich der FÜK RFB Bünn



(c) Fahrbahnaufbau auf der Brücke bei beiden RFB

Abbildung 7.4: Fahrbahnaufbauten auf der Brücke und über der Übergangskonstruktion der jeweiligen Richtungsfahrbahnen.

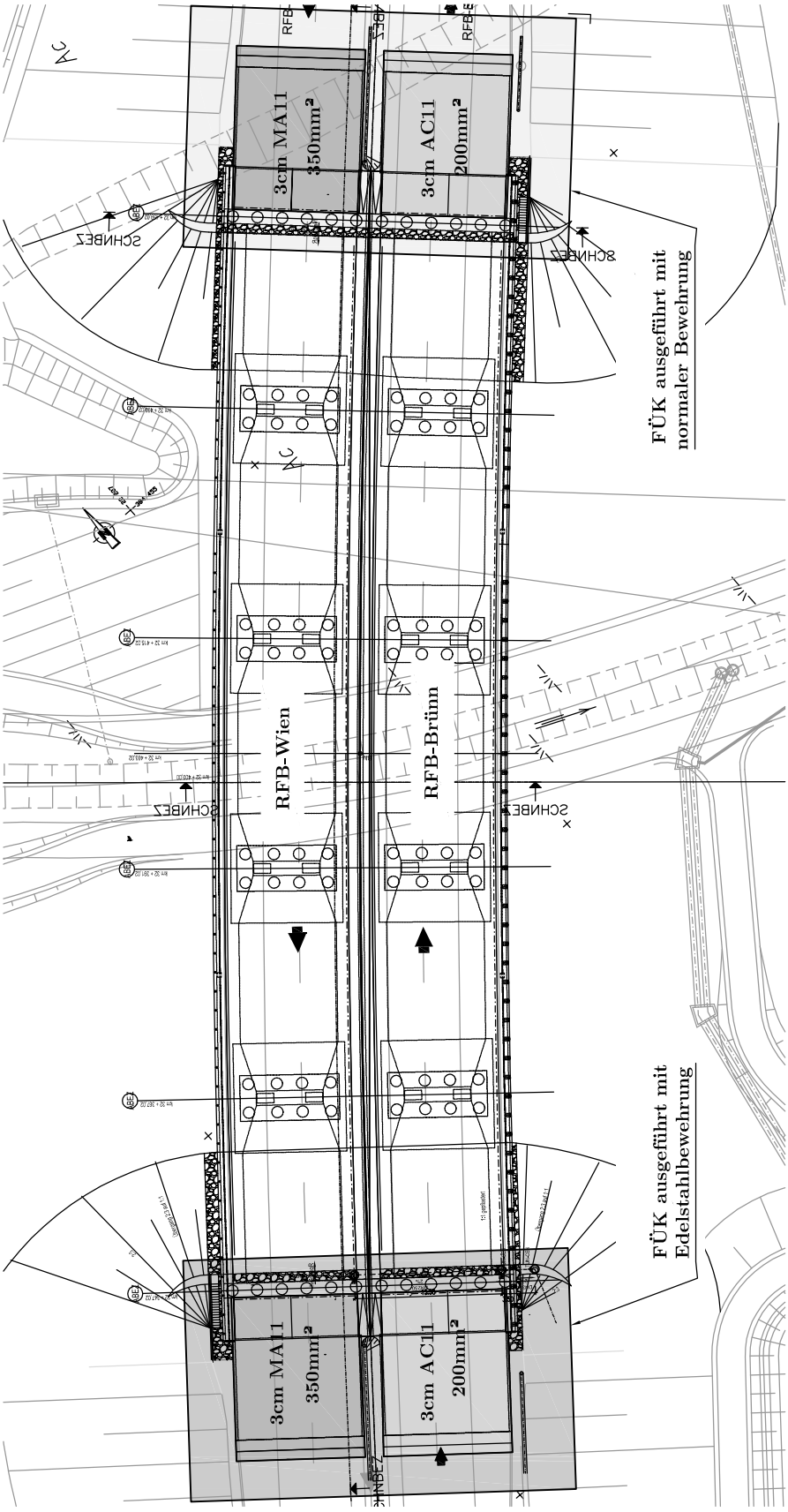


Abbildung 7.5: Verschiedene Ausführungsvarianten des Fahrbahnübergangs im Pilotprojekt [FCP, 2014b].

8 Wirtschaftlichkeitsbetrachtung

Das Ziel dieses Kapitels ist es, die Kosten der neu entwickelten FÜK anhand des Pilotprojektes abzuschätzen und die einzelnen Kostenfaktoren auszuarbeiten. Als weiteres Ziel soll die Wirtschaftlichkeit der FÜK anhand der Lebenszykluskosten erläutert werden. Da nicht nur der betriebswirtschaftliche Aspekt in der Straßenerhaltung eine Rolle spielt, sollen auch die Vorteile von dauerhaften Systemen volkswirtschaftlich betrachtet werden.

8.1 Allgemeine Kostenfaktoren

Die gesamten Erhaltungskosten der österreichischen Autobahnen und Schnellstraßen ergaben im Jahr 2015 496 Mio. Euro [ASFINAG, 2016]. Für die Erhaltung von Kunstbauten werden in Deutschland durchschnittlich 30 % der gesamten Erhaltungskosten aufgewendet [Schach et al., 2006]. Das verdeutlicht, dass durch den Einsatz wartungsarmer Dehnfugen ein enormes Einsparungspotential vorhanden ist. Um den Einsatz von aufwändigeren Übergangskonstruktionen bei integralen Brücken zu rechtfertigen, ist demnach der Einfluss der Fahrbahnübergänge auf die gesamten Wartungskosten zu betrachten. Bis zu 20 % der Wartungskosten von Brücken entfallen auf Fahrbahnübergangskonstruktionen. Demgegenüber stehen Anschaffungskosten von 1% der Gesamtbaukosten [Lima und de Brito, 2009; Zimmermann et al., 2014]. Demnach können für die Betrachtung der Lebenszykluskosten bei einer Steigerung der Dauerhaftigkeit die Herstellungskosten einzelner Konstruktionen höher ausfallen.

In Deutschland werden durchschnittlich 1 % der Herstellungskosten jährlich in die Erhaltung investiert [Lüesse, 1998]. Das würde bei einer Lebensdauer von 100 Jahren die Investition der gesamten Herstellungskosten bedeuten. Betrachtet man die Lebensdauer von 100 Jahren und die Erhaltungskosten der Fahrbahnübergänge von bis zu 20 % der gesamten Erhaltungskosten, dann würde das bedeuten, dass eine wartungsfreie Übergangskonstruktion bis zu 20 % der Baukosten beanspruchen darf, um sich wirtschaftlich zu rechnen. Dem gegenüberzustellen wäre der tatsächliche Wartungsaufwand einer solchen Konstruktion. Diese Annahme geht jedoch von einer absolut wartungsfreien Konstruktion aus. Werden die Sanierungen des Fahrbahnbelages hinzugerechnet, welche auch über der FÜK erforderlich sind, dann würde das Ergebnis etwas geringer sein. Allgemein lässt sich jedoch festhalten, dass durch den Einsatz von dauerhaften wartungs-

freien Übergangskonstruktionen im Brückenbau ein enormes Einsparungspotential in der Erhaltung vorhanden ist.

Bei der Abschätzung der Wartungskosten wird bei vielen Berechnungsansätzen ausschließlich der Kostenaufwand für die Sanierung der einzelnen Teile angesetzt. Dies entspricht der Herangehensweise bei einem Großteil der Lebenszykluskostenbetrachtungen. Im Rahmen von Untersuchungen an der BOKU Wien [Leitl, 2004] wurden zur Betrachtung der Lebenszykluskosten nicht nur die statischen Kosten berücksichtigt, sondern der Ansatz der "dynamischen" Lebenszykluskosten, bei der die Verzinsung des eingesetzten Kapitals je nach Zeitpunkt der entstandenen Kosten mitberücksichtigt wird, verwendet. Hierbei wirken sich die Kosten, welche später im Nutzungszeitraum aufgewendet werden, wesentlich geringer auf die Gesamtkosten aus. Durch diesen Ansatz werden wartungsarme Systeme mit längeren Lebensdauern realistischer in den Kosten erfasst. Mithilfe dieses Ansatzes können bereits sehr gute betriebswirtschaftliche Prognosen getroffen werden.

Kostenfaktoren, welche sich für die Infrastrukturbetreiber indirekt auswirken sind anhand dieser Modelle jedoch sehr schwer darzustellen. Es ergeben sich Fragestellungen wie: „Wie viel kostet es, einen Tag eine Autobahnsperre auf einer Brücke durchzuführen?“. Diese Art der Kosten können kaum realistisch abgeschätzt werden. Weitere Fragestellungen aus möglichen wirtschaftlichen Konsequenzen infolge von Zeitverlust aufgrund von Umleitungsstrecken und dergleichen sind ebenfalls sehr schwer in Zahlen zu fassen. Anhand dieser Fragestellungen lässt sich ganzheitlich keine betriebswirtschaftliche Vergleichbarkeit unterschiedlicher Übergangskonstruktionen aufstellen.

Um diese Kostenfaktoren dennoch abzubilden, wurde von Leitl [2004] ein modifizierter Ansatz eingeführt, in dem die Ausfallskosten der Brücke während der Erhaltungsmaßnamen grob erfasst wurden. Dabei wurde der Mehraufwand durch die Sperre zufolge einer längeren Wegstrecke und dem erhöhten Zeitaufwand bei einer Umleitungsstrecke miteinbezogen. Als Ergebnis wurden die betriebswirtschaftlichen Kosten mit den volkswirtschaftlichen Kosten überlagert.

$$\begin{aligned} K_{betriebswirtschaftlich} &= K_{Neubau} + K_{Erhaltung} + K_{Inspektion} + K_{Umleitung} \\ K_{volkswirtschaftlich} &= K_{Ausfall} = K_{Fahrkosten} + K_{Zeitaufwand} \\ K_{Gesamt} &= K_{betriebswirtschaftlich} + K_{volkswirtschaftlich} \end{aligned} \tag{8.1}$$

Anhand dieser Betrachtungsweise können diese Kosten zumindest besser abgebildet werden und erleichtern den Betreibern eine wirtschaftliche Abschätzung der unterschiedlichen Brückenvarianten sowie Ausführungsvarianten von Übergangskonstruktionen.

8.2 Kosten der neuen Übergangskonstruktion

Die Kostenschätzung für die neue FÜK wurde anhand einer Auswertung des ausgeschriebenen Pilotprojektes durchgeführt. Aufgrund der Komplexität dieses Projektes und der erstmaligen Anwendung der neuen FÜK sind die Kosten vermutlich etwas höher als bei Folgeanwendungen. Daher handelt es sich um eine Kostenschätzung, welche die ungefähre Größenordnung der Kosten für die neue FÜK darstellt. Im Pilotprojekt wurden auf Wunsch der ASFINAG die Schleppplatten, Gleitplatten und Betonelemente an einem Widerlager in Edelstahlbewehrung ausgeführt. Diese Maßnahme wurde getroffen, um die Auswirkungen der Edelstahlbewehrung auf die Dauerhaftigkeit der Schleppplatten in Zukunft beurteilen zu können. Um aussagekräftige Kosten für zukünftige Anwendungen zu bekommen, wurden die Kosten der Edelstahlbewehrung in der Kostenaufstellung nicht berücksichtigt und in Form von Bewehrungsstahl ersetzt.

Die Herstellungskosten der FÜK beinhalten folgende Bauteile:

Gleitplatte und Ankerblock Die Kosten zur Herstellung der Gleitplatte und des Ankerblocks werden zur Gänze berücksichtigt.

Fertigteile und Zugglieder Die Fertigteilkosten sowie die GFK-Zugglieder werden in der Kostenschätzung voll miteinbezogen.

Asphalt Der Fahrbahnaufbau wird nicht zur Gänze in die Berechnungen aufgenommen. Es werden nur jene Anteile hinzugerechnet, welche vom Fahrbahnaufbau auf der Brücke abweichen. Das trifft auf die Asphaltbewehrung und auf die zusätzliche 3 cm dicke SAMI Schicht zu.

Damm Die Kosten für den Damm sind aufgrund der erforderlichen Zementstabilisierung größer als bei herkömmlichen Übergängen. Daher werden diese Kosten zur Gänze berücksichtigt.

Die Gesamtkosten der Übergangskonstruktion betragen ca. 555 €/m^2 und beziehen sich auf die erforderliche Länge der Übergangskonstruktion vom Ende der Schleppplatte bis zum Ende der Betonfertigteile. Die Aufteilung der Kosten auf die einzelnen Bauteile ist in Abbildung 8.1 dargestellt.

8.3 Dauerhaftigkeit

Das Ziel der neu entwickelten FÜK war es, die Lebensdauer an die der Brücke anzupassen. Diese Anforderungen gelten vor allem an die Unterkonstruktion. Die Lebensdauer des Fahrbahnaufbaues über der Übergangskonstruktion soll gleich

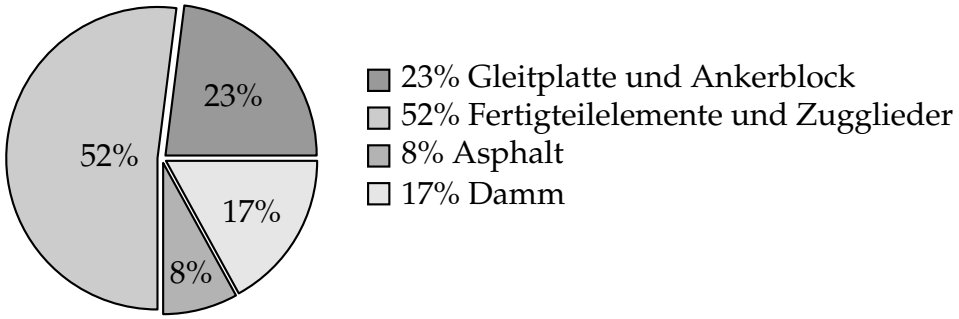


Abbildung 8.1: Aufteilung der Kosten von 555 €/m^2 auf die einzelnen Bauteile.

der Lebensdauer der Fahrbahn auf der Brücke sein. Aufgrund dieser Überlegungen kann die Sanierung bzw. der Austausch des Fahrbahnaufbaues in den gleichen Intervallen wie an der Brücke durchgeführt werden. Dadurch entstehen an der Übergangskonstruktion währen der Lebensdauer keine Mehrkosten.

8.4 Schlussfolgerung

Das Ziel dieses Kapitels war es die Herstellungskosten der neu entwickelten FÜK darzustellen und den volkswirtschaftlichen Nutzen der neuen Übergangskonstruktion gegenüberzustellen. Ein explizites Gleichstellen mit herkömmlichen Übergangskonstruktionen ist im Großen und Ganzen sehr schwer möglich, da die Priorität im Bezug auf die Dauerhaftigkeitsanforderungen für die Infrastrukturbetreiber sehr schlecht in Zahlen zu fassen ist. Im hochrangigen Straßennetz kann es für die Infrastrukturbetreiber ein enorm wichtiger Faktor sein, ein wartungsfreies System an den Brücken zu installieren. Im niederrangigen Straßennetz können hingegen Sperrzeiten bezüglich Sanierungen und Wartungen mit ganz anderen Wertigkeiten betrachtet werden. Hierbei spielt auch die Auswirkung von eventuellen Belagsrissen in herkömmlichen Systemen eine große Rolle. Etliche Betreiber können mit Rissen im Fahrbahnaufbau ohne weitere Sanierungsarbeiten über mehrere Jahre hinweg sehr gut leben. Anders ist das bei hochrangigen Straßen, wo Belagsrisse aufgrund der höheren Belastung auch zu Sicherheitsrisiken werden können und demnach schnellstmöglich behoben werden müssen. Demnach ist der betriebswirtschaftliche Nutzen der neu entwickelten FÜK schwieriger darzustellen. Hingegen kann der volkswirtschaftliche Nutzen sehr deutlich gemacht werden. Die Vorteile und auch Nachteile für die Infrastrukturbetreiber können daher folgendermaßen zusammengefasst werden:

Vorteile

- Lange Dauerhaftigkeit der Übergangskonstruktion aufgrund gleicher Lebensdauer der einzelnen Komponenten (Brückentragwerk = Unterbau FÜK,

Fahrbahnaufbau Brücke = Fahrbahnaufbau FÜK)

- Geringe Erhaltungskosten aufgrund der langen Lebensdauer
- Hoher Fahrkomfort aufgrund des fugenlosen Übergangs zwischen Tragwerk und Damm

Nachteile

- Höhere Anschaffungskosten im Vergleich zu anderen Systemen
- Erhöhter Planungsaufwand
- Größerer Herstellungsaufwand

9 Ausschreibungsbehelfe

Auf Grundlage der erstmaligen Ausschreibung des Pilotprojektes konnten sämtliche für die FÜK wichtigen Positionen ermittelt werden. Nachfolgend sind die Ausschreibungspositionen der für die Übergangskonstruktion wichtigen Bauteile dargestellt. Der Inhalt dieser Positionen stammt aus dem *Leistungsverzeichnis der Bauleistungen der A5 Nord/Weinviertel Autobahn Schrick - Poysbrunn, Baulos 03* [ASFINAG, 2015]. Eine Auflistung sämtlicher relevanten Ausschreibungspositionen, welche die Übergangskonstruktion betreffen sind im Anhang B Ausschreibungsbehelfe zu finden.

9.1 Damm

Die Positionen des zementstabilisierten Damms unterhalb der Gleitplatte umfassen folgende Punkte:

- Anlieferung des Zements zur Zementstabilisierung
- Einbau der Zementstabilisierung unterhalb der Gleitplatte

9.2 Gleitplatte und Ankerblock

Die Positionen der Gleitplatte umfassen folgende Punkte:

- Aufzahlung bezüglich der Rippenbildung in der Gleitplatte
- Beton der Gleitplatte und des Ankerblocks
- Bewehrung der Gleitplatte und des Ankerblocks
- Flügelglätten der Gleitplatte

9.3 Betonelemente

- Fertigteiltröge
- Vergussbeton in den Fertigteiltrögen
- GFK Bewehrung (Zugglieder in den Fertigteilelementen)

- Fugenverguss zwischen den Fertigteilelementen
- Moosgummi
- Oberflächenvorbereitung der Fertigteile

9.4 Fahrbahnaufbau mit polymermodifiziertem Bindemittel

- 3 cm Gussasphalt MA11
- Asphaltbewehrung
- 3 cm AC11 deck
- Tragschicht 8 cm AC22 binder
- Deckschicht 3 cm SMA11

9.5 Herstellungsanleitung

Im Folgenden wird eine Herstellungsanleitung für den Bau der Übergangskonstruktion bereitgestellt:

1. Herstellen des Unterbaues im Bereich der Übergangskonstruktion: Dammaufbau und Filterbeton (inkl. Drainage) sind hinter dem Widerlager lagenweise bis zur Unterkante der Sauberkeitsschicht der Gleitplatte herzustellen. Hierbei ist darauf zu achten, dass mit der Zementstabilisierung die geforderte Kohäsion des Hinterfüllungsmaterials erreicht wird.
2. Herstellung des Aushubes für den Ankerblock.
3. Herstellung der Sauberkeitsschicht unter dem Ankerblock.
4. Betonage des Ankerblocks.
5. Hinterfüllung des Arbeitsraumes beim Ankerblock mittels Füllbeton.
6. Herstellung des Aushubes der Querrippen in der Gleitplatte.
7. Herstellung der Sauberkeitsschicht für die Gleitplatte.
8. Betonage der Gleitplatte: Es ist auf die kraftschlüssige Verbindung der Gleitplatte mit den Querrippen zu achten. Die Oberfläche der Gleitplatte hat besonderen Ebenheitsanforderungen zu entsprechen (maximale Ebenheitsabweichungen gemäß DIN 18202 Tab.3, Zeile 4, Spalte 5).

Spalte	1	2	3	4	5	6
Zeile	Bezug	Stichmaße als Grenzwerte in mm bei Messpunktabständen in m bis				
		0,1	1[a]	4[a]	10[a]	15[a b]
1	Nichtflächenfertige Oberseiten von Decken, Unterbeton und Unterböden	10	15	20	25	30
2a	Nichtflächenfertige Oberseiten von Decken oder Bodenplatten zur Aufnahme von Bodenaufbauten, z. B. Estriche im Verbund oder auf Trennlage, schwimmende Estriche, Industrieböden, Fliesen- und Plattenbeläge im Mörtelbett	5	8	12	15	20
2b	Flächenfertige Oberseiten von Decken oder Bodenplatten für untergeordnete Zwecke, z. B. in Lagerräumen, Kellern, monolithische Betonböden	5	8	12	15	20
3	Flächenfertige Böden, z. B. Estriche als Nutzestriche, Estriche zur Aufnahme von Bodenbelägen, Bodenbeläge, Fliesenbeläge, gespachtelte und geklebte Beläge	2	4	10	12	15
4	Wie Zeile 3, jedoch mit erhöhten Anforderungen, z. B. selbstverlaufende Massen	1	3	9	12	15
5	Nichtflächenfertige Wände und Unterseiten von Rohdecken	5	10	15	25	30
6	Flächenfertige Wände und Unterseiten von Decken, z. B. geputzte Wände, Wandbekleidungen, untergehängte Decken	3	5	10	20	25
7	Wie Zeile 6, jedoch mit erhöhten Anforderungen	2	3	8	15	20

[a] Zwischenwerte sind den Bildern 5 und 6 zu entnehmen und auf ganze mm zu runden.

[b] Die Grenzwerte für Ebenheitsabweichungen der Spalte 6 gelten auch für Messpunktabstände über 15 m.

Tabelle 9.1: Grenzwerte für Ebenheitsabweichungen Tabelle3 [DIN 18202, 2013].

9. Verlegen der Betonfertigteile der FÜK auf der Gleitplatte: Die Betonfertigteiltröge sind mit einem planmäßigen Spalt von mindestens 2 mm zu verlegen. Dieser Spalt wird dazu benötigt, um die Kontraktionen in der FÜK durch die Ausdehnung des Tragwerks im Sommer aufnehmen zu können.

10. Einbau der GFK-Stäbe (Zugglieder) in die dafür vorgesehenen Hüllrohre.

11. Abdichten der Fertigteile im Bereich der Hüllrohre.

12. Fugenfüllung zwischen den Fertigteilen herstellen.

13. Herstellung des Vergussbetons in den Betonfertigteilen: Die Rautiefe an der Oberfläche des Vergussbetons ist mit >1,5 mm mittels Besenstrich herzustellen.

14. Herstellung der Sauberkeitsschicht im Bereich der Schleppplatte: Zwischen der Sauberkeitsschicht und der Gleitplatte ist zusätzlich eine elastische Trennschicht einzulegen.

15. Betonage der Schleppplatte und des restlichen Teils des Ankerblocks: Bei der Herstellung dieser Bauteile ist die Rautiefe der Oberfläche mit >1,5 mm mittels Besenstrich herzustellen. Die Betonage der Schleppplatte hat im dafür vorgesehenen Temperaturfenster zu erfolgen.

16. Einbau der SAMI-Schicht 3 cm MA11.

17. Einbau der Asphalteinlage: In die noch heiße MA-Schicht ist die Asphalteinlage zu applizieren.

18. Herstellung des restlichen Fahrbahnaufbaues: Bei der Verdichtung des Fahrbahnaufbaues ist darauf zu achten, dass diese möglichst schonend für die Betonelemente durchgeführt wird. Vorgeschlagen wird die Verdichtung mit Oszillationswalze. (Schwere Vibrationswalzen können eventuell zu Verschiebungen der Betonelemente führen)

10 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Entwicklung einer dauerhaften fugenlosen *Fahrbahnübergangskonstruktion* (FÜK) für lange integrale Brücken. Zunächst wurde eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt, um den Stand der Technik von integralen Widerlagern für Brücken mit mittleren Spannweiten bis hin zu Spannweiten von ca. 100 m darzustellen. Hierbei galt es auch, die unterschiedlichen Grundverständnisse einzelner Länder mit dem Umgang integraler Brücken aufzuzeigen und zu verstehen. Als Ergebnis dieser Recherche wurde ein Vergleich der unterschiedlichen Lösungsansätze zum Umgang mit der Dilatation bei integralen Brücken angestellt.

Anhand der Ergebnisse der Literaturrecherche ist eindeutig zu erkennen, dass eine punktuelle Aufnahme der Verformungen keine zielführende Lösung für integrale Brücken darstellt. Um eine langlebig und dauerhafte Aufnahme der Längenänderung der Brücke zu gewährleisten, ist es erforderlich die Dehnungen im Fahrbahnaufbau soweit zu reduzieren, dass diese unter den Bruchdehnungen bleiben. Dies kann nur durch eine Aufteilung der Dehnungen auf eine größere Länge hinter dem Widerlager erfolgen. Dadurch entstehen gezwungenermaßen Konstruktionen, welche weit größer sind als bisherige klassische Übergangskonstruktionen.

Basierend auf den Erkenntnissen aus Kapitel 2 *Stand der Technik* wurde eine neue fugenlose FÜK für integrale Brücken entwickelt. Gemäß Definition zählen Brücken mit Übergangskonstruktionen nicht zu den integralen, sondern zu semiintegralen Tragwerken. Die neu entwickelte FÜK kann aufgrund des fugenlosen Fahrbahnaufbaues dennoch als integrale Lösung angesehen werden.

Das Prinzip der Übergangskonstruktion basiert darauf, dass die Längenänderungen des Brückentragwerks über einen größeren Bereich hinter dem Widerlager verteilt und somit schadenfrei vom Fahrbahnaufbau aufgenommen werden können. Die Konstruktion besteht aus Betonelementen, die hintereinander aufgelegt werden und durch Zugglieder miteinander verbunden sind. Die Anordnung dieser Konstruktion erfolgt hinter einer obenliegenden Schleppplatte, was den Vorteil hat, dass die Setzungen hinter der Widerlagerwand überbrückt werden und die FÜK in einem "beruhigten" Bereich hinter der Schleppplatte angeordnet werden kann. Die Zugglieder sind einerseits in der Schleppplatte und andererseits in einem dahinterliegenden Ankerblock verankert. Als Auflagefläche für die Betonelemente wird eine flügelgeglättete Gleitplatte hergestellt, welche als Gleitfläche für die Fertigteilelemente der FÜK dient und zusätzlich mit

dem Ankerblock verbunden ist, um die Horizontalkräfte der FÜK in den Untergrund einzuleiten. Die Zugglieder sind über Verbundwirkung mit den Fertigteilelementen verbunden. Aufgrund dieser Konstruktion funktionieren die Elemente wie ein vorgerissener Betonzugstab unter abgeschlossenem Rissbild, an dem sich bei Laststeigerung ein gleichmäßiges Öffnen der Risse einstellt. Durch die Verbindung der Elemente mit den Zuggliedern wird die gesamte Verformung der Brücke auf viele einzelne Fugenöffnungen zwischen den Elementen aufgeteilt. Die einzelnen Öffnungen zwischen den Betonelementen sind über die gesamte Länge der Konstruktion annähernd gleich groß. Einzig der Reibungswiderstand zwischen den Elementen und der Gleitplatte verursacht eine geringfügige Abweichung der Fugenöffnung. Dadurch öffnet sich die erste Fuge im System etwas mehr als die letzte Fuge. Die Differenz der Fugenöffnung spielt sich jedoch in einem vernachlässigbaren Maß ab.

Die Übergangskonstruktion ist so bemessen, dass die Öffnung zweier benachbarter Elemente nicht mehr als 1,2 mm beträgt. Dieses Maß geht aus dem vom Institut für Verkehrswissenschaften - Forschungsbereich Straßenbau der TU Wien entwickelten und bemessenen bituminösen Fahrbahnaufbau hervor. Die Aufnahme der Dehnungen durch den Asphalt geschieht durch einen mehrschichtigen Fahrbahnaufbau. Um die Dehnungsspitzen im Bereich der Fugen gleichmäßig in den Asphalt einzuleiten, wird direkt über den Betonelementen eine 3 cm dicke Gussasphaltschicht aus polymermodifiziertem Bitumen eingesetzt. Eine weitere dehnungsverteilende Wirkung wird durch das Applizieren eines Glasfasergitters in der heißen Gussasphaltschicht erzielt. Über dieser Asphaltbewehrung wird der auf Brücken übliche Fahrbahnaufbau durchgezogen. Einzige zusätzliche Anforderung an den Fahrbahnaufbau ist, dass als Bindemittel polymermodifiziertes Bitumen mit besonderen Anforderungen eingesetzt wird.

Auf Grundlage der theoretischen Überlegungen zu der neuen Übergangskonstruktion wurden mehrere Versuche durchgeführt, um ein geeignetes Material für das Zugglied zu finden. Aufgrund der exponierten Lage des Zuggliedes in den Fugen zwischen den Elementen kamen ausschließlich korrosionsbeständige Materialien in Frage. Bei den Versuchen wurden daher nichtrostende Stahlfedern, nichtrostende Stahlseile, Basaltfaserbewehrungsstäbe und Glasfaserbewehrungsstäbe untersucht. Aufgrund wirtschaftlicher Überlegungen fiel die Wahl beim Zugglied auf den GFK-Bewehrungsstab. Dieser hat den Vorteil, dass es unterschiedliche Produzenten mit diversen Produkten dieser Art in verschiedenen Durchmessern am Markt gibt und daher der Bezug sehr einfach möglich ist.

Auf Basis der Voruntersuchungen wurde die Fertigteilgeometrie gewählt und ein Prototyp der neuen FÜK konnte im Maßstab 1:1 geplant werden. Der Zweck des Prototyps war es, die Machbarkeit der Konstruktion mit praxistauglichen Abmessungen aufzuzeigen sowie die Belastbarkeit der FÜK außerhalb von Laborbedingungen zu prüfen.

Wesentliche Erkenntnisse konnten durch den Bau des Prototyps gewonnen werden. Beim Verlegen der Betonfertigteile auf der Gleitplatte und beim Einbau der GFK-Zugglieder galt es besonders genau zu arbeiten, da durch ein exaktes Verlegen der Fertigteile der Einbau der Zugglieder wesentlich erleichtert wurde. Fehler, welche beim Bau des Prototyps gemacht wurden, konnten festgestellt werden, womit sie für zukünftige Projekte vermieden werden können. Dies gilt vor allem für das Herstellen der geforderten Oberflächenrauigkeit auf den Betonelementen, die für den guten Verbund zwischen der Gussasphaltschicht und der Betonoberfläche verantwortlich ist. Die Herstellung des Fahrbahnaufbaues war bezüglich der Verarbeitbarkeit des Glasfasergitters im heißen Gussasphalt sehr aufschlussreich. Selbst bei großflächiger Anwendung des Glasfasergitters kam es zu keinen Problemen beim Einbau.

Um aus dem Prototyp möglichst viele Erkenntnisse zu bekommen, wurden mehrere Belastungsversuche in den verschiedenen Bauphasen durchgeführt. Nach der ersten Bauphase, in der nur die Betonelemente und die Zugglieder hergestellt wurden, wurde sowohl ein Zug- als auch ein Druckversuch an dem Prototyp durchgeführt. Durch die Zugbelastung wurde der Winterlastfall, in dem sich die Brücke aufgrund der Abkühlung einer Kontraktion unterzieht, simuliert. Die Druckbelastung konnte im Gegenzug die Sommerstellung der Brücke nachempfinden. Ziel der Versuche war es, die Gleichmäßigkeit der einzelnen Fugenöffnungen trotz Reibung zu überprüfen und den Reibbeiwert zwischen den Betonelementen und der Gleitplatte zu bestimmen. Das Ergebnis aus diesen Versuchen war ein sehr positives, da der Einfluss der Reibung auf die Fugenöffnung äußerst gering war und sich alle Fugen sehr gleichmäßig öffneten.

Nach Abschluss der Versuche während der ersten Bauphase wurde der bituminöse Fahrbahnaufbau aufgebracht. An der fertiggestellten Übergangskonstruktion wurden weitere Zugversuche durchgeführt. Das Ziel dieser Versuche war es, die Belastbarkeit des mehrschichtigen Fahrbahnaufbaues durch das Auseinanderdehnen der FÜK zu ermitteln und das temperaturabhängige Materialverhalten des Asphalts abzubilden. Für die Konstruktion ergibt sich als maßgebender Lastfall die Winterstellung der Brücke, da in diesem Fall die FÜK am meisten gedehnt wird und im Asphalt die größten Zugspannungen entstehen. Gleichzeitig entwickelt der Asphalt bei tiefen Temperaturen ein sehr steifes und sprödes Materialverhalten. Um die Konstruktion auch bei konstant tiefen Temperaturen belasten zu können, wurde zusätzlich zu einem Versuch unter Umgebungstemperaturen, wo im Mittel ca. 2,4 °C im Asphalt gemessen wurden, ein weiterer Belastungstest durchgeführt, bei dem die Konstruktion durch ein externes Kühlsystem abgekühlt wurde. Bei diesem Versuch wurde die FÜK in drei verschiedenen Temperaturbereichen getestet ($-0{,}6\,^{\circ}\mathrm{C}$, $-4{,}4\,^{\circ}\mathrm{C}$ und $-6{,}6\,^{\circ}\mathrm{C}$). Als Ergebnis dieser Versuche konnte das temperaturabhängige Steifigkeitsverhalten des Fahrbahnaufbaues abgebildet werden. Das Ziel, die Grenzen des Systems

auszutesten, konnte nicht erreicht werden, da selbst bei tiefen Temperaturen und einer Überbelastung der Fugen kein Versagen der Konstruktion hervorgerufen werden konnte. Das Verfehlen dieses Ziels ist jedoch keineswegs negativ zu beurteilen, da die Konstruktion einer viel größeren Belastung ausgesetzt wurde, als in der Bemessung vorgesehen.

Mit der Entwicklung der neuen FÜK wurde ein großer Schritt in Richtung wartungsfreie Übergänge gemacht und anhand des Prototyps wurde die Machbarkeit demonstriert. Die theoretischen Überlegungen zur Aufteilung der Verformungen durch die Betonelemente und Aufnahme der Dehnungsspitzen durch den mehrschichtigen Fahrbahnaufbau konnten ebenfalls bestätigt werden.

Auf Basis der erfolgreichen Versuche entschloss sich die ASFINAG die neue FÜK in Form eines Pilotprojektes an einer 112 m langen Brücke umzusetzen. Um das Langzeitverhalten der neuen Konstruktion zu erproben, ist der Einsatz im Pilotprojekt A5.24 auf der A5 angedacht. Um nicht nur qualitative Ergebnisse aus diesem Projekt zu bekommen, wird ein umfangreiches Monitoringprogramm an der Brücke und der FÜK installiert.

Durch die Ausschreibung des Pilotprojektes konnten auch erstmals die Kostenfaktoren der neuen Übergangskonstruktion bestimmt werden. Bei der Betrachtung der Kosten für die neue FÜK sind jedenfalls die Lebenszykluskosten als Ganzes zu betrachten, da aufgrund der aufwändigeren Konstruktion die Herstellungskosten alleine keinen aussagekräftigen Wert ergeben. Als Entscheidungsgrundlage sind jedenfalls nicht nur die betriebswirtschaftlichen Kostenfaktoren zu sehen, sondern auch die volkswirtschaftlichen Vorteile der neuen FÜK. Aufgrund der langen Lebensdauer dieser Konstruktion entstehen für die Infrastrukturbetreiber durchaus erhebliche Vorteile im Bezug auf Wartungs- und Sanierungsaufwendungen.

10.1 Ausblick

Das Pilotprojekt an der A5 wird im Sommer 2017 fertiggestellt und soll planmäßig im Dezember 2017 eröffnet werden. Durch das Monitoringprogramm kann das Verhalten der Übergangskonstruktion im Gegensatz zum Prototyp über längere Zeiträume abgebildet und überwacht werden. Über die Temperaturmessungen und die Messung der Längenänderung können auch wichtige Erfahrungen im Bezug auf das Temperaturverhalten des Tragwerks gesammelt werden. Der Grundstein für eine dauerhafte Konstruktion konnte in der Entwicklung und den Versuchen am Prototyp gelegt werden. Wie sich die FÜK bezüglich der Dauerhaftigkeit in der Praxis verhält, wird sich erst in den nächsten fünf bis zehn Jahren zeigen.

Die Aufnahme von Sonderlösungen für lange integrale Brücken in Regelwerke ist wünschenswert, wird sich jedoch nicht sehr einfach umsetzen lassen. Der ers-

te Schritt zur Regelung von integralen Brücken in Österreich wird mit der RVS 15.02.12 [2017] gesetzt, welche derzeit im FSV Arbeitsausschuss Br03 *Entwurfs- und Planungsgrundlagen* erarbeitet wird.

Literaturverzeichnis

Alberta Transportation: Alberta Transportation Bridge Structures Design Criteria v.7.0 Appendix A Integral Abutment Design Guidelines. Goverment of the province of Alberta, **2012**.

Alberta Transportation: Alberta Transportation Bridge Structures Design Criteria v.7.0 Appendix D Typical Abutment Details. Goverment of the province of Alberta, **2012**.

Alberta Transportation: Bridge Structures Design Criteria Version 7.0. Goverment of the province of Alberta, **2012**.

ASFINAG: Regelpläne - Brücke. Planungshandbuch der ASFINAG, **2011**.

ASFINAG: Leistungsverzeichnis Bauleistungen A5 Nord/Weinviertel Autobahn Schrick - Poysbrunn, Baulos 03. **2015**.

ASFINAG: Zahlen und Fakten (stand April 2016). `http://www.asfinag.at/-/zahlen-und-fakten`. Version: **2016**, Abruf: 23.05.2016.

ASTRA 12 004: Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken. Bundesamt für Straßen ASTRA, **2011**.

Bergmeister, K.: Werkstoffadäquates Erhaltungsmodell von Brücken. In: Massivbau in ganzer Breite - Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ. Prov. Dr.-Ing. Konrad Zilch, pp 63-68, **2005**.

Biehl, B.: Einfluss des bituminösen Fahrbahnaufbaus auf das Steifigkeitsverhalten einer neuartigen Fahrbahnübergangskonstruktion aus Beton für integrale Brücken, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, **2015**.

Blab, R., Eberhardsteiner, L. und Hessmann, T.: Wartungsfreie Fahrbahnübergangskonstruktion - Konstruktionselement bituminöser Fahrbahnaufbau. Technische Universität Wien - Institut für Verkehrswissenschaften Forschungsbereich Straßenwesen. Projektnummer: 14501. **2015**.

Burke, M. P.: Integral and Semi-Integral Bridges. Willey-Blackwell, **2009**.

Cai, C. S., Shi, X. M., Voyiadjis, G. Z. und Zhang, Z. J.: Structural performance of bridge approach slabs under given embankment settlement. Journal of Bridge Engineering (ASCE), Volume 10, Issue 4, pp. 482–489, **2005**.

Connal, J.: Integral Abutment Bridges - Australian and US Practice. In: 5th Austroads bridge conference, Hobart, Tasmania, **2004**.

DIN 18202: Toleranzen im Hochbau – Bauwerke. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., April, **2013**.

Engelsmann, S., Schlaich, J. und Schäfer, K.: Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 496. **1999**.

FCP: Ausschreibungsprojekt A5 Nord Autobahn: Standberechnung Objekt A5.24 - Talübergang über Satzengraben. **2014**.

FCP: Ausschreibungsprojekt A5 Nord Autobahn: Technischer Bericht Objekt A5.24 - Talübergang über Satzengraben. **2014**.

FCP: Ausführungsprojekt A5 Nord Autobahn: Ausführungsplan Objekt A5.24 - Talübergang über Satzengraben. **2017**.

Figi, H., Menn, C., Bänziger, D. und Bacchetta, A.: Sunniberg Bridge, Kiosters, Switzerland. Structural Engineering International, 1/97, pp. 6–8, **1997**.

Fink, G.: Integrale Brückenwiderlager, Technische Universität Graz, Diplomarbeit, **2008**.

Finnra: Siltojen suunnitelmat (Designs of bridges). Straßenbauamt des Finnischen Straßenverkehrsamtes, Helsinki, **2000**.

Fischer, C.: Entwicklung einer flexibel verformbaren Schleppplatte für integrale Brücken, Technische Universität Graz, Diplomarbeit, **2013**.

Greimann, L., Phares, B., Faris, A. und Bigelow, J.: Integral Bridge Abutment-to-Approach Slab Connection. Center for Transportation Research and Education, Iowa State University. **2008**.

Hartl, H.: Erfahrungen mit einer längsdehnweichen Schleppplatte bei einer 90 m Brücke ohne Fahrbahnübergangskonstruktion. In: Brückentagung, Wien, **2013**.

Hartl, H.: Integrale Brücke im Zuge der Umfahrung Oberwart. In: Brückenbau - Construction & Engineering - 14. Symposium Brückenbau in Leipzig, pp.40-45, **2014**.

Hoppe, E. J.: Guidelines for the use, design, and construction of bridge approach slabs. Virginia Transportation Research Council. **1999**.

IL-Mayer ZT GmbH: A5 Nordautobahn Ausführungsplanung A5.17. **2015**.

Iles, D.: Integral Bridges in the UK. In: International Workshop on the Bridges with Integral Abutments in Lulea, Sweden, **2006**.

Jin, X., Shao, X., Yan, B. und Peng, W.: New Technologies in China's First Jointless Integral-abutment Bridge. In: IABSE Symposium Report, IABSE Symposium Shanghai: Metropolitan Habitats and Infrastructure, **2004**.

Kappel, M.: Angewandter Straßenbau - Straßenfertiger im Einsatz. 2. Auflage. Springer, **2016**.

Kaufmann, W.: Integrale Brücken - Sachstandsbericht. Eidgenössisches Department für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen. **2008**.

Kaufmann, W. und Buchheister, J.: Erfahrungen mit langen integralen und semiintegralen Brücken. Eidgenössisches Department für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen. **2016**.

Kerokoski, O.: Soil-Structure Interaction of Long Jointless Bridges with Integral Abutments, Tampere University of Technology, Dissertation, **2006**.

Kollegger, J. und Eichwalder, B.: Roadway joint device. Patent, USA: US 2016/0108587, eingereicht: 10.02.2014, **2014**.

Kollegger, J. und Eichwalder, B.: Fahrbahnübergangsvorrichtung. Patent, Österreich: AT 514036, erteilt:15.03.2015, **2015**.

Kollegger, J. und Eichwalder, B.: Fahrbahnübergangsvorrichtung. Patent, Europäisches Patent: EP 2959060, erteilt: 16.11.2016, **2016**.

Krass, K.: Modellvorstellungen zum Kriechverhalten. In: Colloquium 77, Plastische Verformungen. Zürich, **1977**.

Kromoser, B.: Pneumatisches Verformen von ausgehärtetem Beton - Die Errichtung von Betonschalen aus ursprünglich ebenen Platten, Technische Universität Wien - Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton und Massivbau, Dissertation, **2015**.

Kromoser, B., Eichwalder, B. und Kollegger, J.: Simulation of large strains in concrete specimen - centric tensile tests using steel ropes as reinforcement. In: Bicanic, N. (Hrsg.), Mang, H. (Hrsg.), Meschke, G. (Hrsg.) und de Borst, R. (Hrsg.): Computational Modelling of Concrete Structures, St.Anton am Arlberg, Austria Bd. 2, pp. 1067-1072, **2014**.

Laaksonen, A.: Structural Behaviour of Long Concrete Integral Bridges, Tampere University of Technology, Dissertation, **2011**.

Leitl, D.: Dauerhaftigkeit und Robustheit von Straßenbrücken, BOKU Wien, Diplomarbeit, **2004**.

Lenke, L.: Settlement Issues - Bridge Approach Slabs (Final Report Phase I). Transportation Engineering Research Program University of New Mexico. **2006**.

Lima, J. und de Brito, J.: Inspection survey of 150 expansion joints in road bridges. Engineering Structures, 31, pp. 1077–1084, **2009**.

Lüesse, G.: Gezielte Bauwerkserhaltung - Erfahrungen aus der Praxis in einem Flächenland. Straße und Autobahn, (Heft 9), pp. 480–493, **1998**.

Masic, A.: Parameterstudie zu Fahrbahnübergangskonstruktionen für integrale Brücken, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, **2016**.

Muttoni, A., Dumont, A.-G., Burdet, O., Savvilotidou, M., Einpaul, J. und Nguyen, M. L.: Experimental verification of integral bridge abutments. Rapport OFROU, Switzerland. **2013**.

Nguyen, V. T., Della Pietra, R., Oberwalder, S., Marte, R., Schweiger, H., Tschuchnigg, F., Havinga, M., Eichwalder, B. und Kollegger, J.: Integralbrücken über 70 m Länge. Ergebnisbericht Verkehrsinfrastrukturforschung 2012 Integralbrücken "840489". **2016**.

Norwegian Public Roads Administration: Brückenbau - Eurocode - Richtlinie Nr. 185 (Bruprosjektering Eurokodeutgave Håndbok 185). Statens vegvesen, **2011**.

ÖNORM B 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerken - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut, April, **2011**.

ÖNORM EN 12697-46: Asphalt - Prüfverfahren für Heißasphalt - Teil 46: Rissbildung und Eigenschaften bei niedrigen Temperaturen. Österreichisches Normungsinstitut, Juli, **2009**.

ÖNORM EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerken - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Österreichisches Normungsinstitut, Dezember, **2011**.

Pilch, E.: Integrale Brücke - Interaktion Bauwerk Baugrund, Technische Universität Graz, Dissertation, **2014**.

Pötzl, M.: Robuste Brücken - Vorschläge zur Erhöhung der ganzheitlichen Qualität. vieweg, **1996**.

Pötzl, M., Schlaich, J. und Schäfer, K.: Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 461. **1996**.

Preinstorfer, P.: Untersuchungen an einem Prototyp für eine neue Fahrbahnübergangskonstruktion für integrale Brücken, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, **2014**.

RE-ING: Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten - Abschnitt Integrale Bauwerke (Entwurf). Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, **2011**.

Resch, F.: Integrale Brücken - Ein Kostenvergleich über den Lebenszyklus mit konventionellen Brücken, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, **2010**.

Romeijn, A.: Auswirkungen von Temperatur, Schwinden und Kriechen auf Integralbrücken. Stahlbau, 75 Heft 3, pp. 231–237, **2006**.

RVS 15.01.11: Qualitätskriterien für die Planung von Brücken. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, **2003**.

RVS 15.02.12: Bemessung und Ausführung von integralen Brücken - ENTWURF 2017. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, **2017**.

RVS 15.03.15: Fahrbahnaufbau. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, **2015**.

RVS 15.06.11: Schleppplatten und Hinterfüllungen. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, **2012**.

RVS 15.365: Fahrbahnaufbau auf Brücken. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, **2008**.

Schach, R., Otto, J., Häupel, H. und Fritsche, M.: Lebenszykluskosten von Brückenbauwerken. Bauingenieur, Band 81, pp. 343–350, **2006**.

Schürmann, H.: Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden. 2. Auflage. Springer, **2007**.

Seo, J., Ha, H. und Briaud, J.-L.: Investigation of Settlement at Bridge Approach Slab Expansion Joint: Numerical Simulations and Model Tests. Texas Transportation Institute. **2002**.

Shekar, V., Aluri, S. und Ganga Rao, H.: Integral Abutment Bridges with FRP Decks - Case Studies. In: The 2005 - FHWA Conference - Integral Abutment and Jointless Bridges, Baltimore, Maryland, pp. 113-124, **2005**.

Sparowitz, L. und Freytag, B.: Aktuelle Forschung und Entwicklung im Massivbau an der Technischen Universität Graz. In: Festkolloquium 75. Geburtstag Prof. Manfred Wicke, Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften - Arbeitsbereich Massivbau und Brückenbau Universität Innsbruck, pp. 111-138, **2008**.

The Highways Agency, Scottish Executive Development Department, Welsh Assembly Government und The Department for Regional development Northern Ireland: Design manual for roads and bridges, Volume 1, Section 3, Part 12: The design of integral bridges. **2003**.

Thiagarajan, G., Ajgaonkar, S. V., Eilers, M. G. und Halmen, C.: Cost efficient and innovative bridge approach slab design. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2313, pp. 100–105, **2012**.

Thiagarajan, G. und Gopalaratnam, V.: Bridge Approach Slabs for Missouri DOT: looking at Alternative and Cost Efficient Approaches. University of Missouri Kansas City and University of Missouri, Columbia. **2010**.

Vibo, R. und Lõhmus, D.: Integral Bridges in Estonia. In: The XXVIII International Baltic Road Conference, Vilnius, Lithuania, **2013**.

Vogel, T. und Schellenberg, K.: The Impact of the Sunniberg Bridge on Structural Engineering, Switzerland. Structural Engineering International, 4, pp. 381–388, **2015**.

Walraven, J.: Grundlagen des integralen Bauens in Betonbauweise. In: 1. Grazer Betonkolloquium, Technische Universität Graz, pp. 133-142, **2012**.

Wistuba, M.: Klimaeinflüsse auf Asphaltstraßen - Maßgebende Temperatur für die analytische Oberbaubemessung in Österreich, Technische Universität Wien, Dissertation, **2003**.

Wruck, R.: Fahrbahnübergänge aus Asphalt - Auswertung einer Umfrage. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau Heft B 36, **2002**.

Zimmermann, T., Friedrich, H. P., Strauss, A., Lachinger, S., Binder, F. und Gabl, T. et al.: Entwicklung verschleißarmer Fahrbahnübergangskonstruktionen, Forschungsprojekt EVAF - Schadenserhebung - Sensitivitätsanalyse. Bautechnik, 91/2, pp. 91 – 106, **2014**.

A Anhang

A.1 Zugversuch ohne bituminösem Fahrbahnaufbau

Nachstehend sind die Anordnung der Messtechnik für den Zugversuch ohne bituminösem Fahrbahnaufbau sowie weitere Ergebnisse aus diesem Versuch dargestellt. Die Inhalte beziehen sich auf die Versuche im Kapitel 5.3.1.

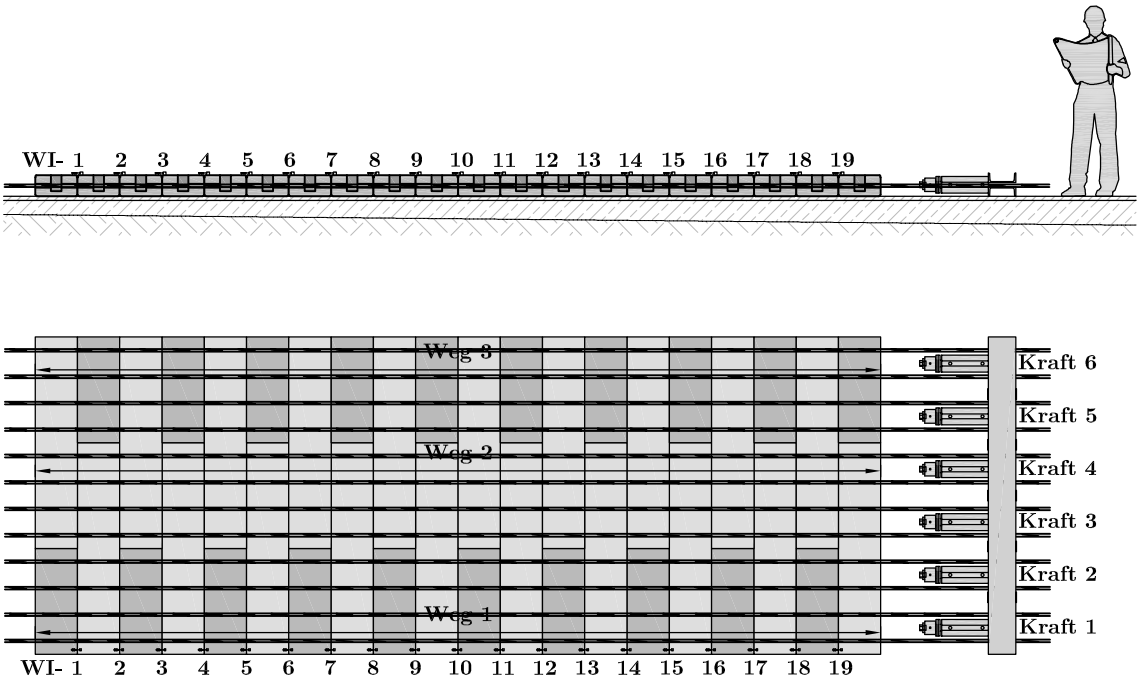


Abbildung A.1: Anordnung der Messtechnik beim Zugversuch an der FÜK ohne bituminösem Fahrbahnaufbau.

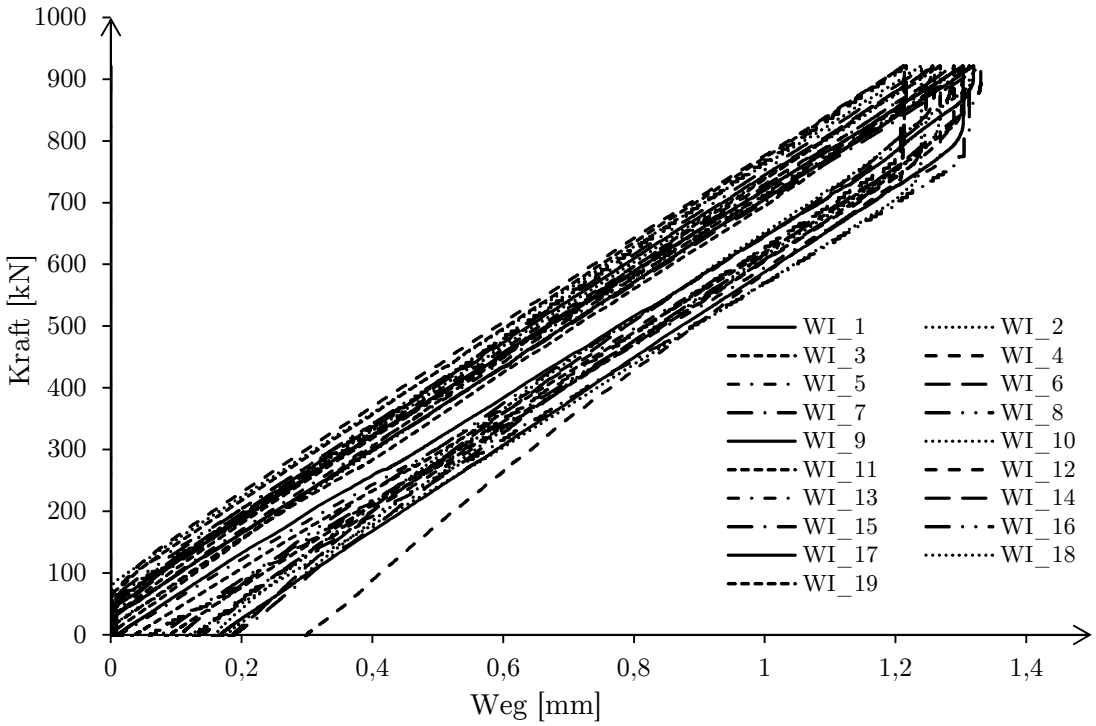


Abbildung A.2: Darstellung der Fugenöffnungen aller Einzelfugen.

A.2 Druckversuch ohne bituminösem Fahrbahnaufbau

Nachstehend sind die Anordnung der Messtechnik für den Druckversuch ohne bituminösem Fahrbahnaufbau sowie weitere Ergebnisse aus diesem Versuch dargestellt. Die Inhalte beziehen sich auf die Versuche im Kapitel 5.3.2.

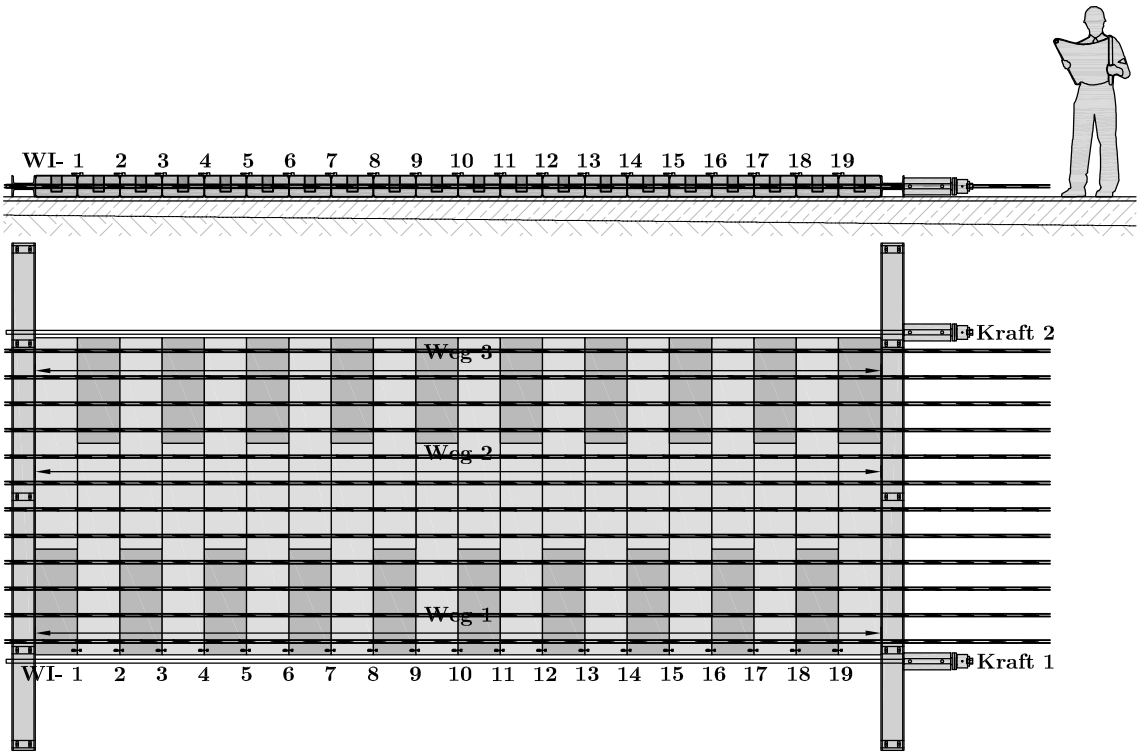


Abbildung A.3: Anordnung der Messtechnik beim Druckversuch an der FÜK ohne bituminösem Fahrbahnaufbau.

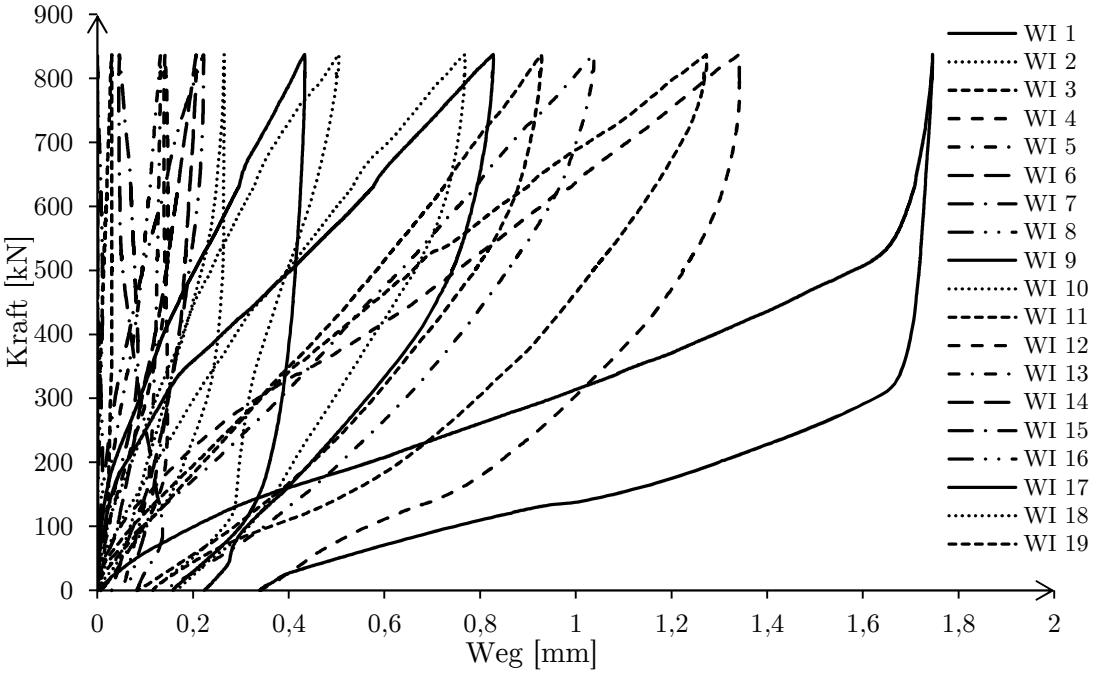


Abbildung A.4: Darstellung der Fugenstauchung aller Einzelfugen.

A.3 Zugversuch mit bituminösem Fahrbahnaufbau

Nachstehend sind die Anordnung der Messtechnik für den Zugversuch mit bituminösem Fahrbahnaufbau sowie weitere Ergebnisse aus diesem Versuch dargestellt. Die Inhalte beziehen sich auf die Versuche im Kapitel 5.3.3.

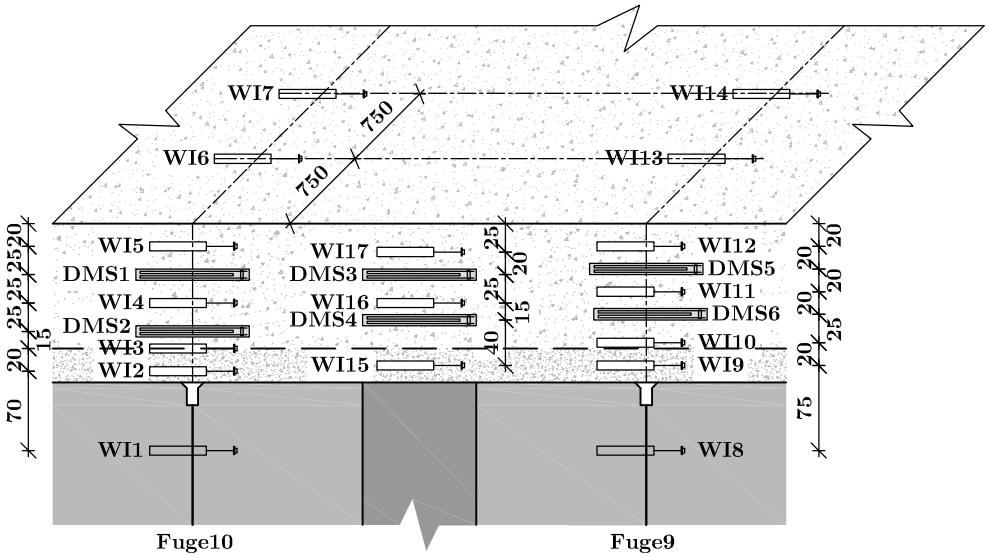


Abbildung A.5: Messfeld zur Aufzeichnung der Dehnungsverteilung im Asphalt.

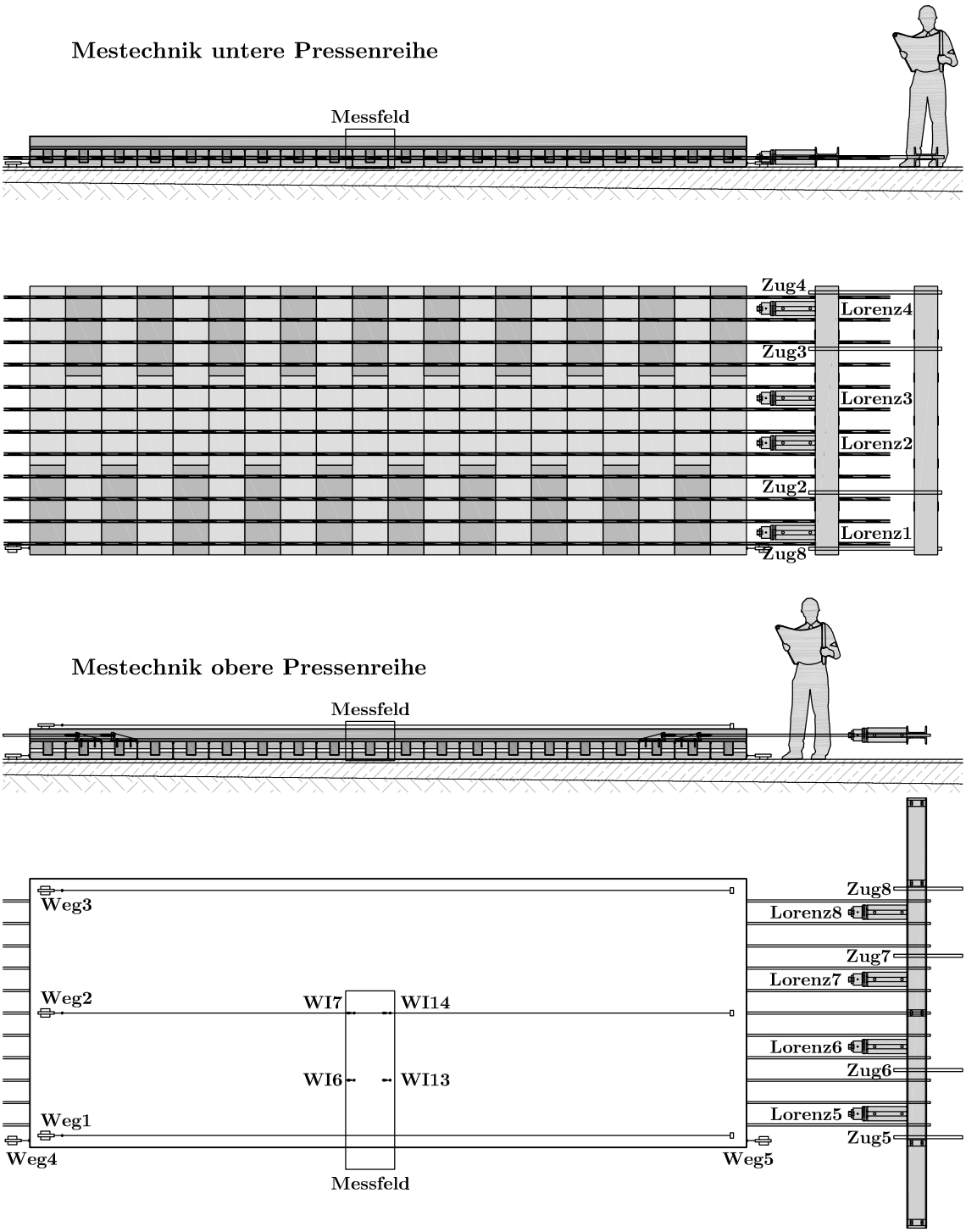


Abbildung A.6: Anordnung der Messtechnik beim Zugversuch an der FÜK mit bituminösem Fahrbahnaufbau.

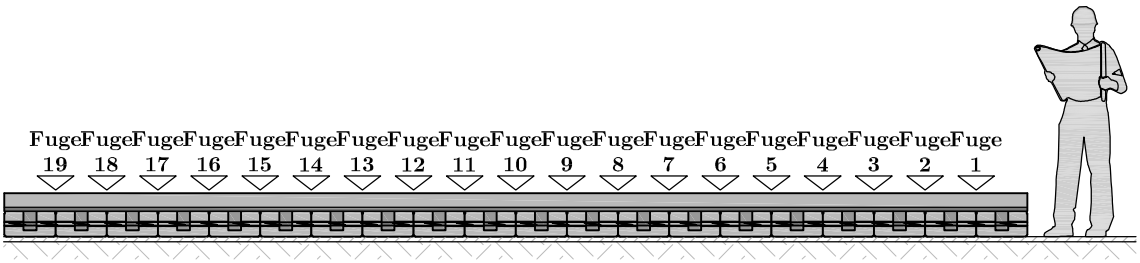


Abbildung A.7: Nummerierung der Messungen mit dem Setzdehnungsmesser.

A.4 Zugversuch mit bituminösem Fahrbahnaufbau und externer Kühlung

Nachstehend sind die Anordnung der Messtechnik für den Zugversuch mit bituminösem Fahrbahnaufbau und externer Kühlung sowie weitere Ergebnisse aus diesem Versuch dargestellt. Die Inhalte beziehen sich auf die Versuche im Kapitel 5.3.4.

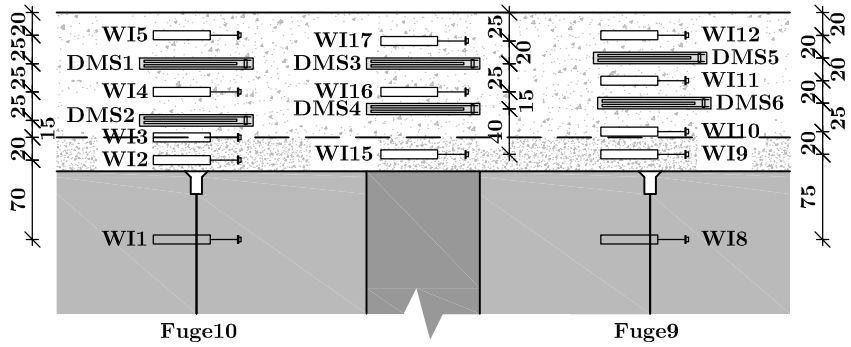


Abbildung A.8: Messfeld zur Aufzeichnung der Dehnungsverteilung im Asphalt.

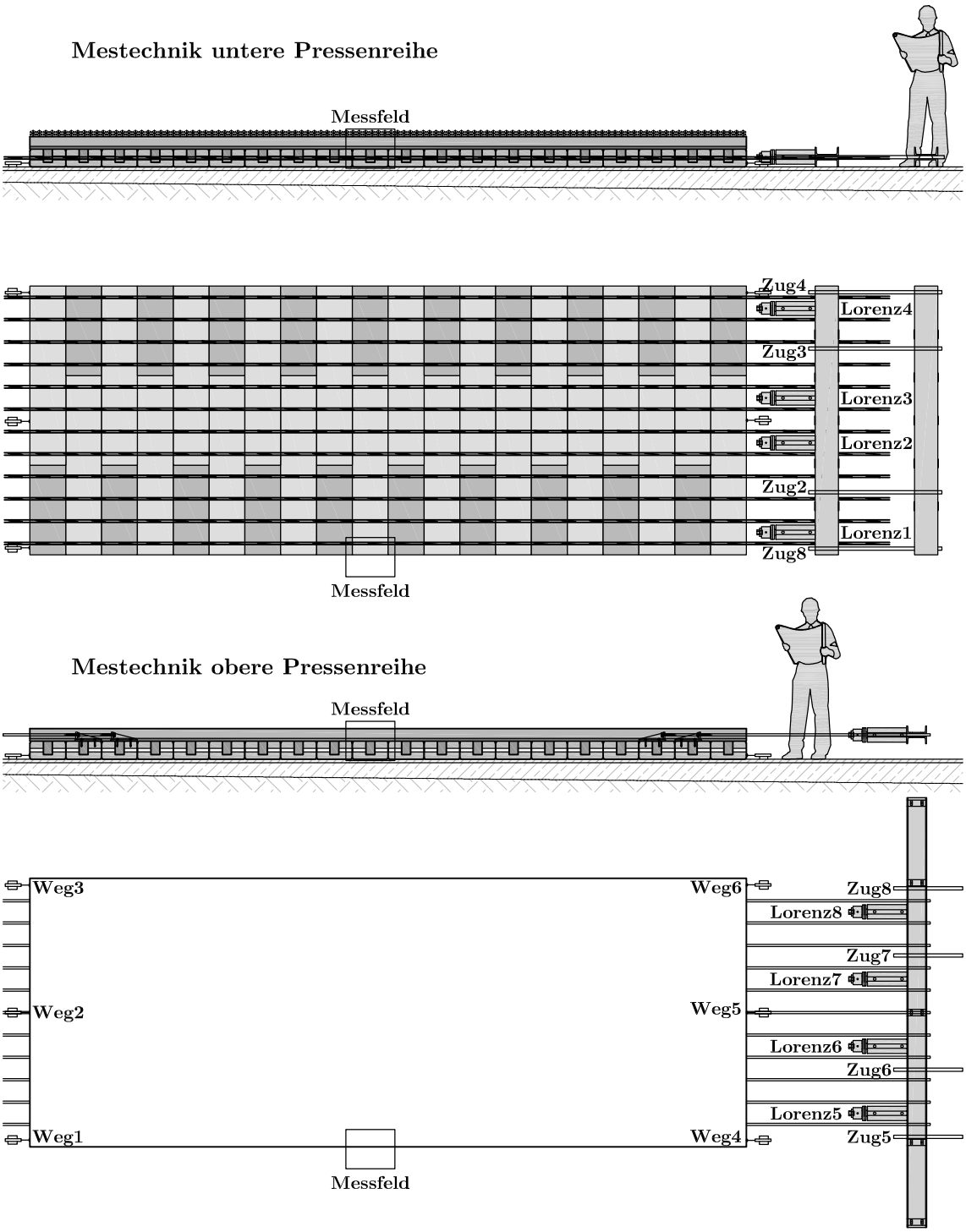


Abbildung A.9: Anordnung der Messtechnik beim Zugversuch an der FÜK mit bituminösem Fahrbahnaufbau und externer Kühlung.

A.5 Bestimmung der Asphaltdehnung mit ARAMIS

Nachstehend ist die Anordnung der Messtechnik für den Zugversuch mit bituminösem Fahrbahnaufbau zur Bestimmung der Asphaltdehnungen dargestellt. Die Inhalte beziehen sich auf die Versuche im Kapitel 5.3.5.

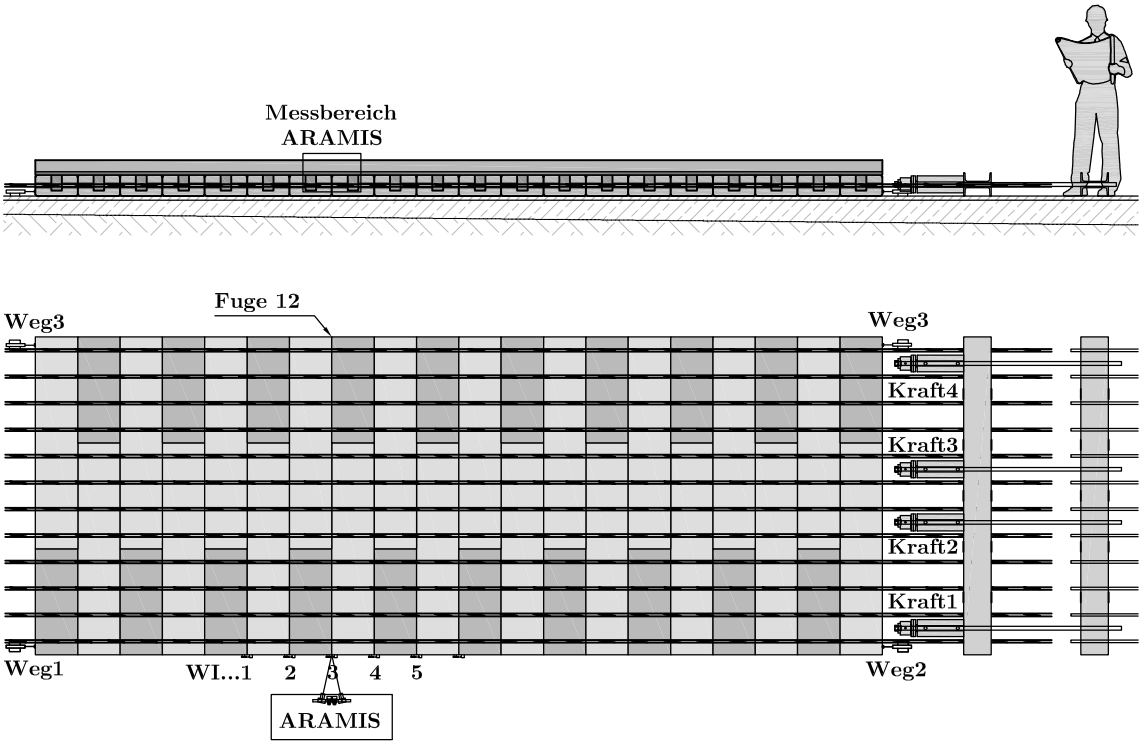


Abbildung A.10: Anordnung der Messtechnik beim Zugversuch an der FÜK mit bituminösem Fahrbahnaufbau zur Bestimmung der Asphaltdehnung mit Aramis.

B Ausschreibungsbehelfe

B.1 Damm

Die Positionen, welche den zementstabilisierten Damm unterhalb der FÜK betreffen, sind folgende:

06 30 11 Liefern von Bindemittel zur Bodenstabilisierung. Es dürfen nur ÖNORMEN-gemäße Bindemittel verwendet werden. Die Leistung beinhaltet auch:

- das Liefern des Bindemittels frei Verwendungsstelle einschließlich aller Ladearbeiten.

Verrechnet wird:

- die verbrauchten, höchstens aber die festgelegten Einbaumengen.

06 30 11 C **Zement CEM II/A-32,5 liefern**
[t]

06 30 12 Bodenstabilisierung der Objektshinterfüllungen und der Böschungskegel im Bereich der Objekte mit unterschiedlichem Bindemittel herstellen. Zur Verbesserung der Hinterfüllungsmaterialien ist das Bindemittel gleichmäßig, möglichst maschinell, zu verteilen, in den Boden mit einer leistungsfähigen Bodenfräse oder einem anderen geeigneten Gerät, das eine homogene Mischung von Boden, Bindemittel und Wasser gewährleistet, einzuarbeiten, sodass die jeweils geforderten Verdichtungswerte erreicht werden.
Der Stabilisierungsvorgang kann entweder am endgültigen Einbauort oder an einer Zwischenlagerfläche erfolgen. Letzteres ist jedenfalls bei beengten Platzverhältnissen erforderlich.
Die Menge des beizugebenden Bindemittels je m² wird auf Grund von Probefeldern im Zuge der Bauausführung vom AG festgelegt. Die Stabilisierungsdicke gilt für den verdichteten Zustand.

Werden Bodenfräsen mit einer tieferen Fräswirkung verwendet, muss die optimale Verdichtung innerhalb dieser Schicht gewährleistet sein.
Die Leistung beinhaltet auch: die Verteilung des Bindemittels, das homogene Einmischen des Bindemittels bis zu einer Krümelbildung des Bodens, das mehrmalige Auf- und Abladen im Bereich des Zwischenlagers, die Zugabe von Wasser bis zur Erreichung der optimalen Feuchtigkeit, die Erschwernisse durch die Herstellung der Probefelder, Wintererschwernisse (Ausfallzeiten durch Frostperioden, die daraus resultierende erhöhte Materialzwischenlagerung etc.)
Gesondert vergütet wird:
das Liefern des Bindemittels
Verrechnet wird:
das Volumen des stabilisierten Einbaukörpers im festen Zustand

06 30 12 A **Bodenstabilisierung im Widerlagerbereich**
[m^3]

B.2 Gleitplatte und Ankerblock

Die Positionen, welche die flügelgeglättete Gleitplatte und den Ankerblock betreffen, sind folgende:

19 01 23 **Aufz. Rippenausbildung**. **z**
Die Gleitplatte der FÜK wird auf den zementstabilisierten Unterbau kontaktbetoniert . Diese Position berücksichtigt die Herstellung der Rippen (z.B. mit Baggerlöffel Schneidzähnen). Verrechnet wird die Länge der Rippen.
[m]

31 01 05 Fundamente aus unbewehrtem oder schwach bewehrtem Beton einschließlich Schalung und allenfalls erforderlicher Abstützung herstellen. Der Beton ist ohne Unterschied der Tiefe in trockener Baugrube einzubringen.
Gesondert vergütet wird:

- eine allfällig erforderliche Wasserhaltung

31 01 05 J **Fundamentbeton m.S. C25/30/B7**. **z**
Bauteil: Gleitplatte und Ankerblock
Die Oberfläche ist flügelgeglättet und ohne Höhensprung auszuführen.

Max. Ebenheitsabweichung gem. DIN 18202 Tab.3, Zeile 4, Spalte 5
[m³]

32 01 50 **Flügelglätten**. **z**

Die Oberfläche der Gleitplatten bei der FÜK müssen flügelgeglättet werden.
Die Leistung beinhaltet:

- Transport des Gerätes auf und von der Baustelle
- Flügelglätten der Gleitplatten der FÜK

Verrechnet wird die flügelgeglättete Fläche.
Max. Ebenheitsabweichung gem. DIN 18202 Tab.3, Zeile 4, Spalte 5 sind einzuhalten
[m²]

31 02 01 Betonstahl der Sorte Bx für schlaffe Bewehrung liefern, schneiden, biegen und verlegen. Der Einheitspreis gilt ohne Unterschied der Durchmesser bzw. Formate und für alle plangemäß erforderlichen Längen sowie erforderlichenfalls auch für Rundstahl der Stahlsorte S235.
Die Leistung beinhaltet auch:

- das sachgemäße Lagern,
- alle erforderlichen Zwischentransporte einschließlich Auf- und Abladen,
- den Zutransport zur Einbaustelle,
- das Liefern des Bindedrahtes und der Abstandhalter zur Schalung,
- das Schweißen der Unterstellungen von Spanngliedern sowie die Aufwendungen für die erhöhte Genauigkeit dieser Unterstellungen.

Gesondert vergütet werden:

- die Mehrkosten für Stäbe mit einer Länge größer 14 m.

Verrechnet wird:

- das theoretische Gewicht der Bewehrung, der Unterstellung (Z-Eisen, Distanzstreifen udgl.) und Aussteifungen nach den genehmigten Plänen ohne Verschnitt.

31 02 01 A **Betonstahl B550B**
Betonstahl B550B gemäß ÖNORM B 4707.
[t]

B.3 Betonelemente

Die Positionen, welche die Betonfertigteilelemente und das Herstellen der FÜK betreffen, sind folgende:

31 01 40 Fertigteile aus Stahlbeton herstellen und einbauen.
Die Leistung beinhaltet auch:

- das Errichten, Bereithalten, Um- und Abbauen der Montagebühnen bzw. -gerüste und der Schalung sowie deren Abstützung,
- den Transport auf die Baustelle einschließlich Auf- und Abladen,
- das Lagern und allfällige Umlagern der Fertigteile,
- das Beistellen und Betreiben der erforderlichen Versetzgeräte,
- das Sichern der Fertigteile in der plangemäßen Lage,
- alle Maßnahmen und Baustoffe für die Verbindung bzw. den Verbund der Fertigteile untereinander oder mit anderen Bauteilen (auch aus Ortbeton),
- das Ausgießen der Befestigungsaussparungen und der Kugelkopfnischen mit schwindkompensiertem Mörtel oder Beton.

Gesondert vergütet wird:

- die Bewehrung.

31 01 40 L **Fertigteil Stb. C30/37/B7 ST** **z**

Bauteil: Fertigteile für die FÜK
Die Anforderung an die Oberflächenbeschaffenheit der asphaltberührten Flächen mit einer Mindestrautiefe von >1,5 mm ist durch Besenstrich werksseitig herzustellen.
[Stk.]

31 01 19 Aufgehende Bauteile aus unbewehrtem oder schwach bewehrtem Beton ausschließlich Schalung und deren Abstützung herstellen. Der Beton ist im Trockenen einzubringen.
Gesondert vergütet wird:

- die allfällig erforderliche Wasserhaltung,
- die allfällig vorgesehenen Steinverkleidungen.

Verrechnet wird:

- die plangemäße Betonkubatur.

31 01 19 X **Vergussbeton C30/37/B7/GK8/F59** **z**
Vergussbeton für die Fertigteile der FÜK
[m³]

31 02 03 Aufzahlung für Betonstahl korrosionsbeständig

31 02 03 X **GFK-Bewehrung A=350mm2** **z**
Anforderungen für die Glasfaserbewehrung:
E-Modul: 55-65 GPa
Zugfestigkeit: >1000 MPa
Oberfläche: gerippt
eff. Querschnittsfläche: 350 mm2
Bauteil: Spannglieder der FÜK - RFB Wien
[m]

32 14 27 A **Fugenmasse Fahrbahnübergänge** **z**
Liefern und Einbauen einer heiß verarbeitbaren Fugenmasse bei Fahrbahnübergangskonstruktionen. Die Masse ist zwischen den Betonfertigteilen der FÜK einzubauen. Die Fugenmasse hat Typ N2 (normal - geringer dehnfähig) gemäß ÖNORM EN 14188-1 zu entsprechen.
Die Leistung beinhaltet auch:

- den allfällig erforderlichen Voranstrich.

[m]

32 14 28 Für den Fugenverguss zwischen den Fertigteilelementen der FÜK wird Moosgummi eingelegt. **z**

32 14 28A **Moosgummi** **z**
[m]

32 01 40 Oberflächenvorbereitung kurz nach dem Betoniervorgang.
Statt eines herkömmlichen Verdunstungsschutzes ist noch am Tag der Betonierung eine Grundierung aus Reaktionsharz aufzubringen. Die Herstellerrichtlinien sind einzuhalten.
Die Oberflächenvorbereitung dazu erfolgt durch mehrmaliges und vollständiges Abkehren und Reinigen der gesamten Tragwerksoberfläche, unmittelbar nachdem der frisch eingebaute Beton begehbar ist.
Dazu sind mindestens drei aufeinanderfolgende Arbeitsgänge erforderlich:

- Vollständiges Entfernen der Zementschlämme durch Abkehren mit Stahl- Piassavabesen mit Einzelborsten
- Freilegen des Korngerüstes mittels Stahlbesen im Kreuzgang, ohne dass eine Gefügestörung verursacht wird.
- Gesamte Oberfläche von losen Teilen mittels Pressluft reinigen und abblasen.

Es müssen alle Feinteile über dem obersten Korngefüge entfernt werden, bis eine für die nachfolgende Grundierung geeignete Oberfläche vorliegt.
Gesondert vergütet wird:

- die Kunststoffgrundierung

Verrechnet wird:

- die vorbereitete Fläche

32 01 40 B **Oberflächenvorbereitung Frischbeton** **z**
Der Füllbeton der Fertigteile ist durch Besenstrich auf eine Rautiefe von mindestens >1,5 mm herzustellen.
[m^2]

B.4 Herstellung der Schleppplatte

Die Arbeitsschritte, welche durch die FÜK bei der Herstellung der Schleppplatte anfallen, sind folgende:

31 01 05 L **Aufz. Erschwernis temperaturbedingte Herstellung** **z**

Aufzahlung für die Erschwernisse bei der Herstellung der Schleppplatten:
Die Leistung beinhaltet:

- Die Schleppplatten können nur dann hergestellt werden, wenn die Kerntemperatur des Tragwerks im festgelegten Bereich liegen.
- Beide Schleppplatten der einen RFB müssen zum selben Zeitpunkt hergestellt werden.

B.5 Fahrbahnaufbau

Die Positionen, welche den Fahrbahnaufbau im Bereich der FÜK betreffen, sind folgende:

26 48 50 Gussasphalt mit den Kennzeichnungen Sorte x, Größtkorn x, Bindemittelsorte x, Typ x, Gesteinsklasse x, Dicke x cm, für Fahrbahnen und Abstellstreifen bzw. für Gehsteige, Radwege und Bahnsteige herstellen.
Die Leistung beinhaltet auch:

- die Herstellung der Fugen sowie deren Ausgießen mit einer Heißvergussmasse.

Gesondert vergütet wird:

- die Oberflächenausbildung.

26 48 50 D **MA11, PmB45/80-65, M1, G4, 3 cm Fahrb/Abst** **z**
Die Spezifikation des Gussasphaltes lässt sich wie folgt zusammenfassen:

- Mischguttyp: MA 11 M1, G4
- Bindemittel: OMV Starfalt high modified (oder gleichwertig)
- Anforderungen an das Asphaltmischgut gemäß RVS 08.97.05 und Anforderungen an die Schicht gemäß RVS 08.16.01 mit folgenden Ergänzungen:

Parameter	Versuch	Kennwert
Maximale Bruchtemperatur T_c in °C	Bestimmung der Bruchtemperatur mittels Abkühlversuch (TSRST) gemäß ÖNORM EN 12697-46	$T_c \leq -30\,°C$
Gesamtaxialdehnung e_n in %	Bestimmung der bleibenden Verformungen mittels einaxialen Druckschwellversuch gemäß ÖNORM EN 12697-25 (Prüftemperatur: 60 °C)	$e_{3600} \leq 4{,}5$

[m²]

26 48 01 Trennschicht zwischen Unterlage und Gussasphalt herstellen durch Aufbringen eines Trennmaterials aus x.

26 48 01 D **Trennschicht Glasphalt** **z**

Auf der FÜK ist zwischen MA11 und AC11 eine Asphalteinlage aus Glasphalt einzulegen.
Das Glasphalt hat folgende Eigenschaften zu erfüllen:

- Fasertyp: Glas
- Armierungsgitter (kein Gittervlies)
- Flächengewicht: >500 g/m²
- Glasgitter ist zu 100%mit hochpolymermodifiziertem Bitumen penetriert (Mischbeschichtungen wie bitumenhaltige oder bitumenfreundliche Beschichtungen sind nicht zulässig!)
- Prüfbericht der mechanischen Frost-Tau Beständigkeit nach BRRC mit Nachweis der dauerhaften Rissverhinderung (max. Rissreflexion <4 cm bei −10 °C)
- Prüfbericht der dynamischen Dauerbelastung nach NPC (>170000 Zyklen bei 5 °C)

- Glasfaserroving: Bruchdehnung <4,5 %, E-Modul >73 000 N/mm^2
- Gitter ist oberseitig abgesandet und unterseitig mit einer Trennfolie versehen

[m^2]

26 13 05 Hochstandfeste bituminöse Tragschichte mit den Kennzeichnungen Sorte x, Größtkorn x, Funktion x, Bindemittelsorte x, Typ x, Gesteinsklasse x, im verdichteten Zustand x cm dick für Fahrbahnen und Abstellstreifen herstellen.
Gesondert vergütet wird:

- das Reinigen bei bereits unter Verkehr liegenden Asphaltschichten,
- ein erforderliches Vorspritzen.

26 13 05 E **AC22binder,PmB45/80-65,H1,G4, 8cmFahrb/Abst** **z**

Die genauen Spezifikationen sind wie folgt festgelegt:

- Mischguttyp: AC 22 binder, H1, G4
- Bindemittel: OMV Starfalt high modified (oder gleichwertig)
- Anforderungen an das Asphaltmischgut gemäß RVS 08.97.06 und Anforderungen an die Schicht gemäß RVS 08.16.06 mit folgenden Ergänzungen:

Parameter	Anforderung	Prüfnorm
Maximale Bruchtemperatur T_c	$-30\,^{\circ}$C	ÖNORM EN 12697-46
Beständigkeit gegen Ermüdung ε_{6-} (Mikrodehnung)	220	ÖNORM EN 12697-26
Maximale Kriechgeschwindigkeit f_c in mm/m/n	0,2	ÖNORM EN 12697-25

[m^2]

26 40 05 Splittmastixasphalt mit den Kennzeichnungen Sorte x, Größtkorn x, Bindemittelsorte x, Typ x, Gesteinsklasse x, im verdichteten Zustand x cm dick für Fahrbahnen und Abstellstreifen herstellen.
Gesondert vergütet wird:

- das Reinigen bei bereits unter Verkehr liegenden Asphaltschichten,
- ein erforderliches Vorspritzen.

26 40 05 B **SMA11 PmB45/80-65,S1,GS, 3cm Fahrb/Abst** **z**
Die Deckschichte wird als SMA 11, S2, GS ausgeführt. Es gelten die Anforderungen gem. RVS 08.97.06 sowie RVS 08.16.06.
[m²]

26 03 03 **AC11deck,PmB 45/80-65,A2,G1** **z**
Asphaltbeton mit den Kennzeichnungen Sorte x, Größtkorn x, Funktion x, Bindemittelsorte x, Typ x, Gesteinsklasse x, im verdichteten Zustand x cm dick für Schutzschichten (z.B. auf Brückenabdichtungen) herstellen.
Die Leistung beinhaltet auch:

- Sämtliche Maßnahmen zum Schutz der Abdichtung gegen Beschädigung, Verunreinigungen u.dgl.

Es werden die Anforderungen an den AC 11 deck wie folgt definiert:

- AC 11 deck A2, G1
- Bindemittel: OMV Starfalt high modified (oder gleichwertig)
- Anforderungen an das Asphaltmischgut gemäß RVS 08.97.05 und Anforderungen an die Schicht gemäß RVS 08.16.01 mit folgenden Ergänzungen:

Parameter	Anforderung	Prüfnorm
Maximale Bruchtemperatur T_c	$-25\,^{\circ}C$	ÖNORM EN 12697-46
Beständigkeit gegen Ermüdung ε_{6-} (Mikrodehnung)	190	ÖNORM EN 12697-26

[m²]

Curriculum vitae

Persönliche Daten

Name:	Bernhard Eichwalder
Geburtsdatum:	18.02.1986
Geburtsort:	Horn, Niederösterreich, Österreich
Staatsbürgerschaft:	Österreich

Ausbildung

11/2012-05/2017	Doktoratsstudium der technischen Wissenschaften - Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Wien
11/2010-10/2012	Masterstudium "Konstruktiver Ingenieurbau" an der Technischen Universität Wien
10/2006-11/2010	Bachelorstudium "Bauingenieurwesen und Infrastrukturmanagement" an der Technischen Universität Wien
09/2000-06/2005	Höhere technische Bundes- Lehr- und Versuchsanstalt Mödling, Abteilung Holztechnik

Berufliche Erfahrung

seit 01/2013	Universitätsassistent an der Technischen Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Betonbau
2008-2012	Statik und Konstruktion, Acht. Ziviltechniker GmbH
2001-2006	diverse facheinschlägige Praktika bei Holzbaubetrieben

Preise und Auszeichnungen

2012	Nachwuchs – Förderpreis von Ernst & Sohn
2012	Verleihung eines Leistungsstipendiums für ausgezeichnete Studienerfolge an der Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Wien