

Doctoral Thesis

Long integral multi-span arch bridge with tendon

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

Dissertation

Lange mehrfeldrige integrale Bogenbrücke mit Zugband

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. **Georg Gaßner**, BSc
Matr.Nr.: 01026736

- Gutachter: O.Univ.Prof. Dr.-Ing. **Johann Kollegger**
Institut für Tragkonstruktionen -
Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/212-2, 1040 Wien, Österreich
- Gutachter: Univ.Prof. Dr.-Ing. **Jürgen Feix**
Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften -
Arbeitsbereich: Massivbau und Brückenbau
Universität Innsbruck
Technikerstraße 13; 6. Obergeschoss, 6020 Innsbruck, Österreich
- Gutachter: Univ.Prof. Dr.techn. **Andreas Kolbitsch**
Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik -
Forschungsbereich Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/208-02, 1040 Wien, Österreich

Wien, im März 2021



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

Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Anstellung am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau der Technischen Universität Wien im Zuge der Bearbeitung zweier Forschungsprojekte. Ich möchte mich an dieser Stelle für die finanzielle Unterstützung bei der ÖBB-Infrastruktur AG und der Austria Wirtschaftsservice Gesellschaft mbH (aws) bedanken. Im Rahmen der Prototypenförderung „PRIZE“ konnte ein großformatiger Prototyp umgesetzt werden.

Bedanken möchte ich mich des Weiteren bei der Franz Oberndorfer GmbH & Co KG für die Möglichkeit zur Errichtung des Prototyps auf dem Lagerplatz des Fertigteilwerks in Gars am Kamp. Den dortigen Angestellten, allen voran dem Werksleiter Herrn Ing. Erwin Pfannhauser gilt ein großer Dank für die Hilfestellungen während der Betonage und dem Versetzen der Bogenträger. Bei der Planung des Prototyps wurde ich von DI Benjamin Filippi und DI Sebastian Maier durch deren Überlegungen im Zuge ihrer Diplomarbeit unterstützt, wofür ich ihnen danken möchte. Die Herstellung des Prototyps war eine sehr arbeitsintensive Zeit. Für die tatkräftige Hilfestellung gilt es meinen Kollegen Kerstin und Hannes und meinem Diplomanden DI Matthias Kalch einen großen Dank auszusprechen. Herrn DI Herbert Pardatscher sei für seine Unterstützung bei der Anfertigung der beim Prototyp verbauten Zugmessglieder gedankt. Für die Hilfestellung bei der Entwicklung eines Bogenaufbaus möchte ich dem Institut für Verkehrswissenschaften, Forschungsbereich Straßenwesen danken, wobei hier Herr Univ.Prof. Dr.techn. Ronald Blab und Herr Ass.Prof. Dr.techn. Lukas Eberhardsteiner zu nennen sind.

Bei Herrn Univ.Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix möchte ich mich einerseits für die fachliche Diskussion und den wertvollen Input bezüglich der Betrachtung alternativer Versagensszenarien und andererseits für die Übernahme des Gutachtens herzlich bedanken. Ebenso gilt Herrn Univ.Prof. Dr.techn. Andreas Kolbitsch ein großes Dankeschön für das Interesse an dieser Arbeit und die Übernahme des Gutachtens.

Besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn O.Univ.Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger für die Möglichkeit zur Bearbeitung dieses Forschungsthemas. Die Zeit am Institut ermöglichte mir eine fachliche und persönliche Weiterentwicklung, wobei hier insbesondere die Zusammenarbeit mit ihm und sein mir entgegengebrachtes Vertrauen maßgeblich dazu beigetragen haben. Trotz seines oftmals außerordentlich hohen Arbeitspensums stand seine Bürotür immer für Fragen und Anliegen offen.

Für den immerwährenden Glauben an mich und die dadurch geleistete Unterstützung möchte ich meiner Familie danken. Meiner Frau Kerstin gilt nicht nur für die Korrekturarbeiten ein besonderer Dank. Danke für dein festes Vertrauen in mich, diese Arbeit zu einem guten Abschluss zu bringen und vor allem auch ein Dankeschön für die großartige Unterstützung und den Rückhalt in dieser intensiven Zeit.



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

Kurzfassung

Die integrale Bauweise erlebte in den letzten Jahren im Massivbrückenbau einen enormen Aufschwung. Es können damit dauerhafte Tragwerke erstellt werden, die unter anderem aufgrund der geringen Erhaltungskosten Vorteile bringen. Besonders bei kurzen und mittleren Brückenlängen hat diese Bauweise mittlerweile eine hohe Bedeutung. Bei längeren Tragwerken kann es aufgrund der durch Temperaturänderungen und durch das Langzeitverhalten des Betons verursachten Längenänderungen zu Problemen in den Widerlagerbereichen kommen. Eine Verhinderung dieser Verformungen führt jedoch bei geraden Überbauten zu großen Zwangsbeanspruchungen. Gekrümmte Tragwerke und somit auch Bogenbrücken weisen ein weitaus günstigeres Tragverhalten bei derartigen Einwirkungen auf. Steife Widerlager bedingen hierbei Verformungen des Bogens in radialer Richtung. Bei einer Erwärmung kommt es zu einer Hebung und bei einer Abkühlung zu einer Absenkung des Bogenscheitels. Dieses zwängungsarme Verformungsverhalten, das oftmals als „Atmen“ bezeichnet wird, ermöglicht durch die Aneinanderreihung von mehreren Bögen den Bau von langen integralen Brücken.

Dieses Potential wurde als Grundlage für eine am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien entwickelte neue Technologie für eine mehrfeldrige integrale Bogenbrücke in beliebiger Länge genutzt. Kernelement der neuen Technologie ist die Verwendung eines Zugbands, welches an den Bogenfußpunkten mit dem Tragwerk in Verbindung steht und an den Widerlagern verankert wird. Dieses Zugband hat mehrere Aufgaben und bringt Vorteile für die Herstellung und den Endzustand mit sich. Mehrfeldrige Bogenbrücken werden in der Regel feld- oder abschnittsweise hergestellt. Zur Aufnahme des Bogenschubs sind hierzu oftmals aufwendige Bauhilfsmassnahmen erforderlich. Die neue Technologie sieht vor, dass das Zugband nach der Herstellung eines Bauabschnitts zwischen den Bogenfußpunkten eingebaut und angespannt wird, um den Bogenschub aufzunehmen. Für den nächsten Bauabschnitt wird das Zugband gekoppelt und das Vorgehen wiederholt bis alle Bögen fertiggestellt sind und das Zugband an beiden Widerlagern verankert ist. Im Endzustand verbessert es das Tragverhalten bei einer feldweisen Verkehrsbelastung und im Katastrophenfall beim Ausfall eines oder mehrerer Felder kann ein fortschreitendes Versagen der Konstruktion verhindert werden.

Die vorliegende Arbeit beschreibt die Entwicklung der neuen Technologie von der Idee ausgehend hin zu einem Wissensstand, der als Basis für die Anwendung bei einem realen Brückenobjekt dient. Hierzu werden, nach einer Erläuterung von Grundlagen zu integralen Brücken und Bogenbrücken, das Tragverhalten und die maßgebenden Entwurfsparameter einer nach der neuen Technologie errichteten Brücke aufgezeigt. Im Rahmen eines dreifeldrigen Prototyps, der als Ausschnitt aus einem theoretisch unendlich langen Tragwerk zu verstehen ist, wurde die Umsetzbarkeit demonstriert. Ebenso konnten hieran zwei verschiedene Varianten des Bogenaufbaus experimentell untersucht werden. Die Erkenntnisse daraus dienten als Basis für die Weiterentwicklung der Aufbauten unter Anwendung von nichtlinearen numerischen Untersuchungen. Abschließend wird das Potential der neuen Technologie, insbesondere im Hinblick auf die Einsparung von Ressourcen, aufgezeigt. Hierzu erfolgt ein Vergleich von unter der Anwendung der neuen Technologie erstellten Alternativentwürfen mit einer konventionell gelagerten Balkenbrücke und einer herkömmlich hergestellten mehrfeldrigen Bogenbrücke ohne Zugband.



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

Abstract

Integral construction methods have gained in popularity in regard to solid bridge construction in recent years, especially for short and medium span bridges. They result in durable structures with low maintenance costs. With longer structures, problems can arise in the abutment areas due to changes in length caused by annual temperature fluctuations as well as creep and shrinkage of the concrete. For linear structures, preventing these deformations leads to high constraining forces. Curved structures and thus also arch bridges show a more favourable load-bearing behaviour. The fixed abutments cause deformations of the arch crown in radial direction, more specifically a rising and lowering due to warm and cool temperatures respectively. This movement, often called „breathing“ of the arches, enables the construction of long integral bridges by arranging several arches in a row and eliminating all longitudinal strains.

Based on this idea, a new bridge construction technology was developed at the Institute of Structural Engineering of TU Wien allowing the construction of very long integral bridges. The key element of the presented method is a tendon which connects the springers of the arches and is anchored in the abutments. It has several tasks bringing not only advantages during the construction period but also when the bridge is finished. Since multi-span arch bridges are usually constructed in sections, complex temporary bracings are often required to absorb the arising horizontal thrust. Using the new construction method, the installed and stressed tendon, which is anchored at the springers of the arches, absorbs the horizontal thrust. In the following construction stages, the tendon is coupled and the procedure is repeated until all arches are completed and the tendon is anchored to both abutments. In the final state, the tendon not only improves the load-bearing behaviour for traffic loads positioned in a single span but also the redundancy of the entire structure by avoiding a progressive collapse.

This thesis describes the development of the new construction technology starting from the idea to a state of knowledge that serves as a basis for the application to a real bridge. Based on basic explanations concerning integral bridges and arch bridges, the load-bearing behaviour and the decisive design parameters of a bridge built according to the new technology are shown. The feasibility of the presented technology was demonstrated by building a prototype with three spans, representing a segment of a theoretically infinite long arch bridge. Thereby two different variants of the arch structure were experimentally investigated. The findings from the prototype constructions served as a basis for further development of the structure using non-linear numerical calculations. Finally, the potential of the new technology, especially regarding resource efficiency, is shown. For this purpose, a comparison between alternative designs using the new technology and a conventionally built girder bridge as well as a conventional built multi-span arch bridge without tendons is presented.



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

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	11
1.1	Problemstellung	11
1.2	Zielsetzung und Gliederung der Arbeit	12
2	Grundlagen	13
2.1	Integrale Brücken - Stand der Technik	13
2.1.1	Begriffsdefinition	13
2.1.2	Vorteile und Nachteile	14
2.1.3	Zwangsbeanspruchungen	16
2.1.4	Bekannte Ausführungsformen im Vergleich	22
2.2	Ein- und mehrfeldrige Bogenbrücken - Stand der Technik	27
2.2.1	Konstruktionsformen	27
2.2.2	Tragwirkung von Bogenbrücken	32
2.2.3	Baumethoden	38
2.2.4	Mehrfeldrige Bogenbrücken im modernen Brückenbau	39
3	Entwicklung der neuen Technologie zur Herstellung von langen integralen Bogenbrücken	41
3.1	Motivation und Zielsetzung für die Entwicklung der neuen Technologie	41
3.2	Beschreibung der neuen Technologie anhand des Bauablaufs	41
3.3	Besonderheiten und Vorteile in Bezug auf die Tragwirkung	42
3.3.1	Besonderheiten und Tragverhalten bei der Herstellung	44
3.3.2	Tragverhalten bei feldweiser vertikaler Verkehrsbelastung	46
3.3.3	Tragverhalten bei horizontaler Verkehrsbelastung (Anfahren/Bremsen)	54
3.3.4	Tragverhalten im Katastrophenfall – Ausfall eines oder mehrerer Felder	55
3.3.5	Tragverhalten bei Temperaturänderungen	59
3.3.6	Tragverhalten beim Schwinden und Kriechen des Betons	62
3.4	Neuheit der Technologie – Abgrenzung zu bekannten Technologien und Bauweisen	62
3.5	Ausführungsformen und Anwendungsmöglichkeiten	64
4	Experimentelle Untersuchungen an einem Prototyp	71
4.1	Motivation für die Herstellung eines Prototyps	71
4.2	Anforderungen an den Prototyp	71
4.3	Konzeption	72
4.3.1	Geometrie und Ausführungsformen	72
4.3.2	Bemessung und Unterschiede zu einem realen Brückenbauwerk	76
4.4	Bauliche Umsetzung	77
4.4.1	Vorbereitungsmaßnahmen	77
4.4.2	Versetzen der Bogenträger und Fertigstellung des Prototyps der Variante I	78
4.4.3	Umbau auf Variante II	81
4.5	Beschreibung des eingesetzten Monitorings	82
4.5.1	Dehnungen und Verformungen	82
4.5.2	Temperatur	84

4.5.3	Kraft	84
4.5.4	Vergleichskörper zur Erfassung der Dehnungen infolge Schwinden und Temperaturänderungen	85
4.6	Messergebnisse und Interpretation	85
4.6.1	Temperatur	86
4.6.2	Verformungen und Risse	88
4.6.3	Kraft	95
4.6.4	Materialkennwerte	97
4.7	Schlussfolgerungen	99
5	Numerische Untersuchungen	101
5.1	Ergebnisse ausgewählter Untersuchungen zum Verhalten des Prototyps	101
5.1.1	Einflüsse der Randbedingungen	101
5.1.2	Einflüsse der Anordnung der Schlitze	103
5.1.3	Einflüsse des Langzeitverhaltens des Betons	105
5.1.4	Schlussfolgerungen	106
5.2	Ausführungsformen des Aufbaus	107
5.2.1	Modellierung	107
5.2.2	Ergebnisse	108
5.2.3	Schlussfolgerungen	111
6	Quantifizierung der Potentiale der neuen Technologie anhand von Alternativentwürfen	112
6.1	Referenzmodelle	112
6.1.1	Referenzmodell A: Mehrfeldrige Bogenbrücke ohne Zugband	112
6.1.2	Referenzmodell B: Balkenbrücke	115
6.2	Alternativentwürfe unter Anwendung der neuen Technologie	116
6.3	Untersuchungen zum Tragverhalten unter Verkehrsbelastung	117
6.3.1	Motivation und Vorgehensweise	117
6.3.2	Ergebnisse	118
6.4	Untersuchungen zum Tragverhalten im Katastrophenfall	118
6.4.1	Motivation und Vorgehensweise	118
6.4.2	Ergebnisse	120
6.5	Schlussfolgerungen	121
6.5.1	Massenvergleich	121
6.5.2	Konstruktiver Vergleich	124
6.5.3	Ästhetischer Vergleich	124
7	Zusammenfassung	126
	Literaturverzeichnis	130
A	Anhang A - Prototyp	136
A.1	Planung	136
A.2	Bauliche Umsetzung	141
A.3	Monitoring und Ergebnisse	142
B	Anhang B - Numerische Untersuchungen und Alternativentwürfe	149
B.1	Vergleich von unterschiedlichen Ausführungsformen des Bogenaufbaus	149
B.2	Alternativentwürfe	150

1 Einleitung

Integrale Brücken in Massivbauweise ohne Fugen, Lager und Fahrbahnübergänge weisen eine Vielzahl von Vorteilen auf. Auch historische Gewölbebrücken aus Natursteinen oder Ziegeln können als integrale Konstruktionen angesehen werden. Teilweise überstanden die imposanten Aquädukte aus der Römerzeit die Zeit bis heute, was die große Robustheit und Dauerhaftigkeit derartiger Tragwerke unterstreicht. Im vorigen Jahrhundert wurden jedoch Fahrbahnübergänge und Lager zu Standardbauteilen im Brückenbau, wodurch eine Trennung der Über- und Unterbauten erfolgte. Vorteile derartiger Tragwerke liegen in der einfacheren Berechenbarkeit in der Planungsphase und der annähernd zwängungsfreien Aufnahme von Längenänderungen infolge von Temperaturänderungen beziehungsweise infolge von dem zeitabhängigen Materialverhalten von Beton.

Insbesondere die gegenüber konventionellen Bauwerken geringeren Erhaltungskosten bewirkten in den letzten Jahren eine verstärkte Anwendung der integralen Bauweise. Die Möglichkeit auf leistungsfähige numerische Berechnungsmethoden zurückgreifen zu können unterstützt diesen Trend. Bei kurzen und mittleren Bauwerken werden integrale Konstruktionen mittlerweile sehr häufig eingesetzt. Anwendungsgrenzen ergeben sich jedoch bei langen Brücken durch die Beherrschung der Zwangsbeanspruchungen beziehungsweise der auftretenden Längsverformungen, insbesondere im Widerlagerbereich [Glitsch 2011].

Werden die Verformungen an den Widerlagern behindert und der Überbau gekrümmt ausgeführt, so können auch lange Tragwerke in integraler Bauweise realisiert werden. Durch die Krümmung kann das Tragwerk Längenänderungen zwängungsarm durch das Ausweichen in radialer Richtung, was oftmals als „Atmen“ bezeichnet wird, aufnehmen [Pötzl und Maisel 2005]. Prinzipiell kann diese Krümmung im Grundriss oder im Aufriss erfolgen. Ersteres ist jedoch nur möglich, wenn dies die Linienführung der Bahnbeziehungsweise Straßentrasse vorsieht. Bogenbrücken sind ein etablierter Tragwerkstypus, der im Aufriss gekrümmt ist. Heutzutage werden echte Bogenbrücken, deren Bogenschub in den Untergrund eingeleitet wird, vor allem bei größeren Tragwerken zur Überbrückung von oftmals tiefen Tälern eingesetzt. Der früher sehr gebräuchliche Brückentyp der mehrfeldrigen Bogenbrücke scheint im modernen Brückenbau etwas in Vergessenheit geraten zu sein, obwohl dieser die Möglichkeit zur Ausbildung von langen integralen Tragwerken bietet.

1.1 Problemstellung

Obwohl eine mehrfeldrige Bogenbrücke die Anforderungen an ein zeitgemäßes, integrales Brückenbauwerk erfüllen kann, wie beispielsweise die 703 m lange nördliche Vorlandbrücke der Stadsbrug Nijmegen in den Niederlanden [Van der Horst et al. 2013] beweist, weist dieser Tragwerkstyp dennoch einige Nachteile auf. Historische Gewölbebrücken haben oftmals gedrungene Pfeiler und ein niedriges Verhältnis aus Bogenspannweite zu Bogenstich. Aus Gründen des Ressourcenverbrauchs und der Ästhetik ist dies bei modernen Tragwerken nicht umsetzbar. Deshalb sind bei einer abschnittweisen Herstellung einer mehrfeldrigen Bogenbrücke heutzutage oftmals aufwendige Bauhilfsmaßnahmen zur Aufnahme des Bogenschubs erforderlich. Diese werden nach dem Tragwerksschluss entfernt, da sich im Endzustand der Bogenschub bei gleichmäßiger Belastung über den Zwischenpfeilern aufhebt.

Bei einer abschnittswisen Beanspruchung, wie sie bei einer Verkehrsbelastung auftritt, entstehen in dem ansonsten hauptsächlich auf Normalkraft beanspruchten System unerwünschte Biegebeanspruchungen. Ebenso treten im Katastrophenfall beim Ausfall eines oder mehrerer Felder große Biegemomente im Tragwerk auf. In diesem Beanspruchungszustand müssen die Zwischenpfeiler die Aufgabe der Widerlager übernehmen und den Bogenschub in den Untergrund weiterleiten. Können die Pfeiler dieser Beanspruchung nicht standhalten, so kann es zu einem fortschreitenden Versagen der gesamten Brücke kommen. Eine unlängst in Norditalien eingestürzte fünffeldrige Bogenbrücke, beschrieben in dem Kapitel 2.2.2, unterstreicht die Relevanz zur Beachtung eines derartigen Katastrophenszenarios bei diesem Tragwerkstyp. Diese Gegebenheiten können der Entscheidung zum Bau einer mehrfeldrigen Bogenbrücke entgegenstehen.

1.2 Zielsetzung und Gliederung der Arbeit

Zur Lösung dieser Problemstellungen wurde am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien eine neue Technologie für die Herstellung von langen mehrfeldrigen Bogenbrücken aus Stahlbeton in integraler Bauweise entwickelt und patentiert [Kollegger und Gaßner 2019]. Kernelement hiervon ist ein Zugband, welches im Zuge einer abschnittswisen Herstellung zwischen den Bogenfußpunkten eingebaut und angespannt wird und dadurch den Bogenschub aufnimmt. Dieses im Bauendzustand an den Widerlagern und den Bogenfußpunkten verankerte Zugelement verbessert die Tragwirkung bei einer feldweisen Verkehrsbelastung und verhindert die Gefahr eines fortschreitenden Versagens.

In der gegenständlichen Arbeit wird diese neue Technologie von der Idee ausgehend entwickelt. Hierzu sind mehrere Entwicklungsschritte erforderlich, welche sich in der Gliederung dieser Arbeit widerspiegeln. Ein grundlegendes Verständnis für die Wirkungsweise und die Problematiken der integralen Bauweise und jener von mehrfeldrigen Bogenbrücken wird in dem Kapitel 2 geschaffen. Anschließend wird in dem Kapitel 3 das Konzept der neuen Technologie vorgestellt und insbesondere auf das Tragverhalten unter allen maßgebenden Belastungssituationen eingegangen. Ebenso werden hierin mögliche Anwendungsbereiche und unterschiedliche Konstruktionsformen erarbeitet und vorgestellt. Das Tragverhalten einer nach der neuen Technologie hergestellten Brücke hängt maßgeblich von den Steifigkeitsverhältnissen ab. Insbesondere der Einfluss der Steifigkeit des eingesetzten Zugbands wird erläutert. Der Bogenaufbau zur Überbrückung des Bereichs zwischen der gekrümmten Bogenoberseite und der horizontalen Fahrbahn bedarf einer sorgfältigen Konzeption. Zwei unterschiedliche Varianten dieses Bogenaufbaus werden im Zuge der Errichtung eines großformatigen Prototyps untersucht. Dessen Herstellung, das eingesetzte Monitoring und die Messergebnisse werden im Rahmen von Kapitel 4 vorgestellt. Mit dem Bau des Prototyps wird die abschnittswise Herstellung gemäß der neuen Technologie demonstriert. Die Monitoringergebnisse und die Erfahrungen aus der Umsetzung des Prototyps dienen in dem Kapitel 5 der Weiterentwicklung der neuen Technologie im Zuge von numerischen Untersuchungen. Insbesondere werden hierin unterschiedliche Varianten des Bogenaufbaus untersucht und bewertet. Das Kapitel 6 bildet den Abschluss der Entwicklungsarbeit und dient der Quantifizierung der Potentiale der neuen Technologie, insbesondere im Hinblick auf eine mögliche Materialeinsparung gegenüber einer herkömmlich errichteten mehrfeldrigen Bogenbrücke. Fünf verschiedene Alternativentwürfe werden hierzu ausgearbeitet und mit zwei Referenzmodellen, einer mehrfeldrigen Bogenbrücke ohne Zugband und einer Balkenbrücke in Spannbetonbauweise, verglichen.

2 Grundlagen

2.1 Integrale Brücken - Stand der Technik

Speziell im 20. Jahrhundert, in dem ein Großteil der vorhandenen Verkehrsinfrastruktur errichtet wurde, kam es bei den meisten Brücken durch den Einsatz von Lagern und die Anordnung von Bewegungsfugen zur Zerstückelung der Konstruktionen in Über- und Unterbauten. Als wesentlicher Grund kann hierfür das Streben der Ingenieure nach eindeutigen und berechenbaren Systemen angesehen werden [Engelsmann et al. 1999a]. Erst in den letzten Jahrzehnten gibt es eine Trendwende in Richtung der fugen- und lagerlosen Bauweise. Es entstehen dadurch robuste Tragwerke mit einer Vielzahl von Vorteilen, auf die im vorliegenden Kapitel ebenso eingegangen wird, wie auf Besonderheiten, die es bei Planung und Ausführung zu beachten gibt. Mit einem vergleichenden Überblick über die bekannten Ausbildungsformen wird die Beschreibung zum Stand der Technik der integralen Brückenbauweise abgerundet.

2.1.1 Begriffsdefinition

Vereinfacht gesagt handelt es sich bei integralen Brücken um Konstruktionen, bei denen auf Fugen zwischen Überbau und Unterbau verzichtet wird. Ursprünglich wurden derartige Bauwerke im deutschen Raum als Rahmenbrücken benannt. Die Bezeichnung „integrale Brücken“ wurde erst später aus dem Englischen („integral bridges“) übernommen. Der Namensursprung stammt jedoch aus dem Lateinischen. Das Adjektiv „integralis“ bedeutet nämlich „lückenlos, komplett, vollständig“. Somit lässt sich dies auf die lückenlose, monolithische Verbindung zwischen Über- und Unterbau von integralen Brücken übersetzen [Geier et al. 2017].

Auf der Gegenseite zu den integralen Bauwerken, stehen „konventionell“ hergestellte Brücken, bei denen einerseits der Über- vom Unterbau durch vorgefertigte Lager getrennt wird und andererseits Dehnfugen, vorzugsweise an den Brückenenden, vorhanden sind. Als Mischform der konventionellen und integralen Bauweise sind „semi-integrale“ Konstruktionen anzusehen. Die genaue Abgrenzung zwischen den drei Kategorien ist jedoch national unterschiedlich geregelt. Die für Österreich gültige Definition findet sich in der RVS 15.02.12 (2018). Für die weiteren Kapitel der gegenständlichen Arbeit wird eine Festlegung der Begriffsdefinitionen getroffen, welche in Abbildung 2.1 dargestellt wird.

Als integrale Brücken werden nachfolgend Konstruktionen bezeichnet, die weder in den Pfeiler- noch in den Widerlagerachsen Lager aufweisen, wie in Abbildung 2.1 (a), rechts dargestellt. Zusätzlich dürfen keine Dehnfugen zwischen dem Überbau und der freien Strecke vor und nach dem Tragwerk vorhanden sein, die eine klassische Fahrbahnübergangskonstruktion erforderlich machen. Elastische Belagsdehnfugen werden hiervon ausgenommen, da sie keine offenen Fugen an der Fahrbahnoberfläche bilden, bei denen eine Verformung der Brücke zu einer Änderung der Fugenbreite führen würde. Ein in Abbildung 2.1 (a), links dargestelltes Tragwerk wird somit in der gegenständlichen Arbeit den integralen Brücken zugeordnet. Nach der in Österreich geltenden Definition gemäß RVS 15.02.12 (2018) würde es sich dabei streng genommen um ein lagerloses semi-integrales Tragwerk handeln [Geier et al. 2017]. Brücken, die entweder zumindest in einer Pfeilerachse ein Lager (Abbildung 2.1 (c), links) oder an einem Widerlager ein Lager und eine Dehnfuge mit einer Fahrbahnübergangskonstruktion (Abbildung 2.1 (c), rechts) aufweisen, werden als konventionell bezeichnet. Semi-integrale Tragwerke müssen in den Pfeilerachsen eine monoli-

thische Verbindung zwischen Über- und Unterbau aufweisen. An den Widerlagern dürfen jedoch entweder Dehnfugen (Abbildung 2.1 (b), links) oder Lager (Abbildung 2.1 (b), rechts) angeordnet werden.

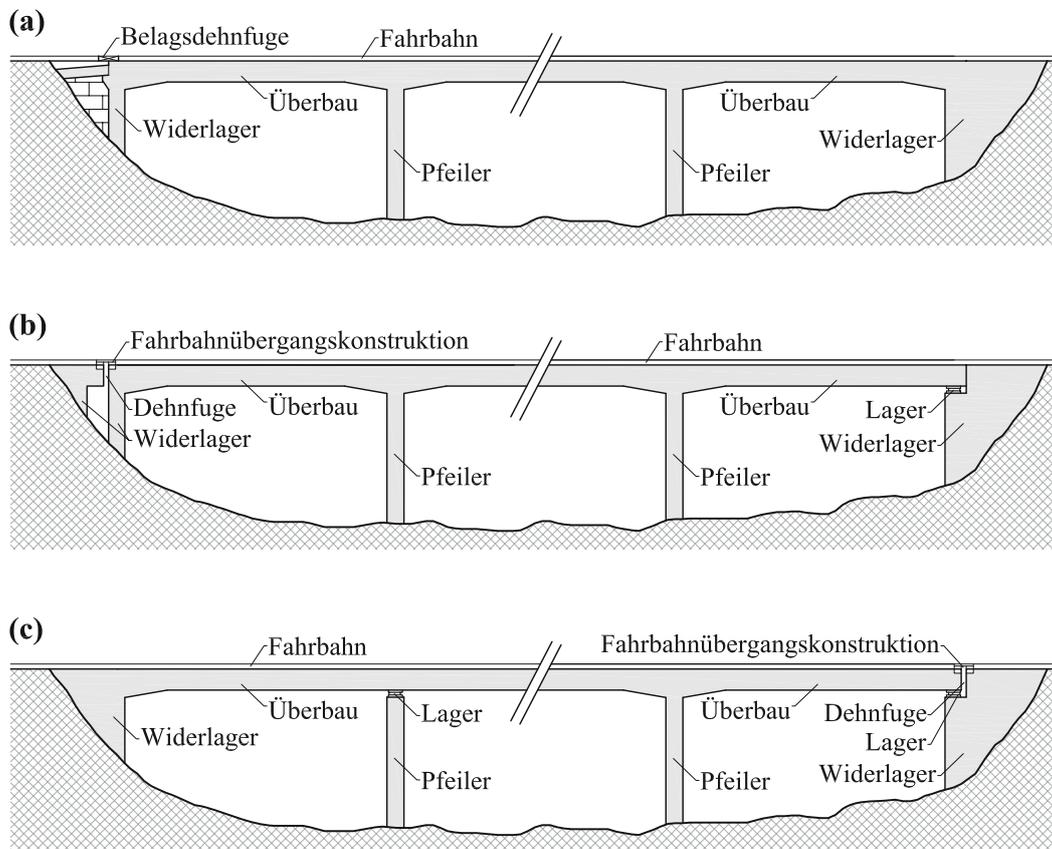


Abb. 2.1: Begriffsdefinition der Brückentypen für die gegenständliche Arbeit: Integrale Brücke (a); Semi-integrale Brücke (b); Konventionelle Brücke (c)

2.1.2 Vorteile und Nachteile

Viele der für die weitere Arbeit wichtigen Eigenschaften von integralen Konstruktionen sind anhand der Vor- und Nachteile zu erläutern, weshalb im Folgenden darauf eingegangen wird. Es ist keine vollständige Auflistung, sondern eine Zusammenfassung der wichtigsten Punkte, welche auch für die nachfolgenden Kapitel der gegenständlichen Arbeit von Bedeutung sind. Detailliertere Auflistungen finden sich unter anderem in Burke (1993), D. Berger et al. (2004), Kaufmann (2008) und Geier et al. (2017).

Vorteile

Durch die fugen- und lagerlose Ausführung werden keine Lager und Fahrbahnübergangskonstruktionen benötigt, wodurch sich mehrere Vorteile ergeben. Die Herstellung wird durch den Entfall dieser, gegenüber Herstellungstoleranzen empfindlichen Bauteile, vereinfacht, wodurch sich die Bauzeit reduzieren und Kosten einsparen lassen. Eine weitaus größere Ersparnis ergibt sich allerdings erst bei Betrachtung der Lebenszykluskosten. Bei den Instandhaltungskosten entfallen rund zwölf Prozent auf die wartungsintensiven Lager und Fahrbahnübergangskonstruktionen. Indirekt hat eine fugenlose Bauweise jedoch einen noch stärkeren positiven Kosteneffekt. Ein großer Teil der Betonarbeiten, welche insgesamt 33 % der gesamten Instandhaltungskosten ausmachen, ist auf durch schadhafte Fugen eindringendes, taumittelhaltiges

Wasser zurückzuführen [Geier et al. 2017]. Bei integralen Brücken wird ein direkter Taumittelzutritt zu Konstruktionen unterhalb der Fahrbahn vermieden. Für den Nutzer wird, durch den fugenlosen Übergang der Fahrbahn von freier Strecke auf die Brücke, der Fahrkomfort und die Sicherheit gesteigert, während die Lärmemissionen sinken. Des Weiteren ist eine höhere Streckenverfügbarkeit gegeben, da keine Baumaßnahmen zur Instandhaltung der Fahrbahnübergangskonstruktionen durchzuführen sind.

Die monolithische Verbindung der Widerlager mit dem Überbau bringt Vorteile für das Tragverhalten, die Ausführung und die Kosten. Durch die Rahmentragwirkung des Systems können, gegenüber Einfeldsystemen, schlankere Überbauten umgesetzt werden. Der Kraftfluss in den Rahmenecken ist weitaus optimaler als es bei der konzentrierten Einleitung der Lagerkräfte in die Betonkonstruktion der Fall ist. Da in den mehrfach statisch unbestimmten Systemen Umlagerungen möglich sind, ergeben sich robuste Tragwerke mit Tragreserven. Eventuell abhebende Kräfte an den Widerlagern, ausgelöst durch kurze Endfelder bei Mehrfeldsystemen, können durch das Eigengewicht der Widerlager ohne aufwendige Rückhaltekonstruktionen aufgenommen werden. Ebenso ist die Abtragung von Horizontallasten, beispielsweise infolge Bremsen oder Anfahren, durch die kraftschlüssige Verbindung von Über- und Unterbau problemlos möglich.

Bei konventionellen Brücken müssen die Lager zugänglich sein, wodurch oftmals Wartungsgänge in den Widerlagern vorgesehen werden müssen. Für den Austausch der Brückenlager sind Anhebepunkte für hydraulische Pressen zu konzeptionieren, was häufig zu größeren Pfeilerdimensionen führt. Auf beides braucht bei integralen Brücken keine Rücksicht genommen werden. Widerlager und Pfeiler können einfacher und materialsparender ausgebildet werden. Der geringere Schalungs- und Bewehrungsaufwand, ebenso wie der reduzierte Materialeinsatz führen zu einer Kosteneinsparung. Gleichzeitig wird eine optisch gefälligere Ausbildung ermöglicht.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass mit der integralen Bauweise robuste, ästhetisch ansprechende, materialsparende Tragwerke ausgebildet werden können. Diese Konstruktionen weisen bei der Herstellung und vor allem bei der Instandhaltung deutliche Kostenvorteile gegenüber konventionellen Brücken auf.

Nachteile

Neben den auch bei konventionellen Brücken zu berücksichtigenden Belastungen infolge Eigengewicht, Verkehr etc. spielen bei der Bemessung von integralen Bauwerken vor allem jene Einwirkungen eine Rolle, die Längsdehnungen verursachen. Kriechen, Schwinden, über den Querschnitt konstante Temperaturänderungen und das Aufbringen einer Vorspannung führen bei einem in Längsrichtung verschieblich gelagerten Überbau zu Längenänderungen, jedoch zu keiner Zwangsbeanspruchung, sofern die Reibung der Lager vernachlässigt wird. Bei einer integralen Konstruktion werden diese Verformungen allerdings behindert, wodurch es zu Zwängen im Tragwerk kommt. Bei der Bemessung ergeben sich dadurch in der Regel höhere Bewehrungsmengen, wodurch sich die oben erwähnten Kostenvorteile reduzieren.

Der wirklichkeitsnahen Erfassung der Zwangsbeanspruchungen muss bei der Planung großes Augenmerk geschenkt werden, was sich allerdings aufgrund einiger Einflussfaktoren meist aufwendig gestaltet. Die Steifigkeitsverhältnisse des Tragwerks, sowie die Eigenschaften des Baugrunds spielen hierbei eine entscheidende Rolle. Durch die fehlende Trennung in Über- und Unterbau gilt es die Konstruktion als Ganzes zu betrachten und die Wechselwirkung zwischen Bauwerk, Baugrund und der Hinterfüllung hinter den Widerlagern zu berücksichtigen. Vor allem die Bodenparameter sind oftmals nicht exakt zu quantifizieren, weshalb eine enge Zusammenarbeit zwischen Tragwerksplaner und Bodengutachter ebenso angestrebt werden muss, wie eine Berücksichtigung von oberen beziehungsweise unteren Grenzwerten in der statischen Berechnung. Zusammenfassend ergibt sich somit eine gegenüber konventionellen Tragwerken

aufwendigere statische Bearbeitung, welche allerdings durch die heutzutage zur Verfügung stehende Rechenleistung der Statiksoftware vereinfacht wird.

Durch die zyklischen Bewegungen des Tragwerks infolge von Temperaturänderungen werden an die Hinterfüllungen der Widerlager besondere Anforderungen gestellt. Zusatzmaßnahmen wie beispielsweise die Ausbildung von Schleppplatten sind erforderlich, um Setzungen im Widerlagerbereich zu verhindern. Die zeitliche Abfolge des Herstellungsprozesses kann einen großen Einfluss auf die Zwangsschnittgrößen haben. Diese muss deshalb bereits bei der Planung berücksichtigt werden, wodurch sich der Bauablauf zu einem späteren Zeitpunkt nur eingeschränkter adaptieren lässt. Durch die monolithische Verbindung zwischen Über- und Unterbau scheiden manche Herstellungsverfahren, wie beispielsweise das Takt-schieben weitgehend aus. Der Einsatz von vorgefertigten Elementen gestaltet sich schwieriger als bei konventionellen Brücken. Durch die Verwendung von Halbfertigteilelementen kann jedoch die Ausbildung von integralen Brücken durchaus erreicht werden, wie es beispielsweise in Reichenbach (2019) gezeigt wird.

Aus den genannten Nachteilen ist ersichtlich, dass vor allem das Thema der Zwangsbeanspruchungen eine entscheidende Rolle bei integralen Brücken und somit auch für die Ausführungen in den nachfolgenden Kapiteln der vorliegenden Arbeit spielt. Deshalb wird nun im Folgenden detaillierter darauf eingegangen.

2.1.3 Zwangsbeanspruchungen

Die beiden nachfolgenden Aussagen unterstreichen die Erkenntnisse des vorigen Kapitels:

Die wirklichkeitsnahe Ermittlung und Beherrschung der Zwangsschnittgrößen ist das Wichtigste bei der Bemessung (Anmerkung: von integralen Betonbrücken) [D. Berger et al. 2004].

Die Realisierbarkeit lager- und fugenloser Brücken hängt wesentlich von der Bewältigung der Zwangsbeanspruchungen ab [Pötzl, J. Schlaich et al. 1996].

2.1.3.1 Ursachen und Möglichkeiten zur Beeinflussung

Zwangsbeanspruchungen entstehen grundsätzlich durch die Behinderung von aufgeprägten Verformungen und lassen sich in inneren und äußeren Zwang unterteilen. Über den Querschnitt ungleichmäßig verteilte Verformungen, beispielsweise infolge abfließender Hydratationswärme, führen zu innerem Zwang. Anders als für äußeren Zwang ist das statische System für das Auftreten dafür unerheblich, da ohnehin keine Schnittgrößen entstehen [Zilch und Zehetmaier 2009].

Nach Pötzl, J. Schlaich et al. (1996) lassen sich zwei Typen von Einwirkungen kategorisieren, die äußeren Zwang verursachen:

- **Stützensenkungen und ungleichmäßige Temperaturänderungen**
Stützensenkungen und über den Querschnitt ungleichmäßig verteilte Temperaturunterschiede verursachen sowohl in integralen Bauwerken, als auch in konventionell gelagerten mehrfeldrigen Überbauten Zwangsbeanspruchungen.
- **Längsverformungen des Überbaus**
Über den Querschnitt konstant verlaufende Temperaturänderungen, Schwinden und (vor allem durch Vorspannung ausgelöstes) Kriechen bewirken Längenänderungen des Überbaus. Diese verursachen bei integralen Tragwerken nicht nur Probleme an den Übergängen von der Brücke auf die freie Strecke, sondern führen durch die Behinderung der Verformungen zu Zwangsbeanspruchungen im Tragwerk. Wird die Lagerreibung vernachlässigt, entsteht durch diese Einwirkungen

bei konventionell gelagerten Brücken keinerlei Zwang. Die Längsverformungen werden in diesem Fall durch Fahrbahnübergangskonstruktionen an den Brückenenden aufgenommen. Da nur diese Einwirkungen infolge Längsverformungen des Überbaus ein exklusives Problem integraler Brücken darstellen, wird in den folgenden Ausführungen des gegenständlichen Kapitels vor allem darauf der Fokus gelegt.

Die Größe der Zwangsbeanspruchungen hängt von unterschiedlichen Faktoren ab. Betrachtet man ausschließlich zentrischen Zwang, so lassen sich die maßgebenden Einflussgrößen anhand der gemäß Abbildung 2.2 und Gleichung (2.1) zu ermittelnden Zwangsnormalkraft N_{ind} erläutern [Engelsmann et al. 1999b]. Bei gleichen Federsteifigkeiten $c_1 = c_2 = c$ vereinfacht sich Gleichung (2.1) zu Gleichung (2.2).

$$N_{ind} = \frac{-\varepsilon \cdot l \cdot E \cdot A \cdot c_1 \cdot c_2}{c_1 \cdot c_2 \cdot l + E \cdot A \cdot (c_1 + c_2)} \quad (2.1)$$

$$N_{ind} = \frac{-\varepsilon \cdot l \cdot E \cdot A \cdot c}{c \cdot l + 2 \cdot E \cdot A} \quad (2.2)$$

mit der Dehnung ε , der Länge des Überbaus l , dem Elastizitätsmodul E , der Querschnittsfläche A und den Federsteifigkeiten c_1 und c_2 , welche die Nachgiebigkeit der Widerlager abbilden.

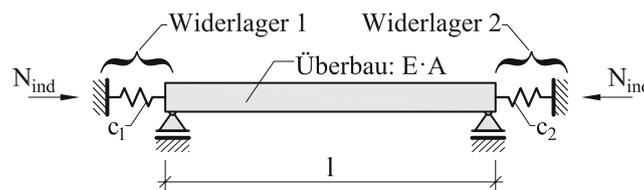


Abb. 2.2: Modellvorstellung zentrischer Zwang im Überbau nach Engelsmann et al. (1999a)

Die Dehnung ε kann hierbei als Einwirkung verstanden werden, wobei über den Querschnitt konstante Temperaturänderungen ΔT_N einen entscheidenden Anteil davon ausmachen. Die bei der Bemessung anzusetzenden Temperatureinwirkungen sind durch Vorgaben in Normen [ÖNORM EN 1991-1-5 2012 und ÖNORM B 1991-1-5 2012] beziehungsweise Richtlinien [RVS 15.02.12 2018], in Abhängigkeit von Standort, Baustoff und Querschnittsform, geregelt, wodurch hier der Planer nur wenig Spielraum zur Optimierung hat. Beeinflussbar ist die Dehnung des Betons infolge einer konstanten Temperaturänderung $\varepsilon_{cT,N} = \Delta T_N \cdot \alpha_{cT}$ somit nur durch den Temperaturexpansionskoeffizienten des Betons α_{cT} . Gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) darf dieser mit $\alpha_{cT} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ angenommen werden, sofern keine genaueren Informationen vorliegen. Vor allem der Feuchtigkeitszustand [Wang 2018] und die Art des Zuschlags haben jedoch einen beachtlichen Einfluss auf das Dehnungsverhalten von Beton unter Temperaturbeanspruchung. Werte zwischen $\alpha_{cT} = 6 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ und $\alpha_{cT} = 15 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ können sich dadurch für Normalbeton ergeben. Gesteinskörnungen aus Kalkstein liefern deutlich kleinere Werte, als Zuschläge aus silikatischen Gesteinen [CEB-FIP Model Code 90 1993]. Durch die Wahl eines geeigneten Zuschlags lassen sich somit die Zwangsbeanspruchungen reduzieren. Auf jeden Fall ist eine genaue Ermittlung von α_{cT} mittels Versuchen zu empfehlen, um die in der Bemessung getroffenen Annahmen überprüfen, beziehungsweise adaptieren zu können. In Kapitel 4.6 wird die Ermittlung des Temperaturexpansionskoeffizienten im Rahmen von experimentellen Untersuchungen vorgestellt.

Die durch das Schwinden des Betons induzierten Dehnungen ε_{cs} sind eine weitere maßgebende Ursache für die Entstehung von Zwangsschnittgrößen in integralen Brücken. Durch die Verwendung von schwindarmen Betonen lassen sich diese minimieren. Anders als für das Verformungsverhalten unter Temperatureinwirkung, spielt beim Schwinden nicht die Gesteinskörnung, sondern der Zementstein die

entscheidende Rolle. Eine sorgfältige Nachbehandlung nach dem Betonieren ist Grundvoraussetzung, um die Schwinddehnungen möglichst gering zu halten. Den zeitlichen Verlauf, sowie den Endwert des Schwindens gilt es möglichst realitätsgetreu zu erfassen und in den statischen Berechnungen zu berücksichtigen. Die normgemäße Ermittlung erfolgt aktuell gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) für normale Betone beziehungsweise gemäß ÖNORM EN 1992-2 (2012), Anhang B für Betone mit charakteristischen Druckfestigkeiten $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$. Versuchsergebnisse zeigen eine Streuung in der Größenordnung von $\pm 30\%$ um die normgemäßen Modelle zur Beschreibung des Schwindverhaltens, weshalb, wie schon beim Temperaturexpansionskoeffizient, bei gegenüber Zwang empfindlichen Konstruktionen experimentelle Untersuchungen zur Sicherstellung der realitätsnahen Erfassung des Schwindens empfohlen werden.

Sowohl die temperatur- als auch die schwindinduzierten Zwangsbeanspruchungen lassen sich durch einen geschickten Bauablauf positiv beeinflussen. Die Bauwerkstemperatur bei der Herstellung des Brückenschluss (Aufstelltemperatur T_0) ist entscheidend für die im Laufe der Nutzungsdauer auftretenden Dehnungen $\epsilon_{c,T,N}$. Eine Zunahme der Temperatur ($\Delta T_N > 0$) bewirkt in der Konstruktion eine meist vorteilhaftere Beanspruchungssituation (Druckkräfte), als es bei einer Abkühlung ($\Delta T_N < 0$) der Fall ist (Zugkräfte). Durch einen möglichst späten Brückenschluss ist ein großer Teil der Schwinddehnungen ϵ_{cs} bereits aufgetreten, bevor diese auf das endgültige, gegenüber Zwang empfindliche, statische System wirken. Speziell bei der Anordnung von „Schwindlücken“ im Überbau, welche erst zu einem späteren Zeitpunkt geschlossen werden, wird dieses Verhalten maximal ausgenutzt. Ebenso ist dieser Effekt durch die Verwendung von Fertigteilen erzielbar.

Die Ausführung von integralen Brücken in Spannbetonbauweise kann in mehrerer Hinsicht unvorteilhaft sein. Durch die monolithische Verbindung von Über- und Unterbauten fließt meist ein Teil der Vorspannkraft in den Untergrund ab, wodurch mehr Vorspannung notwendig ist, um diese Verluste zu kompensieren. Des Weiteren bewirken die elastischen Stauchungen $\epsilon_{c,el,P}$ und die Kriechdehnungen ϵ_{cc} infolge Vorspannung Verformungen, die zu Zwangsschnittgrößen im Tragwerk führen können. Bei semi-integralen Tragwerken werden die Überbauten jedoch häufig vorgespannt. Ein bekanntes Beispiel hierfür ist die ab 2008 errichtete Scherkondetalbrücke in Deutschland. Bei dieser 576,5 m langen semi-integralen Eisenbahnbrücke wurde der Bauablauf geschickt optimiert, um die Zwangsschnittgrößen zu minimieren. Die Herstellung erfolgte vom ersten Widerlager ausgehend, welches während dieser Phase als temporärer Festpunkt fungierte. Sowohl die Vorspannung als auch das Kriechen und Schwinden führten somit zu Verformungen der Konstruktion in Richtung dieser Festhaltung. Nach Fertigstellung des Überbaus erfolgte ein Festpunktwechsel auf das zweite Widerlager, wodurch die weiteren Verformungen in die entgegengesetzte Richtung abliefen [Marx et al. 2010].

Der Elastizitätsmodul ist als Kenngröße für die elastischen Verformungseigenschaften eines Materials ein weiterer wichtiger Wert für die Beurteilung der entstehenden Zwangsschnittgrößen. Beim Baustoff Beton spielt hierbei, abgesehen vom Erhärtungszustand, die Betonzusammensetzung und dabei vor allem die verwendete Gesteinskörnung eine große Rolle. Bei herkömmlichen Gesteinskörnungen schwankt der Elastizitätsmodul sehr stark mit Werten zwischen $E_g = 20\,000 \text{ N/mm}^2$ und $E_g = 100\,000 \text{ N/mm}^2$ laut Weigler und Karl (2001) beziehungsweise laut Verein Deutscher Zementwerke e.V. (2008) zwischen $E_g = 10\,000 \text{ N/mm}^2$ bei Sandstein und $E_g = 90\,000 \text{ N/mm}^2$ bei Basalt. Mit Gleichung (2.3) gibt die ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) Richtwerte für den mittleren Elastizitätsmodul E_{cm} von Normalbetonen an.

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \quad (2.3)$$

Die Definition des Wertes in Abhängigkeit von der mittleren Druckfestigkeit des Betons f_{cm} begründet sich vor allem damit, dass dies einer der wenigen zum Planungszeitpunkt bereits festgelegten Materialparameter ist. Die Werte laut Gleichung (2.3) beziehen sich auf quarzithaltige Gesteinskörnungen und sollen

bei der Verwendung von Basaltzuschlägen um 20 % erhöht, beziehungsweise bei Sandsteinkörnungen um 10 % bis 30 % reduziert werden [ÖNORM EN 1992-1-1 2015]. Dennoch sind beträchtliche Abweichungen in beide Richtungen möglich, weshalb die Bestimmung durch Versuche empfohlen wird, sofern der Elastizitätsmodul maßgebenden Einfluss für die Bemessung eines Tragwerks hat, was bei integralen Brücken meist der Fall ist [Mark und Lehnen 2003].

Das Produkt aus dem Elastizitätsmodul E und der Querschnittsfläche A ergibt die Dehnsteifigkeit des Querschnitts $E \cdot A$. Geringe Zwangsnormalkräfte N_{ind} sind somit im Entwurfsprozess auch durch die Minimierung der Querschnittsfläche erzielbar. Erreichbar ist dies beispielsweise durch eine Verringerung der Stützweite und dadurch der Querschnittshöhe. Bei Stahlbetonkonstruktionen verringert sich die Dehnsteifigkeit im gerissenen Zustand maßgeblich. Dies und der positive Einfluss des Kriechens auf die Zwangsbeanspruchungen werden in einem der nächsten Abschnitte behandelt.

Die Federsteifigkeiten c_1 und c_2 in der Abbildung 2.2 repräsentieren die Nachgiebigkeiten der Widerlager. Weiche Widerlager behindern die Verformungen des Überbaus nur gering, wodurch geringe Zwangsbeanspruchungen entstehen und umgekehrt. Die realitätsgetreue Erfassung der Interaktion zwischen Boden und Bauwerk hat bei der Bemessung somit große Bedeutung. In Abhängigkeit von der Ausführungsform der integralen Brücke (siehe Kapitel 2.1.4) werden unterschiedliche Anforderungen an die Ausbildung der Widerlagerkonstruktionen gestellt.

Die Länge l des in Abbildung 2.2 dargestellten Stabes ist der letzte fehlende Parameter zur Beschreibung der entstehenden Zwangsnormalkraft N_{ind} . Umgelegt auf eine reale Brückenkonstruktion handelt es sich dabei nicht um die Stützweite eines einzelnen Brückenfeldes, sondern um die gesamte Brückenlänge. Die bisher beschriebenen Parameter sind zum Teil durch Anpassungen im Entwurf oder beim Material beeinflussbar. Die Länge stellt jedoch bei einer Entwurfsaufgabe meist eine fixe Größe dar, weshalb diese oft darüber entscheidet, ob eine Brücke integral ausgeführt werden kann oder nicht. Ein längerer Überbau führt an den Widerlagern zu größeren Verformungen und somit gemäß Gleichung (2.2) bei einer nachgiebigen Widerlagerausbildung ($c < \infty$) zu größeren Zwangsbeanspruchungen. Detaillierter auf den Einfluss der Brückenlänge, in Abhängigkeit von der Ausführungsform, wird in Kapitel 2.1.4 eingegangen.

Vor allem durch Variation der Querschnittsausbildung, der Bauteilform, der Gründung, des statischen Systems etc. lässt sich ein Brückenentwurf im Hinblick auf die Minimierung der Zwangsbeanspruchungen optimieren. Hierbei sei beispielsweise auf Pötzl, J. Schlaich et al. (1996), Engelsmann et al. (1999b), D. Berger et al. (2004), Kaufmann (2008) und Geier et al. (2017) verwiesen.

2.1.3.2 Ermittlung und Berücksichtigung bei der Bemessung

Die Schnittgrößen infolge Lasten sind bei statisch unbestimmten Systemen von der Verteilung der Steifigkeiten abhängig. Die Größe der Steifigkeit ($E \cdot A = const.$ bei reiner Normalkraftbeanspruchung) hat keinen Einfluss. Eine Schnittgrößenermittlung im ungerissenen Zustand liefert somit in der Regel für alle Beanspruchungszustände ausreichend genaue Ergebnisse. Beanspruchungen aus eingepprägten Verformungen (äußerer Zwang) sind jedoch unmittelbar proportional zur Bauteilsteifigkeit. Eine exakte Vorhersage der Zwangsbeanspruchungen ist, allein aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens von Beton, kaum möglich. Die Berechnung der Zwangsschnittgrößen auf Grundlage linear-elastischen Verhaltens ungerissener Querschnitte könnte zu erheblichen Fehleinschätzungen führen [Zilch und Zehetmaier 2009]. Insbesondere bei Zugbeanspruchungen führt die Entstehung von Rissen in Stahlbetonbauteilen zu einem deutlichen Abbau der Zwänge durch die verminderte Dehnsteifigkeit. Rechnerisch führt eine Abkühlung von nur $\Delta T_N = -8,8^\circ\text{C}$ bei einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 ($E_{cm} = 33\,000\text{N/mm}^2$, $\alpha_{cT} = 10 \cdot 10^{-6}\text{K}^{-1}$, mittlere Zugfestigkeit $f_{ctm} = 2,9\text{N/mm}^2$) bei vollständig verhinderter Längenän-

derung, zur Überschreitung der Zugfestigkeit und somit zur Verminderung der Dehnsteifigkeit. Sobald die Risschnittgröße überschritten wird, erreichen Zwangsschnittgrößen nicht mehr die mit linearen Materialgesetzen errechneten Werte [Engelsmann et al. 1999b]. Aufgrund der Belastungsgeschichte kann das Tragwerk allerdings auch ohne Zwangsbeanspruchungen bereits in Teilbereichen den ungerissenen Zustand verlassen haben, beispielsweise aufgrund einer Vorbelastung. Eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Zwangsschnittgrößen ist somit nur unter Berücksichtigung der nichtlinearen Werkstoffgesetze und der Bau- beziehungsweise Belastungsgeschichte, beispielsweise unter Zuhilfenahme der Finite Elemente Methode, möglich. Anhand eines Beispiels wird in Engelsmann et al. (1999b) gezeigt, dass die Zwangsnormalkraft bei steifen Widerlagern im Gebrauchszustand, gegenüber der linear-elastisch ermittelten, um 65 % bis 70 % niedriger liegt.

Nichtsdestotrotz ist die linear-elastische Berechnung der Schnittgrößen meist gängige Bemessungspraxis, da der Berechnungsaufwand deutlich geringer ist. In den Normen und Regelwerken erfolgt eine vereinfachte Berücksichtigung zur Verminderung der Zwangsschnittgrößen in integralen Brücken infolge Temperaturänderungen. Ein Überblick über die normative Berücksichtigung von Zwang in der Bemessung von Stahlbetonrahmen wird von Della Pietra (2018) für unterschiedliche Regelwerke gegeben. Für Österreich sind hierbei unter anderem die Vorgaben gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2015), ÖNORM EN 1991-1-5 (2012), ÖNORM B 1991-1-5 (2012) und RVS 15.02.12 (2018) als maßgebend zu erachten. Grundsätzlich sind laut ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) (Abschnitt 2.3.1.2) Auswirkungen der Temperatur im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) nur dann zu berücksichtigen, wenn sie wesentlich sind (zum Beispiel beim Nachweis der Stabilität nach Theorie II. Ordnung). Wird das Verformungsvermögen des Tragwerks im ausreichenden Maße nachgewiesen, können Temperatureinflüsse vernachlässigt werden. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) sind sie jedoch grundsätzlich zu berücksichtigen. In ÖNORM B 1991-1-5 (2012) sind gegenüber dem Grunddokument vereinfachte, reduzierte Annahmen für die Berechnung von Zwangsbeanspruchungen infolge von Temperaturänderungen angegeben. Für die gleichmäßige Änderung der Bauteiltemperatur dürfen demnach $\Delta T_N = \pm 20^\circ\text{C}$, beziehungsweise $\Delta T_N = \pm 10^\circ\text{C}$ ab einer gewissen Bauteildicke oder Überschüttungshöhe, angenommen werden. Über die Höhe linear veränderliche Temperaturen sind mit $\Delta T_M = \pm 10^\circ\text{C}$ beziehungsweise $\Delta T_M = \pm 5^\circ\text{C}$ anzusetzen. Eine zusätzliche Abminderung der Steifigkeiten ist, bei Verwendung dieser von der Brückenlänge unabhängigen Werte, nicht zulässig.

Della Pietra schlägt in ihrer Dissertation [Della Pietra 2018] einen alternativen Ansatz für Temperaturunterschiede und zur Berücksichtigung der Steifigkeitsabminderungen infolge Rissbildung vor, welcher auch bei der Erstellung der RVS 15.02.12 (2018) Berücksichtigung fand. Darin finden, im Gegensatz zu den Angaben in der ÖNORM B 1991-1-5 (2012), die Querschnittsabmessungen, die Seehöhe und die Brückenlänge Beachtung. Für die Bemessungspraxis interessant sind hierbei vor allem die vereinfachten Ansätze zur Erfassung der Steifigkeitsabminderung infolge Rissbildung. Die mit linearen Verfahren ermittelten Zwangsschnittgrößen infolge Temperaturänderungen, Kriechen, Schwinden und Stützensenkung dürfen demnach für die Bemessung auf die Werte gemäß Tabelle 2.1 abgemindert werden.

Werden die Zwangsschnittgrößen derart reduziert, müssen jedoch die zugehörigen Temperaturansätze laut RVS 15.02.12 (2018) verwendet werden. Eine Kombination mit den vereinfachten Werten aus der ÖNORM B 1991-1-5 (2012) ist nicht zulässig. Obwohl es sich bei den Ansätzen in Tabelle 2.1 nur um eine stark vereinfachte Erfassung der Auswirkungen der Steifigkeitsabminderung infolge des nichtlinearen Verhaltens handelt, zeigen die Werte einen tatsächlich vorhandenen Unterschied zwischen SLS und ULS auf. Mit beginnender Plastifizierung infolge Last im Grenzzustand der Tragfähigkeit reduzieren sich die Zwangsschnittgrößen deutlich. Zwang bewirkt in diesem Zustand lediglich eine zusätzliche Verformung der Gelenke. Die Tragfähigkeit ist solange gegeben, solange die plastische Verformungsfähigkeit für die Summe der Verformung aus Last und Zwang vorhanden ist [Zilch und Zehetmaier 2009]. Dieses

Tab. 2.1: Steifigkeitsabminderung infolge Rissbildung laut RVS 15.02.12 (2018)

Bewehrungsgrad ρ_s	Länge	SLS	ULS
$0,3\% \leq \rho_s \leq 0,8\%$	$L \leq 30\text{m}$	40 %	0 %
	$30 < L \leq 120\text{m}$	60 %	40 %
	$L > 120\text{m}$	100 %	60 %
$\rho_s < 0,3\%$ $\rho_s > 0,8\%$	$L > 0\text{m}$	100 %	60 %
Spannbeton	$L > 0\text{m}$	100 %	60 %

Verhalten wird beispielsweise auch in J. Berger und Feix (2019) anhand von Ergebnissen experimenteller Untersuchungen beschrieben. Hierbei wurden auf Zweifeldträger Zwangsmomente durch Stützensenkungen eingepreßt und anschließend die Versuchsträger bis zum Versagen belastet. Durch den Vergleich mit einem Referenzversuch ohne Zwangsaufbringung konnte gezeigt werden, dass sich das Zwangsmoment ab dem Einsetzen der Rissbildung kontinuierlich reduziert. Zum Zeitpunkt des Versagens (ULS) war dieses vollständig abgebaut.

Die im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit auftretenden Verformungen führen zu keinen Plastifizierungen, weshalb die Steifigkeit in dieser Belastungssituation höher anzusetzen ist. Eine ausreichende plastische Verformungsfähigkeit, meist mit den Begriffen Rotationsfähigkeit beziehungsweise Rotationskapazität umschrieben, wird in den Angaben der Tabelle 2.1 durch Vorgabe eines bestimmten Bewehrungsgrads ρ_s sichergestellt. Umfassende Untersuchungen zum Einfluss des Bewehrungsgrads und weiterer Kenngrößen auf die Steifigkeitsabminderung unter Zwangsbeanspruchung finden sich beispielsweise in Arnold (2008).

Bei Anwendung dieser Abminderungen in Kombination mit einer linear-elastischen Schnittgrößenanalyse müsste aus mechanischer Sicht jedoch zwischen Druck- und Zugbeanspruchungen infolge Zwang unterschieden werden. Bereits geringe Zugspannungen bewirken durch Rissbildung eine Steifigkeitsabminderung, Druckspannungen jedoch erst bei Ausbildung eines Fließgelenks durch plastische Verformungen [Engelsmann et al. 1999b].

Langandauernde Druckspannungen führen zum Kriechen des Betons. Einerseits entstehen bei Behinderung dieser zeitabhängigen Dehnungen ε_{cc} Zwangsbeanspruchungen, wie auf Seite 18 erläutert. Andererseits bewirkt das Kriechen eine Reduktion der Bauteilsteifigkeit. Ein entlang eines Bauteils gleichmäßig verlaufendes Kriechen führt zu keinen Änderungen in der Schnittgrößenverteilung, sondern lediglich zu einer Zunahme der Verformungen. Durch die proportionale Kopplung von Steifigkeit und Zwangsschnittgrößen sind zeitabhängige Einflüsse zu erwarten. Langandauernder Zwang wird durch Kriechverformungen zum Teil abgebaut. Es wird dabei zwischen plötzlichem Zwang, der beispielsweise bei rasch auftretenden Setzungen eintritt und langsamem Zwang, der sich unter anderem infolge Schwinden aufbaut, unterschieden. Langsam auftretender Zwang wird während der Entstehung bereits durch Kriechverformungen zum Teil wieder abgebaut und bleibt somit deutlich unter dem Wert, der sich bei linear-elastischer Berechnung ergeben würde. Verläuft die zeitliche Entwicklung affin zum Kriechverlauf, so lassen sich die zeitabhä-

gen Spannungen σ_t gemäß Gleichung (2.4) ermitteln [Zilch und Zehetmaier 2009].

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{el}}{1 + \rho \cdot \varphi} \quad (2.4)$$

mit der linear-elastisch ermittelten Zwangsspannung σ_{el} , der Kriechzahl φ und dem Alterungs- beziehungsweise Relaxationsbeiwert ρ zur Berücksichtigung der Alterung des Betons.

Wird das Kriechen nicht berücksichtigt, so wird demnach beispielsweise Zwang infolge Schwinden deutlich überschätzt. Für Zwangsbeanspruchungen, die durch Temperatureinflüsse entstehen, haben die Kriechverformungen jedoch nur eine geringe praktische Bedeutung. Zum einen nimmt die Kriechfähigkeit mit zunehmendem Alter des Betons ab, Temperaturänderungen treten allerdings jederzeit während der Nutzungsdauer auf [Engelsmann et al. 1999a]. Zum anderen umfassen vor allem die tageszeitlichen Temperaturschwankungen nur kurze Zeiträume, in denen sich nur bedingt Kriechverformungen aufbauen können.

Besondere Beachtung gilt es auch der Überlagerung von Last- und Zwangseinwirkungen zu schenken, um die tatsächlichen Beanspruchungen eines Bauwerks zu erfassen. Die Steifigkeiten ändern sich infolge der Einwirkung, wodurch das Superpositionsgesetz nicht mehr in gewohnter Weise gültig ist. Durch die Berücksichtigung der Herstellungs- und Belastungsgeschichte eines Tragwerks im Zuge einer nichtlinearen Berechnung können jedoch die resultierenden Schnittgrößen ermittelt werden da hierbei die Steifigkeitsänderungen Beachtung finden. Dies ist einerseits mit einem sehr hohen Berechnungsaufwand und andererseits mit teilweise großen Ungenauigkeiten verbunden, da beispielsweise der Zeitpunkt der Zwang verursachenden Einwirkungen nicht in ausreichendem Umfang ermittelt werden kann. In Engelsmann et al. (1999b) wird deshalb eine Abschätzung vorgeschlagen. Schnittgrößen infolge Last sollen demnach im Zustand I ermittelt werden. Zwangsbeanspruchungen können an einem System mit abschnittsweise konstanten Steifigkeiten, welche die Rissbildung des Betons berücksichtigen, berechnet werden. Hierbei sind die Steifigkeiten abzuschätzen und gegebenenfalls iterativ anzupassen. Die lineare Kombination der Schnittgrößen aus Last und Zwang können für die Ermittlung der Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite herangezogen werden.

Zusammenfassend soll noch einmal betont werden, dass die Zwangsbeanspruchungen bei fugen- und lagerlosen Bauwerken eine maßgebende Rolle spielen. Insbesondere werden, gegenüber konventionellen Tragwerken, Zugbeanspruchungen in größerem Umfang in die Konstruktion eingetragen. Besonders diese lassen sich in der Bemessung durch Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens von Stahlbeton, gegenüber linear-elastisch ermittelter Werte, deutlich reduzieren. Meist ist eine genaue Erfassung der Zwangsbeanspruchungen aufgrund der oben genannten Einflüsse nicht möglich. Beim grundsätzlichen Verständnis des planenden Ingenieurs für Zwänge ist dies jedoch auch nicht immer notwendig, da sie oftmals mit konstruktiven Möglichkeiten berücksichtigt werden können. Der konstruktiven Durchbildung kommt somit eine große Bedeutung zu [Engelsmann et al. 1999b, Schüller 2004].

2.1.4 Bekannte Ausführungsformen im Vergleich

Grundsätzlich hängt es von der Verformungsfähigkeit des Tragsystems ab, welches in Wechselwirkung mit dem anstehenden Boden als Einheit verstanden werden muss, inwieweit aufgeprägte Verformungen zu Zwangsbeanspruchungen führen. Betrachtet man das Verhalten infolge Längsverformungen, so lassen sich integrale Brücken in drei verschiedene Ausführungsformen unterteilen. Werden die Widerlager möglichst flexibel ausgebildet (kleine Federsteifigkeit c in Gleichung (2.2)), so kommt es beispielsweise bei einer Erwärmung zu Verformungen in Brückenlängsrichtung an den Brückenenden (siehe Abbildung 2.3 (a)), währenddessen die Zwangsschnittgrößen gering ausfallen. Unverschiebliche Widerlager verhindern bei

einem geraden Überbau sämtliche Verformungen (siehe Abbildung 2.3 (b)), die Zwangsschnittgrößen erreichen dabei ihr Maximum. Abbildung 2.3 (c) zeigt einen zwischen steifen Widerlagern angeordneten gekrümmten Überbau, bei dem eine aufgezwungene Verlängerung zum Ausweichen in radialer Richtung führt. Im Folgenden werden diese drei Varianten ausführlich betrachtet und dabei das Verhalten bei aufgeprägten Verformungen, sowie deren Vor- und Nachteile erläutert.

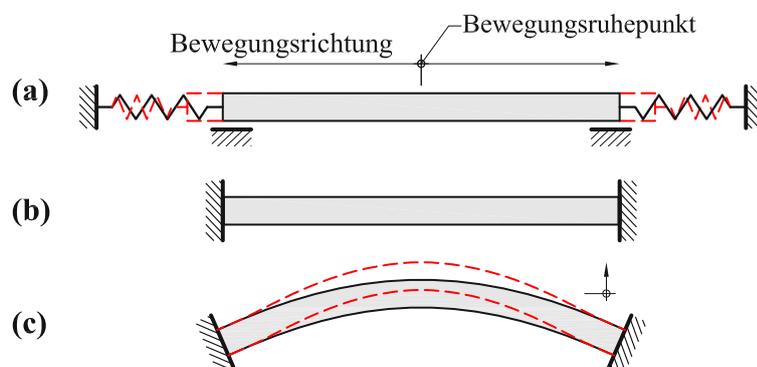


Abb. 2.3: Überbauten verschiedener Ausführungsformen von integralen Brücken bei einer Erwärmung: Flexible Widerlager (a); Steife Widerlager (b); Gekrümmter Überbau (c)

2.1.4.1 Flexible Widerlager

Das Konzept möglichst flexibler Widerlager wurde in den letzten Jahren sehr häufig für den Bau von kurzen und mittellangen integralen Brücken eingesetzt. Beispielsweise werden anstatt konventioneller Kastenwiderlager oftmals schlanke Widerlagerwände auf schlanken Pfahlreihen gegründet, um eine möglichst große Nachgiebigkeit zu erreichen. Längenänderungen führen nur zu geringen Zwangsbeanspruchungen, welche durch wirtschaftliche Bewehrungsmengen aufgenommen werden können.

Besondere konstruktive Beachtung erfordert allerdings die Ausbildung des Übergangsbereichs zwischen Brücke und Damm, sowie die Hinterfüllung der Widerlager. Schwinden, Kriechen und Temperaturabsenkungen („Winter-Situation“) führen zu Verkürzungen des Tragwerks, welche abhängig von der Brückenlänge, durchaus im Zentimeterbereich liegen. Dadurch kann es zu Rissen im Fahrbahnbelag kommen (siehe Bereich I in Abbildung 2.4). Zusätzlich muss die Hinterfüllung ausreichend standsicher sein, um ein Nachsacken zu verhindern (siehe Bereich II in Abbildung 2.4), was beispielsweise durch die Ausführung als bewehrte Erde möglich ist. Eine Verlängerung durch Temperaturerhöhungen („Sommer-Situation“) darf zu keinen Hebungen infolge des erhöhten Erddrucks führen. An der Hinterseite der Widerlagerwand angeordnete Weicheinlagen, beispielsweise aus Polystyrol-Schaum, können dies verhindern [Pötzl und Naumann 2005].

Die Verformungen treten, geknüpft an die Temperaturänderungen, zyklisch während der gesamten Nutzungsdauer auf. Dies erhöht die Anforderungen an die Konzeption dieses sensiblen Bereichs. Erste numerische Untersuchungen zur Erfassung der zyklischen Verformungen der Widerlagerwand auf die Hinterfüllung wurden in den USA durchgeführt [Horvath 2000]. Mittlerweile wurde das Konzept der flexiblen Widerlager auch bei einer Großbrücke erfolgreich umgesetzt. Die dreifeldrige (größte Spannweite 32,8 m) Rollbrücke Ost 1 am Frankfurter Flughafen zählt mit einer Brückenfläche von 19 800 m² zu den größten integralen Bauwerken Europas [Steiger et al. 2012].

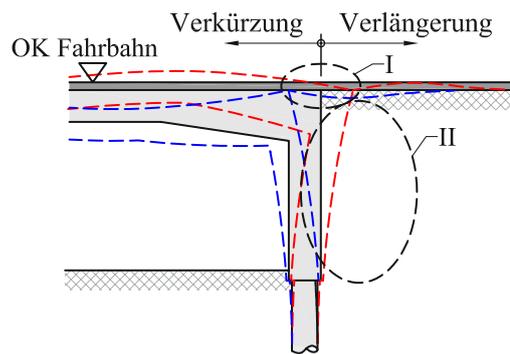


Abb. 2.4: Längenänderungen des Überbaus bei einer integralen Brücke mit flexiblem Widerlager, in Anlehnung an Geier et al. (2017)

Trotz der erfolgreichen Anwendung ist der Einsatz von flexiblen Widerlagern aufgrund der mit der Brückenlänge zunehmenden Längsverformungen limitiert. Begrenzen lassen sich diese Verformungen durch Steigerung der Widerlagersteifigkeit c , was allerdings größere Zwangsschnittgrößen induziert. Es gilt dabei immer den Konflikt zwischen großen Verschiebungen bei kleinen Zwangsbeanspruchungen und kleinen Verschiebungen bei großen Zwangsbeanspruchungen abzuwägen [Engelsmann et al. 1999b].

2.1.4.2 Steife Widerlager

Ab einer gewissen Brückenlänge kann es Sinn machen ein anderes Konzept zu verfolgen. Entgegen dem Grundgedanken die Zwangsbeanspruchungen durch flexible Widerlager möglichst klein zu halten, sollen bei Variante (b) in Abbildung 2.3 sämtliche Längsverformungen durch die Anordnung von unverschieblichen Widerlagern verhindert werden. Durch die theoretisch unendlich steifen Widerlager ($c = \infty$ in Gleichung (2.2)) erreicht die Zwangsnormalkraft N_{ind} ihren Höchstwert, jedoch ist sie von der Brückenlänge unabhängig, wie in Gleichung (2.5) zu sehen ist.

$$N_{ind} = -\varepsilon \cdot E \cdot A \quad (2.5)$$

Der Bau von (unendlich) langen integralen Brücken könnte mit diesem Konzept theoretisch umgesetzt werden. Die Ausbildung von unverschieblichen Widerlagern stellt allerdings einen sehr großen Aufwand dar. Bei herkömmlich ausgebildeten Widerlagern treten in der Regel, trotz monolithischer Verbindung von Überbau und Unterbau an den Brückenenden, die gleichen Längsverformungen auf wie bei konventionellen Brücken [RVS 15.02.12 2018]. Der zusätzliche Aufwand für die Ausbildung von steifen Widerlagern, welcher unabhängig von der Brückenlänge ist, muss immer im Verhältnis zu den Gesamtkosten der jeweiligen Brücke gesehen werden. Bei kurzen Brücken (siehe Abbildung 2.5 (b)) ist dies weitaus ungünstiger, als bei langen Konstruktionen.

Laut Gleichung (2.5) ist die entstehende Zwangsnormalkraft, welche über die Widerlager in den Baugrund eingeleitet werden muss, ausschließlich von der Dehnsteifigkeit $E \cdot A$ abhängig. Diese zu minimieren ist für einen wirtschaftlichen Entwurf von essentieller Bedeutung. Eine Reduzierung der Querschnittshöhe durch Konzeption von geringen Stützweiten ist hierfür eine Möglichkeit, wie der Vergleich von Abbildung 2.5 (a) und (c) zeigt. Durch die Verhinderung sämtlicher Längsverformungen bleiben die Pfeiler zwangungsfrei und werden nahezu achsial belastet, womit eine sehr schlanke Ausbildung möglich ist [J. Schlaich, Fackler et al. 2008]. Nichtsdestotrotz ergeben sich große Zwangsnormalkräfte im Überbau.

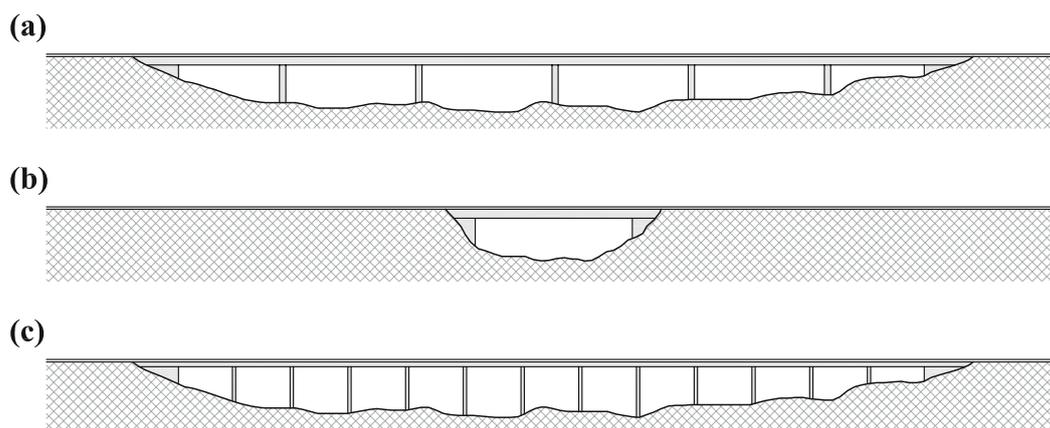


Abb. 2.5: Aufwand für die Ausbildung von unverschieblichen Widerlagern im Verhältnis zu den Gesamtkosten: Hoch (a); Sehr hoch (b); Gering (c)

Um ein Gefühl für die Größenordnung dieser horizontal auf die Widerlager wirkenden Kräfte zu bekommen, wird im Folgenden eine Abschätzung getroffen. Als System wird ein Durchlaufträger mit einem Plattenquerschnitt und Stützweiten von 20 m angenommen. Bei diesen Pfeilerabständen ist eine Vorspannung des Überbaus, die zu ungünstigen elastischen Dehnungen und Kriechdehnungen führen würde, erfahrungsgemäß noch nicht erforderlich. Für über mehrere Felder durchlaufende Brückenträger, werden in Brühwiler und Menn (2013) für die Vorbemessung mittlere Schlankheiten von 16 bis 20 empfohlen. Dadurch ergibt sich eine Plattenstärke von zirka $h = 20,0/18 = 1,1$ m, was eine Querschnittsfläche von $A_c = 1,1 \text{ m}^2$ je Meter Brückenbreite bedeutet. Mit der Annahme einer Temperaturerhöhung von $\Delta T_N = 20^\circ\text{C}$, einem Temperaturexpansionskoeffizienten von $\alpha_{cT} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ und einem Elastizitätsmodul von $E_{cm} = 34\,000 \text{ N/mm}^2$ (Beton C35/45 gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2015)) ergibt sich laut Gleichung (2.5) eine elastische Druckkraft pro Meter Brückenbreite von $D = N_{ind} = 7,48 \text{ MN/m}$. Diese Kraft müsste, annähernd ohne Verformungen, in den Untergrund eingeleitet werden, um das vorgestellte Konzept der steifen Widerlager umzusetzen. Eine gewisse Reduzierung der Zwangskräfte durch das nichtlineare Verhalten von Stahlbeton, insbesondere bei Zugbeanspruchung, kann natürlich in der Bemessung berücksichtigt werden (siehe Ausführungen ab Seite 19).

Dies verdeutlicht, dass steife Widerlager wohl nur bei passenden Bodenverhältnissen wirtschaftlich gebaut werden können. Ein Beispiel für eine erfolgreiche Umsetzung dieses Konzepts ist die Nesenbachtalbrücke Stuttgart, welche allerdings eine (vorteilhafte) leichte Krümmung im Grundriss aufweist. Die 151 m lange Straßenbrücke, mit einem oberhalb der Fahrbahn verlaufenden Geh- und Radweg, ist monolithisch mit den Portalen der angrenzenden Tunnel verbunden, welche als annähernd unverschiebliche Widerlager dienen [J. Schlaich, Pötzl et al. 2000]. Doch selbst diese massiven Tunnelbauwerke weisen eine, wenn auch sehr geringe, Nachgiebigkeit in Längsrichtung auf. Eine gewisse Verschieblichkeit muss deshalb in den Berechnungen immer berücksichtigt werden [Pötzl und Koch 2001].

Wenngleich mit diesem Konzept lange integrale Brücken theoretisch umgesetzt werden können, ist es bei durchschnittlichen Bodenverhältnissen kaum möglich eine wirtschaftlich wettbewerbsfähige Alternative anzubieten [Geier et al. 2017].

2.1.4.3 Krümmung des Überbaus

Durchaus vielversprechender stellt sich die in Abbildung 2.3 (c) gezeigte Ausführungsform dar, bei der die ebenfalls steif ausgebildeten Widerlager deutlich geringere Beanspruchungen erfahren. Eine

Krümmung des Überbaus kann prinzipiell entweder im Grundriss oder im Aufriss erfolgen. Die im Zuge der Umfahrung Klösters (Schweiz) errichtete Sunnibergbrücke ist ein eindrucksvolles Beispiel für ein im Grundriss gekrümmtes Tragwerk. Erst durch das radiale Ausweichen bei Längenänderungen (man spricht dabei oftmals vom „Atmen“ der Brücke) reduzieren sich die Zwangsbeanspruchungen soweit, dass es möglich war, die über 500 m lange Brücke ohne Fugen und Lager auszuführen [Geier et al. 2017]. Nachteilig bei einer Krümmung im Grundriss wirkt sich einerseits die große Steifigkeit des Überbaus in Querrichtung aus, andererseits gilt es die Biegesteifigkeit der Pfeiler zu berücksichtigen. Durch die hohen und in Querrichtung möglichst nachgiebig gestalteten Zwischenpfeiler konnte bei der Sunnibergbrücke dennoch ein monolithischer Anschluss mit dem Überbau ausgeführt werden.

Bogenbrücken weisen einen im Aufriss gekrümmten Überbau auf, der in Kombination mit steifen Widerlagern ein Atmen der Konstruktion ermöglicht. Grundsätzlich ist, abgesehen von Fußgängerbrücken bei passenden Gegebenheiten, bei Bogenbrücken ein Aufbau erforderlich, um eine gerade Fahrbahn zu erreichen. Bei der Ausbildung ist darauf zu achten, dass dieser Aufbau das Atmen des Bogens möglichst ungehindert zulässt. Die Auswirkungen einer dadurch erhöhten Systemsteifigkeit gilt es in der Bemessung zu berücksichtigen.

Inwieweit die Zwangsbeanspruchungen gegenüber geraden Brücken mit steifen Widerlagern reduziert werden können, hängt von mehreren Faktoren ab. Die Lagerungsbedingungen (Einspannung oder nachgiebiger Anschluss), der Abstand der Widerlager L_w , der Öffnungswinkel α beziehungsweise das Verhältnis L_w/f (siehe Abbildung 2.6 (rechts)) spielen ebenso eine Rolle wie die Dehnsteifigkeit und die Biegesteifigkeit des Überbaus beziehungsweise der Pfeiler [Pötzl, J. Schlaich et al. 1996]. Das Diagramm der Abbildung 2.6 (links) gibt beispielhaft für eine Bogenbrücke mit unverschieblicher, gelenkiger Lagerung (Abbildung 2.6 (a) mit $L_w = 60\text{ m}$, Querschnitt $b/h = 10,0/1,0\text{ m}$) die maximalen Normalkräfte N_{Kreis} infolge von Längenänderungen bezogen auf jene eines geraden Überbaus N_{Gerade} mit unverschieblichen Widerlagern (Abbildung 2.6 (b)) an. Diese sind deutlich vom Öffnungswinkel α abhängig. Ab einem Wert von zirka $\alpha = 15^\circ$ reduzieren sich die Normalkräfte des Bogens auf einen Bruchteil des geraden Systems. Ebenso wird die radiale Verschiebung ΔR mit der Verformung eines geraden Systems mit verschieblicher Lagerung in Längsrichtung ΔL (Abbildung 2.6 (c)) in Beziehung gesetzt. Das radiale Ausweichen ist bei Brücken mit geringer Krümmung stark ausgeprägt und sinkt ab einem Öffnungswinkel von zirka $\alpha = 105^\circ$ auf Werte geringer als ΔL ab. Bei diesem Beispiel ist der Einfluss von Aufbauten nicht berücksichtigt.

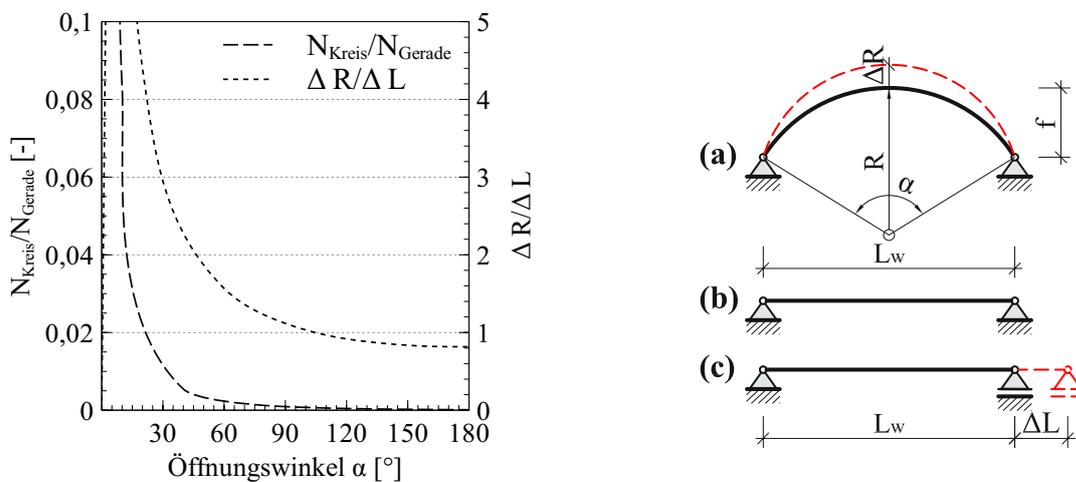


Abb. 2.6: Maximale Normalkräfte und Verformungen infolge Längsdehnungen für eine Bogenbrücke mit $L_w = 60\text{ m}$ und Querschnitt $b/h = 10,0/1,0\text{ m}$ im Vergleich zu einer äquivalenten Balkenbrücke

Eine Krümmung des Überbaus ermöglicht es integrale Brücken mit großer Länge erfolgreich umzusetzen, wie es das Beispiel der Sunnibergbrücke beziehungsweise die Vielzahl an integralen Bogenbrücken zeigen. Die Zwängungen aus Temperaturänderungen, Schwinden und Kriechen lassen sich durch das Atmen auf einem weitaus geringerem Niveau halten, als es bei geraden Brücken mit steifen Widerlagern der Fall ist. Die Kosten werden somit gesenkt, da aufwendige Maßnahmen zur Rissbreitenbeschränkung reduziert werden können [Pötzl und Maisel 2005]. Eine Krümmung im Grundriss ist nur bei entsprechenden Gegebenheiten (Trassierung der Strecke) umzusetzen. Bogenbrücken hingegen stellen in weitaus mehr Fällen eine realisierbare Alternative zu einer Balkenbrücke dar. Ebenso weisen sie eine, für das Ausweichen in radialer Richtung, vorteilhafte niedrige Biegesteifigkeit des Querschnitts auf. Aus diesen Gründen wurde das Konzept der Krümmung im Aufriss als Möglichkeit zur Ausbildung von langen integralen Brücken für die Entwicklung der in Kapitel 3 vorgestellten neuen Technologie aufgegriffen. Bogenbrücken weisen jedoch einige hierfür wichtige Besonderheiten auf, weshalb im Folgenden näher darauf eingegangen wird.

2.2 Ein- und mehrfeldrige Bogenbrücken - Stand der Technik

Brücken werden und wurden seit jeher gebaut, um Verbindungen zu schaffen und somit den Transport von Handelswaren und die Begegnung von Menschen zu ermöglichen. Dennoch sind Brücken keine reinen Zweckbauwerke. Durch ihre Größe können sie einen enormen Einfluss auf die Wahrnehmung der umgebenden Landschaft nehmen, sowohl im positiven, als auch im negativen Sinn [Radić et al. 2016]. Insbesondere ästhetisch konstruierte Bogentragwerke können bei einem Betrachter einen nachhaltig angenehmen Eindruck hinterlassen. Bogenbrücken in Massivbauweise werden schon seit langer Zeit zur Überbrückung von Hindernissen eingesetzt. Anfangs kamen Naturstein und Ziegel als Baumaterialien zum Einsatz, bevor unbewehrter Stampfbeton und schließlich bewehrter Beton neue Möglichkeiten in der Gestaltung hinsichtlich Schlankheit und Spannweite eröffneten.

2.2.1 Konstruktionsformen

Neben dem Begriff Bogen wird bei der Verwendung von Natursteinen oder Ziegeln oftmals von Gewölbe gesprochen. Für die Bestandteile von Bogenbrücken finden sich in der Literatur teils unterschiedliche Bezeichnungen. Die Definitionen für die gegenständliche Arbeit finden sich in Abbildung 2.7, welche im Folgenden insbesondere für die Erläuterung der unterschiedlichen Konstruktionsformen herangezogen werden.

Bogenbrücken können hinsichtlich mehrerer Kriterien in verschiedene Konstruktionsformen eingeteilt werden, welche im Folgenden anhand von Abbildung 2.8 erläutert werden.

2.2.1.1 Einteilung nach der Tragwirkung

Bei der Klassifikation hinsichtlich der Tragwirkung kommt es auf den Umgang mit dem Bogenschub an. Von einer echten Bogenbrücke, zu sehen in Abbildung 2.8 (a) spricht man, wenn der Horizontalschub des Bogens vollständig in das anstehende Gelände eingeleitet wird [Mehlhorn et al. 2010]. Hierzu ist ein entsprechend tragfähiger Baugrund erforderlich, um aufwendige Fundierungsmaßnahmen zu vermeiden. Oftmals wird diese Konstruktionsform bei Talbrücken mit steilen Talflanken eingesetzt, wodurch der Bogenschub in einem stumpfen Winkel in den Boden weitergeleitet werden kann.

Eine in sich verankerte Bogenbrücke (siehe Abbildung 2.8 (b)) benötigt ein Zugelement, welches den Bogenschub aufnimmt und kurzschließt. Meistens wird diese Aufgabe dem Fahrbahntragwerk zugewiesen. Infolge einer vertikalen Belastung entstehen ausschließlich vertikale Lagerreaktionen, wodurch sich gegenüber der echten Bogenbrücke deutlich geringere Anforderungen an den Untergrund ergeben [Mehlhorn

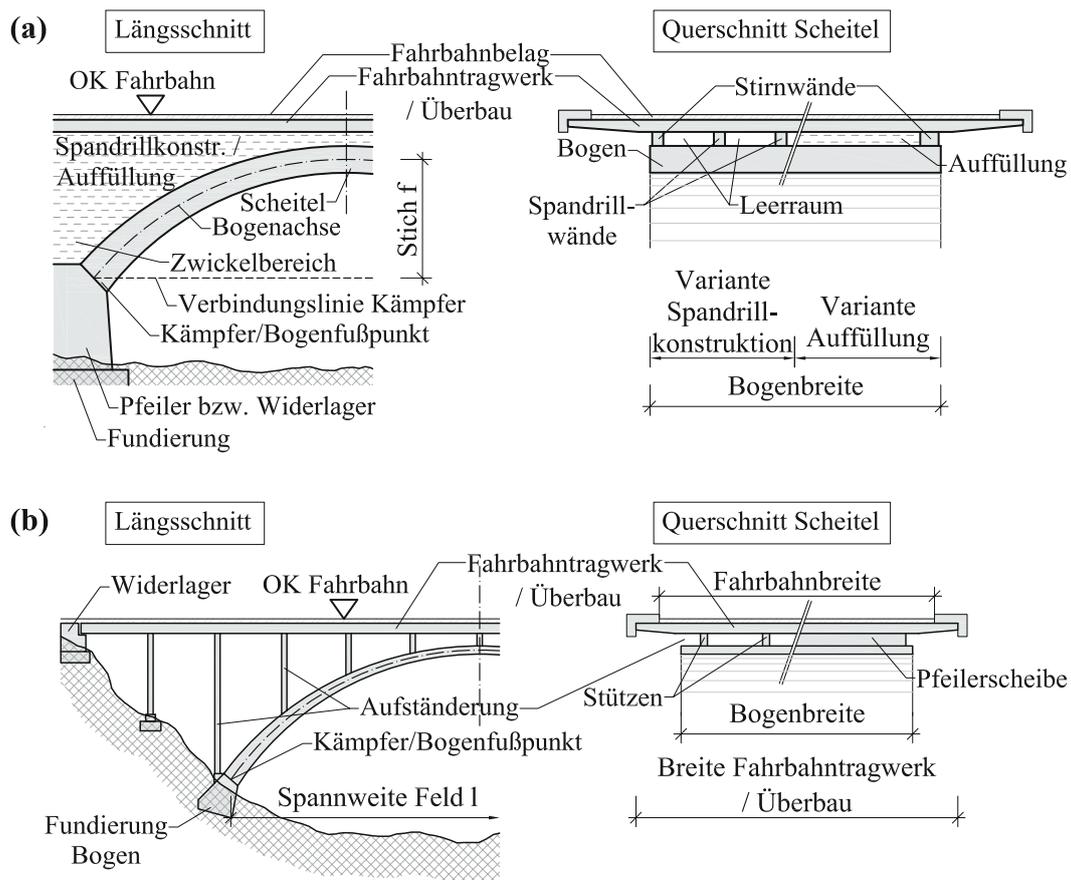


Abb. 2.7: Begriffsdefinition Bogenbrücken für die gegenständliche Arbeit: Bogen oder Gewölbe mit Auffüllung beziehungsweise Spandrillkonstruktion (a); Fahrbahntragwerk aufgeständert (b)

et al. 2010]. Häufig wird diese Konstruktionsform in Stahlbauweise umgesetzt. Es gibt allerdings auch ausgeführte Beispiele für eine gemischte Bauweise. Beispielsweise bei der ab 2010 errichteten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Lustenau besteht der Bogen aus Stahlbeton. Die Zugkraft infolge Bogenschub wird von zwei Stahllängsträgern aufgenommen, zwischen denen die Fahrbahnplatte in Stahlbetonbauweise quer gespannt ist. Durch diesen materialgerechten Einsatz wurde ein wirtschaftlich optimiertes, ästhetisch ansprechendes Tragwerk erzielt [Außerlechner et al. 2013].

In Abbildung 2.8 (c) ist eine dritte Möglichkeit zur Konzeption der Tragwirkung ersichtlich. Der Bogen wird hierbei an den Kämpfern von schräg an das Fahrbahntragwerk angeschlossenen Druckstreben abgestützt. Ein Teil der Bogenschubkraft wird somit in die Fahrbahn weitergeleitet und kurzgeschlossen. Lediglich der verbleibende Anteil muss an den Kämpfern aufgenommen und in den Untergrund abgeleitet werden, wodurch sich die Belastung auf den Baugrund gegenüber einer echten Bogenbrücke deutlich reduziert [Mehlhorn et al. 2010]. In welchem Verhältnis die Aufteilung des Bogenschubs bei diesem Hybridsystem erfolgt, hängt von der Dehnsteifigkeit des Fahrbahntragwerks und der Steifigkeit der Gründung ab.

2.2.1.2 Einteilung nach der Lage der Fahrbahn

Mit wenigen Ausnahmen, vorrangig bei Fuß- und Radwegbrücken mit einer flachen Bogenform, ist es meistens aufgrund der Krümmung des Bogens nicht möglich, den tragenden Bogen gleichzeitig als

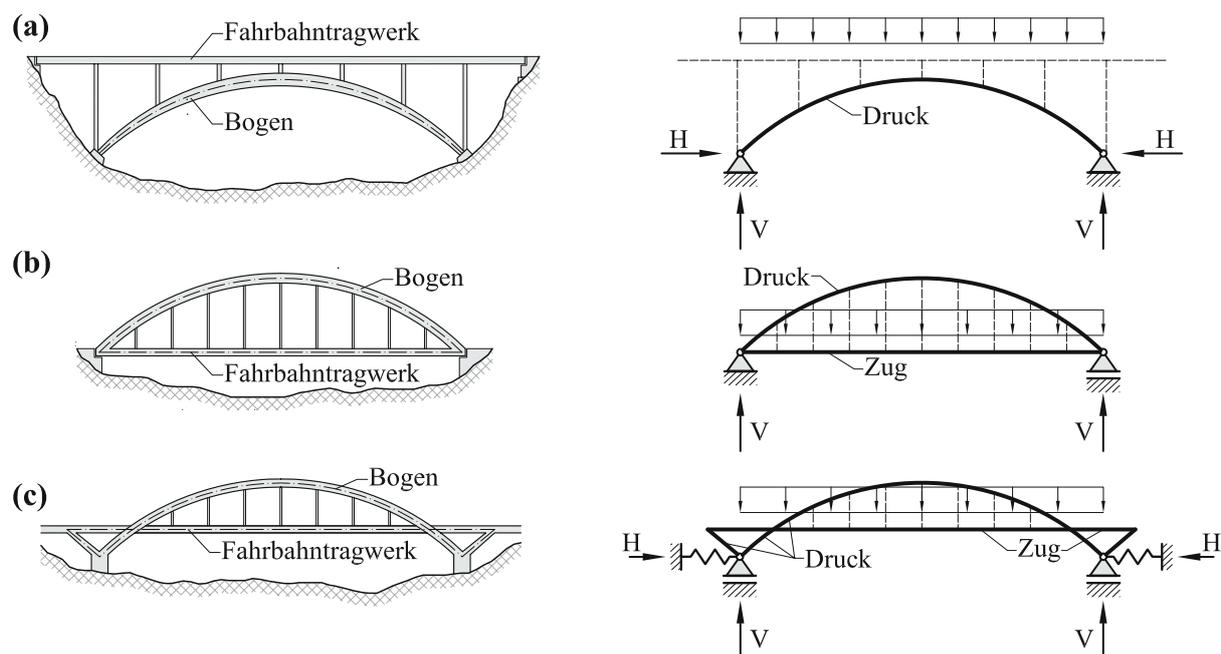


Abb. 2.8: Unterschiedliche Konstruktionsformen von Bogenbrücken: Echte Bogenbrücke mit oben angeordneter Fahrbahn (a); In sich verankerte Bogenbrücke mit unten angeordneter Fahrbahn (b); Hybridkonstruktion aus echter und in sich verankerter Bogenbrücke mit mittig angeordneter Fahrbahn (c)

Fahrbahn zu verwenden. Ein eigenes Fahrbahntragwerk ist somit in den allermeisten Fällen erforderlich. Hinsichtlich der Lage der Fahrbahn in Bezug zum Bogen, kann wiederum in drei verschiedene Konstruktionsformen unterschieden werden.

Bei in Massivbauweise errichteten Bogenbrücken befindet sich das Fahrbahntragwerk meist über dem Bogen (Abbildung 2.8 (a)). Es gibt nur wenige ausgeführte Konstruktionen aus Stahl- beziehungsweise Spannbeton, bei denen die Fahrbahn unterhalb des Bogens (Abbildung 2.8 (b)) angeordnet ist, da es sich dabei meist um in sich selbst verankerte Tragwerke handelt. Aufgrund der Zugbeanspruchung des Fahrbahntragwerks und der Hänger ist ein materialgerechter Einsatz von Beton nicht gegeben. Die Ausführung in Verbundbauweise, bei denen für diese Bauteile Stahl eingesetzt wird, ist allerdings bei Bogenbrücken mit unten liegender Fahrbahn ebenso üblich, wie bei einem mittig angeordneten Fahrbahntragwerk (Abbildung 2.8 (c)).

2.2.1.3 Einteilung nach dem Aufbau

Durch die meist vorhandene Notwendigkeit einer ebenen Fahrbahnoberfläche, ist es erforderlich den Bereich zwischen dem gekrümmten Bogen und der Fahrbahn durch einen Aufbau zu überbrücken. Wird das Fahrbahntragwerk unterhalb des Bogens angeordnet, so erfolgt die Verbindung in der Regel durch Hänger aus Stahl. Wie bereits angesprochen, wird im Massivbrückenbau aber meist eine Ausführung mit oben liegender Fahrbahn gewählt. Da dies auch bei der ab Kapitel 3 vorgestellten neuen Technologie der Fall ist, beziehen sich die folgenden Ausführungen ausschließlich auf diese Konstruktionsform.

Der Aufbau zwischen der gekrümmten Bogenoberseite und der ebenen Fahrbahnoberfläche ist für die Weiterleitung der Lasten von der Fahrbahn zu dem Bogen verantwortlich. Bei modernen Bogenbrücken aus Stahlbeton geschieht dies meist mittels Aufständern. Speziell bei großen Tragwerken ist dies

eine sehr materialsparende Variante. Im Querschnitt betrachtet, können sie gemäß Abbildung 2.7 (b) als einzelne Stützen oder als über die gesamte Bogenbreite reichende Pfeilerscheiben ausgebildet werden. Je nach Abstand der Aufständungen in Längsrichtung gilt es jedoch zu beachten, dass die Kräfte aus dem Fahrbahntragwerk nur punktuell in den Bogen eingeleitet werden. Die Folge ist eine ungünstigere Beanspruchung des Bogens, als es bei einer gleichmäßigen Belastung der Fall wäre. Gleichzeitig ist es erforderlich das Fahrbahntragwerk als Biegeträger auszubilden, um die Verkehrslasten über Biegung an die Aufständungen weiterzuleiten. Die hierfür erforderliche Steifigkeit ist für die Entstehung von Zwangsbeanspruchungen infolge von aufgezwungenen Verformungen verantwortlich, was in Kapitel 2.1.3 beschrieben wurde. Um diese möglichst gering zu halten, wird beim Entwurf darauf geachtet die Aufständungen in Längsrichtung mit einer möglichst geringen Steifigkeit auszubilden, wodurch in vielen Fällen eine monolithische Verbindung mit dem Fahrbahntragwerk möglich wird. Ein lückenloser Anschluss des Fahrbahntragwerks an die Widerlager ist bei größeren Brücken jedoch meist nicht möglich, wodurch in der Regel keine vollständig integralen Tragwerke ausgebildet werden können.

Eine weitere Möglichkeit den Freiraum zwischen Bogenoberseite und Fahrbahn zu überbrücken, stellt eine Auffüllung dar (Abbildung 2.7 (a)). Insbesondere bei Gewölbebrücken wurde diese Form des Aufbaus sehr häufig angewandt. Auf die Fahrbahn wirkende Radlasten werden durch die Auffüllung verteilt und somit weitaus gleichmäßiger an den Bogen weitergeleitet, als dies bei Aufständungen der Fall ist. Die Auffüllungen bei historischen Tragwerken bestanden aus den unterschiedlichsten Materialien. Laut Herrbruck et al. (2001) sind Bogenbrücken im sächsischen Raum vor allem folgendermaßen aufgebaut. Eine Vielzahl der bis heute in Gebrauch befindlichen Gewölbe- beziehungsweise Bogenbrücken aus Sandsteinmauerwerk oder unbewehrtem Beton weisen untenliegende Auffüllungen in Form von Aufmauerungen aus Stein- und Betonresten mit darüber angeordneten Füllmaterialien auf. Die Dicke dieser Aufmauerungen ist in den Zwickelbereichen deutlich stärker ausgeführt, als in den Scheiteln. Darüber befindet sich meist nichtbindiges Füllmaterial und ein gepflasterter Fahrbahnbelag. Des Weiteren fanden beispielsweise Magerbeton [Purtak, Geißler et al. 2007], Ziegelschotter [Purtak und Hirsch 2011], Sand [Stein 2001] und Schotter beziehungsweise Kies-Sandgemische [Bretschneider et al. 2018] als Materialien für Auffüllungen Anwendung. Die ursprüngliche Auffüllung der im 14. Jahrhundert errichteten Karlsbrücke in Prag bestand aus Mergel mit Kalkmörtel in den Lagerfugen. Die Abdichtungsfunktion übernahm eine gegossene Tonschicht unter einem in Sand gebetteten Steinpflaster. Zusätzlich befand sich direkt auf den Bogenoberseiten eine zirka 30 mm dicke Tonschicht [Witzany und Jäger 2005]. Wird ein nicht standfestes Füllmaterial verwendet, sind Stirnwände (Abbildung 2.7(a)) erforderlich, um die Auffüllung zu stützen. Erfolgt eine Sanierung einer Bogenbrücke, so wird beispielsweise unbewehrter oder bewehrter Beton [Wörner et al. 2019], beziehungsweise Leichtbeton [Stein 2001] für die Auffüllung verwendet, sofern das ursprünglich vorhandene Material entfernt werden muss.

Durch eine vollflächige Auffüllung war es je nach Nutzung der Brücke (Fußgänger, Radfahrer, Pferdefuhrwerke, Straßenverkehr, Eisenbahn etc.) meist nicht erforderlich, beziehungsweise technisch noch gar nicht durchführbar, ein Fahrbahntragwerk in Form einer durchgängigen Platte auf der Auffüllung anzuordnen. Heutzutage wird oftmals im Zuge einer Sanierung eine Stahlbetonplatte auf dem Tragwerk aufgebracht (siehe beispielsweise Franck et al. (2013)). Dies kann einerseits die Tragfähigkeit erhöhen und andererseits konstruktive Vorteile mit sich bringen. Beispielsweise wird dadurch eine gute Möglichkeit für die Anordnung einer Abdichtung mit entsprechenden Entwässerungseinläufen geschaffen. Der weitere Fahrbahn- beziehungsweise Gleisaufbau kann in gewohnter Weise wie bei einer Balkenbrücke erfolgen. Wird eine Stahlbetonplatte als Fahrbahntragwerk eingebaut, so muss dies bei der Tragwerksplanung sorgfältig berücksichtigt werden. Die verbesserte Lastverteilung und oftmals auch das höhere Eigengewicht können sich günstig auf das Tragverhalten einer Bogenbrücke auswirken. Die Interaktion zwischen Bogen, Auffüllung und Fahrbahnplatte muss jedoch auf jeden Fall berücksichtigt werden. Insbesondere bei Temperaturänderungen und Schwindverformungen kann eine fugenlose Fahrbahn unerwünschte Auswir-

kungen auf das gesamte Tragwerk haben. Bei der Sanierung der Waschmühlthalbrücke, einer zehnfeldrigen Ziegel-Gewölbebrücke entlang der Autobahn A6 bei Kaiserslautern (Deutschland), wurde die neu gebaute Fahrbahnplatte von dem restlichen Tragwerk mittels Flächengleitlager getrennt. Diese Trennschicht besteht aus Kunststofffolien mit einer dazwischen liegenden PTFE-Gleitschicht. Um möglichst reibungsarme Verschiebungen zu ermöglichen, wurden beim Bau große Anforderungen an die Ebenheit der darunter liegenden Betonschicht gestellt [Franck et al. 2013]. Insbesondere aufgrund dieses großen Aufwands sollte eine derartige Konstruktion allerdings nur in Sonderfällen eingesetzt werden.

Die angesprochene Interaktion zwischen Bogen und Auffüllung ist natürlich auch bei einer Brücke ohne Fahrbahnplatte vorhanden und ist bei statischen Berechnungen zu berücksichtigen. Oftmals wird bei der Nachrechnung einer historischen Bogenbrücke ausschließlich der Bogen betrachtet. In Kombination mit einer linear-elastischen Berechnungsmethode kann häufig keine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden. Bereits für eine alleinige Betrachtung des tragenden Bogens bei einem Gewölbe kann der Einsatz einer linear-elastischen Berechnung nicht empfohlen werden. Eine nichtlineare Modellbildung ist hier die weitaus akkuratere Lösung, wobei hier der Berechnungsaufwand jedoch meist sehr hoch ist. Ein für historische gemauerte Gewölbe im Hochbau entwickeltes Verfahren mit für die Bemessungspraxis meist ausreichend hoher Genauigkeit wird in Dunjic et al. (2017) vorgestellt. Hierbei wird das untersuchte Gewölbe als Dreigelenkbogen betrachtet, wobei in den Gelenken Exzentrizitäten modelliert werden, welche mittels Diagrammen ermittelt werden und unter anderem die Belastung und eine eventuelle Nachgiebigkeit der Widerlager berücksichtigen. Die Erfahrung zeigt, untermauert von den Ergebnissen aus Belastungsversuchen, dass vor allem Gewölbebrücken mit Auffüllungen deutlich höhere Lasten aufnehmen können, als eine linear-elastische Tragwerksanalyse vermuten lässt [Herrbruck et al. 2001]. Verschiedene Modellierungsstrategien werden in Gago et al. (2011) analysiert, welche an zerstörenden Belastungsversuchen von Gewölbebrücken [Page 1995] kalibriert wurden. Die Ergebnisse zeigen einen deutlichen positiven Einfluss der Auffüllung auf derartige Tragwerke, welcher mit nicht-linearen Finite Elemente Untersuchungen des gesamten Bauwerks (Bogen, Auffüllung, Baugrund) realitätsnah abgebildet werden kann. Einerseits wirken das Eigengewicht und die lastverteilende Wirkung des Füllmaterials positiv auf das Tragverhalten des Bogens. Andererseits muss die Auffüllung als eine Erhöhung der Steifigkeit des reinen Bogenquerschnitts betrachtet werden. Dieser für Verkehrsbeanspruchungen günstige Effekt, kann sich auf das Verhalten unter aufgeprägten Verformungen jedoch negativ auswirken. Eine realitätsnahe Erfassung der Interaktion zwischen Bogen und Auffüllung ist somit nicht nur wichtig, um das (hohe) Tragvermögen unter vertikalen Belastungen abzubilden, sondern auch, um Zwangsbeanspruchungen richtig abzuschätzen und bei der Planung von eventuellen baulichen Eingriffen (beispielsweise nachträgliches Aufbringen einer Stahlbetonplatte oder sonstige Verstärkungsmaßnahmen) richtig zu berücksichtigen.

Heutzutage werden, vor allem aufgrund der Verwendung von Taumitteln, weitaus höhere Anforderungen an eine ordnungsgemäß konzipierte Abdichtung und Entwässerung einer Brücke gestellt, als dies zur Errichtungszeit der meisten historischen Gewölbe- und Bogenbrücken der Fall war. Problematisch kann sich hierbei ein Aufbau mittels Auffüllung gestalten. Die Anordnung der Abdichtungsebene direkt auf der Bogenoberseite beziehungsweise auf einer eventuellen Aufmauerung unter der Auffüllung wird in den meisten Fällen seitens des Bauherrn unerwünscht sein. Eine Erneuerung der Abdichtung wäre nur unter großem Aufwand möglich. Zumindest die primäre Dichtungsebene sollte somit in den Fahrbahnaufbau integriert werden. Die Inspezierbarkeit beziehungsweise die Reparatur von in der Auffüllung verlaufenden Entwässerungsleitungen ist hierbei aber ebenso problematisch.

Bei großen Bogenbrücken stieß ein Aufbau mittels Auffüllung schon bei historischen Konstruktionen an seine Grenzen. Oftmals wurden deshalb Hohlräume im Füllmaterial angeordnet, um eine Gewichtseinsparung zu erreichen. Für den tragenden Bogen wirkt das Eigengewicht des Aufbaus, speziell bei Gewölbebrücken aus Naturstein oder Ziegel (Zugspannungen können nicht aufgenommen werden), zwar

bis zu einem gewissen Grad stabilisierend. Dennoch kann eine Gewichtsreduzierung sinnvoll sein, um beispielsweise den Aufwand für die Fundierungsmaßnahmen zu verringern. Die Hohlräume wurden durch Anordnung von sogenannten Spargewölben in Längs- oder Querrichtung der Brücke erreicht [Purtak und Hirsch 2011].

Eine noch deutlichere Gewichts- beziehungsweise Materialeinsparung ist bei der Ausführung als Spandrillkonstruktion erreichbar. Dabei sind in Längsrichtung der Brücke verlaufende Scheiben (siehe Stirnwände beziehungsweise Spandrillwände in Abbildung 2.7(a)) auf den Bogen aufgesetzt. Die dazwischenliegenden Hohlräume (Spandrillräume) bleiben unverfüllt. Auf den Spandrillwänden liegt ein in Querrichtung gespanntes Fahrbantragwerk, auf welchem der Fahrbahnaufbau erfolgt. Anstatt einer Platte können aber auch in Querrichtung spannende Gewölbe den oberen Abschluss der Spandrillräume bilden. Bei dem Bahrmühlenviadukt, einer mit Naturstein gemauerten zweigleisigen Eisenbahnbrücke mit 15 Bögen zwischen Chemnitz und Leipzig (Deutschland), erfolgt der obere Abschluss der 1,15 m breiten Hohlräume mit Sandsteinplatten, auf denen sich der Schotteroberbau der Gleisanlage befindet [Bodendiek 2005].

Ebenso wie bei einer Auffüllung ist bei einer Spandrillkonstruktion die Interaktion zwischen Bogen und dem Aufbau bei einer statischen Berechnung zu berücksichtigen. Hierzu sind dreidimensionale Berechnungsmodelle unter Verwendung von realitätsnahen Materialmodellen zu empfehlen, um beispielsweise die Querverteilung der Lasten und die aussteifende Wirkung der Seiten- beziehungsweise Spandrillwände auf den Bogen realitätsnah erfassen zu können [Wittenbecher und Pfeifer 2015].

Es wird somit deutlich, dass es, gerade bei historischen Konstruktionen, eine Vielzahl an unterschiedlichen Konstruktionsformen und Materialien zur Ausführung des Aufbaus gibt. Der Aufbau erfüllt nicht nur den Zweck der Weiterleitung der Lasten von der Fahrbahn zum Bogen, sondern hat oftmals entscheidende Auswirkungen auf das Tragverhalten einer Bogenbrücke. Speziell im Hinblick auf Zwangsbeanspruchungen kann es durch die Interaktion zwischen Bogen und Aufbau zu negativen Beeinflussungen kommen. Für die im Zuge der vorliegenden Arbeit ab Kapitel 3 vorgestellte Entwicklung einer neuen Technologie ist die konstruktive Ausbildung des Aufbaus von großer Bedeutung, weshalb in Kapitel 3.5 und Kapitel 5.2 detailliert darauf eingegangen wird.

2.2.2 Tragwirkung von Bogenbrücken

Bogenbrücken sind sehr effiziente Bauwerke, da sie vertikale Einwirkungen hauptsächlich über Normalkräfte abtragen können, was dem Einsatz von Baustoffen mit geringer Zugfestigkeit zu Gute kommt. Durch die vorrangige Lastabtragung mittels Druckkräfte können Bogenkonstruktionen deutlich schlanker ausgebildet werden als Balkentragwerke gleicher Stützweite [Pech et al. 2007]. Doch nicht jedes gekrümmte Tragwerk weist automatisch eine Bogentragwirkung auf. Wichtigste Voraussetzung ist die Möglichkeit zur Ausbildung des Bogenschubs. Dies kann entweder durch (möglichst) unverschiebliche Widerlager (vgl. echte Bogenbrücke in Abbildung 2.8 (a)) erfolgen oder durch die Anordnung eines Zugelements, welches die horizontalen Kräfte des Bogens an den Kämpfern aufnimmt und kurzschließt (vgl. in sich verankerte Bogenbrücke in Abbildung 2.8 (b)). Würde eines der beiden Lager in Abbildung 2.9 (a) in horizontaler Richtung verschieblich ausgebildet werden, so müssten die Lasten hauptsächlich über Biegung abgetragen werden, da sich keine Bogentragwirkung einstellen kann. Kommt es bei bestehenden Bogentragwerken zu horizontalen Verschiebungen der Kämpfer, kann dies zu deutlich sichtbaren Schäden der Tragstruktur führen. Da Gewölbe keine Zugfestigkeit aufweisen, sind insbesondere hier oftmals Risse und vertikale Verformungen zu beobachten.

Die Möglichkeit zur Ausbildung des Bogenschubs alleine reicht allerdings noch nicht aus, um ein hauptsächlich auf Druck beanspruchtes Tragwerk zu generieren. Zusätzlich muss die Form des Bogens an

die Art der Belastung, beziehungsweise umgekehrt, angepasst werden. Die Idealform, bei der keinerlei Biegemomente auftreten, erreicht man wenn die Bogenachse in Form der Stützlinie gewählt wird (siehe Abbildung 2.9 (a)).

Besonders einfach kann die Stützlinie durch Stürzen der Hängelinie ermittelt werden. Antonio Gaudi nutzte für die Formfindung der Gewölbekonstruktionen der berühmten Sagrada Familia in Barcelona (Baubeginn Ende des 19. Jahrhunderts) Hängeträgerwerke. Dabei werden Schnüre an den Enden gehalten (entspricht in der Realität den Kämpfern) und Gewichte, entsprechend der späteren Belastungssituation, angehängt. Da die Schnüre keine Biegesteifigkeit aufweisen, stellt sich eine Form ein (Hängelinie), die beim Stürzen um 180° die Stützlinie und somit ein Tragwerk ergibt, welches ausschließlich durch (Druck-)Normalkräfte beansprucht wird [Pfeifer und Cankurtaran 2013]. Die Ursprünge zur Anwendung der vorteilhaften Tragwirkung der umgekehrten Hängelinie gehen jedoch noch viel länger zurück. Durch Vermessungen wird angenommen, dass beispielhaft schon beim Bau der Kuppel des spätantiken Sassanidenpalast (erbaut wahrscheinlich im 6. Jahrhundert) in Ktesithon (im heutigen Irak) diese Vorgehensweise zur Formfindung genutzt wurde [Trautz 1998].

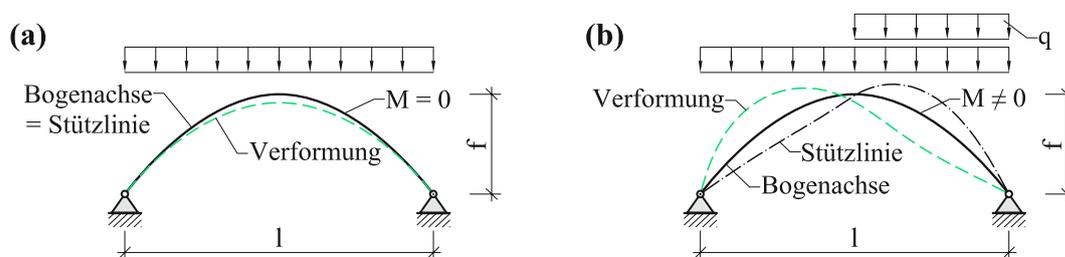


Abb. 2.9: Stützlinien-Tragwirkung (Verformung und Stützlinie überhöht dargestellt): Bogenachse gleich Stützlinie (a); Bogenachse ungleich Stützlinie (b)

Abbildung 2.9 (b) zeigt deutlich, dass die Form der Stützlinie von der Belastung abhängt. Beispielsweise verursacht eine halbseitig wirkende Verkehrslast q in einem Tragwerk, dass in seiner Form an eine durchgehende Gleichlast angepasst wurde, Biegemomente und somit im Vergleich zu reiner Normalkraftbeanspruchung deutlich größere Verformungen. Anhand der Hängelinie ist es auch bildhaft vorstellbar, dass Einzelkräfte für Bogenbrücken keine optimale Belastungssituation darstellen. Durch punktuelle Belastungen bilden sich Knicke in der Hängelinie, welche aber nur selten bei Bogenbrücken umgesetzt werden. Eine Auffüllung stellt in dieser Hinsicht somit einen vorteilhafteren Aufbau dar, als eine Weiterleitung der Lasten aus dem Fahrbahntragwerk mittels Aufständierungen (vgl. Kapitel 2.2.1.3). Eine Bogenbrücke kann nie eine für sämtliche Belastungen optimale Form aufweisen. Meistens wird im Massivbrückenbau die Form des Bogens an die Stützlinie, die sich infolge des Eigengewichts der Konstruktion ergibt, angepasst. Solange sich eine aufgrund der Gesamtbelastung (Eigengewicht, Verkehrslast etc.) resultierend einstellende Stützlinie innerhalb der Kernweite des Bogenquerschnitts befindet, kommt es zwar zu Biegemomenten, jedoch zu keinen Zugbeanspruchungen im Bogen. Erst ein größeres Abweichen der Stützlinie von der Bogenachse führt zu Zugspannungen, beziehungsweise bei Gewölbebrücken und bei unbewehrtem Beton nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit zu klaffenden Fugen. Dennoch kann das Trägheitsmoment von Bogenkonstruktionen im Vergleich zu Balken mit gleicher Stützweite geringer ausfallen, da es lediglich die Aufgabe hat, die bei dem Abweichen von der Stützlinie entstehenden Momente aufzunehmen [Pech et al. 2007].

Eine Vielzahl der bestehenden Bogenbrücken können als integrale Konstruktionen angesehen werden. Bereits in der römischen Antike wurden beeindruckende Aquädukte durch Aneinanderreihung von, teils

übereinander auf mehreren Ebenen angeordneten, Gewölben geschaffen. Obwohl diese meist aus einer Vielzahl von einzelnen Natursteinen bestehen, weisen sie keine Dehnfugen im klassischen Sinn auf und können daher als integral bezeichnet werden. Ebenso gibt es in der Natur Beispiele für Bögen, geformt aus Fels durch Wind und Wasser, zu bewundern [Burke 1993].

Derartig lang überdauernde Konstruktionen bestätigen die Funktion von langen integralen Bogentragwerken. Möglich ist dies durch das in Kapitel 2.1.4.3 erläuterte vorteilhafte Tragverhalten unter aufgeprägten Verformungen. Längsverformungen infolge von Temperaturänderungen werden durch das Atmen zwängungsarm von der Konstruktion aufgenommen. Dieses Verhalten bildet sich allerdings nur bei echten Bogenbrücken mit in horizontaler Richtung verschiebungsarm ausgebildeten Widerlagern aus. In Kapitel 3.4 wird auf das Verformungsverhalten verschiedener Bogentragwerke unter Temperaturbeanspruchung nochmals genauer eingegangen. Auch bei echten Bogenbrücken muss die Größe der Zwangsspannungen für jeden Brückenentwurf neu beurteilt werden, da die Systemsteifigkeit von einer Vielzahl an Parametern abhängt. Neben dem Einfluss des Öffnungswinkels (siehe Abbildung 2.6), der Spannweite, der Dehn- und Biegesteifigkeit des Bogens und der Nachgiebigkeit der Widerlager hat vor allem auch der Aufbau (siehe Kapitel 2.2.1.3) einen entscheidenden Einfluss auf die entstehenden Zwangsspannungen [Pötzl, J. Schlaich et al. 1996, Mukherjee 1997, Pötzl und Maisel 2005]. Der Einfluss der genauen Bogengeometrie (Stichwort Stützlinie) hat allerdings auf die Zwangsspannungen und Zwangsverformungen nur geringe Auswirkungen [Engelsmann et al. 1999b].

Besonderheiten in der Tragwirkung mehrfeldriger Bogenbrücken

Mehrfeldrige Bogenbrücken weisen in der Tragwirkung einige Besonderheiten auf, welche für die ab Kapitel 3 vorgestellte Entwicklung einer neuen Technologie von Bedeutung sind, weshalb diese im Folgenden durch Betrachtung verschiedener Lastfälle erläutert werden. Abbildung 2.10 zeigt eine fünffeldrige Bogenbrücke mit unverschieblichen Widerlagern und vier eingespannten Zwischenpfeilern. Der Horizontalschub wird in den Baugrund eingeleitet, womit die Tragwirkung einer echten Bogenbrücke entspricht. Aus didaktischen Gründen sind die Bögen an den Kämpfern gelenkig angeschlossen. Die erläuterten Besonderheiten im Tragverhalten sind jedoch im vollen Umfang auch bei einer biegesteifen Ausbildung gültig.

Bei einer gleichmäßig verteilten Belastung, wie sie sich beispielsweise infolge Eigengewicht und Ausbaulast einstellt, entstehen bei einer an die Stützlinie angelehnten Bogenform nur geringe Biegemomente und somit nur kleine Verformungen. Dies liegt vor allem daran, dass der Bogenschub zweier benachbarter Bögen betragsmäßig gleich groß und entgegengesetzt gerichtet wirkt, wodurch sich die horizontalen Kräfte über den Innenpfeilern aufheben (siehe graue Kräfte H in Abbildung 2.10 (a)). Für die Bögen entsteht die gleiche Beanspruchungssituation, wie es beim Herauslösen eines einzelnen Feldes der Fall wäre. Die Innenpfeiler werden nicht auf Biegung beansprucht, wodurch sie keine horizontalen Verformungen erfahren. Lediglich an den Brückenenden entstehen horizontale Kräfte, die von den Widerlagern in den Untergrund eingeleitet werden müssen.

Eine abschnittsweise Belastung, wie sie beispielsweise durch Verkehr auftritt, führt zu einem gänzlich anderen Tragverhalten. Abbildung 2.10 (b) zeigt eine vertikale Belastung in Feld 4, wodurch die Bogentragwirkung in dieser Spannweite aktiviert wird. Der dadurch an den Kämpfern entstehende Bogenschub wirkt einseitig auf die Zwischenpfeiler ein, wodurch es zu Biegemomenten und Verformungen kommt. Durch die Nachgiebigkeit der beiden Pfeiler kommt es nicht nur zur Beanspruchung des belasteten Bogens in Feld 4, sondern auch der benachbarten Bögen und Pfeiler. An jedem Zwischenpfeiler wird ein Teil des Bogenschubs in den Untergrund abgeleitet. Ausgehend von der Lasteinleitung wird die Beanspruchung somit mit jedem fortlaufenden Feld geringer, wie dies an den Verformungen zu sehen ist. Gleichzeitig ist

dies auch der Grund, warum die horizontale Kraft an dem rechten Widerlager größer ausfällt, als bei dem linken. Die Beanspruchung der umgebenden Bögen sinkt mit zunehmender Steifigkeit der Zwischenpfeiler und der Fundierung und umgekehrt. Die Belastung eines Feldes hat somit Auswirkungen auf das gesamte Tragwerk und unterscheidet sich mitunter deutlich von dem Tragverhalten bei Herauslösung und steifer Lagerung des Bogens in Feld 4.

In ähnlicher Art und Weise beeinflusst auch eine auf der Fahrbahn angreifende horizontale Last, beispielsweise infolge Bremsen oder Anfahren, das ganze Tragwerk (siehe Abbildung 2.10 (c)). Es kommt zu feldweise unterschiedlichen Verformungen und einer auf die Zwischenpfeiler und Widerlager aufgeteilte Lastableitung in den Untergrund. Die Aufteilung der horizontalen Kräfte erfolgt wiederum einerseits abhängig von den vorhandenen Steifigkeiten und andererseits in Abhängigkeit von der Entfernung zum Lastangriff.

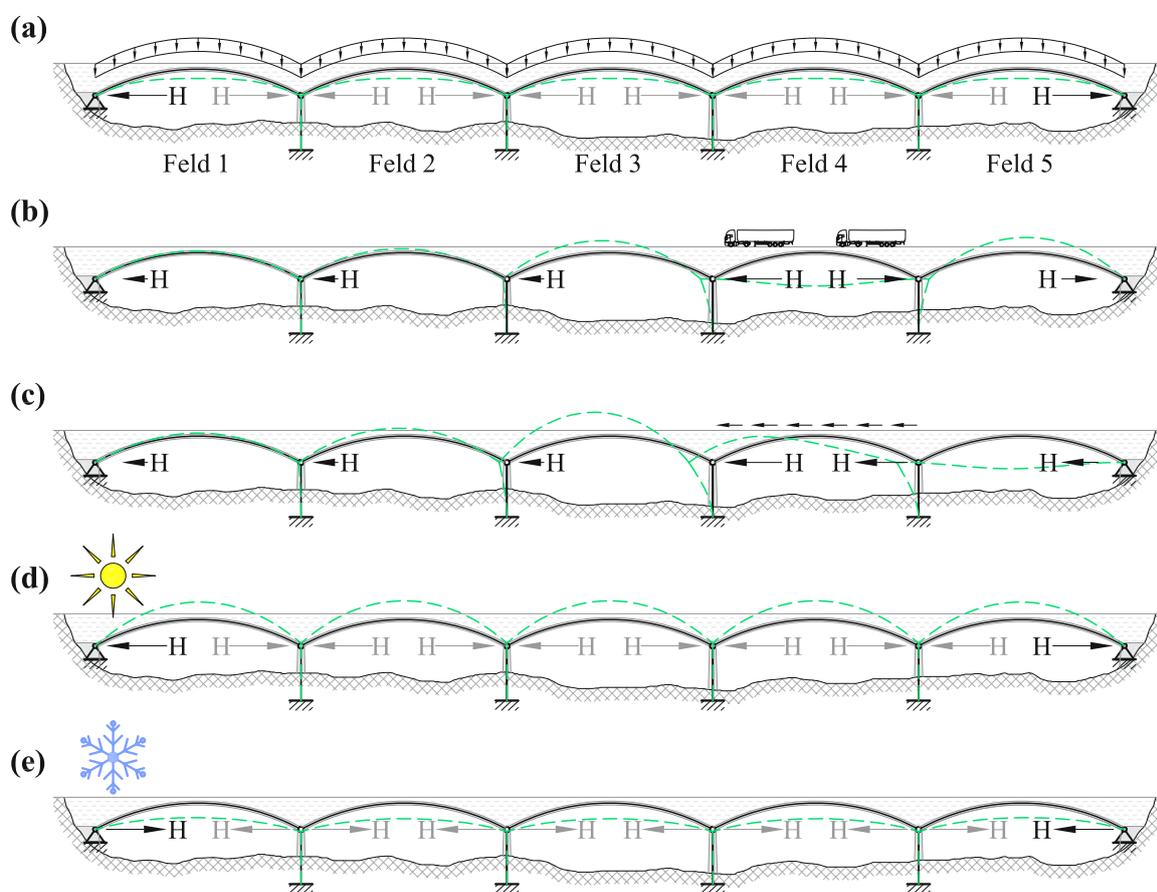


Abb. 2.10: Verformungen (grün gestrichelt) und horizontale Bogenkräfte einer mehrfeldrigen Bogenbrücke unter verschiedenen Einwirkungen: Gleichmäßige Belastung (a); Verkehrslast in einem Feld (b); Horizontale Last (Bremsen/Anfahren) in einem Feld (c); Eingeprägte Verlängerung infolge Erwärmung (d); Eingeprägte Verkürzung infolge Abkühlung, Kriechen oder Schwinden (e)

Wie in Kapitel 2.1.4.3 und Kapitel 2.2.2 erläutert wurde, führen aufgezwungene Längsdehnungen bei Bogenbrücken zum Ausweichen in radialer Richtung. Eine Verlängerung infolge Erwärmung bewirkt ein Heben der Bogenscheitel, wie es in Abbildung 2.10 (d) dargestellt wird. Damit es zu diesen zwängungsarmen Verformungen kommen kann, muss die entstehende Bogenschubkraft von den Widerlagern

aufgenommen werden. Die Zwischenpfeiler erfahren keine Belastung, da sich die horizontalen Kräfte aufheben. Selbst bei einer theoretisch unendlich langen Brücke kommt es zu keinen Längsverformungen an den Widerlagern, was die Ausführung langer integraler Tragwerke möglich macht. Hierfür muss allerdings eine, in horizontaler Richtung, steife Ausbildung der Widerlager gewährleistet sein. Bei einer horizontalen Verschieblichkeit würden die Bögen nicht zum Ausweichen in Radialrichtung veranlasst werden, wodurch es zu Längsverformungen kommen würde. Ab einer gewissen Brückenlänge könnten Probleme im Widerlagerbereich (vgl. Abschnitt „Flexible Widerlager“ in Kapitel 2.1.4) ebenso Folgen davon sein, wie eine große Biegebeanspruchung der Zwischenpfeiler.

In exakt umgekehrter Richtung verformt sich eine mehrfeldrige Bogenbrücke bei einer aufgezwungenen Verkürzung infolge Abkühlung, Kriechen oder Schwinden (siehe Abbildung 2.10 (e)). Die Scheitel verformen sich nach unten, was durch die Aufnahme des Bogenschubs durch die Widerlager erreicht wird. Da die Bögen bei einer derartigen Einwirkung allerdings positive Normalkräfte (Zugkräfte) aufweisen, ist der Bogenschub an den Widerlagern umgekehrt zur gewohnten Richtung abzuleiten. Das bedeutet jedoch nicht zwangsläufig, dass es bei einer Abkühlung an den Widerlagern zu einer Zugbeanspruchung kommt, da dieser Lastfall mit den ständigen Lasten überlagert werden muss.

Wie bereits angesprochen, sind für das hier vorgestellte Tragverhalten steife Widerlager erforderlich. Eine unendlich steife Widerlagerausbildung ist in der Realität nicht umsetzbar (vgl. Abschnitt „Steife Widerlager“ in Kapitel 2.1.4). Inwiefern sich eine gewisse Nachgiebigkeit der Widerlager auf das Tragverhalten auswirkt, ist Gegenstand der Untersuchungen in Kapitel 3.3.2.2.

Die Lastabtragung von mehrfeldrigen Bogenbrücken funktioniert nur einwandfrei, so lange das ganze System intakt ist. Wird auch nur ein einzelnes Feld entfernt, kann sich der Bogenschub über den Innenpfeilern nicht mehr gegenseitig aufheben. Die Gefahr eines progressiven Versagens ist bei mehrfeldrigen Bogenbrücken aus diesem Grund ein ernstzunehmendes Thema. Von einem fortschreitenden Kollaps, beziehungsweise einem progressiven Versagen spricht man, wenn ein lokales Versagen zum Einsturz weiterer Teile beziehungsweise sogar der Gesamtkonstruktion führt [Starossek 2005].

Erst unlängst, im April 2020, ist die Albiano Magra Brücke, eine Straßenbrücke über den Fluss Magra im Norden Italiens eingestürzt. Es handelte sich um eine fünffeldrige Bogenbrücke aus Stahlbeton mit einer Gesamtlänge von 258 m [Ingenio 2020]. Die Fahrbahn, welche wie in Abbildung 2.11 (links) zu sehen ist, von schlanken Aufständern gestützt wurde, verschmolz in den Scheiteln mit den Bögen, dürfte aber über den Pfeilern nicht kraftschlüssig verbunden gewesen sein, was auf eine eigenständige Wirkung der einzelnen Bogenfelder schließen lässt. Es wird darauf hingewiesen, dass im Rahmen dieser Arbeit keine Ursachenforschung zum Einsturz betrieben werden soll und sich der Autor von jeglichen Schuldzuweisungen distanziert. Im Folgenden wird ein mögliches Versagensszenario erläutert, welches als Motivation für die Entwicklung der ab Kapitel 3 vorgestellten Technologie verstanden werden kann. Von Augenzeugenberichten ausgehend, wird es als wahrscheinlich erachtet, dass zuerst ein Bogenfeld, aus einer nicht näher betrachteten Ursache, versagte und dadurch einen, einem Dominoeffekt gleichenden, Einsturz der Konstruktion auslöste. Abbildung 2.11 (rechts) zeigt ein Bild nach dem Einsturz der Konstruktion, bei dem glücklicherweise keine Toten zu beklagen waren [Ingenio 2020].

Solange alle Felder intakt waren, hob sich der Bogenschub zweier benachbarter Bögen auf, wodurch die Zwischenpfeiler fast ausschließlich vertikale Kräfte abzuleiten hatten (vgl. Abbildung 2.10 (a)). Durch den Ausfall eines Feldes, hätten aber nun zwei Pfeiler die Aufgabe von Widerlagern übernehmen und den Bogenschub über Biegung in den Untergrund ableiten müssen (siehe Abbildung 2.12 (a)). Es wird angenommen, dass diese beiden Pfeiler die Beanspruchungen nicht aufnehmen konnten und versagten, was zum Einsturz zweier weiterer Bogenfelder führte (siehe Abbildung 2.12 (b)). Fortschreitend wiederholte



Abb. 2.11: Ansicht der Albiano Magra Brücke: Intakte Konstruktion (links)¹; Nach dem Einsturz im April 2020 (rechts)²

sich der gleiche Vorgang (siehe Abbildung 2.12 (c)), bis zur kompletten Zerstörung der Brücke (siehe Abbildung 2.12 (d)). Dieser Mechanismus erklärt den von Augenzeugen berichteten fortschreitenden Kollaps der Konstruktion.

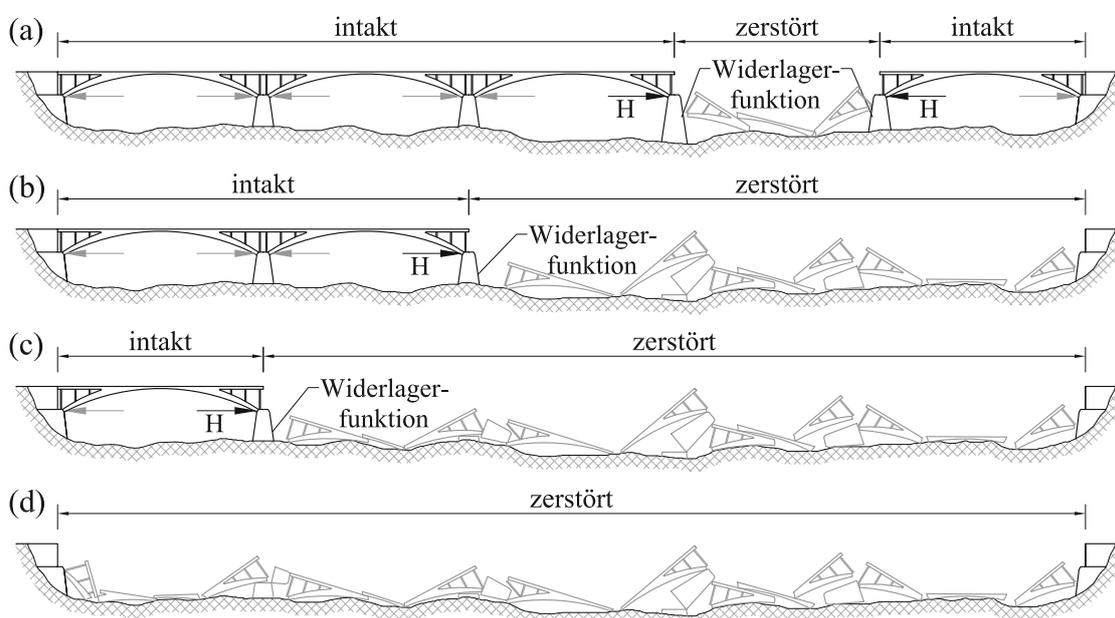


Abb. 2.12: Progressives Versagen als mögliches Einsturzscenario der Albiano Magra Brücke

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass mehrfeldrige Bogenbrücken für gleichmäßige Belastungen sehr effiziente Tragwerke darstellen. Speziell das Tragverhalten unter aufgezwungenen Längsverformungen bietet eine Möglichkeit zur Ausbildung von sehr langen integralen Brücken. Abschnittsweise Einwirkungen können jedoch zu ungünstigen Beanspruchungen führen und eine massive Ausführung von Pfeilern und Bögen zur Aufnahme von Biegebeanspruchungen erforderlich machen. Ebenso muss die Gefahr eines progressiven Versagens bedacht werden. Eine gedrungene Ausbildung der Zwischenpfeiler zur Aufnahme des einseitigen Bogenschubs könnte ein derartiges Versagen verhindern, steht jedoch im Widerspruch zu den Anforderungen hinsichtlich Materialeinsatz und Ästhetik.

¹ © Lungiana Insolita: <http://www.lunigianainsolita.com/sites/default/files/field/image/DSCN0581.JPG>

² © imago images / Independent Photo Agency Int.: <https://www.imago-images.de/offers/371644/News/Aktuelles-Zeitgeschehen/Italien,-Einsturz-der-Albiano-Magra-Bruecke-in-Aulla,-Toskana?db=stock>

2.2.3 Baumethoden

Beim Bau von Bogenbrücken stößt man auf eine Problematik, dessen Ursache abermals dem Thema Bogenschub zugeordnet werden kann. Bogentragwerke stellen im Endzustand äußerst wirtschaftliche Tragwerke dar, da die Lastabtragung hauptsächlich über Normalkräfte erfolgt, sofern die Bogenform nahe an der zur Last passenden Stützlinie orientiert ist (vgl. Kapitel 2.2.2). Diese Kraftabtragung (Bogentragwirkung) funktioniert allerdings erst, wenn der Bogen geschlossen ist, bis dahin brauchen Bögen im Bauzustand oftmals Hilfsunterstützungen [Mehlhorn et al. 2010]. Speziell bei mehrfeldrigen Bogenbrücken kommt dieser Thematik eine besondere Bedeutung zu.

Grundsätzlich lassen sich die Baumethoden für Bogenbrücken aus Beton in zwei Gruppen einteilen. Beispielsweise kann die Herstellung auf einem Lehrgerüst erfolgen. Hierbei ist der Bogen auf seiner kompletten Länge bis zur Fertigstellung eingeschalt beziehungsweise zumindest unterstützt. Es wurden im Laufe der Zeit unterschiedliche Arten von Lehrgerüsten entwickelt (vgl. Stritzke et al. (2010)). Klassische Lehrgerüste werden je nach Ausbildung in variablen Abständen gestützt, wodurch die Betonierlasten in den Boden abgeleitet werden. Mit zunehmender Brückengröße, speziell bei tiefen Tälern, handelt es sich hierbei allerdings um sehr aufwendige Konstruktionen. Freitragende Lehrgerüste können bei derartigen Anwendungsfällen eine wirtschaftlichere Lösung darstellen. Das Cruciani-Lehrgerüst stellt hierbei ein ab den 1950er Jahren entwickeltes System dar, mit welchem beispielsweise in Österreich Bogenbrücken mit Stützweiten bis 200 m hergestellt wurden. Die aus Holz bestehenden Gerüsteile werden in der Regel mit einem Kabelkran montiert und lagern nur im Bereich der Bogenkämpfer auf. Bei der Planung der abschnittswisen Herstellung des Bogens gilt es die Verformungen des Cruciani-Gerüsts besonders zu berücksichtigen [Stritzke et al. 2010]. Die Bogentragwirkung und somit der Bogenschub wird erst beim Absenken beziehungsweise beim Rückbau der Rüstungskonstruktion aktiviert, unabhängig davon welche Art von Lehrgerüst für die Bogenherstellung verwendet wird. Bis zu diesem Zeitpunkt werden die Lasten von fertiggestellten und frisch betonierten Bogenabschnitten von der Stützkonstruktion aufgenommen und in den Boden abgeleitet.

Eine grundsätzlich andere Möglichkeit für den Bau von Betonbögen besteht in der abschnittswisen Herstellung mit verschiebbarer Schalung. Es kann entweder das Freivorbauverfahren oder das Bogenklappverfahren angewendet werden. Beim Freivorbauverfahren wird der Bogen, von den Kämpfern ausgehend, abschnittsweise hergestellt. Dabei wird er meist mit Hilfe von schrägen Abspannungen unterstützt. Erst nach Herstellung des Bogenschlusses können diese rückgebaut werden, wodurch sich die Bogentragwirkung vollends einstellt. Unter Einsatz einer Kletterschalung werden beim Bogenklappverfahren die zwei Bogenhälften in annähernd senkrechter Lage hergestellt. Anschließend erfolgt das Einklappen der Bogenteile mithilfe von an den Kämpfern verbauten gelenkigen Lagern in die endgültige Lage. Dieses Klappen der Bogenhälften, sowie die Lagesicherung bis zu diesem Zeitpunkt erfolgt mittels schräger Abspannungen [Stritzke et al. 2010]. Wenngleich auch die endgültige Tragfähigkeit erst mit dem Bogenschluss eintritt, wird, anders als bei dem Einsatz eines Lehrgerüsts, bei der abschnittswisen Herstellung den fertiggestellten Abschnitten bereits eine Tragfunktion zugewiesen. Die Lastabtragung im Bauzustand erfolgt wie im Endzustand zu einem großen Teil über Normalkräfte.

Besonderheiten beim Bau mehrfeldriger Bogenbrücken

Breite, ebene Täler stellen ein ideales Einsatzgebiet für lange mehrfeldrige Bogenbrücken dar. Die Herstellung der Bögen erfolgt dabei meist mithilfe von Lehrgerüsten. Aufgrund der gekrümmten Geometrie ist die Schalung für Bogentragwerke in der Regel kostenintensiver als für Balkenbrücken. Nicht zuletzt aus diesem Grund ist eine feldweise beziehungsweise abschnittsweise Herstellung bei mehrfeldrigen Bogenbrücken, bei der die oft speziell für die jeweilige Bogengeometrie angefertigte Schalung umgesetzt

und wiederverwendet wird, unumgänglich. Wie bereits oben erwähnt, wird die Bogentragwirkung beim Absenken des Lehrgerüsts aktiviert. Solange das letzte Feld der Brücke noch nicht fertiggestellt wurde, muss der entstehende Bogenschub von den Zwischenpfeilern aufgenommen werden. Speziell der Pfeiler des jeweils fertiggestellten Feldes wird hierbei großen Biegebeanspruchungen ausgesetzt (siehe Abbildung 2.13 (a)). Sind alle Felder hergestellt, sprich ist das System geschlossen, werden die Zwischenpfeiler, speziell bei gleichmäßigen Belastungen, weitaus günstiger vorwiegend auf Normalkraft beansprucht (vgl. dazu Abbildung 2.10).

Um die Beanspruchungen im Bauzustand aufzunehmen, gibt es prinzipiell zwei Möglichkeiten. Die Zwischenpfeiler können auf diesen Zustand bemessen werden, was zu einer massiven Erscheinungsform führt. Zusammen mit einem kleinen Verhältnis von Spannweite zu Bogenstich, wodurch der Bogenschub geringer ausfällt, lässt sich das Tragwerk feldweise ohne zusätzliche Maßnahmen herstellen. Dieses Konzept wurde beispielsweise bei der Italienschleife in Wien, zu sehen in Abbildung 2.14 (links), umgesetzt. Bei der Anfang des 19. Jahrhunderts gebauten Eisenbahnbrücke in Stampfbetonbauweise ist die Herstellung in Abschnitten von fünf Feldern bis heute erkennbar [Dorffner 1999]. Jeder fünfte Pfeiler wurde massiver ausgeführt, um den Bogenschub im Bauzustand aufzunehmen.

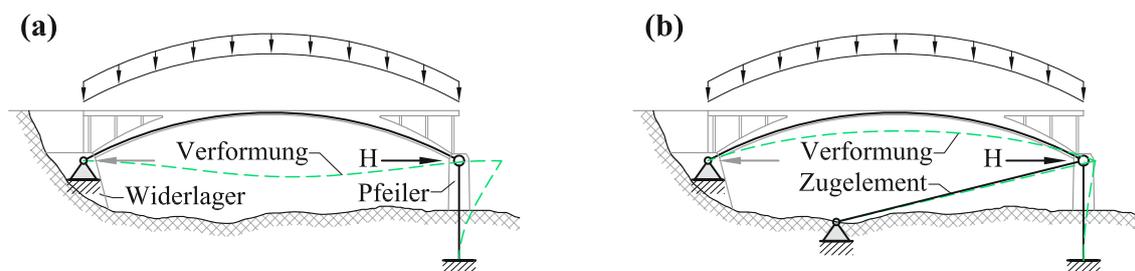


Abb. 2.13: Bauzustand einer mehrfeldrigen Bogenbrücke bei feldweiser Herstellung: Bogenschub wirkt auf Pfeiler (a); Bogenschub wirkt auf Pfeiler und Zugelement (b)

Ist eine schlankere Ausführung der Zwischenpfeiler erwünscht, sind für den Bauzustand Hilfsmaßnahmen erforderlich, was die zweite Möglichkeit darstellt. Um die Verformungen und somit die Biegemomente zu reduzieren, kommen meist Zugelemente zum Einsatz, welche die Pfeiler in der Lastabtragung unterstützen. Beispielsweise kann dies in Form von an den Kämpfern verankerten, schrägen Abspannungen erfolgen, wie in Abbildung 2.13 (b) dargestellt. Ist die Brücke fertiggestellt, werden diese rückgebaut, da sie für die Tragwirkung im Endzustand nicht mehr erforderlich sind. Diese aufwendigen Bauhilfsmaßnahmen müssen bei der Kalkulation berücksichtigt werden.

2.2.4 Mehrfeldrige Bogenbrücken im modernen Brückenbau

Lange Zeit waren mehrfeldrige Bogenbrücken die erste Wahl, um breite ebene, aber auch tiefere Täler zu überbrücken. Speziell eine Vielzahl an bis heute genutzten Eisenbahnbrücken zeugen von dieser Epoche des Brückenbaus. Die Bogentragwirkung ermöglichte den materialgerechten Einsatz von Naturstein und Ziegel für Gewölbe- und beispielsweise von Stampfbeton für Bogenbrücken (vgl. Italienschleife in Abbildung 2.14 (links)). Im modernen Brückenbau findet man die Ausführung von mehrfeldrigen Bogenbrücken in Massivbauweise nur selten. Die Entwicklung der Stahlbeton- und vor allem der Spannbetonbauweise ermöglicht nunmehr die Konzeption von weit gespannten Balkenbrücken. Des Weiteren ist aufgrund der gestiegenen Anforderungen hinsichtlich Ästhetik und ressourcenschonendem Materialeinsatz die Ausführung von recht massiven Konstruktionen, wie es die meisten der historischen Gewölbe- und Bogenbrücken sind, nicht mehr zeitgemäß. Ebenso werden mittlerweile höhere konstruktive Anforde-

rungen, beispielsweise an die Instandsetzungsmöglichkeiten der Abdichtung und Entwässerung gestellt (vgl. Ausführungen in Kapitel 2.2.1.3), die bei historischen Bogenbrücken mit Auffüllungen nur schwer umzusetzen sind.



Abb. 2.14: Ansicht eines Ausschnitts der Floridsdorfer Hochbahn (Italienschleife) (links); Ansicht eines Ausschnitts der nördlichen Vorlandbrücke von De Oversteek in Nijmegen (Niederlande) (rechts)

Bogenbrücken können aufgrund ihrer vorteilhaften Lastabtragung, hauptsächlich über Normalkräfte, sehr wirtschaftliche Tragwerke darstellen. Durch einige Gegebenheiten wird dieser Umstand jedoch getrübt. Die ungünstige Beanspruchungssituation einer abschnittswisen Verkehrsbelastung und die Gefahr des progressiven Versagens wurden in dem Kapitel 2.2.2 erläutert. Die Vorlandbrücken der Stadsbrug Nijmegen („De Oversteek“) stellen eine der wenigen, in der jüngeren Vergangenheit umgesetzten, mehrfeldrigen Bogenbrücken dar. Der nördliche 703,0 m lange Abschnitt besteht aus 16 Bogenfeldern mit Spannweiten von 42,5 m und einem rahmenartig ausgeführten Feld beim nördlichen Widerlager. Abbildung 2.14 (rechts) zeigt einen Ausschnitt des Tragwerks. Eine Auffüllung aus Schaumbeton dient als Untergrund für den Asphaltaufbau der Straßen-, Geh- und Radwegbrücke. Seitlich wird der Aufbau von, mit Klinkermauerwerk verblendeten, Stirnwänden aus Stahlbeton begrenzt, welche im Abstand von zirka einem Meter geschlitzt sind, um eine Scheibenwirkung zu verhindern. Die tragenden Betonbögen ruhen je Achse auf zwei, in der Form hinsichtlich ästhetischen und hydraulischen Ansprüchen optimierten, Zwischenpfeilern. Um ein derart schlankes Erscheinungsbild zu erreichen, bedurfte es während der abschnittswisen Herstellung aufwendiger Bauhilfsmaßnahmen, welche nach der Fertigstellung rückgebaut wurden, um die Beanspruchungen infolge Bogenschub aufnehmen zu können [Van der Horst et al. 2013]. In Kapitel 6.1.1 wird ein an De Oversteek angelehntes Tragwerk mittels numerischer Methoden hinsichtlich der Tragwirkung untersucht.

Die integrale Bauweise erfuhr in den letzten Jahren, aufgrund der in Kapitel 2.1.2 vorgestellten Vorteile, eine regelrechte Renaissance im Bezug auf historische Gewölbebrücken [Glitsch 2011]. Mehrfeldrige Bogenbrücken stellen eine vielversprechende Möglichkeit dar, um diese Bauweise auch bei langen Konstruktionen umzusetzen. Der Vergleich der beiden Tragwerke in Abbildung 2.14 (links) und (rechts) zeigt zirka 100 Jahre Entwicklung des Brückenbaus anschaulich auf. Der altertümlich anmutende Tragwerkstypus der mehrfeldrigen Bogenbrücke kann immer noch wirtschaftliche, ästhetische Tragwerke hervorbringen, wie das Beispiel von De Oversteek zeigt. Die ab dem folgenden Kapitel vorgestellte, neu entwickelte Technologie soll als Anreiz dienen, diesen Tragwerkstypus wieder vermehrt auszuführen, indem Lösungen für die angesprochenen Nachteile erarbeitet werden.

3 Entwicklung der neuen Technologie zur Herstellung von langen integralen Bogenbrücken

3.1 Motivation und Zielsetzung für die Entwicklung der neuen Technologie

Mehrfeldrige Bogenbrücken stellen eine erprobte Möglichkeit dar, lange integrale Tragwerke auszubilden. Die Zwangsbeanspruchungen infolge von Temperaturschwankungen und dem Schwinden des Betons lassen sich durch das Atmen der Bögen auf einem geringen Niveau halten. Bei der Entwicklung der, im gegenständlichen Kapitel vorgestellten, neuen Technologie wurde deshalb dieser Tragwerkstypus aufgegriffen. Trotz einer schlanken und damit materialsparenden Konstruktionsweise, sollen Lösungen für die im vorhergehenden Kapitel angesprochenen Nachteile mehrfeldriger Bogenbrücken erzielt werden. Einerseits gilt es die Gefahr eines fortschreitenden Versagens zu verhindern. Andererseits sollen die Beanspruchungen infolge von abschnittswisen Verkehrsbelastungen reduziert werden. Zusätzlich wird ein vereinfachter, abschnittswiser Bauablauf ohne aufwendige Zusatzaßnahmen angestrebt.

Die Grundidee, der am Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien entwickelten und patentierten neuen Technologie, ist der Einsatz eines Zugbands, welches sowohl mit den Widerlagern als auch mit den Bogenfußpunkten kraftschlüssig verbunden wird [Gaßner und Kollegger 2021]. In Kombination mit steifen Widerlagern werden dadurch, trotz schlanker Bauteile mit geringen Biegesteifigkeiten, die horizontalen Verschiebungen der Pfeilerköpfe gering gehalten, was eine Grundvoraussetzung zur Erreichung der Zielvorgaben ist. Anhand des Herstellungsablaufs und dem Tragverhalten unter verschiedenen Belastungssituationen wird die neue Technologie im Folgenden beschrieben.

3.2 Beschreibung der neuen Technologie anhand des Bauablaufs

Die Fundierung, die Widerlager und die Zwischenpfeiler können entweder vollständig vorab oder dem Baufortschritt entsprechend angepasst hergestellt werden (Abbildung 3.1 (a)). Nachdem die Schalung installiert ist, kann der erste Bogen betoniert werden (Abbildung 3.1 (b)). Nach dem Erhärten des Betons folgt der nächste Schritt, welcher den Kernpunkt der neuen Technologie darstellt. Ein Zugband (*Anmerkung: In der gegenständlichen Arbeit wird meist, der einfacheren Formulierung wegen, von nur einem Zugband gesprochen. In den meisten Fällen werden es jedoch mehrere, in Brückenlängsrichtung parallel angeordnete, Zugbänder sein.*), welches die beiden Bogenfußpunkte des ersten Bogens verbindet, wird eingebaut und angespannt (siehe Kraft P in Abbildung 3.1 (c)). Dadurch wird die Bogentragwirkung aktiviert und die Schalung kann abgesenkt werden. Die Spannkraft P entspricht dem Bogenschub, welcher durch das Eigengewicht g verursacht wird. Dadurch kommt es an den Bogenfußpunkten zu keinen horizontalen Verformungen, wodurch der Zwischenpfeiler keine Biegebeanspruchung erfährt. Ebenso auf das Widerlager wirken in diesem Zustand ausschließlich vertikale Kräfte ein. Die Kraft im Zugband ist vorgegeben, da sowohl eine zu hohe (größer als der Bogenschub), als auch eine zu geringe Spannkraft (geringer als der Bogenschub) zu unerwünschten Verformungen und somit zu Biegebeanspruchungen führen würde. Durch den Bauablauf kann die Kraft allerdings in gewissen Grenzen beeinflusst werden,

wie dies in Kapitel 3.3.1 erläutert werden wird. Nach dem Umsetzen der Schalung kann das nächste Bogenfeld betoniert werden. Das im zweiten Feld verbaute Zugband wird kraftschlüssig mit jenem des ersten Felds verbunden und wiederum bis zum Erreichen des Bogenschubs angespannt (Abbildung 3.1 (d)). Nach dem Ausbau der Schalung können diese Schritte wiederholt werden, bis das letzte Feld hergestellt und somit das Ende des Zugbands an dem zweiten Widerlager verankert worden ist (Abbildung 3.1 (e)). Mit dem Aufbringen des Aufbaus und der Herstellung der Fahrbahn wird die Brücke fertiggestellt [Gaßner, Fuchs et al. 2020]. In dem vorliegenden Beispiel wirkt die Ausbaulast g_1 somit auf das zwischen den beiden Widerlagern geschlossene mehrfeldrige Bogentragwerk (Abbildung 3.1 (e)). Auf weitere Herstellungsvarianten und deren Auswirkungen auf das Tragverhalten im Endzustand wird in Kapitel 3.3.1 eingegangen.

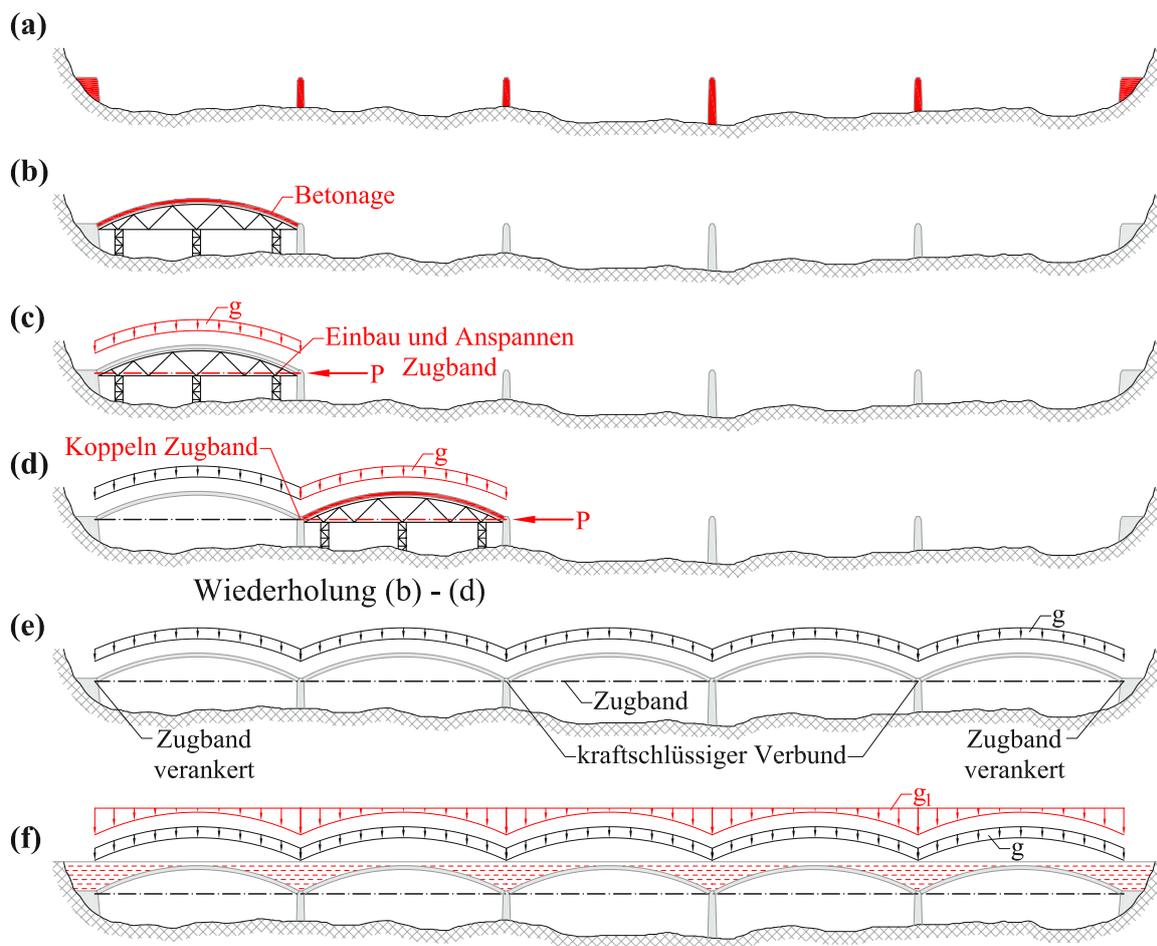


Abb. 3.1: Bauablauf einer nach der neuen Technologie hergestellten fünffeldrigen Brücke

3.3 Besonderheiten und Vorteile in Bezug auf die Tragwirkung

In Kapitel 2.2.1.1 wurden Bogenbrücken nach ihrer Tragwirkung in zwei Grundtypen eingeteilt. Ein nach der neuen Technologie hergestelltes Tragwerk kann jedoch nicht direkt einer dieser Bauarten zugeordnet werden. Abbildung 3.2 zeigt ein statisches System und alle für das Verständnis der Tragwirkung maßgebenden Bauteileigenschaften und Randbedingungen. Grundsätzlich spielen insbesondere jene Einwirkungen und Steifigkeiten eine Rolle für das Tragverhalten, welche auf die horizontalen Verschiebungen an den Bogenfußpunkten Einfluss nehmen. In der genannten Abbildung 3.2 wird zwischen Verformungen an den

Widerlagern ($u_{H,Wl-OK}$ steht für die horizontale Verformung an der Oberkante der Widerlager) und an den Zwischenpfeilern ($u_{H,Pf-OK}$ steht für die horizontale Verformung an der Oberkante der Zwischenpfeiler) unterschieden. Einfluss auf diese Verformungen nehmen hierauf zum einen die Nachgiebigkeiten der Gründung, welche bei den Widerlagern durch $c_{H,Wl}$ und $c_{M,Wl}$ beziehungsweise an den Zwischenpfeilern durch $c_{H,Pf}$ und $c_{M,Pf}$ erfasst werden. Zum anderen spielen natürlich die Steifigkeiten der Bauteile selbst eine große Rolle, insbesondere jene der Zwischenpfeiler und Widerlager (definiert durch die Biegesteifigkeit $(EI)_{Wl}$ und die Länge l_{Wl} beziehungsweise $(EI)_{Pf}$ und l_{Pf}). Beispielsweise bei einer feldweise angeordneten Verkehrslast beziehungsweise einer horizontalen Belastung infolge Bremsen oder Anfahren, haben auch die Nachgiebigkeiten der Bögen (definiert durch $(EI)_B$, l und f) einen bedeutenden Einfluss auf das Tragverhalten des Gesamtsystems. Die vertikalen Nachgiebigkeiten der Gründung sind in Abbildung 3.2 bewusst nicht dargestellt, da diese für die Erläuterung der Tragwirkung keine entscheidende Rolle spielen. Des Weiteren werden die Einflüsse des Bogenaufbaus und des Fahrbahntragwerks auf das Gesamtsystem hier nicht berücksichtigt, beziehungsweise können sie der Steifigkeit der Bögen zugerechnet werden. Die Ausführungen in Kapitel 3.5 und insbesondere die numerischen Untersuchungen in 5.2 befassen sich detailliert mit dieser Thematik. Der Einfluss des Erddrucks hinter den Widerlagerwänden kann den Parametern $c_{H,Wl}$, $c_{M,Wl}$, $(EI)_{Wl}$ und l_{Wl} zugeordnet werden.

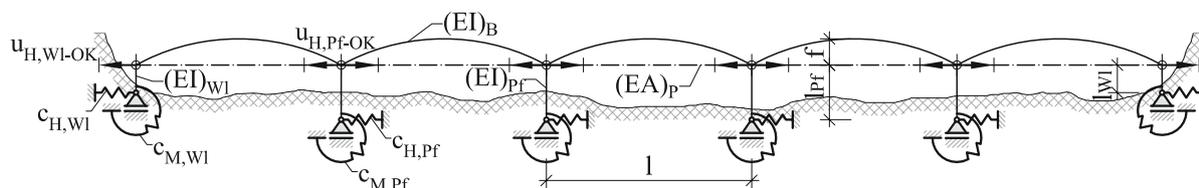


Abb. 3.2: Statisches System einer nach der neuen Technologie errichteten mehrfeldrigen Bogenbrücke inklusive Angabe der maßgebenden Steifigkeiten

Zusätzlich zu diesen auch bei herkömmlichen mehrfeldrigen Bogenbrücken vorhandenen Einflussparametern kommt bei der neuen Technologie die Dehnsteifigkeit des Zugbands $(EA)_p$ als weitere maßgebende Kenngröße hinzu. Bei Betrachtung des Einflusses des Zugbands auf das Tragverhalten des Gesamtsystems spielt allerdings nicht nur die Steifigkeit eine Rolle, sondern auch der Baufortschritt zum Zeitpunkt des Anspannens und die damit verbundene Größe der Spannkraft. In den Kapiteln 3.3.1 bis 3.3.3 werden die Einflüsse im Detail erarbeitet. Die grundlegende Thematik kann jedoch bereits anhand dem statischen System in Abbildung 3.2 und dem in Abbildung 3.1 dargestellten Bauablauf beschrieben werden. Das Zugband wird soweit angespannt, bis der Bogenschub infolge des Eigengewichts g des Bogens vollständig aufgenommen wird und sich dadurch die Bogentragwirkung ausbildet. Dieser Vorgang wiederholt sich bis zur Fertigstellung des letzten Bogenfelds (Abbildung 3.1 (e)). Bis zu diesem Zeitpunkt wirken keinerlei horizontale Kräfte auf die Widerlager beziehungsweise die Zwischenpfeiler. Der Bogenschub wird vollständig von dem Zugband aufgenommen, weshalb man in diesem Zustand von einer in sich verankerten Bogenbrücke sprechen kann. Grundsätzlich wird eine möglichst steife Ausbildung der Widerlager angestrebt. Bei einer vollständigen Unverschieblichkeit ($u_{H,Wl-OK} = 0$) würde die aufgebrachte Ausbaulast g_1 lediglich die horizontale Beanspruchung der Widerlager erhöhen, was der Tragwirkung einer echten Bogenbrücke entsprechen würde. In der Realität ist jedoch immer eine gewisse Nachgiebigkeit vorhanden, wodurch es zu einer horizontalen Verschiebung der Bogenfußpunkte kommt. Damit einher geht eine zusätzliche Aktivierung des Zugbands sowie eine Biegebeanspruchung sowohl der Widerlager und Zwischenpfeiler als auch der Bögen, selbst wenn diese der Stützlinie entsprechend belastet werden. Die Tragwirkung bei diesem Lastfall entspricht einer Hybridkonstruktion aus einer echten und in sich verankerten Bogenbrücke. Mit dem Aufbringen des Bogenaufbaus und der Fahrbahn ist der

Bauenzustand erreicht. Die ab diesem Zeitpunkt einwirkenden Lasten wirken auf die in Abbildung 3.2 dargestellte Hybridkonstruktion.

3.3.1 Besonderheiten und Tragverhalten bei der Herstellung

Durch das Zugband wird, wie bei einer in sich verankerten Bogenbrücke, der Bogenschub im Bauzustand aufgenommen und kurzgeschlossen. Dadurch ist es trotz einer schlanken Ausbildung der Zwischenpfeiler möglich, ohne zusätzliche Hilfsmaßnahmen abschnittsweise zu bauen (vgl. Kapitel 2.2.3). Bei einer entsprechenden Konzeptionierung von Feldern gleicher Abmessungen, kann die bedingt durch die Bogenform meist teure Schalung bei einem Objekt mehrmals ohne aufwendige Adaptierungen eingesetzt werden. Somit können, gegenüber einer herkömmlichen in Ortbetonbauweise hergestellten mehrfeldrigen Bogenbrücke, wirtschaftliche Vorteile im Bauablauf lukriert werden.

Durch das Anspannen des Zugbands soll der, sich in diesem Zustand einstellende, Bogenschub aufgenommen werden. Die Spannkraft muss demnach so gewählt werden, dass sich die Bogentragwirkung vollständig ausbildet und damit das Lehrgerüst lastfrei wird, während horizontale Verformungen der Bogenfußpunkte vermieden werden ($u_{H,Pf-OK} = 0$). Genau genommen, hat das Anspannen des Zugbands gleichzeitig mit einem Absenken des Lehrgerüsts zu erfolgen. Einerseits erfährt der Bogen durch die Ausbildung der Bogentragwirkung Stauchungen. Andererseits kommt es beim Lehrgerüst, durch die Entlastung, zu vertikalen Verformungen nach oben. Bedingt durch diese beiden Effekte müsste bei Beibehaltung der Position des Lehrgerüsts das Anspannen des Zugbands soweit erfolgen, bis es zu einer Verschiebung der Bogenfußpunkte zur Feldmitte hin kommt ($u_{H,Pf-OK} \neq 0$). Unerwünschte Biegebeanspruchungen wären die Folge daraus. In der Praxis kann dies durch ein abwechselndes, schrittweises Anspannen des Zugbands und Absenken des Lehrgerüsts erfolgen, welches für jedes Einzelprojekt in Arbeitsanweisungen zu definieren ist. Durch diese Vorgehensweise ist es möglich, die Verbindungen an den Bogenfußpunkten zwischen den einzelnen Bögen beziehungsweise zwischen den Bögen und den Unterbauten bereits im Zuge der Herstellung der Bögen monolithisch auszuführen. Es ist nicht erforderlich horizontale Verschiebungsmöglichkeiten der Bogenfußpunkte vorzusehen, da die Anforderung $u_{H,Pf-OK} = 0$ gilt. Gleiches gilt auch für die Herstellung des letzten Bogens. Das Zugband kann beispielsweise durch die Widerlagerwand durchgeführt, an der Rückseite angespannt und verankert werden. Durch die Bedingung $u_{H,Pf-Wl} = 0$ kann der monolithische Anschluss des letzten Bogenfußpunktes an das zweite Widerlager im Zuge der Betonage des Bogens und somit vor dem Anspannen des Zugbands erfolgen.

Beim Vorspannen eines herkömmlichen Biegebalkens, kommt es vor allem durch die elastischen Deformationen zu einer Verkürzung und somit zu Verschiebungen der Endpunkte, die es zu berücksichtigen gilt. Infolge der Verkürzung des Bogens, verursacht durch die Stauchungen bei Ausbildung der Bogentragwirkung, kommt es zu einem Absenken des Bogenscheitels. Um dennoch die gewünschte Bogenform zu erreichen, kann diese vertikale Verformung durch eine überhöhte Herstellung ausgeglichen werden.

Grundsätzlich sind mehrere Varianten des Bauablaufs denkbar, wobei die erste Möglichkeit dem in Abbildung 2.13 dargestellten Ablauf entspricht. Die Ausbaulast wird erst nach der Fertigstellung des letzten Bogens aufgebracht. Zum Zeitpunkt des Anspannens wirkt somit lediglich das Eigengewicht des Bogens g . Die aufzubringende Spannkraft entspricht somit dem Bogenschub infolge des Eigengewichts des Bogens (P_{i0}). Wie bereits im vorigen Kapitel beschrieben, wirkt die anschließend aufgebrachte Ausbaulast auf ein Hybridsystem aus echter und in sich verankerter Bogenbrücke. Abhängig von der Nachgiebigkeit der Widerlager, erhöht sich die Kraft im Zugband somit im Bauenzustand auf P_{i1} . Diese Variante wird bei den meisten der Überlegungen in der gegenständlichen Arbeit angenommen. Je weicher

die Widerlagerkonstruktionen sind, desto stärker aktiviert sich die Tragwirkung des Zugbands.

Eine zweite mögliche Variante sieht das Aufbringen zumindest eines Teils der Ausbaulast auf den jeweiligen Bogenabschnitt vor, bevor der nächste Abschnitt hergestellt wird, beziehungsweise bevor der Anschluss an das zweite Widerlager erfolgt. Dies könnte zum Beispiel der Fall sein, wenn unmittelbar nach der Betonage eines Bogens mit der Herstellung von Aufständern für das Fahrbahntragwerk begonnen wird. In diesem Fall muss die Spannkraft gegenüber der ersten Variante höher gewählt werden, um den entsprechenden Bogenschub aufzunehmen, wodurch auch die Kraft im Bauendzustand P_{t1} größer sein wird. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass die horizontalen Verschiebungen der Bogenfußpunkte und somit die horizontalen Beanspruchungen auf die Widerlager und Zwischenpfeiler im Endzustand geringer ausfallen.

Bei einer dritten denkbaren Variante wird das Zugband konstruktiv so ausgebildet, dass ein Nachspannen durchführbar ist, wodurch auch nach Baufertigstellung die Spannkraft noch beeinflusst werden kann. So wäre es beispielsweise möglich, die Kraft so einzustellen, dass der gesamte Bogenschub im Bauendzustand P_{t1} von dem Zugband aufgenommen wird. Soll P_{t1} darüber hinaus erhöht werden, wäre theoretisch auch ein Vorspannen gegen die Steifigkeit der Widerlager und des Tragwerks möglich. Konstruktiv umgesetzt könnte eine Möglichkeit zum Nachspannen beispielsweise werden, indem die Zugbänder feldweise und in Querrichtung versetzt ausgeführt werden, anstatt sie bei jedem Bauabschnitt zu koppeln und weiterzuführen. Die Weiterleitung der Kräfte hätte in diesem Fall über die Biegetragwirkung des Tragwerks an den Bogenfußpunkten in Brückenquerrichtung zu erfolgen.

Bei der Entscheidung für eine Variante des Bauablaufs werden vor allem wirtschaftliche Überlegungen eine Rolle spielen, welche es immer konkret für das jeweilige Projekt abzuwägen gilt. Wie erläutert, definiert der Ablauf der Herstellung aber auch die Kraft im Zugband zum Bauendzustand P_{t1} . Somit hat der Bauablauf Auswirkungen, über den jeweiligen Bauzustand hinausgehend, auf das Tragverhalten des Gesamtsystems. So soll es beispielsweise durch eine Temperaturerhöhung und den damit verbundenen Dehnungen (ausführlich erläutert in Kapitel 3.3.5), zu keinem Zeitpunkt zu einem Erschlaffen des Zugbands kommen, da es dadurch einerseits seine Wirkung verlieren und andererseits einen unerwünschten Durchhang aufweisen würde. Deshalb muss zum Zeitpunkt des Bauendzustands eine gewisse Mindestspannung $\sigma_{P,t1}$ im Zugband vorhanden sein, wodurch sich eine untere Grenze ergibt. Andererseits darf diese Spannung nicht zu hoch gewählt werden, um eine Überbeanspruchung des Zugbands durch zusätzliche Spannungen aus weiteren Lastfällen zu vermeiden. Mit Festlegung von $\sigma_{P,t1}$ ergibt sich in Kombination mit der Kraft P_{t1} schließlich der Querschnitt A_P des Zugbands, womit deutlich wird, dass die Steifigkeit $(EA)_P$ des Zugbands nur zwischen zwei Grenzwerten gewählt werden kann. Welche Größenordnung der Dehnsteifigkeit einen sinnvollen Kompromiss aus statischen und wirtschaftlichen Anforderungen darstellt, wird zusätzlich zu Untersuchungen in Kapitel 3.3.2.1 und Kapitel 3.3.2.2, durch Untersuchungen anhand eines Anwendungsbeispiels der neuen Technologie an einem fiktiven Brückenentwurf in Kapitel 6.2 erläutert.

In dem Beispiel in Abbildung 3.1 wird von einer feldweisen Herstellung ausgegangen. Bei sehr langen Brücken kann es trotz der Notwendigkeit von mehreren Schalungen sinnvoll sein, Abschnitte von einigen Feldern auf einmal zu bauen. Abbildung 3.3 zeigt schematisch den Ablauf der Herstellung eines Bauabschnittes bestehend aus drei Feldern. Grundsätzlich gestaltet sich das Vorgehen analog zur feldweisen Variante. Das Zugband kann in einem Arbeitsgang angespannt werden. Hierfür ist es jedoch erforderlich, dass das Zugband zum Zeitpunkt des Anspannens an den innerhalb des Bauabschnitts liegenden Pfeilern (Pfeilerachse 1 und 2) keinen Verbund aufweist (Abbildung 3.3 (a)). Dies kann beispielsweise durch die lose Durchführung durch eingelegte Hüllrohre erfolgen. Erst nach Ausbildung der Bogentragwirkung, wird ein kraftschlüssiger Verbund zwischen den Bogenfußpunkten der Achsen 1 und 2 und dem Zugband

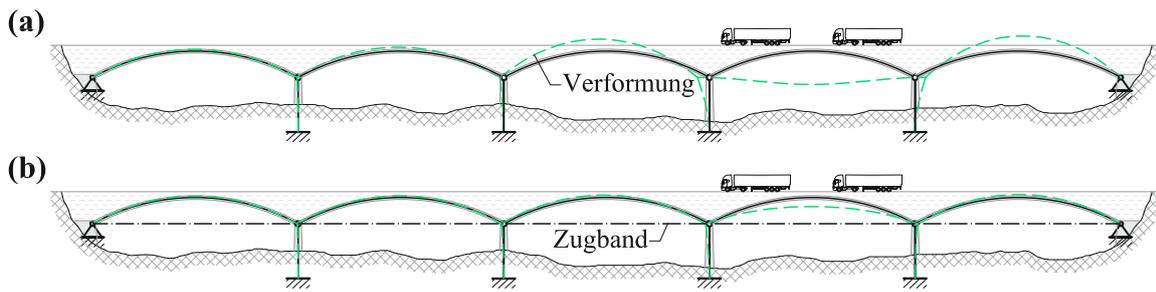


Abb. 3.4: Verformungen (grün gestrichelt) einer mehrfeldrigen Bogenbrücke bei feldweiser Verkehrsbelastung: Ohne Zugband (a); Neue Technologie (b)

Ergebnisse zweier Untersuchungen vorgestellt, anhand derer sich das Potential der neuen Technologie näherungsweise quantifizieren lässt.

3.3.2.1 Einfluss der Steifigkeiten von Zugband und Pfeiler

Grundsätzlich lassen sich die Biegebeanspruchungen des Tragwerks, bei gleichbleibender Bogengeometrie und gleichen Gründungsverhältnissen, sowohl durch eine Vergrößerung der Dehnsteifigkeit des Zugbands (EA)_P als auch durch eine Steigerung der Biegesteifigkeit der Zwischenpfeiler (EI)_{Pf} reduzieren. Eine alleinige Betrachtung auf Querschnittsebene reicht allerdings nicht aus. Die Pfeilerhöhe l_{Pf} muss ebenso, wie die Länge des Zugbands l zwischen zwei Bogenfußpunkten, berücksichtigt werden, um die Steifigkeit der Bauteile beschreiben zu können. Ziel der Untersuchung war es zu zeigen, inwieweit eine Vergrößerung des Zugbandquerschnitts A_P im Vergleich zu einer gedungenen Bauweise der Zwischenpfeiler Vorteile bringt.

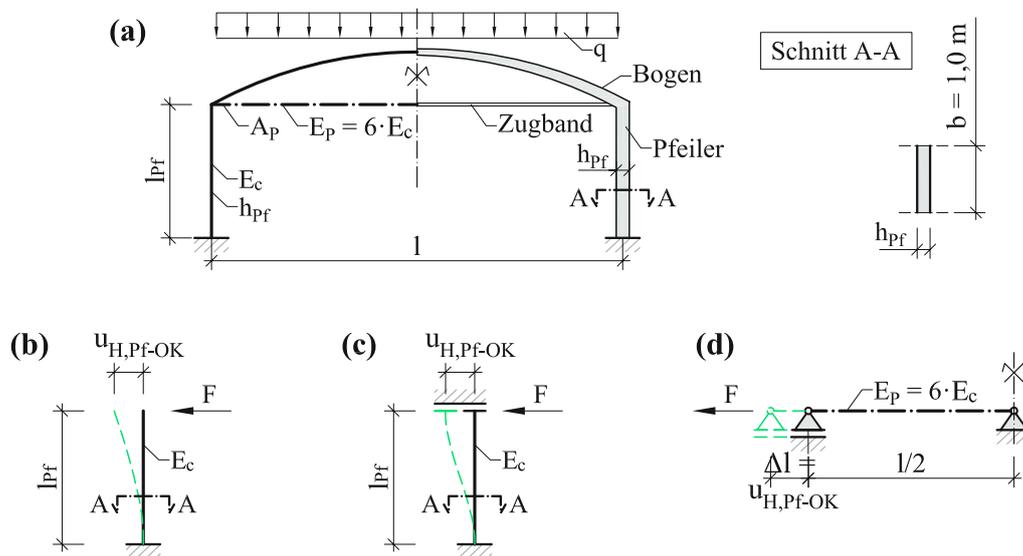


Abb. 3.5: Übersicht über die bei der Untersuchung zur Gegenüberstellung der Steifigkeiten der Zwischenpfeiler und des Zugbands verwendete Modellvorstellung

Die Abbildung 3.5 zeigt die im Rahmen der Untersuchung verwendete Modellvorstellung. Wie bereits in den einleitenden Erläuterungen von Kapitel 3.3 erwähnt wurde, spielen für die Tragwirkung von mehrfeldrigen Bogenbrücken vor allem die horizontalen Verschiebungen an den Bogenfußpunkten $u_{H,Pf-OK}$

eine entscheidende Rolle. Um die alleinige Wirkung der Zwischenpfeiler analysieren zu können, werden diese herausgelöst betrachtet. Die in den Abbildungen 3.5 (b) und (c) betrachteten Systeme unterscheiden sich in ihren Randbedingungen und stellen zwei Grenzwerte dar. Unten eingespannt und oben frei verschieblich, entspricht der Zwischenpfeiler (b) dem Eulerfall 1. Die auftretende horizontale Verformung infolge einer am oberen Ende angreifenden Kraft F , welche einen einseitig einwirkenden Bogenschub widerspiegelt, ergibt sich gemäß Gleichung (3.1). Deutlich steifer verhält sich der Zwischenpfeiler, wenn die Verdrehung am oberen Ende verhindert wird (Abbildung 3.5 (c)), was dem Eulerfall 4 entspricht und durch Gleichung (3.2) zum Ausdruck gebracht wird. Ist ein Zugband vorhanden, so muss dieses gedehnt werden, um eine Verschiebung der Bogenfußpunkte $u_{H,Pf-OK} > 0$ nach außen zu erreichen. Durch die auf die Feldmitte bezogenen symmetrischen Verformungen, ist lediglich die Längenänderung des in Abbildung 3.5 (d) dargestellten halben Zugbands zu betrachten, welche mit Gleichung (3.3) angegeben wird.

$$u_{H,Pf-OK} = \frac{4 \cdot F \cdot l_{Pf}}{E_C \cdot b \cdot h_{Pf}} \quad (3.1)$$

$$u_{H,Pf-OK} = \frac{F \cdot l_{Pf}}{E_C \cdot b \cdot h_{Pf}} \quad (3.2)$$

$$u_{H,Pf-OK} = \frac{F \cdot l}{2 \cdot E_P \cdot A_P} \quad (3.3)$$

mit dem Elastizitätsmodul des Betons E_C , der Querschnittsbreite des Pfeilers b , der Querschnittshöhe des Pfeilers h_{Pf} , dem Elastizitätsmodul des Zugbands E_P und der Querschnittsfläche des Zugbands A_P .

Für die Forderung nach gleichen Verformungen $u_{H,Pf-OK}$ aller Systeme, ergibt sich die in Abbildung 3.6 dargestellte Beziehung zwischen der Steifigkeit des Zugbands, aufgetragen auf den Abszissen, und der Steifigkeit der Zwischenpfeiler, aufgetragen auf den Ordinaten, für die beiden betrachteten Randbedingungen (Eulerfall 1 und Eulerfall 4). Diese wurde unter der Annahme $E_P = 6 \cdot E_C$ für eine Breite $b = 1,0\text{m}$ aufgestellt. Die Querschnittsfläche des Zugbands A_P , bezogen auf die Spannweite l eines Felds, ist auf der horizontalen und die Höhe des Pfeilers l_{Pf} bezogen auf die Querschnittshöhe h_{Pf} auf der vertikalen Achse aufgetragen. Für das in Abbildung 3.5 (b) definierte System (Eulerfall 1) wird, ausgewertet für eine Spannweite von $l = 45,0\text{m}$, in Abbildung 3.6 (rechts) eine zusätzliche, andere Darstellungsform gezeigt. In Abhängigkeit der Litzenanzahl ($A_{P,Litze} = 150\text{mm}^2$) je Meter Querschnittsbreite ist auf dieser Ordinate die Schlankheit λ der Zwischenpfeiler aufgetragen, bei der diese eine äquivalente Verformung $u_{H,Pf-OK}$ aufweisen.

Unabhängig davon welche Form der Darstellung betrachtet wird, ist zu erkennen, dass es keinen linearen Zusammenhang zwischen Pfeiler- und Zugbandsteifigkeit gibt. Bei einem sehr weichen Zugband erreichen bereits sehr schlanke Zwischenpfeiler eine äquivalente Wirkung zur Begrenzung der Verformungen an den Bogenfußpunkten. Umgekehrt ist bei einer gedrungenen Ausbildung der Pfeiler eine sehr steife Auslegung des Zugbands erforderlich, um eine entsprechende Unterstützung der Tragwirkung zu erreichen. Beispielsweise müssen, bei dem in Abbildung 3.6 (rechts) angenommenen Beispiel, für Pfeiler mit einer Schlankheit $\lambda < 50$ unverhältnismäßig viele Litzen eingesetzt werden, um vergleichbare Ergebnisse zu erzielen. Der Vergleich von Eulerfall 1 mit Eulerfall 4 in Abbildung 3.6 (links) zeigt, dass der Querschnitt der Zwischenpfeiler bei Behinderung der Verdrehungen an beiden Randpunkten deutlich

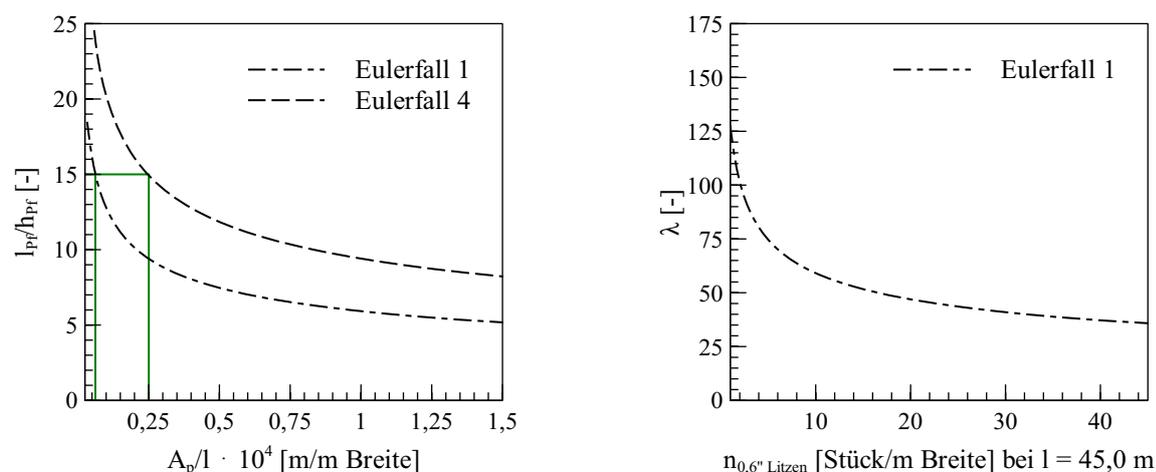


Abb. 3.6: Beziehung zwischen der Steifigkeit des Zugbands und der Steifigkeit der Zwischenpfeiler bei äquivalenten Horizontalverschiebungen der Bogenfußpunkte

schlanker ausgebildet werden kann. Die in Realität vorhandenen Randbedingungen werden zwischen diesen beiden Grenzwerten liegen.

Mit der gegenständlichen Untersuchung wurde ein grundlegender Zusammenhang zwischen der Steifigkeit des Zugbands und der Steifigkeit der Zwischenpfeiler aufgezeigt. Im Folgenden wird der Einfluss der Steifigkeit der Gründung auf das Tragverhalten betrachtet, wiederum in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Zugbands.

3.3.2.2 Einfluss der Steifigkeiten von Zugband und Gründung

Für die nachfolgende Parameterstudie war es notwendig die Steifigkeit der Zwischenpfeiler als Konstante zu definieren. Gewählt wurden die Parameter der Pfeiler auf Basis der Ergebnisse der vorhergehenden Untersuchung. Das Verhältnis aus Pfeilerhöhe zu Querschnittshöhe wurde, wie in Abbildung 3.6 (links) grün markiert, mit $I_{pf}/h_{pf} = 15,0$ festgelegt. Dies ist einerseits ein Wert bei dem der Einfluss des Zugbands bereits deutlich zu erkennen ist, andererseits ist es, mit $\lambda = 104$ bei Annahme von Eulerfall 1, eine durchaus in der Realität umsetzbare Schlankheit der Pfeiler. Das vollständige Tragwerk ist in Abbildung 3.7 dargestellt. Es handelt sich um eine Straßenbrücke mit fünf Feldern mit Einzelspannweiten von $l = 42,5$ m bei einem Bogenstich von $f = 5,35$ m ($l/f = 7,9$). Tragende Elemente sind die fünf Stahlbetonbögen mit einer Querschnittshöhe von $1,0$ m an den Bogenfußpunkten, die sich bis auf $h_s = 0,65$ m in den Scheiteln verjüngen. Das Verhältnis $l/h_s = 65$ entspricht einem bei Straßenbrücken üblichen Wert [Mehlhorn et al. 2010]. Die Zwischenpfeiler wurden als Pfeilerscheiben mit einer Höhe von $I_{pf} = 15,0$ m bei einer Querschnittshöhe $h_{pf} = 1,0$ m angenommen. Die Brücke wurde in einem Stabwerksprogramm als linear-elastisches Tragwerk mit einer Breite von $b = 1,0$ m gemäß Abbildung 3.7 (b) modelliert und mit dem Eigengewicht g und der Ausbaulast g_1 (Auffüllung $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ und bituminöser Fahrbahnbelag) belastet. Der Bauablauf wurde so angenommen, dass der gesamte Bogenschub aus Eigengewicht und Ausbaulast im Bauendzustand von dem Zugband aufgenommen wird. Die Kraft im Zugband P_{t1} wurde demnach so gewählt, dass es in dieser Belastungssituation zu keinen horizontalen Verformungen an den Bogenfußpunkten $u_{H,pf-OK} = 0$ kommt. Mit dieser Annahme ist der gegenständlich interessante Einfluss einer feldweisen Verkehrslast besonders gut getrennt von eventuellen Einflüssen aus der Herstellung zu betrachten. Als Verkehrslast wurde das Lastmodell 1 (LM1) gemäß Eurocode ÖNORM EN 1991-2 (2012) und ÖNORM B 1991-2 (2018) bestehend aus Gleichlast und Einzellasten (Achslasten) auf dem

mittleren Feld (Feld 3) aufgebracht. Diese Lastanordnung stellt für eine mehrfeldrige Bogenbrücke in der Regel eine sehr ungünstige Belastungssituation dar. Da ein statisches Modell mit einer Breite von $b = 1,0\text{ m}$ betrachtet wird, wurden die Lasten für den höchst belasteten Abschnitt (Fahrstreifen 1 gemäß LM1) angenommen.

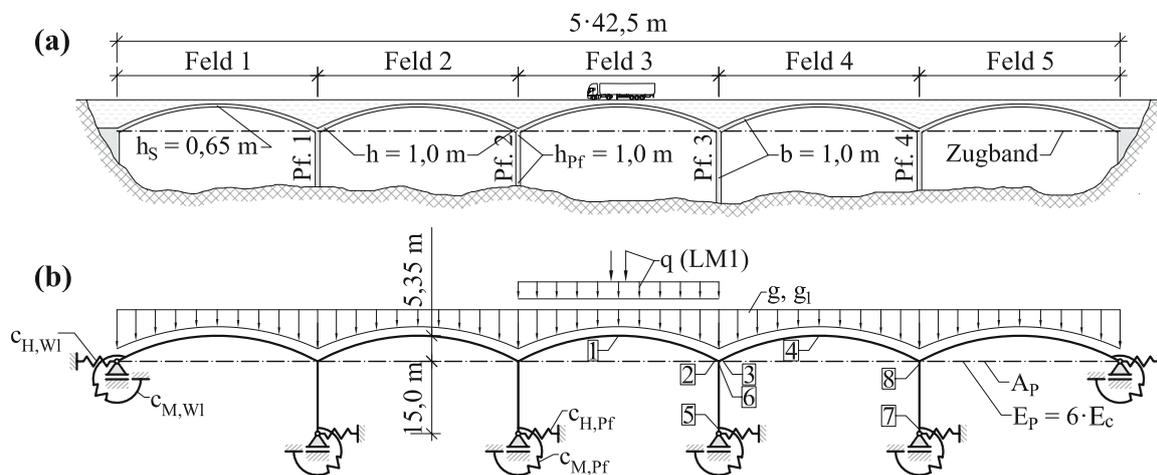


Abb. 3.7: Längsansicht der für die Parameterstudie verwendeten Brücke (a); Übersicht des statischen Systems und der Belastungssituation (b)

Mit der gegenständlichen Parameterstudie soll der positive Einfluss des Zugbands auf die Tragwirkung des Betontragwerks in Abhängigkeit von den Gründungsverhältnissen aufgezeigt werden. Die Dehnsteifigkeit des Zugbands $(EA)_p$ wird im Berechnungsmodell durch Änderung der Querschnittsfläche A_p variiert. Der Elastizitätsmodul des Zugbands wird mit $E_p = 195\,000\text{ MPa}$, jener des Betons mit $E_c = 32\,500\text{ MPa}$ angenommen, womit das Verhältnis $E_p/E_c = 6,0$ jenem aus der vorhergehenden Untersuchung in Kapitel 3.3.2.1 entspricht. Die Nachgiebigkeiten der Gründungen der Widerlager und Zwischenpfeiler werden einerseits durch horizontale Wegfedern und andererseits durch Drehfedern abgebildet, wie es in Abbildung 3.7 (b) dargestellt ist. Die Ergebnisse wurden für unterschiedliche Nachgiebigkeiten berechnet. Als oberer Grenzwert wurde eine vollständige Einspannung angenommen, was im Folgenden als „ $c = \infty$ “ bezeichnet wird. Eine, auf Basis von numerischen Untersuchungen an vergleichbaren mehrfeldrigen Bogenbrücken in den Diplomarbeiten von Rath (2019) und Trabusiner (2020) ermittelte, möglichst realistische Gründungssituation wird mit der Variante „ $c = 1$ “ abgebildet. Die Steifigkeit der horizontalen Wegfedern der Widerlager wurde hierbei mit $c_{H,WI} = 75\,000\text{ kN/m}$, jene der Zwischenpfeiler mit der Hälfte davon $c_{H,Pf} = 37\,500\text{ kN/m}$ angenommen. Die Werte für die Drehfedern betragen $c_{M,WI} = 1\,500\,000\text{ kNm/rad}$ und $c_{M,Pf} = 750\,000\text{ kNm/rad}$. Mit diesen Werten wird für eine Variante ohne Zugband eine horizontale Verschiebung der Bogenfußpunkte an den Widerlagern von zirka $u_{H,WI-OK} = 17\text{ mm}$ ($l/u_{H,WI-OK} = 2500$) und ein Einspanngrad der Bögen an den Widerlagern von zirka 70%, bezogen auf eine vollständige Einspannung, erreicht. Als Drittes wurden Ergebnisse für eine sehr weiche Gründungssituation („ $c = 1/10$ “) ermittelt, indem die Werte von $c = 1$ auf 10% reduziert wurden.

Der Einfluss auf die Tragwirkung wird anhand der auftretenden Verformungen und Spannungen der Bögen und Zwischenpfeiler sowie der Kräfte im Zugband beurteilt. Die Ermittlung dieser Ergebnisse an den im Zustand I befindlichen Rechteckquerschnitten stellt für die gewünschte Abschätzung der Zugband- und Gründungseinflüsse eine zielführende Vorgehensweise dar. Sämtliche Ergebnisse sind in Form von Diagrammen in den Abbildungen 3.8 bis 3.13 dargestellt.

Das Diagramm in der Abbildung 3.8 zeigt unter anderem die Kraft im Zugband zum Bauendzustand P_{t1} , welche unabhängig von der Querschnittsfläche konstant ist. Die Spannung zu diesem Zeitpunkt $\sigma_{P,t1}$ hängt somit ausschließlich von A_P ab. Ebenso ist in dieser Abbildung der Bogenschub an den Widerlagern $A_{H,WI}$ infolge der Verkehrsbelastung im mittleren Feld abgebildet. Bei einer weichen Gründung werden größere Verformungen zugelassen, wodurch der Bogenschub geringer ausfällt.

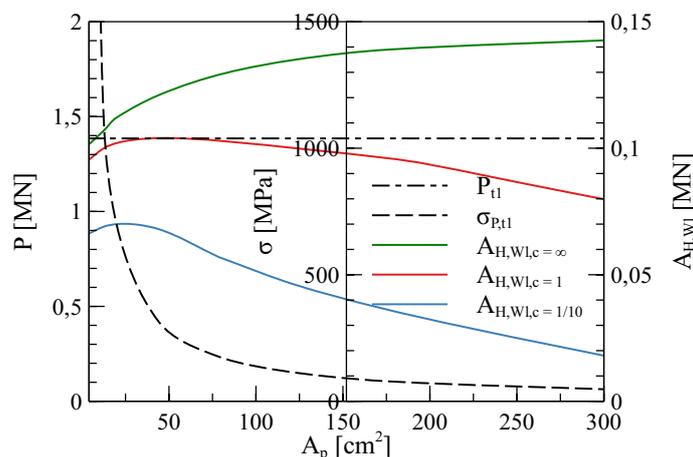


Abb. 3.8: Einfluss der Zugbandsteifigkeit auf die Spannung im Zugband im Bauendzustand und auf den Bogenschub an den Widerlagern bei Verkehrsbelastung

Die durch die Verkehrsbelastung verursachten Verformungen der Bögen und Kräfte im Zugband sind in Abbildung 3.9 zu sehen. Das linke Diagramm zeigt die Verhältnisse im, durch das Lastmodell 1, belasteten Bogen. Die vertikalen Verformungen $u_{v,Bogen\ 3}$ (Stelle 1 in Abbildung 3.7) des Bogens nehmen mit zunehmender Dehnsteifigkeit des Zugbands deutlich ab. Dies geht mit einer steigenden Aktivierung des Zugelements einher, was sich an der Zunahme der Kraft $P_{Q,Feld\ 3}$ zeigt. Je weicher hierbei die Gründung ist, desto mehr Verformung wird zugelassen, was sich an der höheren Kraft im Zugband bemerkbar macht. Das rechte Diagramm behandelt die angrenzenden Pfeiler beziehungsweise Bögen (Pf. 2 und 3 beziehungsweise Felder 2 und 4 in Abbildung 3.7). Durch die Verkehrsbelastung in Feld 3 kommt es zu einer horizontalen Verschiebung der Bogenfußpunkte des belasteten Bogens nach außen (Stelle 6). Der positive Einfluss des Zugbands ist an diesem Parameter besonders klar ersichtlich. Bereits eine geringe Querschnittsfläche A_P führt zu einer deutlichen Reduktion von $u_{h,Pfeiler\ 2,3}$. Diese Verformungen implizieren eine Verringerung der Dehnungen des Zugbands in den benachbarten Feldern, was an den Verläufen von $P_{Q,Feld\ 2,4}$ erkennbar ist.

Der Einfluss des Zugbands auf die Beanspruchungen des Bogens in Feld 3 wird in den Diagrammen der Abbildung 3.10 zum Ausdruck gebracht. Die im Scheitel des Bogens (Stelle 1) entstehenden Spannungen σ_1 sind im linken Diagramm jeweils für die Unter- und Oberseite des Querschnitts dargestellt. Ein geringfügiger Einfluss der Gründungssituation ist erkennbar. Ähnliche Aussagen sind aus dem rechten Diagramm für den Kämpfer des belasteten Bogens ableitbar. An dieser Stelle ist der Einfluss der Gründungssteifigkeit geringer. Die Beanspruchungen des Bogens lassen sich durch das Zugband merklich positiv beeinflussen. Bereits geringe Zugbandquerschnitte reduzieren die Spannungen erheblich. Ab einem Wert von zirka $A_P = 75\text{ cm}^2$ bewirkt eine Erhöhung der Zugbandsteifigkeit jedoch nur mehr eine relativ geringe Verbesserung.

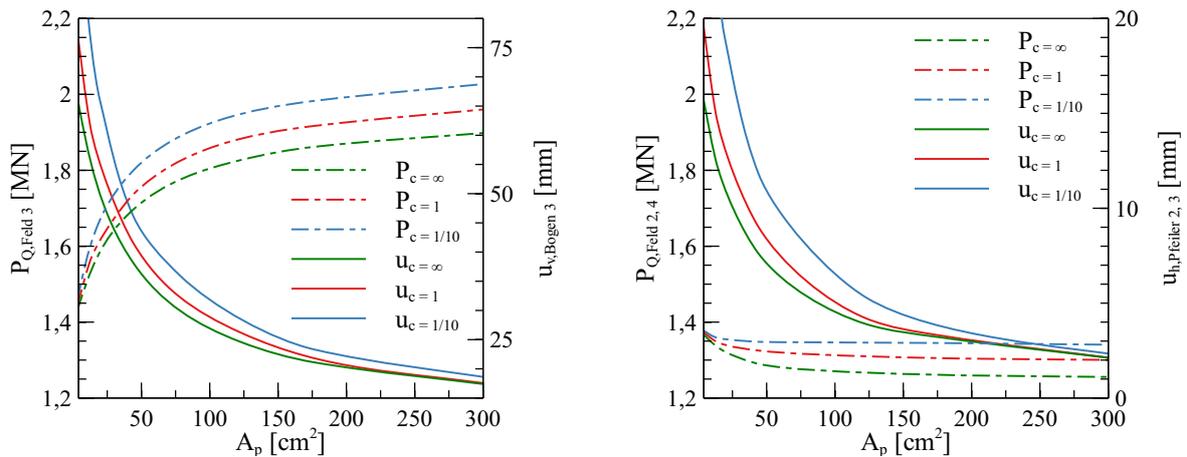


Abb. 3.9: Einfluss der Zugbandsteifigkeit auf die Kraft im Zugband und die vertikalen (links) und horizontalen (rechts) Verformungen

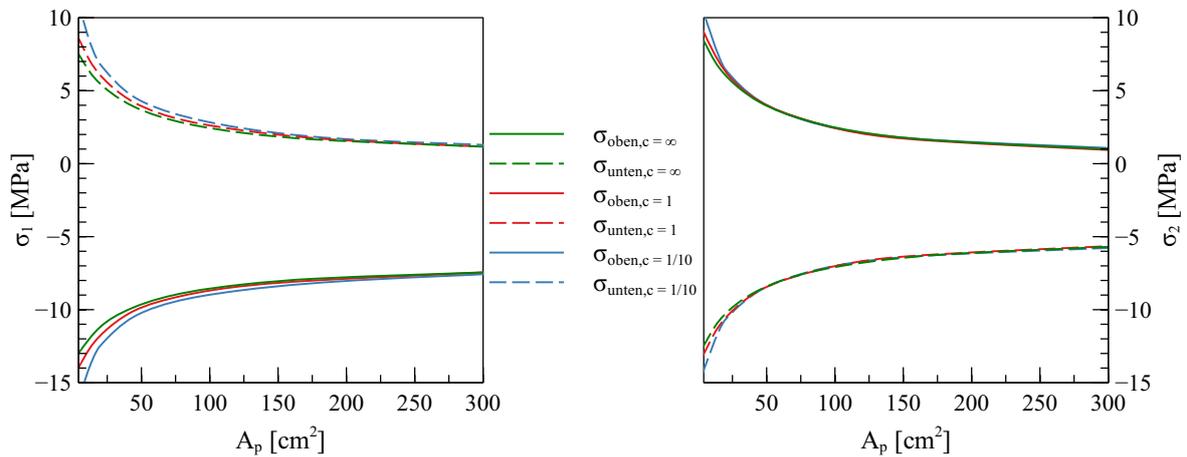


Abb. 3.10: Einfluss der Zugbandsteifigkeit auf die Spannungen in dem belasteten Bogen 3: Bogenseitel (links); Bogenfußpunkt (rechts)

Vor allem infolge der horizontalen Verformungen der Bogenfußpunkte des belasteten Bogens nach außen verursacht die Verkehrsbelastung auch eine Beanspruchung der benachbarten Bögen 2 und 4. Der Einfluss der Querschnittsfläche des Zugbands auf die Spannungen in den Bogenkämpfern σ_3 ist jedoch sehr gering, wie in dem linken Diagramm der Abbildung 3.11 zu erkennen ist. Bei den beiden steiferen der drei Gründungsvarianten ist an der Oberseite sogar eine, durch das Zugband verursachte, leichte Zunahme der Zugspannungen zu erkennen. Im Scheitelbereich der Bögen (σ_4 im rechten Diagramm) ist eine, von der Gründung weitgehend unabhängige, Reduktion der Beanspruchungen zu sehen. Diese fällt wiederum besonders bei geringen Querschnittsflächen des Zugbands, bis etwa $A_p = 50 \text{ cm}^2$ nennenswert aus.

Insbesondere für die Pfeiler 2 und 3 bewirkt das Zugband eine deutliche Reduktion der Spannungen. Die Gründungssituation hat hierbei auf die Beanspruchungen in den Fußpunkten der Pfeiler einen großen Einfluss, wie σ_5 in Abbildung 3.12 (links) zeigt. Eine sehr weiche Gründung erzeugt nur eine geringe Einspannwirkung, womit nur kleine Einspannmomente an dieser Stelle entstehen können. Die Spannungen rühren somit hauptsächlich aus der Normalkraftbeanspruchung einher, welche unabhängig von der Dehnsteifigkeit des Zugbands ist. Beim Grenzfall der vollständigen Einspannung bewirkt der

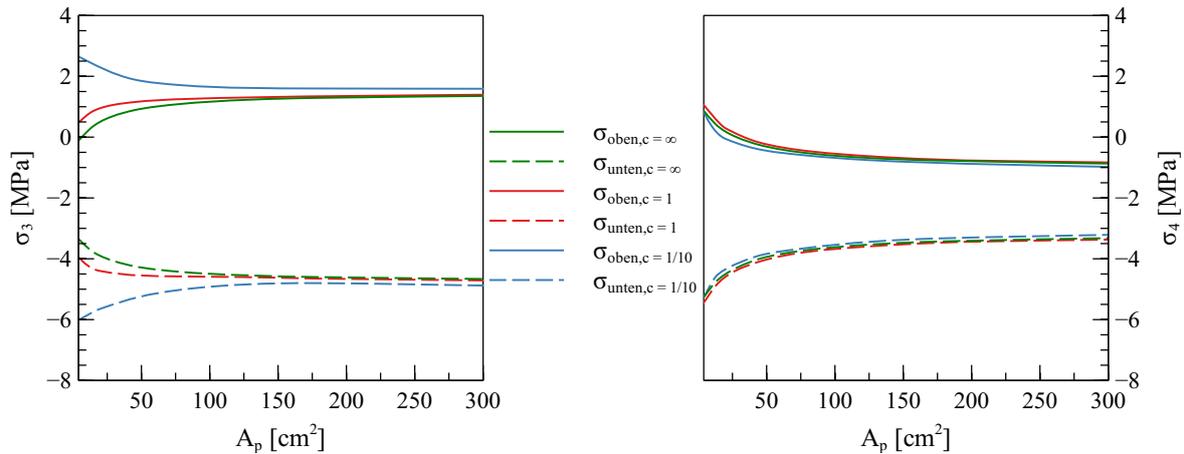


Abb. 3.11: Einfluss der Zugbandsteifigkeit auf die Spannungen in dem Bogen 2 beziehungsweise 4: Bogenfußpunkt (links); Bogenseitel (rechts)

Einsatz eines Zugbands mit $A_p = 100 \text{ cm}^2$ eine Spannungsreduktion um zirka 70%. Ein ebenso großes Potential hat ein Zugband zur Verringerung der Beanspruchungen an dem oberen Ende der Pfeiler, wie es die Verläufe von σ_6 in dem rechten Diagramm zeigen. Die Auswirkungen der Gründungssituation sind hier, anders als bei Stelle 5, nur sehr gering vorhanden.

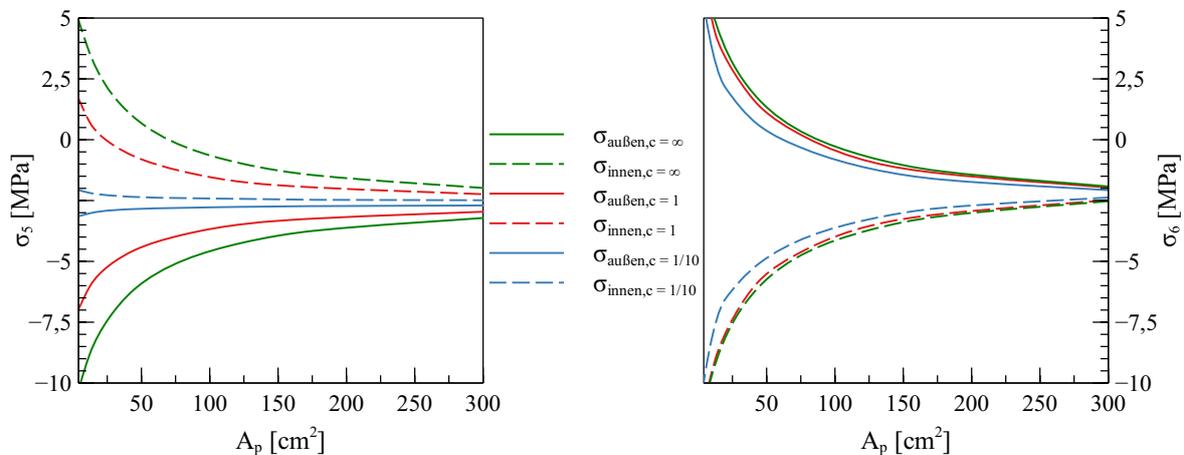


Abb. 3.12: Einfluss der Zugbandsteifigkeit auf die Spannungen in dem Pfeiler 2 beziehungsweise 3: Einspannstelle unten (links); Oberes Ende (rechts)

Die beiden Diagramme in Abbildung 3.13 zeigen die Auswirkungen der Verkehrsbelastung auf die, von dem belasteten Bogen weiter entfernten, Zwischenpfeiler (Pfeiler 1 beziehungsweise 4). Eine geringe Verbesserung der Spannungssituation, mit zunehmender Steifigkeit des Zugbands, an dem unteren Querschnitt (σ_7) ist in dem linken Diagramm erkennbar. Ebenso wie bei den Pfeilern 2 und 3 ist diese bei steiferen Gründungsverhältnissen ausgeprägter. An dem oberen Querschnitt ist nur ein sehr geringer Einfluss des Zugbandquerschnitts auf die Beanspruchung erkennbar, wie an den Verläufen von σ_8 in dem rechten Diagramm zu sehen ist.

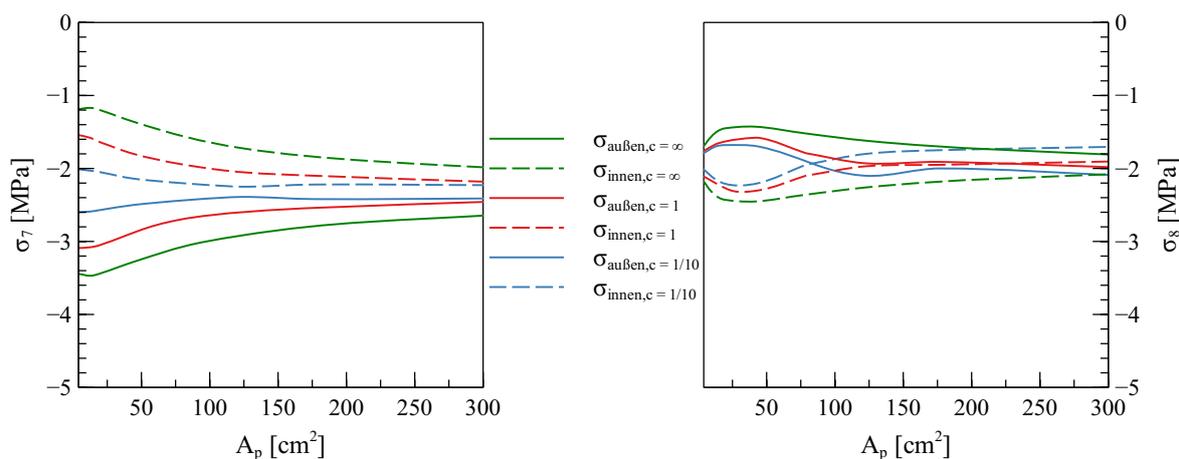


Abb. 3.13: Einfluss der Zugbandsteifigkeit auf die Spannungen in dem Pfeiler 1 beziehungsweise 4: Einspannstelle unten (links); Oberes Ende (rechts)

Anhand der erläuterten Ergebnisse ist der deutliche Einfluss des Zugbands auf die Beanspruchungen des Gesamttragwerks erkennbar. Insbesondere die Bögen und Zwischenpfeiler des unmittelbar belasteten Felds erfahren eine deutliche Reduktion der Spannungen. Das Zugband hat vornehmlich positive Auswirkungen auf die benachbarten Bereiche des belasteten Tragwerkabschnitts. Eine derartige Betrachtungsweise hat allerdings ohnehin nur eine geringe praktische Relevanz, da eine Verkehrsbelastung an jeder Stelle eines Tragwerks einwirken kann. Der Einfluss der Gründungssteifigkeit auf die verschiedenen Parameter konnte anhand der Diagramme anschaulich aufgezeigt werden. Eine möglichst realitätsgetreue Abbildung der Gründungsverhältnisse ist somit bei der statischen Berechnung erforderlich.

Ähnliche Aussagen über den Einfluss der Dehnsteifigkeit des Zugbands auf das Tragverhalten der Konstruktion unter feldweiser Verkehrsbelastung können einer, in Gaßner und Kollegger (2021) erläuterten, Parameterstudie entnommen werden. Diese Untersuchung wurde allerdings, anders als die hier vorgestellten Ergebnisse, unter vereinfachten Annahmen und ohne Berücksichtigung der Gründungssituation durchgeführt. Beide Studien zeigen jedoch, dass eine Erhöhung der Querschnittsfläche des Zugbands zur Steigerung der Dehnsteifigkeit, nur bis zu einer gewissen Grenze Sinn macht, welche allerdings von den Gegebenheiten des jeweiligen Brückenentwurfs abhängt. In Kapitel 6.2 wird anhand einer konkreten Brücke untersucht, inwieweit durch den Einsatz eines Zugbands und die damit verbundene Reduktion der Beanspruchungen Ressourcen eingespart werden können.

3.3.3 Tragverhalten bei horizontaler Verkehrsbelastung (Anfahren/Bremsen)

Insbesondere bei Eisenbahnbrücken können horizontale Verkehrsbelastungen infolge Anfahren oder Bremsen eine maßgebende Belastungssituation darstellen. Die Brems- und Anfahrkräfte sind auf Höhe der Schienenoberkante in Längsrichtung des Gleises als über die Einflusslänge gleichmäßig verteilte Belastung anzunehmen. Bei der Anordnung sind die jeweils zugelassenen Fahrtrichtungen je Gleis zu berücksichtigen [ÖNORM EN 1991-2 2012].

In Abbildung 3.14 sind die Verformungen infolge einer horizontalen Verkehrsbelastung, einerseits einer herkömmlichen mehrfeldrigen Bogenbrücke (a) und andererseits einer mit Zugband (b), dargestellt. Zur besseren Veranschaulichung sind hierin keine vertikalen Lasten berücksichtigt. Laut ÖNORM EN 1991-2 (2012) Punkt 6.5.3 (7) sind bei der Bemessung stets Brems- und Anfahrkräfte gemeinsam mit den vertikalen Verkehrslasten zu kombinieren. Durch die zwischen Pfeilerachse 3 und 4 wirkende Kraft

auf Höhe der Schienenoberkante, kommt es bei einer herkömmlichen mehrfeldrigen Bogenbrücke zu ausgeprägten Biegebeanspruchungen des Tragwerks. Das bei der neuen Technologie vorhandene Zugband wird durch die Verformungen aktiviert und kann diese dadurch deutlich begrenzen. Die nach rechts wirkende Belastung, beispielsweise infolge eines von links kommenden bremsenden Zugs, erzeugt eine Zugbeanspruchung in den Bögen und dem Zugband zwischen den Achsen 0 und 3. Das Zugband kann einen Teil der Belastung direkt an das Widerlager in Achse 0 weiterleiten. Besonders gut ersichtlich ist die Entlastung des Systems beim Vergleich der horizontalen Verformungen in den Bogenfußpunkten der Achsen 3 und 4 der beiden Systeme.

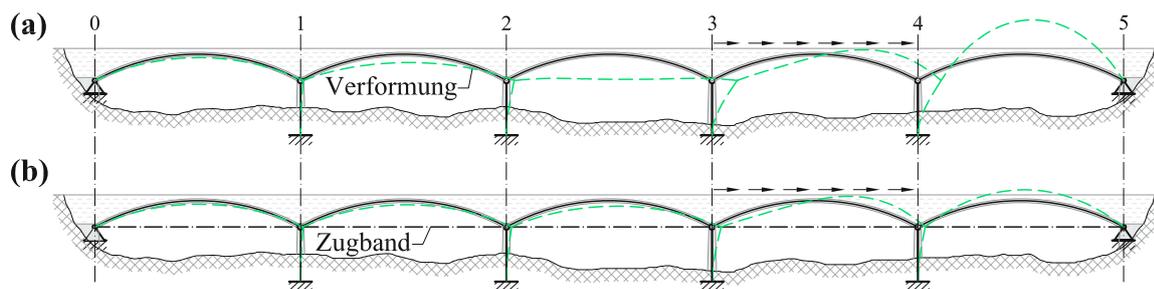


Abb. 3.14: Verformungen (grün gestrichelt) einer mehrfeldrigen Bogenbrücke bei einer horizontalen Last (Anfahren/Bremsen) in einem Feld: Ohne Zugband (a); Neue Technologie (b)

Die im Tragwerk entstehenden Verformungen und Beanspruchungen sind, neben den in den vorhergehenden Ausführungen zu vertikalen Verkehrsbelastungen erläuterten Steifigkeitsverhältnissen, auch entscheidend von der Brückenlänge abhängig. Mit zunehmender Länge summieren sich die horizontalen Verformungen aufgrund der entstehenden Dehnungen, wodurch es zu größeren Beanspruchungen als bei kurzen Tragwerken kommen kann. Ebenso spielen die Geometrie und die Biegesteifigkeit der Bögen eine Rolle für die durch vertikales Ausweichen der Bogenscheitel in radialer Richtung entstehenden horizontalen Verformungen an den Bogenfußpunkten. Dies zeigt sich besonders deutlich bei dem Bogen zwischen Achse 4 und 5 in der Abbildung 3.14.

3.3.4 Tragverhalten im Katastrophenfall – Ausfall eines oder mehrerer Felder

In den Ausführungen von Kapitel 2.2.2 wurde bereits die Gefahr eines fortschreitenden Versagens anhand eines Brückeneinsturzes erläutert. Im Eurocode 0 [ÖNORM EN 1990 2013] wird zur Verhinderung derartiger Ereignisse unter Abschnitt 2.1 (4)P folgende Anforderung gestellt:

Ein Tragwerk ist so auszubilden und auszuführen, dass durch Ereignisse wie Explosionen, Anprall oder menschliches Versagen keine Schadensfolgen entstehen, die in keinem Verhältnis zur Schadensursache stehen.

Des Weiteren wird unter Abschnitt 2.1 (5)P gefordert, dass die mögliche Schädigung zu begrenzen ist, beispielsweise durch:

Wahl der Art des Tragsystems und seiner baulichen Durchbildung derart, dass mit dem schädigungsbedingtem Ausfall eines einzelnen Bauteils oder eines begrenzten Teils des Tragwerks ... kein Totalversagen des Tragwerks auftritt.

Um das in Abbildung 2.12 aufgezeigte Fortschreiten des Versagens nach dem Ausfall eines oder mehrerer Felder zu verhindern, wäre eine massive Ausführung der Zwischenpfeiler zur Aufnahme des einseitigen Bogenschubs erforderlich. Durch die gedrungene Bauform der Pfeiler blieb der in Abbildung 3.15 dargestellte Abschnitt einer teilweise zerstörten mehrfeldrigen Gewölbebrücke bis heute intakt. Anforderungen

an moderne Brückentragwerke, hinsichtlich Ästhetik und Materialeinsatz, schließen diese Herangehensweise jedoch nahezu aus.



Abb. 3.15: Teilweise zerstörte Bogenbrücke auf Sardinien

Die neue Technologie bietet hierzu, trotz einer schlanken Bauform der Zwischenpfeiler, eine Lösung. Durch das Zugband wird die Konstruktion im Katastrophenfall, beim Ausfall eines oder mehrerer Felder, deutlich geringer belastet. Der einseitig angreifende Bogenschub wird großteils von dem Zugband aufgenommen. Dies führt zu wesentlich geringeren Verformungen und damit Biegebeanspruchungen gegenüber einer herkömmlichen mehrfeldrigen Bogenbrücke, wie der Vergleich der beiden Tragwerke in Abbildung 3.16 zeigt. Im Prinzip entspricht dieser Zustand der Beanspruchungssituation während der abschnittswisen Herstellung, wobei hier jedoch die in Kapitel 3.3.1 erläuterten Herstellungsvarianten differenziert betrachtet werden müssen. Entspricht die Kraft im Zugband zum Bauendzustand P_{f1} dem Bogenschub infolge Eigengewicht und Ausbaulast, so kommt es im Katastrophenfall, abgesehen von eventuell aufgetretenen zeitabhängigen Effekten und der Verkehrsbelastung, zu keinen maßgebenden horizontalen Verformungen der Bogenfußpunkte ($u_{H,Pf-OK} = 0$). Der in der Abbildung 3.16 (b) dargestellte Verformungszustand stellt sich ein, wenn das Anspannen des Zugbands lediglich gegen das Eigengewicht der Betonbögen erfolgt ist, beispielsweise weil die Ausbaulast erst nach der Fertigstellung des letzten Bogenfelds aufgebracht wurde.

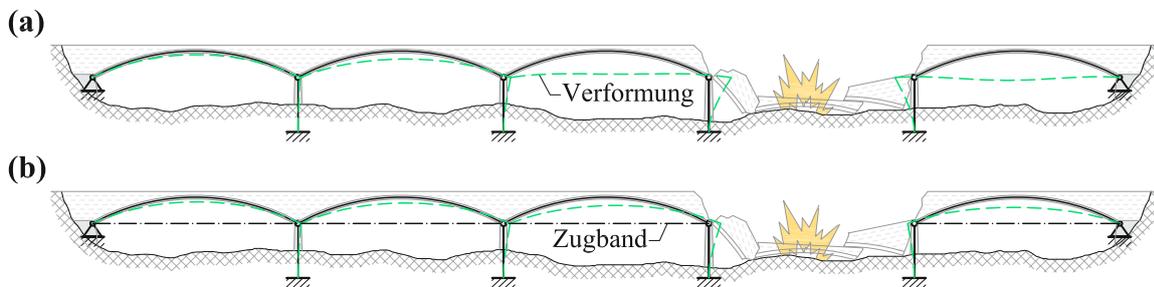


Abb. 3.16: Verformungen (grün gestrichelt) einer mehrfeldrigen Bogenbrücke beim Ausfall eines Feldes: Ohne Zugband (a); Neue Technologie (b)

Wie stark das Zugband im Katastrophenfall aktiviert wird und wie hoch somit der Grad der unterstützenden Wirkung des Tragverhaltens der Gesamtkonstruktion ausfällt, hängt wiederum, neben der Dehnsteifigkeit des Zugbands, von einer Vielzahl anderer Parameter ab. Im Prinzip können jedoch die Aussagen der in Kapitel 3.3.2 durchgeführten Untersuchungen zum Einfluss der Steifigkeitsverhältnisse auf die Beanspruchungen des Tragwerks auch für die gegenständliche Belastungssituation übernommen werden. Anhand eines fiktiven Brückenentwurfs unter Anwendung der neuen Technologie wird in Kapitel 6.4 der Einfluss des Zugbands auf die Tragwirkung im Katastrophenfall für realistische Randbedingungen aufgezeigt. Konkret wird das Potential der neuen Technologie zur Einsparung bei der Bemessung der Zwischenpfeiler und Bögen erarbeitet.

Tab. 3.1: Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss verschiedener Katastrophenszenarien auf das Tragverhalten des verbleibenden Tragwerks

Parameter ⁵	Szenario I ¹	Szenario II ²		Szenario III ³		Szenario IV ⁴	
		Var. P_{t0} ⁶	Var. P_{t1} ⁷	Var. P_{t0}	Var. P_{t1}	Var. P_{t0}	Var. P_{t1}
$u_{v,Bogen\ 3}$ [mm]	+96,3	+24,5	+6,15	-11,0	-22,4	+24,5	+22,2
$u_{v,Bogen\ 4}$ [mm]	-	-	-	+51,0	+90,3	-	-
$u_{h,Pfeiler\ 3}$ [mm]	+96,6	+26,6	-3,12	-17,3	-31,5	+26,6	+23,7
$\sigma_{P,t0}$ bzw. $\sigma_{P,t1}$ [MPa] ⁸	-	152,4	277,2	152,2	277,2	152,5	277,2
$\sigma_{P,Ausfall,Feld\ 3}$ [MPa] ⁹	-	205,4	277,2	114,4	208,2	212,4	324,8
$\sigma_{P,Ausfall,Feld\ 4}$ [MPa]	-	-	-	-	-	0	112,2

¹ Szenario I: Herkömmliche mehrfeldrige Bogenbrücke - Ausfall Bogen Feld 4

² Szenario II: Neue Technologie - Ausfall Bogen und Zugband Feld 4

³ Szenario III: Neue Technologie - Ausfall nur Zugband Feld 4

⁴ Szenario IV: Neue Technologie - Ausfall nur Bogen Feld 4

⁵ Definition Parameter siehe Abbildung 3.17 beziehungsweise Fußnoten

⁶ Kraft im Zugband zum Bauendzustand entspricht Bogenschub infolge Eigengewicht

⁷ Kraft im Zugband zum Bauendzustand entspricht Bogenschub infolge Eigengewicht und Ausbaulast

⁸ Spannung im Zugband zum Bauendzustand

⁹ Spannung im Zugband von Feld 3 im Katastrophenfall

baulast vorhanden. Dadurch entspricht die Belastung bei Variante P_{t1} im Grunde jener zum Zeitpunkt des Anspannens des Zugbands bei der Herstellung, bei der eine horizontale Verformung der Bogenfußpunkte vermieden wird ($u_{H,Pf-OK} = 0$).

Bei Szenario IV wird der alleinige Ausfall des Bogens in Feld 4 angenommen. Das Zugband verbleibt, baut aber einen Großteil seiner Dehnung durch horizontale Verformungen der angrenzenden Pfeiler ab. Im gegenständlichen Beispiel fällt es bei Variante P_{t0} sogar aus. Bei Variante P_{t1} bleibt aufgrund der höheren Vordehnung eine Restspannung von $\sigma_{P,Ausfall,Feld\ 4} = 112,2\text{MPa}$ vorhanden. Des Weiteren kommt es dadurch zu einer Steigerung der Spannung im Zugband $\sigma_{P,Ausfall,Feld\ 3}$ des angrenzenden Felds.

Mit der Untersuchung wurde bestätigt, dass sowohl das Katastrophenszenario selbst, als auch die Variante der Herstellung einen Einfluss auf die Beanspruchungen des verbleibenden Tragwerks haben. Jedoch konnte, für das in der Untersuchung angenommene System, keines der drei Szenarien (II - IV) als eindeutig maßgebendes identifiziert werden. Somit sollten im Zuge der Tragwerksplanung alle Szenarien berücksichtigt werden. Sollte sich bei einem Brückenentwurf aufgrund anderer Randbedingungen beispielsweise das alleinige Versagen des Bogens als maßgebend herausstellen, kann eine konstruktive Lösung angedacht werden, um einen gleichzeitigen Ausfall des Zugbands zu gewährleisten. Anstatt das Zugband durch Koppeln an jedem Bauabschnitt durchlaufend zu planen, kann eine feldweise Ausführung, wie in Kapitel 3.3.1 erläutert, eine Lösung darstellen. Zusätzlich könnte angedacht werden, das Zugband nicht direkt auf Höhe der Bogenfußpunkte, sondern höher anzuordnen. Dadurch kämen die Verankerungen in den Bogenachsen zu liegen, was den gleichzeitigen Ausfall des Zugbands beim Versagen eines Bogens mit sehr hoher Wahrscheinlichkeit zur Folge hätte. Bei einer derartigen Lösung müsste allerdings die Weiterleitung der Kräfte im Zugband der einzelnen Felder über die unteren Bogenabschnitte erfolgen, was eventuell ungünstige Beanspruchungssituationen in diesen Bereichen zur Folge hätte, die es im

Zuge der Bemessung zu berücksichtigen gilt. Unabhängig davon, wird es ohnehin als wahrscheinlich erachtet, dass bei dem Ausfall eines Bogens das Zugband des betroffenen Felds durch herabstürzende Betonteile ebenfalls beschädigt wird. Generell betragen, abgesehen von den bereits angesprochenen Scheitelverformungen $u_{v,Bogen4}$ bei Szenario III, alle Verformungen lediglich einen Bruchteil jener des Referenzsystems ohne Zugband (Szenario I). Die positive Wirkung des Zugbands im Katastrophenfall zeigt sich somit deutlich.

3.3.5 Tragverhalten bei Temperaturänderungen

Ein großer Vorteil von Bogenbrücken ist das, bereits in Kapitel 2.1.4 und 2.2.2 erläuterte, Tragverhalten bei Temperaturänderungen. Durch das zwängungsarme Atmen der Bogenscheitel wird eine Ausführung von langen integralen Brücken durch Aneinanderreihung von mehreren Bögen ermöglicht. Um diesen bei der neuen Technologie erwünschten Effekt zu erhalten, ist eine gewisse Mindeststeifigkeit der Widerlager zur Beschränkung der Verformungen in horizontaler Richtung erforderlich. Bei einer nach der neuen Technologie hergestellten mehrfeldrigen Bogenbrücke handelt es sich um ein Hybridsystem aus einer in sich verankerten und einer echten Bogenbrücke. Werden die Widerlager unverschieblich ausgebildet, was dem in Abbildung 3.18 (a) dargestellten Einzelbogen mit $c_H = \infty$ entspricht, so stellt sich trotz Zugband eine Tragwirkung wie bei einer echten Bogenbrücke ein. Eine gleichmäßige Erwärmung der Bauteile führt zu einem Heben des Bogenscheitels, wie in Abbildung 3.18 (b) dargestellt, während sich die Bogenfußpunkte nicht verschieben. Umgekehrt stellt sich, bei einer in horizontaler Richtung unbehinderten Verformungsmöglichkeit, das Tragverhalten einer in sich verankerten Bogenbrücke ein. Die durch die Temperaturerhöhung bedingten Längsdehnungen bewirken eine horizontale Verschiebung der Bogenfußpunkte, wie es in Abbildung 3.18 (d) gezeigt wird. Ein Heben des Bogenscheitels findet jedoch nicht statt. Auch wenn eine möglichst steife Ausbildung der Widerlager angestrebt wird, befindet sich ein in die Realität umgesetztes Tragwerk immer zwischen den beiden aufgezeigten Grenzwerten (siehe Abbildung 3.18 (c)). Um das vorteilhafte Verhalten von Bogenbrücken zu nützen, müssen die vertikalen Verformungen der Bogenscheitel jedoch die horizontalen Verschiebungen der Bogenfußpunkte deutlich übersteigen.

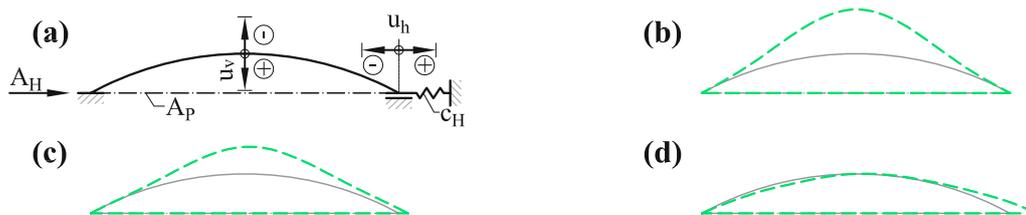


Abb. 3.18: Einfluss der Randbedingungen auf das Tragverhalten bei einer Temperaturänderung (gleichmäßige Erwärmung ΔT_N): Übersicht (a); Verformung bei $c_H = \infty$ (b); Verformung bei $0 < c_H < \infty$ (c); Verformung bei $c_H = 0$ (d);

Die horizontale Nachgiebigkeit der Widerlager hat jedoch neben dem Verformungsverhalten der Bögen auch Auswirkungen auf die Kraftverhältnisse in dem Zugband. Im Folgenden werden die Ergebnisse einer numerischen Untersuchung vorgestellt, die die Einflüsse der Widerlagersteifigkeit und des Zugbandquerschnitts bei einer gleichmäßigen Erwärmung beziehungsweise Abkühlung auf das Tragverhalten aufzeigen. Als statisches System wurde der in Abbildung 3.18 (a) dargestellte Einzelbogen mit Zugband herangezogen. Die Querschnittsabmessungen, sowie die Belastung infolge Eigengewicht und Ausbaulast wurden von dem System, der in Kapitel 3.3.2.2 durchgeführten Parameterstudie, übernommen. An dieser Stelle sei nochmals erwähnt, dass die genaue Bogengeometrie, gemäß Engelsmann et al. (1999b),

Tab. 3.2: Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss der Randbedingungen auf das Tragverhalten bei gleichmäßigen Temperaturänderungen

Parameter ¹⁰	$c_H = \infty$		$c_H = 75\,000\text{ kN/m}$		$c_H = 0\text{ kN/m}$	
	$A_P = 50\text{ cm}^2$	100 cm^2	$A_P = 50\text{ cm}^2$	100 cm^2	$A_P = 50\text{ cm}^2$	100 cm^2
$\sigma_{P,t1}$ [MPa] ¹¹	277,2	138,6	277,2	138,6	277,2	138,6
$\sigma_{P,\Delta TN+}$ [MPa] ¹²	207,0	68,4	229,4	99,0	272,6	135,7
$A_{H,\Delta TN+}$ [MN]	0,542	0,892	0,357	0,488	0	0
$u_{v,\Delta TN+}$ [mm]	-23,6	-23,6	-14,5	-11,2	+3,3	+4,0
$u_{h,\Delta TN+}$ [mm]	0	0	+4,8	+6,5	+14,0	+14,3
$\sigma_{P,\Delta TN-}$ [MPa] ¹³	347,4	208,7	325,0	178,2	281,8	141,5
$A_{H,\Delta TN-}$ [MN]	-0,542	-0,892	-0,357	-0,488	0	0
$u_{v,\Delta TN-}$ [mm]	+27,4	+27,4	18,2	+14,9	+0,8	-0,1
$u_{h,\Delta TN-}$ [mm]	0	0	-4,8	-6,5	-14,0	-14,3

¹⁰ Definition Parameter siehe Abbildung 3.18

¹¹ Spannung im Zugband zum Bauendzustand infolge Eigengewicht und Ausbaulast

¹² Spannung im Zugband nach einer Temperaturerhöhung von $\Delta T_N = 30^\circ\text{C}$ (infolge Eigengewicht, Ausbaulast und Temperaturänderung)

¹³ Spannung im Zugband nach einer Temperaturabsenkung von $\Delta T_N = -30^\circ\text{C}$ (infolge Eigengewicht, Ausbaulast und Temperaturänderung)

ohne nur einen geringen Einfluss auf die Zwangsverformungen und Zwangsbeanspruchungen hat. Die Ergebnisse sind somit auch für Bögen mit anderen Bogengeometrien umlegbar. Sowohl eine gleichmäßige Erwärmung von $\Delta T_N = 30^\circ\text{C}$, als auch eine gleichmäßige Abkühlung von $\Delta T_N = -30^\circ\text{C}$ wurden untersucht. Die Ergebnisse wurden für die horizontalen Federsteifigkeiten $c_H = \infty$, $c_H = 75\,000\text{ kN/m}$ und $c = 0\text{ kN/m}$, jeweils für einen Zugbandquerschnitt von $A_P = 50\text{ cm}^2$ und $A_P = 100\text{ cm}^2$ ausgewertet und sind der Tabelle 3.2 zu entnehmen. Es wurde angenommen, dass das Zugband gegen den Bogenschub infolge Eigengewicht und Ausbaulast vorgespannt wird, wodurch sich aufgrund der zwei unterschiedlichen Zugbandquerschnitte, zwei verschiedene Werte für $\sigma_{P,t1}$ ergeben.

Aufgrund der linear-elastischen Berechnungsannahmen ergeben sich sowohl bei Erhöhung als auch bei Absenkung der Temperatur für $A_{H,\Delta TN}$ und $u_{h,\Delta TN}$ die gleichen Ergebnisse, lediglich mit einem anderen Vorzeichen behaftet. Bei den vertikalen Verformungen des Bogenscheitels $u_{v,\Delta TN}$ ist ein geringer Unterschied vorhanden, da aufgrund der Belastung mit dem Eigengewicht und der Ausbaulast bereits vor dem Aufbringen der Temperaturänderung ein Wert von zirka $u_{v,t1} = 1,9\text{ mm}$ vorhanden ist. Bei Betrachtung der vertikalen und horizontalen Verformungen in der Tabelle bestätigt sich anschaulich der einleitend erläuterte Einfluss der Widerlagersteifigkeit auf das Tragverhalten. Weitgehend unabhängig von der Querschnittsfläche des Zugbands kommt es bei einem verschieblichen Widerlager ($c_H = 0\text{ kN/m}$) zu ausgeprägten, horizontalen Verschiebungen der Bogenfußpunkte, während kaum ein Atmen des Bogens feststellbar ist. Die Temperaturänderungen verursachen nicht nur in dem Bogen Dehnungen, sondern auch in dem Zugband. Dennoch sind, aufgrund der fehlenden Widerlagersteifigkeit, nur geringe Spannungsänderungen in dem Zugband feststellbar. Die Werte für $\sigma_{P,\Delta TN+}$ und $\sigma_{P,\Delta TN-}$ liegen demnach sehr nah an der Spannung zum Bauendzustand $\sigma_{P,t1}$.

Anders ist die Situation jedoch bei Betrachtung der Variante mit unverschieblichen Widerlagern ($c_H = \infty$). Weil hierbei die Enden des Zugbands unbeweglich verankert sind, führen die Temperaturänderungen ΔT_N aufgrund des Temperatúrausdehnungskoeffizienten α_{PT} zu Spannungsänderungen gemäß dem Zusammenhang $\Delta\sigma_{P,\Delta T_N} = \Delta T_N \cdot \alpha_{PT} \cdot E_P$. Wie bereits in Kapitel 3.3.1 angesprochen, muss aus diesem Grund eine gewisse Mindestspannung zum Zeitpunkt des Bauendzustands in dem Zugband vorhanden sein. Andererseits könnte es sonst zu einer Spannungsfreiheit des Zugbands kommen, womit die Unterstützungswirkung des Tragwerks, beispielsweise bei einer abschnittweisen Verkehrsbelastung, nicht mehr gegeben wäre. Neben dem in Kapitel 3.3.2.2 aufgezeigten direkten Einfluss der Gründungssituation, kann die Steifigkeit der Widerlager somit auch durch dieses Verhalten Auswirkungen auf die Tragwirkung der Gesamtkonstruktion nehmen. Kommt es zum Ausfall des Zugbands, was eine Verminderung der Systemsteifigkeit bedeutet, wirkt beispielsweise eine aufgebrachte Verkehrslast nicht mehr auf ein Hybrid-system, sondern nur mehr auf das System einer echten Bogenbrücke. Bei der mit einer Federsteifigkeit von $c_H = 75\,000\text{ kN/m}$ ausgestatteten Variante, ist der Effekt der Spannungsänderungen $\Delta\sigma_{P,\Delta T_N}$ in abgeschwächter Form vorhanden. Eine gewisse Nachgiebigkeit der Widerlager kann somit auch einen Vorteil haben. Nämlich dann, wenn ein möglichst großer Zugbandquerschnitt zur Anwendung kommen soll, welcher aufgrund der in Kapitel 3.3.1 erläuterten Zusammenhänge, nur eine geringe Spannung zum Bauendzustand aufweist. Die temperaturinduzierten Spannungsänderungen des Zugbands sind nämlich, je nach Gründungssituation, oftmals nur gering von der Querschnittsfläche A_P abhängig.

Einen Einfluss auf die horizontalen Kräfte an den Widerlagern $A_{H,\Delta T_N}$ haben sowohl die Federsteifigkeit c_H als auch der Zugbandquerschnitt A_P . Ein Atmen des Bogens kann sich nur bei Ausbildung eines Bogenschubs einstellen, wodurch der größte Bogenschub demnach bei der Variante mit unverschieblichen Widerlagern ($c_H = \infty$) feststellbar ist. Da die Werte für $\Delta\sigma_{P,\Delta T_N}$ von A_P weitgehend unabhängig sind, ergeben sich bei einer Veränderung der Querschnittsfläche unterschiedliche Kräfte in dem Zugband. Aus diesem Grund sind in den Ergebnissen jeweils größere Absolutbeträge bei den horizontalen Kräften der Widerlager $A_{H,\Delta T_N}$ erkennbar. Zum Bauendzustand wirkt in dem angenommenen Beispiel kein Bogenschub auf die Widerlager ein, womit die Werte $A_{H,\Delta T_N+}$ beziehungsweise $A_{H,\Delta T_N-}$ direkt die Temperaturänderungen abbilden. Diese von den Widerlagern aufzunehmenden Horizontalkräfte ergeben sich aufgrund der temperaturinduzierten Änderungen, einerseits aus den Kräften in dem Zugband und andererseits aus dem Bogenschub des Betonbogens.

In den Ergebnissen der Untersuchungen zeigt sich abermals die Notwendigkeit nach einer möglichst realistischen Abbildung der Gründungssteifigkeiten bei der Tragwerksplanung. Nur so können einerseits das Verformungsverhalten der Bögen bei Temperaturänderungen untersucht und andererseits die Spannungsbeziehungsweise Kraftverhältnisse von Zugband und Widerlager erfasst werden.

Bei einer Änderung der Umgebungstemperatur werden sich die massiven Betonbögen, in deren Angleichung der Bauteiltemperatur, träger als das Zugband verhalten. Aus diesem Grund ist, gemäß der ÖNORM EN 1991-1-5 (2012) 6.2.1 (1), für die konstanten Temperaturanteile ein Unterschied von $\pm 15^\circ\text{C}$ zwischen diesen Bauteilen vorgesehen. Dieser ist bei einer normgemäßen Bemessung anzusetzen. Bei diversen durchgeführten numerischen Untersuchungen zeigte sich jedoch kein explizit maßgebender Fall dieser Belastungssituation für die Bemessung eines nach der neuen Technologie geplanten Tragwerks.

Neben den gleichmäßigen Temperaturunterschieden ΔT_N sind bei einer Bemessung auch die über die Querschnittshöhe ungleichmäßig verteilten zu berücksichtigen. Beispielsweise wird die von oben auf das Tragwerk einwirkende Sonneneinstrahlung, gemäß den Vorgaben in der ÖNORM EN 1991-1-5 (2012) und der ÖNORM B 1991-1-5 (2012), durch linear über die Höhe veränderliche Temperaturansätze ΔT_M erfasst. Wie bereits in den Ausführungen in Kapitel 2.1.3 erläutert wurde, führen diese Einwirkungen nicht nur bei integralen Brücken, sondern auch bei konventionell gelagerten, mehrfeldrigen Biegebalken zu

Zwangsbeanspruchungen. Die temperaturinduzierte Krümmung verursacht Verformungen des Überbaus, welche sich bei statisch unbestimmten Tragwerken nicht ungehindert ausbilden können. Die Höhe der Zwänge hängt von der Biegesteifigkeit der Tragstruktur ab. Aus diesem Grund haben Bogenbrücken hierbei einen großen Vorteil. Verglichen mit einem Biegebalken weist ein Bogentragwerk bei gleicher Stützweite eine weitaus geringere Querschnittshöhe auf. Die Zwangsbeanspruchungen infolge von über die Höhe veränderlichen Temperatureinwirkungen führen deshalb in der Regel bei einer nach der neuen Technologie hergestellten Brücke zu keinen maßgebenden Beanspruchungssituationen.

3.3.6 Tragverhalten beim Schwinden und Kriechen des Betons

Das Schwinden und Kriechen des Betons führt, aufgrund der Behinderung der entstehenden negativen Dehnungen, zu Zwangsbeanspruchungen in einer nach der neuen Technologie hergestellten Brücke. Der Abbau von Zwangsschnittgrößen durch Kriechen verläuft nach den gleichen Gesetzmäßigkeiten wie bei anderen Tragwerkstypen, weshalb hierzu auf die Ausführungen in Kapitel 2.1.3 verwiesen wird. Im Prinzip stellen Schwinden und Kriechen die gleichen Beanspruchungen wie eine gleichmäßige Abkühlung der Betonbauteile dar. Mehrfeldrige Bogenbrücken können deshalb auch diese Einwirkungen durch vertikale Verformungen der Bogenscheitel zwängungsarm aufnehmen, wodurch die Aussagen des vorhergehenden Kapitels auch für diese Beanspruchungen gelten. Insbesondere sei hier nochmals auf die Notwendigkeit einer ausreichenden Steifigkeit der Widerlager gegen Verformungen in horizontaler Richtung hingewiesen, ohne der sich das Atmen der Bögen nicht ausbilden kann. Das Zugband ist vom Kriechen und Schwinden nicht betroffen, weshalb es in dieser Modellvorstellung keine Abkühlung erfährt. Im Prinzip kann Schwinden und Kriechen somit auch als ein Temperaturunterschied zwischen Bögen und Zugband verstanden werden, auf welchen bereits im vorhergehenden Kapitel eingegangen wurde.

3.4 Neuheit der Technologie – Abgrenzung zu bekannten Technologien und Bauweisen

Mehrfeldrige Bogenbrücken sind, wie bereits in Kapitel 2.2 beschrieben, eine altbekannte Variante zur Überbrückung von Hindernissen. Ebenso der Einsatz von zwischen den Bogenfußpunkten angeordneten Zugelementen ist eine erprobte Möglichkeit zur Aufnahme des Bogenschubs. Auf den ersten Blick könnte somit eine nach der neuen Technologie hergestellte Brücke, als Umsetzung eines bereits seit Jahrhunderten bewährten Tragwerkstypus angesehen werden. Besonders durch die Art der Anwendung des Zugbands, einerseits zur abschnittswisen Herstellung und andererseits zur Unterstützung der Tragwirkung im Endzustand, stellt die Technologie jedoch eine neue Entwicklung dar. Bestätigt wird dies unter anderem durch die Anmeldung zum Patent in mehreren Ländern [Kollegger und Gaßner 2018a, Kollegger und Gaßner 2018b, Kollegger und Gaßner 2018c, Kollegger und Gaßner 2019], welches zur Zeit für Österreich bereits erteilt wurde. Um die Abgrenzung zu bekannten Technologien und Bauweisen deutlich zu machen, werden im Folgenden die Unterschiede zu diesen aufgezeigt.

Insbesondere bei Gewölben historischer Sakralbauten sind häufig Zugelemente erkennbar. Diese, oftmals als Schließen bezeichneten Bauteile aus Eisen beziehungsweise Stahl, dienen der Aufnahme des Bogenschubs zur Entlastung der Wände beziehungsweise Pfeiler. Teilweise wurden sie bereits planmäßig bei der Herstellung eines Gewölbes verbaut. Häufig werden Schließen beim Auftreten von Gewölbeschäden, meist aufgrund von horizontalen Verformungen der Kämpfer, jedoch nachträglich zur Ertüchtigung eingesetzt. Bezogen auf die in dieser Arbeit angegebenen Definitionen der Tragwirkung, ergibt sich dadurch ein Hybridsystem aus einem echten und in sich verankerten Bogentragwerk. Aber auch bei historischen Bogenbrücken, insbesondere bei Gewölbekonstruktionen aus Naturstein oder Mauerwerk, sind des öfteren zwischen den Bogenfußpunkten angeordnete Zugelemente erkennbar. Das Patent Kaspar (1909) für eine

Gewölbebrücke mit Auffüllung sieht einen derartigen Einsatz eines oder mehrerer Zugbänder vor, wobei im Speziellen eine Verankerungskonstruktion zur Einleitung des Bogenschubs beschrieben wird. All diesen Konstruktionen gemein ist, dass das Zugelement lediglich der (teilweisen) Aufnahme des Bogenschubs im Endzustand dient. Im Unterschied zur neuen Technologie wird es nicht zur abschnittsweisen Herstellung mehrfeldriger Bogenkonstruktionen eingesetzt.

In Empberger (1911) wird mit der Eisenbahnbrücke der „Hochbahn zur neuen Valby-Gasanstalt“ bei Kopenhagen, eine 565,5 m lange, mehrfeldrige Bogenbrücke aus Stahlbeton beschrieben. Die Bogenfußpunkte der unter der Fahrbahnplatte angeordneten Bögen, mit Einzelstützweiten zwischen 5,0 m und 9,7 m, sind mit Zugbändern zur Aufnahme des Bogenschubs verbunden. Das optische Erscheinungsbild ähnelt somit einer nach der neuen Technologie hergestellten Brücke. Jedoch sind zur zwängungsfreien Aufnahme der temperaturbedingten Längenänderungen im Abstand von zirka 55 m Querfugen angeordnet. Jeweils in den Abschnitten zwischen zwei Fugen wurden Festpunkte, in der Form von durch Fachwerkskonstruktionen ausgesteifte Doppelpfeiler, hergestellt. Diese sind biegesteif mit den Fundamenten verbunden. Alle anderen Pfeiler sind als Pendelstäbe mit Gelenken an den Fußpunkten und an den oberen Anschlusspunkten zu den Bögen ausgeführt. Bei einer Temperaturänderung kommt es zu einer Längenänderung der Bögen und der Zugbänder, was zu einer Schiefstellung der gelenkigen Pfeiler führt, die umso größer ist, je weiter ein Pendelpfeiler vom jeweiligen Festpunkt entfernt ist. Anders als bei einer nach der neuen Technologie hergestellten Konstruktion, handelt es sich bei der beschriebenen Brücke um eine mehrfeldrige in sich verankerte Bogenbrücke, wodurch es zu temperaturbedingten Längenänderungen der Zugbänder kommt.

In einem 1931 zur Anmeldung gebrachten Patent [Eisenindustrie und Brückenbau 1931] ist der Einsatz eines Zugbands zur Verbesserung der Tragwirkung bei einer feldweisen Verkehrsbelastung vorgesehen. Das über die ganze Brückenlänge verlaufende Zugband soll vor der Verankerung an den möglichst unverschieblichen Widerlagern so hoch angespannt werden, dass die temperaturbedingten Dehnungen zu keinem Erschlaffen führen. Danach ist eine kraftschlüssige Verbindung des Zugbands mit den Zwischenpfeilern herzustellen. Im Gegensatz zu der im vorigen Absatz beschriebenen Brücke, kommt es somit (annähernd) zu keinen temperaturinduzierten horizontalen Verformungen der Bogenfußpunkte. Die Tragwirkung einer gemäß dieser Erfindung hergestellten Brücke, entspricht somit im Grunde jener, einer nach der neuen Technologie errichteten. In dem Patent ist jedoch vorgesehen, die Zugbänder über den Bögen anzuordnen, wodurch die aufgrund der Vorspannung und bei einer Abkühlung auftretenden hohen Zugkräfte in einer großen Höhe über den Fundamenten in die Widerlager eingeleitet werden. Durch die dadurch in den Widerlagern entstehenden Biegemomente müssen diese und deren Fundierungen sehr massiv ausgeführt werden. Des Weiteren bietet diese Erfindung keine wirtschaftliche Lösung für eine abschnittsweise Herstellung. Temporäre Zugbänder müssten eingesetzt werden, um die Aufnahme des Bogenschubs im Bauzustand zu gewährleisten.

Zugelemente zur Entlastung der Zwischenpfeiler während der abschnittsweisen Herstellung einer mehrfeldrigen Bogenbrücke kommen bei einer in China entwickelten Baumethode zum Einsatz [Wang 2017]. Die temporären Zugbänder verlaufen horizontal zwischen den Innenpfeilern und werden von den äußersten Pfeilern schräg nach unten verlaufend im Boden verankert. Zur Einleitung der Zugkräfte in den Untergrund sind somit ausschließlich für den Bau benötigte Fundamente herzustellen. Eine abschnittsweise Herstellung von jeweils vier Bogenfeldern unter Anwendung eines Zugbands ist in Sun (2013) beschrieben. Ebenso ein rein temporärer Einsatz von Zuggliedern zur Aufnahme des Horizontalschubs während Baumaßnahmen, ist in einer weiteren patentierten Technologie vorgesehen [H. W. John und B. K. John 2016]. Hierbei wird durch den Einbau von Spanngliedern die Adaptierung von Überführungsbauwerken mit Bogentragwirkung zur Vergrößerung des Lichtraumprofils ermöglicht. Bei allen drei beschriebenen Technologien dienen die Zugelemente ausschließlich als Bauhilfsmaßnahme und

werden nach der Fertigstellung des Tragwerks wieder rückgebaut. Somit ist im Endzustand bei einer abschnittswisen Verkehrsbelastung beziehungsweise im Katastrophenfall keine Unterstützungswirkung der Zugbänder gegeben.

Sowohl für die Herstellung als auch für die Tragwirkung im Endzustand werden Zugbänder zur Aufnahme des Horizontalschubs bei Bogenträgern in diversen in China und Südkorea patentierten Bauweisen verwendet [Lee et al. 2012, Park et al. 2010]. Für den Bau einer mehrfeldrigen Brücke werden diese in Fertigteilbauweise hergestellten Bogenträger versetzt und das Zugband, analog zur neuen Technologie, über den Innenstützen gekoppelt und somit kraftschlüssig weitergeführt. Um einen ausreichend breiten Querschnitt zu erhalten, werden mehrere dieser Träger parallel angeordnet und mit einer darauf aufgetragenen Fahrbahnplatte in Ortbetonbauweise verbunden. Bei einer bereits mit einem Obergurt aus Halbfertigteilen versehenen Variante muss nur mehr ein Teilquerschnitt der Platte mit Ortbeton ergänzt werden [Hwang et al. 2011]. Das Ergebnis dieser Bauweise kann eine, der neuen Technologie ähnlich anmutenden, mehrfeldrige Bogenbrücke mit Zugband sein. Der Überbau ist jedoch in allen drei genannten Patenten von den Widerlagern und Zwischenpeilern durch Lager und Fugen getrennt dargestellt, wodurch sich keine integrale Brücke ergibt. Lediglich in Liu et al. (2013) ist die Ausbildung eines integralen Einfeldrahmens durch kraftschlüssiges Verbinden des Bogenträgers mit den Rahmenstielen angeführt. In der Herstellungsmethode und der Tragwirkung im Endzustand weichen sämtliche dieser angeführten Erfindungen von der neuen Technologie ab.

Die in diesem Kapitel angeführten Ergebnisse einer ausführlichen Recherche zeigen, dass sich trotz teilweisen Parallelen in der Herstellung beziehungsweise in der optischen Erscheinung des Endzustands, eine nach der neuen Technologie hergestellte mehrfeldrige Bogenbrücke von den bisher bekannten Lösungen unterscheidet. Die Kombination aus möglichst unverschieblichen Widerlagern und der abschnittswisen Herstellung unter Einsatz eines im Endzustand zur Verbesserung der Tragwirkung über die Brückenlänge kraftschlüssig durchlaufenden Zugbands, stellt eine wesentliche Entwicklung und somit den Kernpunkt der neuen Technologie dar.

3.5 Ausführungsformen und Anwendungsmöglichkeiten

Neben möglichst unverschieblichen Widerlagern und dem Zugband, ist für das Funktionieren der neuen Technologie die zwängungsarme Verformungsmöglichkeit der Bögen bei Temperaturbeanspruchung eine wichtige Grundvoraussetzung. Wie bereits erläutert, spielt hier neben den Bögen selbst der Aufbau eine große Rolle. Im Zuge der Entwicklung wurden verschiedene Ausführungsformen für ein nach der neuen Technologie errichtetes Tragwerk erarbeitet, welche im Folgenden beschrieben werden. Ebenso wird auf die vorzugsweisen Einsatzgebiete der verschiedenen Lösungen eingegangen.

Eine vielfach erprobte Möglichkeit zur Überbrückung des Freiraums zwischen Bogenoberseite und Fahrbahn ist die Verwendung einer Auffüllung. Unzählige, insbesondere historische Gewölbebrücken, weisen einen derartigen Aufbau auf. In Kapitel 2.2.1.3 wurden Vermutungen (Anordnung, Inspizierbarkeit und Instandsetzungsmöglichkeiten von Abdichtung und Entwässerung etc.) geäußert, warum dies bei modernen Bogenbrücken nicht mehr der Fall ist. Eine Ausnahme stellen die vorgestellten Vorlandbrücken der Stadsbrug Nijmegen dar, bei denen Schaumbeton als Auffüllung verwendet wurde [Van der Horst et al. 2013].

Prinzipiell können sowohl gebundene als auch ungebundene Materialien für die Ausführung eines Aufbaus mit einer Auffüllung verwendet werden. Gebundene Baustoffe haben den Vorteil, dass unerwünschte Setzungen weitgehend ausgeschlossen werden können. Eine geringe Dichte führt zu geringen Belastungen

und somit zu einem Einsparungspotential bei der Dimensionierung des Tragwerks und der Fundierung. Beispielsweise können Schaumbeton, Leichtbeton oder eine mit Zementleim gebundene BlähtonSchüttung zur Anwendung kommen. Schaumbeton ist im Prinzip ein porosierter Mörtel beispielsweise mit Zement als Bindemittel. Über den Porengehalt lassen sich die Baustoffeigenschaften, wie Druck- und Zugfestigkeit, in gewissen Grenzen einstellen [Gilka-Bötzow 2016]. Zu beachten ist jedoch, dass sich nur ausgewählte Rezepturen beziehungsweise Herstellungsverfahren für die Ortbetonanwendung eignen. Leichtbeton ist ebenso in unterschiedlichen Dichten erhältlich. Durch Einsatz von verschiedenen Zuschlägen, sind ebenso Werte unter $\rho = 800 \text{ kg/m}^3$ („Infraleichtbeton“ laut M. Schlaich und Zareef (2008)) wie bis $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ möglich. Neben der Festigkeit hat die Dichte auch einen bedeutenden Einfluss auf den Elastizitätsmodul [Bergmeister 2000]. Dieser wiederum ist auch Ausdruck für einen entscheidenden Nachteil für den Einsatz von gebundenen Baustoffen als Auffüllung von Bogenbrücken. Die vorhandene Steifigkeit führt bei Temperaturänderungen zu Zwangsbeanspruchungen. Neben ungewollten Auswirkungen auf die Tragstruktur, kann es zu einer unkontrollierten, konzentrierten Rissbildung in der Auffüllung kommen. Im ungünstigsten Fall verlaufen diese durch den Fahrbahnaufbau bis zur Fahrbahnoberfläche, wodurch weiterführende Schäden durch eindringendes Wasser entstehen können. Die gleiche Problematik würde sich auch bei der Verwendung von mit Zement stabilisierten Tragschichten und bei Drainbeton, der vermehrt als Unterbau von Pflasterbefestigungen eingesetzt wird, ergeben [Oltra Sanchez-Izquierdo 2020]. Bei beiden Varianten könnte hierbei ein Entspannen der Auffüllung durch Überfahren mit einer vibrierenden Walze helfen. Hierbei wird das Gefüge zum Teil zerstört, wodurch eine konzentrierte Rissbildung bei Zwangsbeanspruchung verhindert wird.

Bei dem Einsatz von ungebundenen Materialien bieten sich neben Schotter, aufgrund des geringeren Gewichts beispielsweise Schüttungen aus Blähton oder Glasschaumgranulat an. Im Prinzip kann ein derartiger Aufbau als ein, über die hintereinander angeordneten Bögen verlaufender, Straßendamm angesehen werden. Leichtmaterialien wie Blähton oder Schaumglas werden zusehends vermehrt als Dammbaumaterial verwendet, wenn eine möglichst geringe Belastung des Untergrunds erforderlich ist [Hart und Weiss 2013]. Durch diverse Forschungsarbeiten (beispielsweise von Gümus (2016)) wurde der Einsatz im Straßenbau, sei es als Dammschüttung oder als Unterbaumaterial, in den letzten Jahren beleuchtet. In Deutschland wird die Anwendung im Straßenbau durch die Richtlinien FGSV 553 (2016) beziehungsweise FGSV 556 (2012) geregelt. Hierin wird insbesondere auf die ordnungsgemäße lageweise Einbringung und Verdichtung eingegangen. Eine zu geringe Verdichtung ist ebenso zu vermeiden wie eine zu starke, die vor allem bei Schaumglasgranulat zu einer weitreichenden Zertrümmerung der Körnung führen könnte. Auf eine ausreichende Höhe des Straßenaufbaus (Tragschicht etc.) über der Schüttung ist bei beiden Materialien zu achten. Je nach Verkehrsbelastung beträgt diese beispielsweise bei Glasschaumgranulat mindestens zwischen 0,6 m und 2,0 m, als Maß von der Oberkante der Schüttung bis zur Fahrbahnoberfläche [FGSV 553 2016]. Die Einhaltung eines ausreichend hohen Aufbaus stellt auch sicher, dass es zu keiner Ermüdungsproblematik des Glasschaumgranulats beziehungsweise Blähtons kommt. Zwischen der Schüttung und dem weiteren Fahrbahnaufbau ist ein Geotextil einzulegen, um eine Vermischung der unterschiedlichen Materialien zu verhindern. Bei der Anwendung als Aufbau bei einer nach der neuen Technologie hergestellten Bogenbrücke, könnte sich eine ausreichende Verdichtung bei der Einbringung in den Zwickelbereichen als problematisch darstellen. Ebenso bei der Verwendung von Schotter oder einem Aufbau mittels bewehrter Erde ergibt sich dieser Problempunkt. Durch das ungebundene Materialgefüge ist jedoch nur mit einer sehr geringen Zwangsbeanspruchung infolge von Temperaturänderungen zu rechnen.

Eine vorteilhafte Kombination aus gebundenen und ungebundenen Materialien stellt der in Abbildung 3.19 gezeigte, in Zusammenarbeit mit dem Institut für Verkehrswissenschaften - Forschungsbereich für Straßenbau der TU Wien entwickelte, Aufbau dar. Der Zwickelbereich wird durch Drainbeton aufgefüllt, welcher lageweise eingebracht wird. Darüber ist ein ungebundenes Füllmaterial, beispielsweise Schotter,

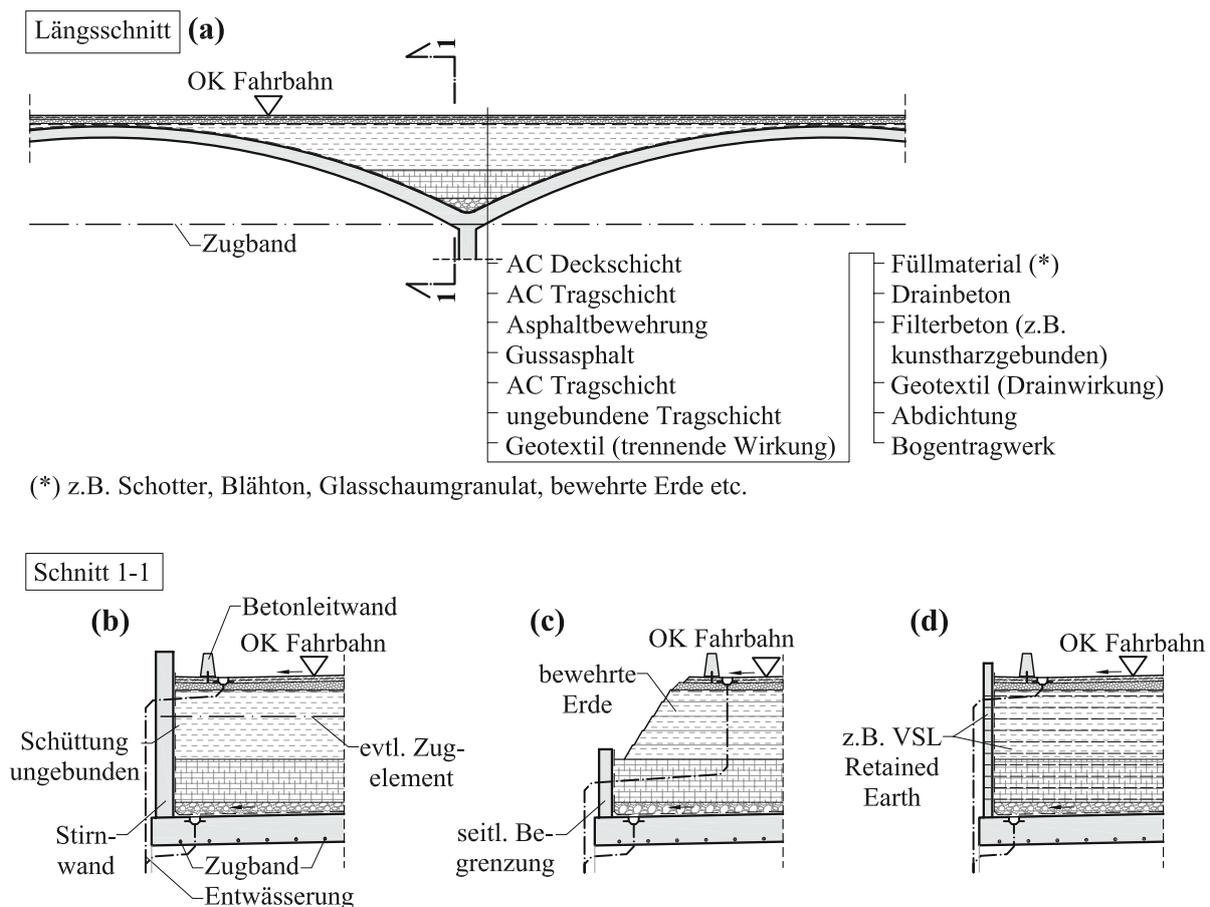


Abb. 3.19: Aufbau mittels Auffüllung: Längsschnitt (oben); Querschnitte verschiedener Varianten (unten)

Glasschaumgranulat oder Blähton angeordnet. Nach dessen lageweiser Einbringung und Verdichtung wird, durch ein Geotextil getrennt, der weitere Aufbau bestehend aus ungebundener Tragschicht und einem bituminösen Fahrbahnaufbau hergestellt. Dieser Aufbau verhindert die oben angesprochenen Verdichtungsprobleme in den Zwickelbereichen, bei gleichzeitig möglichst geringen Zwangsbeanspruchungen. In Kapitel 5.2 werden die Zwangsbeanspruchungen verschiedener Ausführungsformen im Rahmen von numerischen Untersuchungen verglichen. Neben den statisch konstruktiven Anforderungen, ist großer Wert auf eine ordnungsgemäße Abdichtung und Entwässerung zu legen. Die erste Abdichtungsebene wird durch eine Schicht Gussasphalt gebildet. Eine Asphaltbewehrung soll Risse im bituminösen Aufbau verhindern beziehungsweise begrenzen. Sollte dennoch Oberflächenwasser in den darunter liegenden Aufbau eindringen, ermöglicht die Durchlässigkeit des Füllmaterials und des Drainbetons eine Weiterleitung bis zur auf dem Bogen aufgetragenen Abdichtung. Diese zweite Abdichtungsebene sorgt mit Hilfe eines drainierend wirkenden Geotextils für die Weiterleitung des Wassers zu dem in den Bogenzwickel angeordneten Filterbeton. Zur Ableitung des Wassers sind die in beiden Entwässerungsebenen vorgesehenen Abläufe verantwortlich.

Verschiedene Varianten für den seitlichen Abschluss des Brückenquerschnitts sind in der Abbildung 3.19 (b)-(d) dargestellt. Wird eine Stirnwand als Stützung der ungebundenen Schüttung eingesetzt, so ist darauf zu achten, dass diese keine unerwünschte Versteifung der Bögen bewirkt. Dies kann durch in regelmäßigen Abständen angeordnete Fugen oder Weicheinlagen zur Verhinderung einer ausgeprägten Scheibentragswirkung erreicht werden. Die Stirnwände müssen auf die Aufnahme der horizontalen Beanspruchungen

infolge des Erddrucks der ungebundenen Schüttung bemessen werden. Zur Unterstützung könnten in Brückenquerrichtung angeordnete Zugelemente eingesetzt werden, welche an den Stirnwänden beider Seiten verankert werden. Soll die Höhe der Stirnwände begrenzt werden, so ist auch eine Böschung der Auffüllung möglich. Dies kann sowohl bei der Anwendung von bewehrter Erde ausgeführt werden, wie in Abbildung 3.19 (c) dargestellt, aber auch beispielsweise beim Einsatz von Glasschaumgranulat. Hierbei müsste allerdings die Böschung mit einem Stützkörper aus einem anderen Material überdeckt werden. Aufgrund der erforderlichen Böschungsneigung muss der Brückenquerschnitt bei gleichbleibender Fahrbahnbreite, breiter ausgeführt werden, was den Kostenvorteil einer geringeren Stirnwandfläche zunichtemachen dürfte. Bei dem Einsatz von bewehrter Erde ist jedoch auch ohne biegesteifer Stahlbetonwand ein senkrechter seitlicher Abschluss möglich. Beispielsweise VSL bietet mit „VSoL retained earth“ ein System an, bei dem einzelne Fertigteilelemente zu einer Wand kombiniert werden und über Zugelemente in dem Erdkörper verankert werden [VSL International Ltd. 2020]. Aufgrund der fehlenden Scheibenwirkung tritt keine unerwünschte Versteifung der Bögen auf.

Auf Brücken wird das Rückhaltesystem üblicherweise auf dem Randbalken montiert. Da ein solcher bei den vorgestellten Lösungen nicht vorhanden ist, sorgen frei aufgestellte Betonleitwände für die seitliche Begrenzung im Falle eines Verkehrsunfalls. Mit dem System „100SFA-8“ bietet beispielsweise Rebloc eine für Brücken zugelassene Lösung an, die die Aufhaltestufe H4b erfüllt [REBLOC GmbH 2020].

Ein gänzlich anderer Ansatz zur Überbrückung des Freiraums zwischen dem Bogen und der Fahrbahnoberfläche wird bei den in Abbildung 3.20 gezeigten Varianten verfolgt. Der tragende Bogen und der weitere Aufbau bilden eine monolithische Konstruktion aus Stahlbeton. Wird die Oberkante und die Unterkante parallel ausgebildet (Abbildung 3.20 (a)), so wird die Erscheinung einer Balkenbrücke erweckt. Um die Bogentragwirkung zu ermöglichen, werden Schlitze von der Oberkante des Trägers bis zur gedachten Oberkante des Bogens und von der Unterkante des Trägers bis zur gedachten Unterkante des Bogens angeordnet. Die Anzahl dieser Schlitze beeinflusst die Steifigkeit des Bogenträgers. Ein sehr enger Abstand ermöglicht ein zwängungsarmes Atmen, welches vergleichbar zu einem reinen Bogenquerschnitt ist. Je weniger Schlitze eingeplant werden, desto mehr tritt die Tragwirkung eines Biegeträgers ein. Bei der Herstellung können auch Weicheinlagen eingesetzt werden, anstatt Schlitze auszubilden. Eine Abwandlung der diskutierten Ausbildungsform ist in Abbildung 3.20 (b) dargestellt. Der Beton

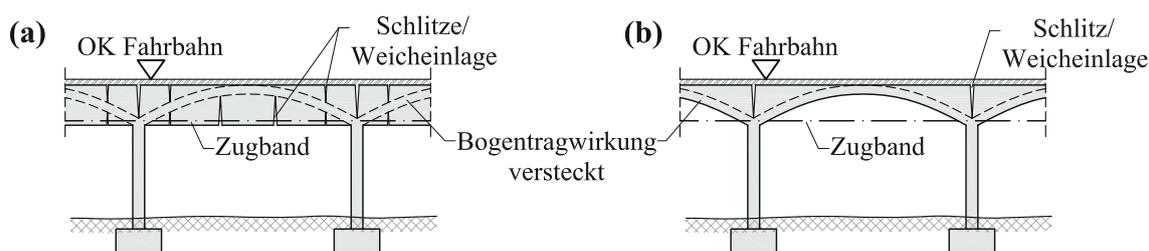


Abb. 3.20: Bogenträger mit versteckter Bogentragwirkung

unter der Bogenunterseite beteiligt sich kaum an der Tragwirkung, wodurch sich durch Ausbildung einer gekrümmten Untersicht eine ästhetisch ansprechende und materialsparendere Variante ergibt. Durch die an der Oberseite angeordneten Schlitze beziehungsweise Weicheinlagen kann sich das Atmen des Bogens weiterhin einstellen. Diese Ausführungsform wurde für die Anwendung bei einem Prototyp ausgewählt, welcher in Kapitel 4 beschrieben wird.

Die Anordnung von Schlitzen im Überbau widerspricht auf den ersten Blick den Grundsätzen einer integralen Bauweise. Die tragende Konstruktion wird jedoch monolithisch ausgeführt und bei den Schlitzen

handelt es sich lediglich um in der Tiefe begrenzte Ausnehmungen. Es gibt keine durchgehenden Fugen und aufgrund der verhinderten Horizontalverformungen der Bogenfußpunkte kann auch der Anschluss an die Widerlager monolithisch erfolgen. Ziel war es weiters, eine durchgehende Fahrbahnoberfläche ausführen zu können. Hierfür wurde auf die Erfahrungen einer institutseigenen Entwicklung zurückgegriffen. Die in Eichwalder (2017) beschriebene Fahrbahnübergangskonstruktion für lange integrale Brücken basiert auf der Überlegung die horizontalen Verformungen einer Brücke nicht konzentriert in einer Fuge aufzunehmen, sondern gleichmäßig in den dahinterliegenden Damm beziehungsweise Untergrund einzuleiten. Hierzu werden einzelne hintereinanderliegende Betonelemente angeordnet und mit Zuggliedern verbunden, welche am Brückenende und an einem Ankerblock verankert sind. Mit dieser Konstruktion ist es möglich, die Verformungen des Tragwerks auf die einzelnen Fugen zwischen den Betonelementen gleichmäßig aufzuteilen. Die Dehnungen im Asphalt werden dadurch so gering gehalten, dass es trotz eines fugenlosen bituminösen Fahrbahnaufbaus zu keinen Rissen an der Fahrbahnoberfläche kommt. Möglich wird dies mit einem eigens entwickelten Asphaltaufbau. Der vom Institut für Verkehrswissenschaften - Forschungsbereich für Straßenbau der TU Wien entwickelte Aufbau [Blab et al. 2015] besteht aus mehreren Schichten, um die Dehnungen bis zur Fahrbahnoberfläche so weit zu verteilen, dass die Bruchdehnung nicht überschritten wird. Direkt auf die Betonelemente wird eine 3,0cm dicke Schicht Gussasphalt aufgebracht. Vor dem Einbau des 11,0cm dicken Oberbaus, bestehend aus Trag- und Deckschicht, wird eine Asphaltbewehrung eingelegt. Mit diesem Aufbau ist es bis zu einer Fugenöffnung von zirka 1,2mm möglich, einen durchgehenden rissfreien Fahrbahnbelag auszuführen. Durch eine entsprechende Konzeptionierung von Anzahl und Anordnung der Schlitze können die Relativverformungen bei den in Abbildung 3.20 aufgezeigten Varianten unter diesem Grenzwert gehalten werden.

Mit beiden bisher vorgestellten Ansätzen (Abbildungen 3.19 und 3.20), ist somit auch bei sehr langen, nach der neuen Technologie hergestellten mehrfeldrigen Bogenbrücken, eine integrale Ausbildung mit einem fugenlosen Fahrbahnbelag möglich. Neben Fuß- und Radwegbrücken beziehungsweise Straßenbrücken sind alle Konstruktionsformen auch für Eisenbahnbrücken einsetzbar. Beispielsweise kann auf einer bituminösen Tragschicht ein weiterer Gleisaufbau mittels Schotterbett erfolgen. Die verschiedenen Varianten der Ausführungsformen bieten sich für den Einsatz bei unterschiedlichen Gegebenheiten an. Im Folgenden wird auf einige dieser Anwendungsmöglichkeiten eingegangen.

Nach der neuen Technologie errichtete mehrfeldrige Bogenbrücken eignen sich insbesondere für die Überbrückung von breiten ebenen Tälern. Bei den in Abbildung 3.20 gezeigten Varianten ist der Betonverbrauch höher als bei einem Aufbau mittels Auffüllung. Diese Ausbildungsformen eignen sich aus diesem Grund vorrangig für geringe Stützweiten mit einer geringen Querschnittshöhe. Abgesehen von dem Einsatz bei Tälern geringer Tiefe, bei denen eine hohe Anzahl an Zwischenpfeilern wirtschaftlich vertretbar ausführbar ist, eignen sich diese Varianten insbesondere für die Herstellung eines aufgeständerten Fahrbahntragwerks einer Bogenbrücke. Abbildung 3.21 zeigt einen derartigen Einsatz bei einem ebenfalls nach der neuen Technologie hergestelltem Bogentragwerk.

Wie bereits in Kapitel 2.2.1.3 angesprochen, können aufgeständerte Fahrbahntragwerke großer Bogenbrücken aufgrund der hohen Dehnsteifigkeit meist nicht integral an die Widerlager angeschlossen werden. Durch die gekrümmte Untersicht und die von der Oberseite bis zur Oberkante der gedachten Bögen reichenden Schlitze, wird das Atmen des Fahrbahntragwerks ermöglicht. In Verbindung mit schlanken Aufständern ist somit eine integrale Ausführung von langen Bogenbrücken möglich. Die neue Technologie kann hierbei sowohl für die Herstellung des Haupttragwerks, als auch für den Bau des Fahrbahntragwerks angewendet werden. Insbesondere bei großen Bogentragwerken ist ein Aufbau mittels Auffüllung aufgrund des hohen Materialeinsatzes und des hohen Gewichts nicht wirtschaftlich. Die vorgestellte Variante der Abbildung 3.21 stellt somit eine materialsparende Alternative dar. Mit einer entsprechenden Auslegung der Schlitze und des Fahrbahnaufbaus wird, wie oben beschrieben, eine

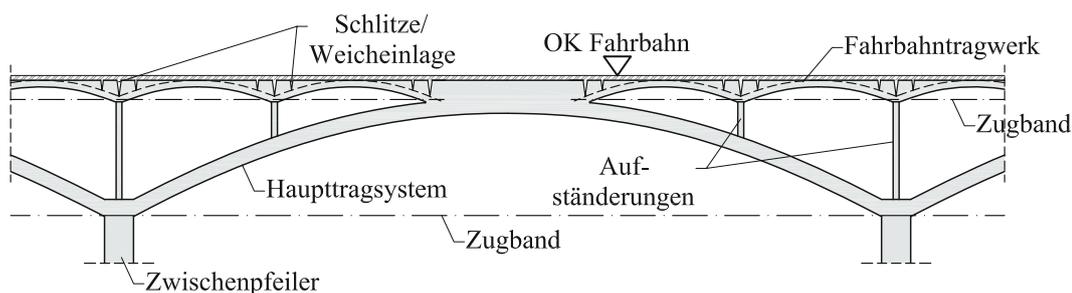


Abb. 3.21: Einsatz als aufgeständertes Fahrbahntragwerk auf einer Bogenbrücke

fugenlose Ausbildung des Fahrbahnbelags ermöglicht. Der Einsatz von monolithischen Bogenträgern mit Schlitzn beziehungsweise Weicheinlagen bietet sich somit einerseits für eigenständige Tragwerke mit kurzen Stützweiten und andererseits für Fahrbahntragwerke, die auf großen Bogenbrücken aufgeständert werden, an.

Bei Fuß- und Radwegbrücken kann auch angedacht werden, die Fahrbahn direkt auf der gekrümmten Bogenoberseite anzuordnen. Insbesondere bei sehr flachen Bögen kann dies eine ästhetisch ansprechende, materialsparende und durchaus praktikable Variante darstellen. Soll eine nach der neuen Technologie hergestellte mehrfeldrige Bogenbrücke als Alternative für eine balkenförmige Straßen- oder Eisenbahnbrücke zur Anwendung kommen, ist vor allem bei breiten ebenen Tälern eine Ausführungsform mit einem Aufbau mittels Auffüllung, wie in Abbildung 3.19 dargestellt, eine hervorragende Möglichkeit. Ein optischer Vergleich einer Plattenbalkenbrücke mit einer herkömmlichen mehrfeldrigen Bogenbrücke beziehungsweise mit einer nach der neuen Technologie errichteten Brücke, jeweils mit einem Aufbau mittels Auffüllung, ist anhand von Renderings in Abbildung 3.22 dargestellt. Ein Vergleich dieser Tragwerkstypen, insbesondere im Hinblick auf Materialeinsatz und Ressourcenverbrauch wird in Kapitel 6.2 durchgeführt.

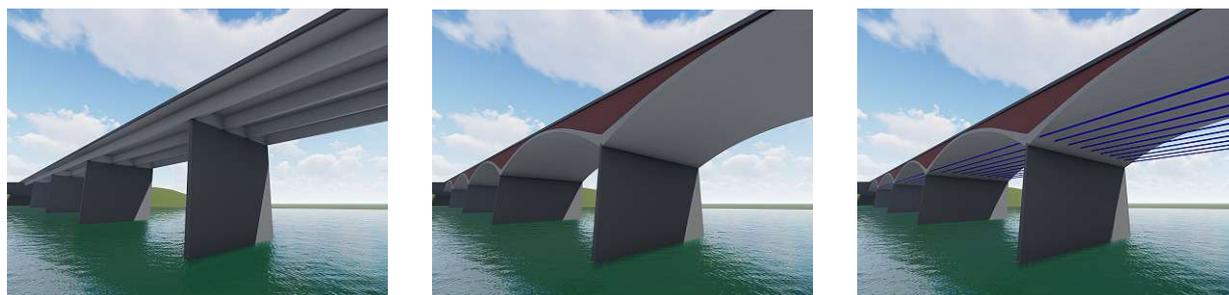


Abb. 3.22: Vergleich der Untersichten verschiedener Tragwerkstypen (Renderings): Balkenbrücke mit Plattenbalkenquerschnitt (links); Herkömmliche mehrfeldrige Bogenbrücke (mittig); Mehrfeldrige Bogenbrücke nach der neuen Technologie (rechts)

Die neue Technologie kann, insbesondere im Vergleich zu einer Balkenbrücke, ein optisch ansprechendes Tragwerk ergeben. Durch den Einsatz des Zugbands ist eine schlanke Erscheinungsform möglich, ohne auf die Sicherheit gegen ein progressives Versagen verzichten zu müssen. Gemeinsam mit den Vorteilen bei einer abschnittswisen Herstellung und einer feldweisen Verkehrsbelastung kann die neue Technologie dazu beitragen, dass der etwas in den Hintergrund geratene Tragwerkstyp der mehrfeldrigen Bogenbrücke wieder vermehrt zur Anwendung kommt.

Die Möglichkeit zur integralen Ausführung bringt zusätzliche Vorteile, vor allem bei der Erhaltung. Nachteilig kann sich das Zugband jedoch auf die Anwendungsmöglichkeiten auswirken. Das eingeschränkte Lichtraumprofil unter der Brücke (vergleiche Abbildung 3.22 (links) und (rechts)), kann eine Anwendung zur Überbrückung von Straßen beziehungsweise schiffbaren Gewässern verhindern. Eine mögliche Reduzierung des Abflussquerschnitts im Hochwasserfall muss beachtet werden. Die Aufwendungen zur Inspektion des Zugbands seien an dieser Stelle ebenso als nachteilig erwähnt. Durch den Einsatz vielfach bewährter Systeme von externer Vorspannung beziehungsweise Schrägkabeln, ist jedoch keine maßgebende Problematik in der Erhaltung des Zugbands zu erwarten.

4 Experimentelle Untersuchungen an einem Prototyp

Aufbauend auf den Erkenntnissen der vorherigen Kapitel wurde ein Prototyp einer nach der neuen Technologie errichteten, integralen, mehrfeldrigen Bogenbrücke mit Zugband hergestellt. In diesem Kapitel werden die konzeptionelle Auslegung, die Herstellung, das Messkonzept, sowie ausgewählte Messergebnisse erläutert.

4.1 Motivation für die Herstellung eines Prototyps

Insbesondere numerische Untersuchungen unter Anwendung der Finite Elemente Methode bieten im Zuge des Entwurfs eines Tragwerks weitreichende Möglichkeiten. Die Ergebnisse hängen jedoch in einem großen Maße von den definierten Randbedingungen und Materialparametern ab. Besonders gilt dies bei der Anwendung von nichtlinearen Berechnungsverfahren. Eine Absicherung der Untersuchungsergebnisse kann durch die Kalibrierung der Berechnungsmodelle an den Messdaten von experimentellen Untersuchungen erfolgen. Dies war ein maßgebender Grund für die Entscheidung zum Bau eines Prototyps. Die Funktionsfähigkeit der neuen Technologie sollte, insbesondere durch die durchgehende Beobachtung des Tragverhaltens während der Temperaturbeanspruchungen im Sommer beziehungsweise im Winter, bestätigt werden. Zusätzlich sollten die gewonnenen Messergebnisse eine gesicherte Grundlage für numerische Untersuchungen zur weiteren Entwicklung und Optimierung der neuen Technologie liefern, welche in Kapitel 5 erläutert werden. Des Weiteren war der Bau eines Prototyps wichtig, um eine praxisgerechte Umsetzung der Konstruktion zu ermöglichen. Mit der erstmaligen Anwendung konnten der Baubaulauf demonstriert und wichtige Erfahrungswerte gesammelt werden.

4.2 Anforderungen an den Prototyp

Trotz der naturgemäß begrenzten Abmessungen bei einem experimentellen Versuchsbauwerk, galt es die Tragwirkung eines realistischen, nach der neuen Technologie errichteten, Tragwerks abzubilden. Der Prototyp hatte einen Ausschnitt aus einer sehr langen, mehrfeldrigen, integralen Bogenbrücke mit Zugband darzustellen. Insbesondere die Randbedingungen mussten dementsprechend ausgelegt werden, um diese Anforderung zu erfüllen. Aufgrund der für den Prototyp begrenzt vorhandenen Länge, stellte sich des Weiteren die Frage nach einer eventuellen Skalierung gegenüber einem realen Brückentragwerk. Eine Verkleinerung hätte jedoch einige Problemstellungen mit sich gebracht. Der Prototyp sollte in Anlehnung an die Belastungssituation einer realen Brücke dimensioniert werden. Insbesondere die korrekte Anpassung der normgemäßen Verkehrslasten an ein skaliertes Tragwerk hätte mit potentiellen Unsicherheiten behaftet sein können. Bei experimentellen Untersuchungen an skalierten Tragwerken gilt es auch, sich über die Materialparameter Gedanken zu machen. Brenchich und Pera (2020) beschreiben Versuche an Gewölbebrücken aus Ziegelmauerwerk mit Auffüllung. Um die Gegebenheiten eines realen Tragwerks abzubilden, mussten aufgrund der skalierten Geometrie auch die Materialparameter angepasst werden, was unter Ansatz des Buckingham Theorems geschah. Beim Prototyp wurde diese Thematik dahingehend behandelt, dass die Stützweite in Anlehnung an eine reale Brückenkonstruktion gewählt wurde, wie es in dem folgenden Kapitel beschrieben wird. Ein maßgebender Vorteil der neuen

Technologie ist die Möglichkeit einen abschnittswisen Bauablauf durchführen zu können. Um diesen zu demonstrieren und hierbei Erfahrungen für die bauliche Umsetzung zu sammeln, musste der Prototyp aus mehreren Feldern bestehen. Wie bereits erläutert, ermöglicht erst die Aufnahme der temperaturbedingten Verzerrungen durch das Atmen der Bögen die Ausführung von langen integralen Brücken. Mithilfe eines Monitoringsystems und visuellen Beobachtungen galt es das Langzeitverhalten des Prototyps im Hinblick auf diese Tragwirkung zu erfassen. Die Konstruktion war so auszulegen, dass eine fugenlose Ausführung des Fahrbahnbelags möglich ist. Insbesondere die Randbedingungen mussten sorgfältig konzeptioniert werden, um, trotz der Abbildung eines integralen Bauwerks, alle erforderlichen Kenngrößen mit dem geplanten Messkonzept ermitteln zu können.

4.3 Konzeption

Die beschriebenen Anforderungen galt es durch eine entsprechende konzeptionelle Auslegung des Prototyps zu erfüllen. Die Ausgangssituation an dem Versuchsfeld wird in den folgenden Unterkapiteln ebenso beschrieben, wie die Annahmen und Ergebnisse der Planung. Insbesondere aufgrund der beschriebenen Anforderung nach der Erfassung unterschiedlicher Messgrößen ergaben sich konstruktive Unterschiede im Vergleich zu einem realen Brückentragwerk, welche ebenfalls im Folgenden erläutert werden.

4.3.1 Geometrie und Ausführungsformen

Der Prototyp wurde auf dem Lagerplatz der Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp errichtet. Um das erwünschte Tragverhalten zu erreichen, sind an beiden Enden möglichst unverschiebliche Widerlager erforderlich. Aus einem früheren Forschungsprojekt sind auf dem Lagerplatz zwei Fundamente vorhanden, auf denen ein zirka 30m langer Spannbetonträger auflagert. Diese sollten die Funktion der Widerlager des Prototyps übernehmen. Die große Auflast von zirka 815kN je Fundament ermöglicht eine verformungsarme Aufnahme und Ableitung des Bogenschubs in den Untergrund. Der lichte Abstand zwischen den Widerlagern beträgt 28,42m, wodurch die maximal mögliche Länge des Prototyps vorgegeben war.

Um den feldweisen Bauablauf zu demonstrieren, galt es diese Länge mit mehreren Feldern zu überbrücken. Die Wahl fiel auf ein Dreifeldsystem mit Stützweiten von jeweils 9,00m. Durch die Gesamtlänge von 27,00m blieb an beiden Enden noch ausreichend Platz, um die Verbindung zu den bestehenden Widerlagern baulich umzusetzen. Der Prototyp wurde als Ausschnitt aus einem theoretisch unendlich langen Tragwerk konzeptioniert und dementsprechend darauf abgestimmt die Randbedingungen bei den Anschlussbereichen an die Widerlager geplant. Dennoch sollten eventuelle Unterschiede im Tragverhalten zwischen den Übergängen von zwei Bogenfeldern im Vergleich zu den Anschlussbereichen von Bögen und Widerlagern keine unerwünschten beziehungsweise unentdeckten Einflüsse bewirken. Durch die Ausführung als Dreifeldsystem wird dies verhindert, da hier neben zwei Endfeldern auch ein Mittelfeld mit symmetrischen Randbedingungen vorhanden ist, was bei einem Zweifeldsystem nicht der Fall wäre. Die sich dadurch ergebenden Einzelstützweiten von 9,00m sind nur für wenige reale Tragwerke repräsentativ. Der Prototyp kann jedoch beispielsweise als Ausschnitt aus einem aufgeständerten Fahrbahntragwerk einer Bogenbrücke verstanden werden, wie dies in Abbildung 3.21 dargestellt ist.

Wie bereits in Kapitel 3.5 erläutert wurde, bietet sich, aufgrund der geringen Querschnittshöhe bei kurzen Spannweiten, die Anwendung einer der in Abbildung 3.20 gezeigten Varianten an. Beim Prototyp wurde die Umsetzung von zwei dieser Varianten getestet, welche im Folgenden vorgestellt werden.

4.3.1.1 Variante I

Die Abbildung 4.1 zeigt eine übersichtliche Darstellung der Variante I des Prototyps. Die Untersicht der Bögen weist eine Krümmung auf, wodurch sich ein ästhetisches Erscheinungsbild bei gleichzeitig geringem Materialverbrauch ergibt. Hierzu trägt auch die flache Bogenform bei. Die Bogengeometrie wurde in Anlehnung an die in Abbildung 2.14 (rechts) dargestellte Vorlandbrücke von der Stadsbrug Nijmegen gewählt, wobei die Untersicht als Kreissegment mit einem Radius von 13,92m festgelegt wurde. Über den Zwischenpfeilern gibt es jeweils einen Schlitz, um das Atmen der aus monolithischem Stahlbeton hergestellten Bogenträger zu ermöglichen.

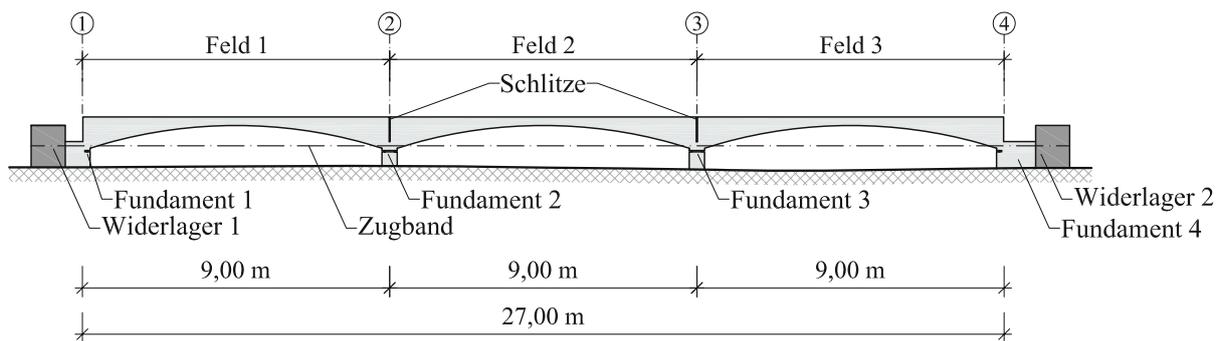


Abb. 4.1: Übersicht Prototyp Variante I

Die drei Bogenträger mit Einzelstützweiten von jeweils 9,00 m lagern auf den Fundamenten 1 bis 4 auf, welche detailliert in Abbildung 4.2 dargestellt sind. In (b) ist hierin die Verbindung zwischen den Bögen 1 und 2 beziehungsweise 2 und 3 zu sehen. Die Bögen sind nicht monolithisch mit den Fundamenten, welche die Zwischenpfeiler eines realen Tragwerks repräsentieren, verbunden, sondern durch Rollenlager und Stahlplatten getrennt. Dadurch wurde eine Relativverschiebung in horizontaler Richtung ermöglicht. Wie bereits erläutert, hat die Steifigkeit der Zwischenpfeiler Einfluss auf das Tragverhalten des Überbaus. Um diese Wechselwirkungen beim Prototyp zu verhindern, wurde diese Trennung vorgesehen. Aufgrund der Konzeption als Ausschnitt aus einem langen Tragwerk, war bei einer gleichmäßigen Belastung entlang des Tragwerks jedoch ohnehin mit keinen nennenswerten Horizontalverformungen zu rechnen. Dies wird durch die nachfolgend in Kapitel 4.6.2 dargestellten Messungen gezeigt. Um an den Enden des Prototyps vergleichbare Randbedingungen zu schaffen, lagern die Bogenträger, wie in Abbildung 4.2 (a) und (c) dargestellt, ebenso auf Rollenlagern auf dem Fundament 1 beziehungsweise 4 auf. Die Schlitzverbindungen an den Verbindungsstellen zwischen zwei Bogenträgern reichen jeweils von der Oberkante bis zu einem verbleibenden Bogenquerschnitt von 250 mm über den Stützstellen. Dies entspricht der Querschnittshöhe in den Scheiteln, wie in Abbildung 4.2 (d) zu sehen ist. Bei einer Gesamthöhe der Bogenträger von 975 mm weisen die Bögen einen Abstand zwischen Zugband und Schwerpunkt des Querschnitts im Scheitelbereich von 725 mm auf, was als Stich anzusehen ist. Das Verhältnis aus Stützweite zu Stich beträgt demnach $l/f = 14,4$. Der Prototyp ist 400 mm breit. Einerseits ermöglicht diese Breite bereits eine praxistaugliche Herstellbarkeit. Andererseits zeigten rechnerische Abschätzungen im Zuge der Planung, dass bei einer merklich größeren Breite bereits mit Verschiebungen der bestehenden Widerlager infolge des Bogenschubs zu rechnen wäre, was das erwünschte Tragverhalten des Prototyps beeinflusst hätte. Das an den Bogenfußpunkten mit den Bögen kraftschlüssig verbundene Zugband ermöglicht die Übertragung von Zugkräften zwischen zwei Bogenträgern beziehungsweise zwischen einem Bogenträger und dem angrenzenden Widerlager. In Abweichung zu einem realen Tragwerk wurde beim Prototyp keine zusätzliche Anschlussbewehrung in diesen Bereichen vorgesehen, um die auftretenden Kräfte an den Widerlagern erfassen zu können. Aus diesem Grund wurde das Zugband verbundlos durch die Widerlager

durchgeführt und an deren Rückseiten unter Zwischenschaltung von Kraftmessdosen verankert. Für die Übertragung der Druckkräfte dienen die in Abbildung 4.2 (a) beziehungsweise (c) als Verbindungsstücke bezeichneten Bereiche. Bei der Planung der Anschlussbereiche von den Bogenträgern zu den Widerlagern wurde darauf geachtet, dass diese so wirken, als ob anstatt der Widerlager weitere Bogenfelder folgen würden, um den Prototyp als Ausschnitt aus einem langen Tragwerk abzubilden.

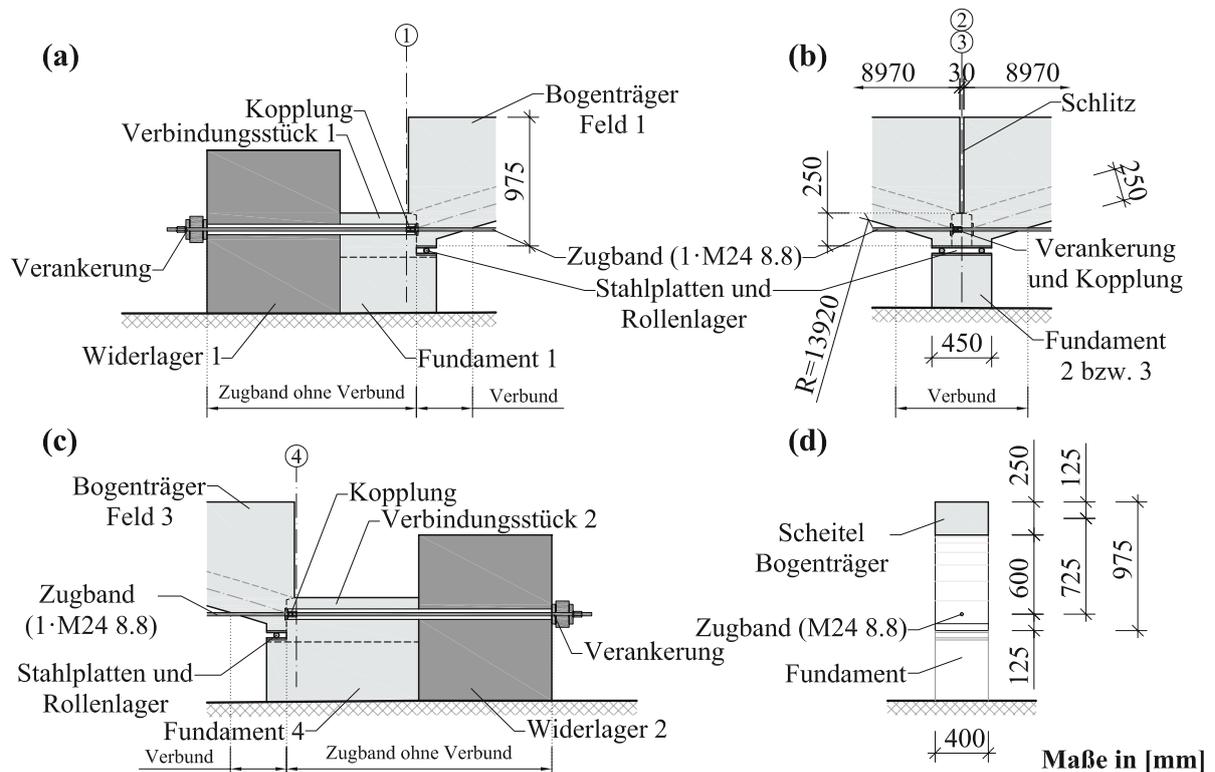


Abb. 4.2: Details Prototyp Variante I: Längsschnitt Widerlager 1 (a); Längsschnitt Fundamente Zwischenpfeiler 2 beziehungsweise 3 (b); Längsschnitt Widerlager 2 (c); Querschnitt Bogenscheitel (d)

Abgesehen von den Rollenlagern, welche wie bereits erläutert bei einem realen Brückentragwerk nicht erforderlich sind, handelt es sich bei dem Prototyp um eine integrale Konstruktion aus Stahlbeton. Die über den Stützstellen angeordneten Schlitze ermöglichen die Bogentragwirkung. Eine Temperaturerhöhung bewirkt ein Heben und eine Temperaturabsenkung ein Senken der Bogenscheitel, wie es in Abbildung 4.3 (a) dargestellt ist. Diese zwängungsarme Verformungsmöglichkeit infolge eingepprägter Längenänderungen führten zu Änderungen der Schlitzbreiten. Ausgehend von einer vorhandenen Schlitzbreite s_{T0} induziert das Heben der Bogenscheitel bei einer Erwärmung eine Verringerung auf s_{T+} , wie es in Abbildung 4.3 (b) zu sehen ist. Insbesondere eine Vergrößerung der Schlitzbreite von s_{T0} auf s_{T-} infolge einer Abkühlung beziehungsweise Schwinden oder Kriechen, dargestellt in (c), stellt eine maßgebende Beanspruchungssituation für einen darüber aufgetragenen, fugenlosen Fahrbahnbelag dar. Mit dem bereits in Kapitel 3.5 vorgestellten bituminösen Fahrbahnaufbau können Öffnungswerten von bis zu 1,2 mm ohne Risse an der Fahrbahnoberfläche überbrückt werden [Blab et al. 2015, Eichwalder 2017]. Bei der Planung des Prototyps war es demnach ein Kriterium, die maximale Schlitzöffnung $\Delta s_{T-} = s_{T-} - s_{T0}$ unter diesem Wert anzusiedeln. Bei größeren Tragwerken wird dies aufgrund der geometrischen Gegebenheiten mit der gegenständlichen Ausführungsvariante nicht erreichbar sein. Beispielsweise ein Schotteroberbau einer Bahnbrücke könnte jedoch auch größere Werte zulassen. Für eine Straßenbrücke wird die im Folgenden

vorgestellte Variante II jedoch als zielführender erachtet, um mit dem erprobten Fahrbahnaufbau eine rissfreie Fahrbahnoberfläche zu erreichen.

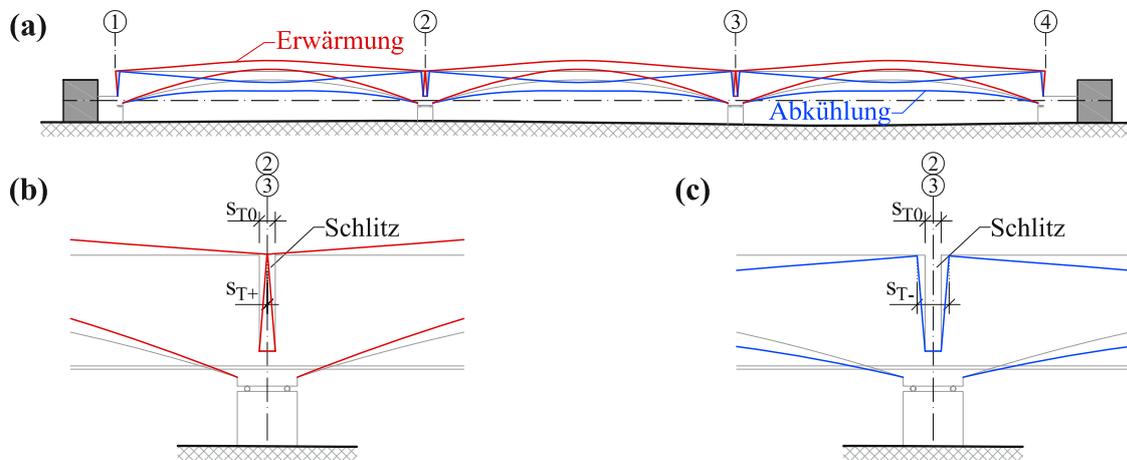


Abb. 4.3: Prototyp Variante I - Verformungen bei konstanten Temperaturänderungen (skalierte Darstellung der Verformungen und Schlitzbreiten): Übersicht (a); Detail Zwischenpfeiler bei einer Erwärmung (b); Detail Zwischenpfeiler bei einer Abkühlung (c)

4.3.1.2 Variante II

Die Variante II des Prototyps, dargestellt in Abbildung 4.4 entstand aus der Variante I durch Adaption der Anordnung, Anzahl und Tiefe der Schlitzte. Anstatt einem Schlitz je Feld, kommen bei Variante II vier zur Anwendung. Ziel war es, dadurch die Größe der Änderungen der Schlitzbreiten $\Delta s_{T-} = s_{T-} - s_{T0}$ und $\Delta s_{T+} = s_{T0} - s_{T+}$ gegenüber Variante I zu reduzieren.

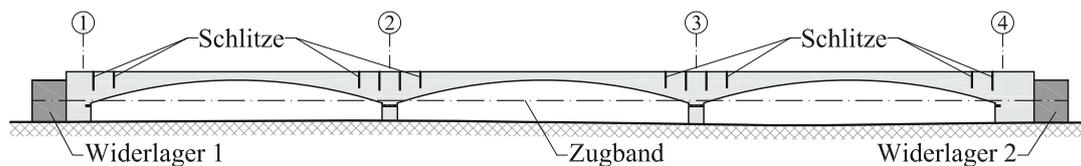


Abb. 4.4: Übersicht Prototyp Variante II

In Abbildung 4.5 ist die Lage und Tiefe der Schlitzte dargestellt. Die Schlitzbreite ist herstellungsbedingt, was in Kapitel 4.4.3 beschrieben wird, geringer als bei Variante I. Dies ist jedoch für das Tragverhalten der Konstruktion unerheblich. Die Schlitzte wurden nicht mehr direkt in den Achsen der Stützstellen, sondern seitlich davon angeordnet. Der Abstand der jeweils vier Schlitzte je Zwischenpfeiler beträgt 600 mm, wie in Abbildung 4.5 (c) dargestellt ist. Die Schlitztiefen wurden in Hinblick auf ein gleichmäßiges Öffnen beziehungsweise Schließen aller Schlitzte festgelegt. Somit soll bei einer realen Brückenkonstruktion eine Verringerung der Schlitzweitenänderungen einzelner Schlitzte erreicht werden, wodurch eine geringere Beanspruchung eines darüber aufgetragenen Fahrbahnbelags erzielt wird. Die Ergebnisse numerischer Untersuchungen zum Einfluss von Lage und Anzahl der Schlitzte im Hinblick auf die Schlitzweitenänderungen und die Größe von Zwangsschnittgrößen finden sich in Kapitel 5.1.

In Abbildung 4.6 sind die Verformungen des Prototyps infolge einer Erwärmung beziehungsweise Abkühlung (überhöht) dargestellt. Unterschiede zur Variante I zeigen sich erst bei Betrachtung der in (b)

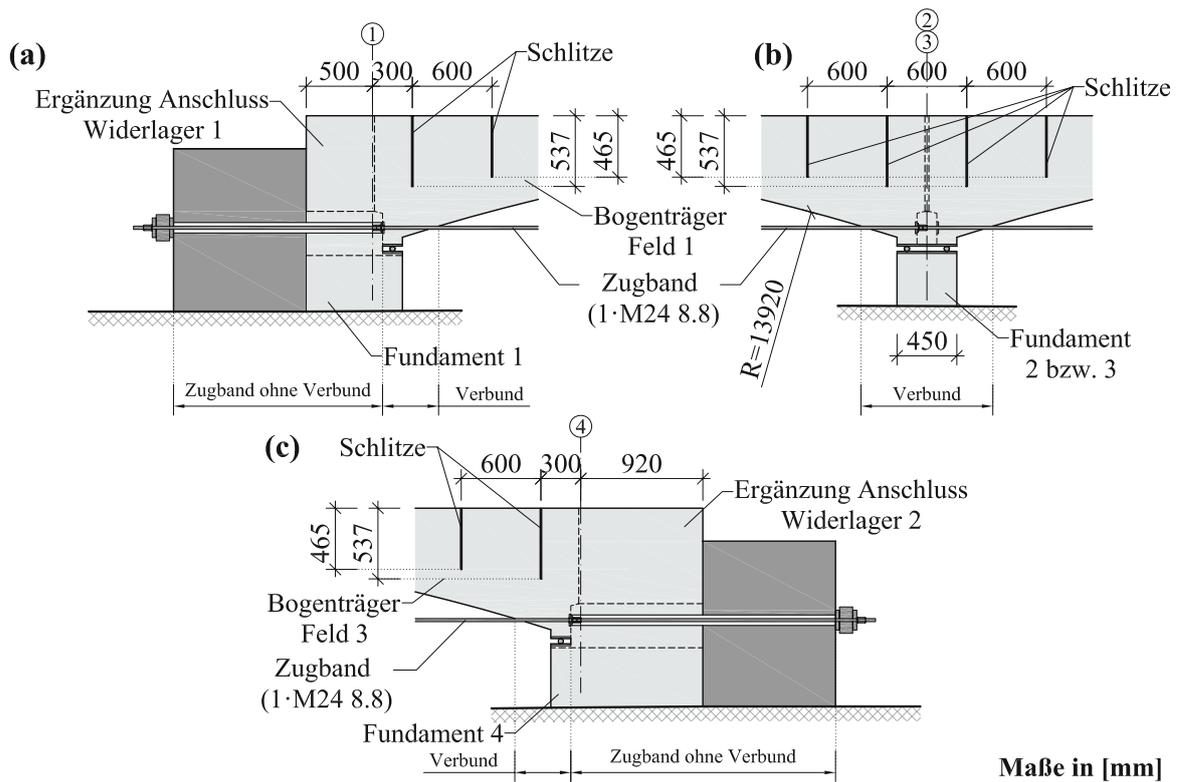


Abb. 4.5: Details Prototyp Variante II: Längsschnitt Widerlager 1 (a); Längsschnitt Fundamente Zwischenpfeiler 2 beziehungsweise 3 (b); Längsschnitt Widerlager 2 (c)

und (c) dargestellten Änderungen der Schlitzweiten. Aufgrund der Änderung von einem auf vier Schlitz je Bogenfeld konnten die Schlitzweitenänderungen Δs_{T-} und Δs_{T+} gegenüber Variante I reduziert werden. Des Weiteren ergab sich eine gleichmäßigere Änderung des Tangentenwinkels an der Oberkante des Prototyps.

4.3.2 Bemessung und Unterschiede zu einem realen Brückenbauwerk

Wie bereits erläutert, ist der Prototyp als Ausschnitt aus einem langen Brückentragwerk, beispielsweise einem aufgeständerten Fahrbahntragwerk einer Bogenbrücke, konzipiert. Ausgelegt wurde der Prototyp für die Belastungssituation einer Bahnbrücke und dementsprechend für das Lastmodell 71 (LM71) [ÖNORM EN 1991-2 2012, ÖNORM B 1991-2 2018] bemessen. Die Belastung wurde, ausgehend von einem Regelquerschnitt für Bahnbrücken, für die Breite des Prototyps von 400 mm angepasst. Bei der Festlegung der Schlitz wurden im Zuge der Bemessung die oftmals gegengleich wirkenden Anforderungen nach geringen Zwangsbeanspruchungen mit einem einhergehenden geringen Bogenschub und einer ausreichenden Steifigkeit zur Aufnahme der Verkehrsbelastungen abgewogen. Hierzu werden in Kapitel 5.1 für unterschiedliche Varianten des Prototyps die Ergebnisse numerischer Untersuchungen erläutert. Die Querschnittsfläche des Zugbands (Gewindestange M24 8.8) wurde auf Basis der durch die Herstellung vorgegebenen Kraft zum Zeitpunkt des Bauendzustands gewählt. In den Kapiteln 4.4.2 und 4.6.3 wird hierauf im Detail eingegangen.

Die Verwendung von handelsüblichen Gewindestangen anstatt einem zugelassenen Spannsystem als Zugband brachte Vorteile in der baulichen Umsetzung, wäre aber bei einem realen Bauwerk nicht möglich. Aufgrund eines vergleichbaren Elastizitätsmoduls macht dies jedoch für das Tragverhalten des Prototyps

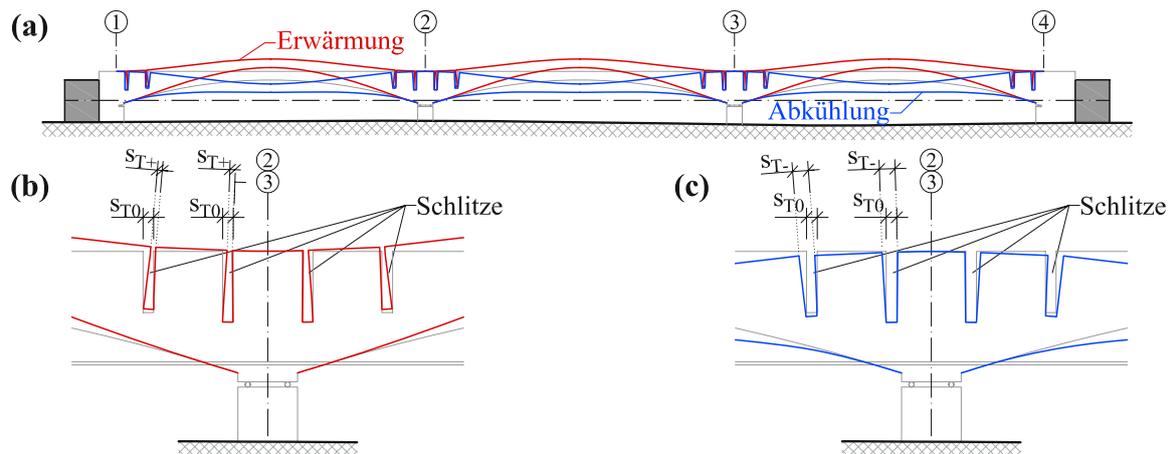


Abb. 4.6: Prototyp Variante II - Verformungen bei konstanten Temperaturänderungen (skalierte Darstellung der Verformungen und Schlitzbreiten): Übersicht (a); Detail Zwischenpfeiler bei einer Erwärmung (b); Detail Zwischenpfeiler bei einer Abkühlung (c)

keine Unterschiede. Die gegenüber einem realen Brückentragwerk geringe Breite war einer der Gründe weshalb auf die Aufbringung eines Fahrbahnaufbaus verzichtet wurde. Eine in der Praxis übliche Einbaumethode wäre kaum umzusetzen gewesen. Des Weiteren wird der Einfluss eines Fahrbahnaufbaus auf das Verhalten des Prototyps als gering eingeschätzt. Für Öffnungsweiten bis zirka 1,2 mm steht mit dem bereits angesprochenen bituminösen Fahrbahnaufbau eine erprobte Lösung für eine fugenlose Fahrbahnoberfläche zur Verfügung [Eichwalder 2017, Eichwalder und Kollegger 2018, Eichwalder, Kleiser et al. 2019]. Wie in Kapitel 4.4 beschrieben wird, wurden die Bögen als Fertigteile hergestellt. Vor allem aufgrund des unmittelbar neben dem Versuchsfeld vorhandenen Fertigteilwerks der Franz Oberndorfer GmbH & Co KG brachte dies deutliche logistische Vorteile in der Herstellung. Es wurden drei idente Bogenträger hergestellt und anschließend versetzt. Der Schalungs- und Bewehrungsplan befindet sich im Anhang in Kapitel A.1. Eine Verwendung von Vollfertigteilen kann aufgrund der Dimensionen bei einem realen Brückentragwerk nur bei kurzen Stützweiten erfolgen. Aufgrund der Verwendung von Fertigteilen zwischen den bestehenden Widerlagern mussten Verbindungsstücke zwischen Bogenträger und Widerlager, zu sehen in Abbildung 4.2 (a) und (c), hergestellt werden. Dies wäre bei einer Ausführung einer realen Brücke in Ortbetonbauweise nicht erforderlich. Die Gründe für die Unterschiede zu einer realen Brücke durch Trennung des Überbaus von den Fundamenten durch Rollenlager, wurden ebenso bereits in Kapitel 4.3.1.1 ausgeführt, wie der Verzicht auf Anschlussbewehrung zwischen den einzelnen Bogenfeldern. Trotz beziehungsweise erst aufgrund dieser Unterschiede zu einem realen Brückenbauwerk, welche auf Gründen der Herstellung, der Erfassung von Messergebnissen beziehungsweise des Ausschlusses von unerwünschten Einflüssen beruhen, kann der Prototyp die an ihn gestellten Anforderungen erfüllen.

4.4 Bauliche Umsetzung

4.4.1 Vorbereitungsmaßnahmen

Bevor der Prototyp am Lagerplatz der Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp errichtet werden konnte, mussten einige Vorbereitungsmaßnahmen durchgeführt werden. Zwischen den bestehenden Widerlagern wurden die Fundamente 1 bis 4 errichtet, was in Abbildung 4.7 (links) zu sehen ist. Ebenso ist hierin der bereits angesprochene Spannbetonträger zu sehen, welcher durch sein Eigengewicht den Widerstand gegen horizontale Verschiebungen der Widerlager deutlich erhöht. In den rechten drei

Bildern der Abbildung 4.7 ist die Herstellung einer der drei Bogenträger im Fertigteilwerk ersichtlich. Produktionsbedingt erfolgte diese in liegender Position. Um die Ausbildung der Bogentragwirkung und somit einen schadenfreien Transport zur Einbaustelle zu ermöglichen, wurde vor dem Aufrichten ein Zugband eingebaut. Bei den Bogenträgern der Felder 2 und 3 wurde zu diesem Zeitpunkt ein temporäres Zugband, bestehend aus zwei M12 Gewindestangen, verwendet. Wäre das permanente Zugband verbaut worden, hätte an der Einbaustelle eine Kopplung mit dem bereits angespannten Zugband in Feld 1 beziehungsweise 2 nicht umgesetzt werden können. Das Koppeln sowie der Tausch des temporären gegen das permanente Zugband wird im nächsten Kapitel beschrieben. Vor dem Aufrichten des Bogenträgers wurde das temporäre Zugband auf eine definierte Kraft angespannt. Dadurch wurde ein Teil der elastischen Dehnungen infolge der Ausbildung der Bogentragwirkung vorweggenommen. Nach dem Aufrichten wurde das Zugband nachgespannt, bis die Kraft dem errechneten Bogenschub infolge Eigengewicht entsprach. Mit dieser Vorgehensweise konnten die Spannungen im Bogenscheitel unterhalb der Zugfestigkeit gehalten werden, womit die Bogenträger bis zur Fertigstellung des Prototyps im Zustand I blieben. Die Kräfte im Zugband wurden durch Zugmessglieder erfasst. Begleitend fand eine Kontrolle der Verformungen am Bogenscheitel und den Bogenfußpunkten mittels Wegaufnehmern statt.

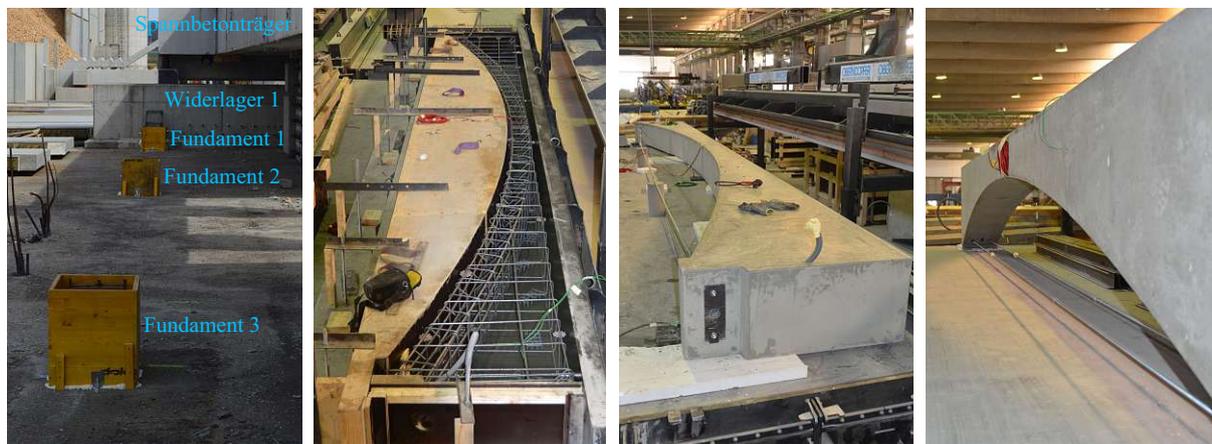


Abb. 4.7: Vorarbeiten: Schalungen Fundamente (links); Bewehrungskorb Bogenträger (3.v.re.); Einbau temporäres Zugband (2.v.re.); Aufgerichteter Bogenträger (rechts)

4.4.2 Versetzen der Bogenträger und Fertigstellung des Prototyps der Variante I

Nach der Herstellung der Bogenträger im Fertigteilwerk und der Fundamente auf dem Lagerplatz konnte mit der Montage des Prototyps begonnen werden, welche gemäß der neuen Technologie feldweise durchgeführt wurde. Der gesamte Ablauf ist in Abbildung 4.8 dargestellt. Nachdem die Stahlplatten und Rollenlager auf den Fundamenten positioniert waren, konnte gemäß (b) der Bogenträger des ersten Felds versetzt werden. Nach der Betonage des Verbindungsstücks, zu sehen in (c), wurde durch die in (a) dargestellte Kernbohrung durch das Widerlager 1 das Zugband verlängert, verbundlos durchgeführt, auf eine geringe Kraft angespannt und anschließend verankert. Die Kraft im Zugband des ersten Felds beträgt unverändert jene zum Zeitpunkt nach dem Aufrichten im Fertigteilwerk, welche dem Bogenschub infolge dem Eigengewicht entspricht. Abbildung 4.9 (links) zeigt ein Foto von diesem Bauzustand. Das Verbindungsstück zwischen Bogenträger und Widerlager ist hierin noch eingeschalt. Unter dem Bogen befindet sich ein teilweise fertiggestellter Referenzblock, welcher zur späteren Aufnahme von Messtechnik dient, was in Kapitel 4.5 beschrieben wird. Wie in der Abbildung 4.8 (d) dargestellt ist, wurde im nächsten Schritt der zweite Bogenträger versetzt, welcher zu diesem Zeitpunkt das temporäre Zugband, bestehend aus zwei M12 Gewindestangen enthielt. Die nächsten Schritte sind schematisch in Abbildung 4.8 (e) und teilweise in den linken drei Fotos der Abbildung 4.10 dargestellt. Das permanente Zugband des

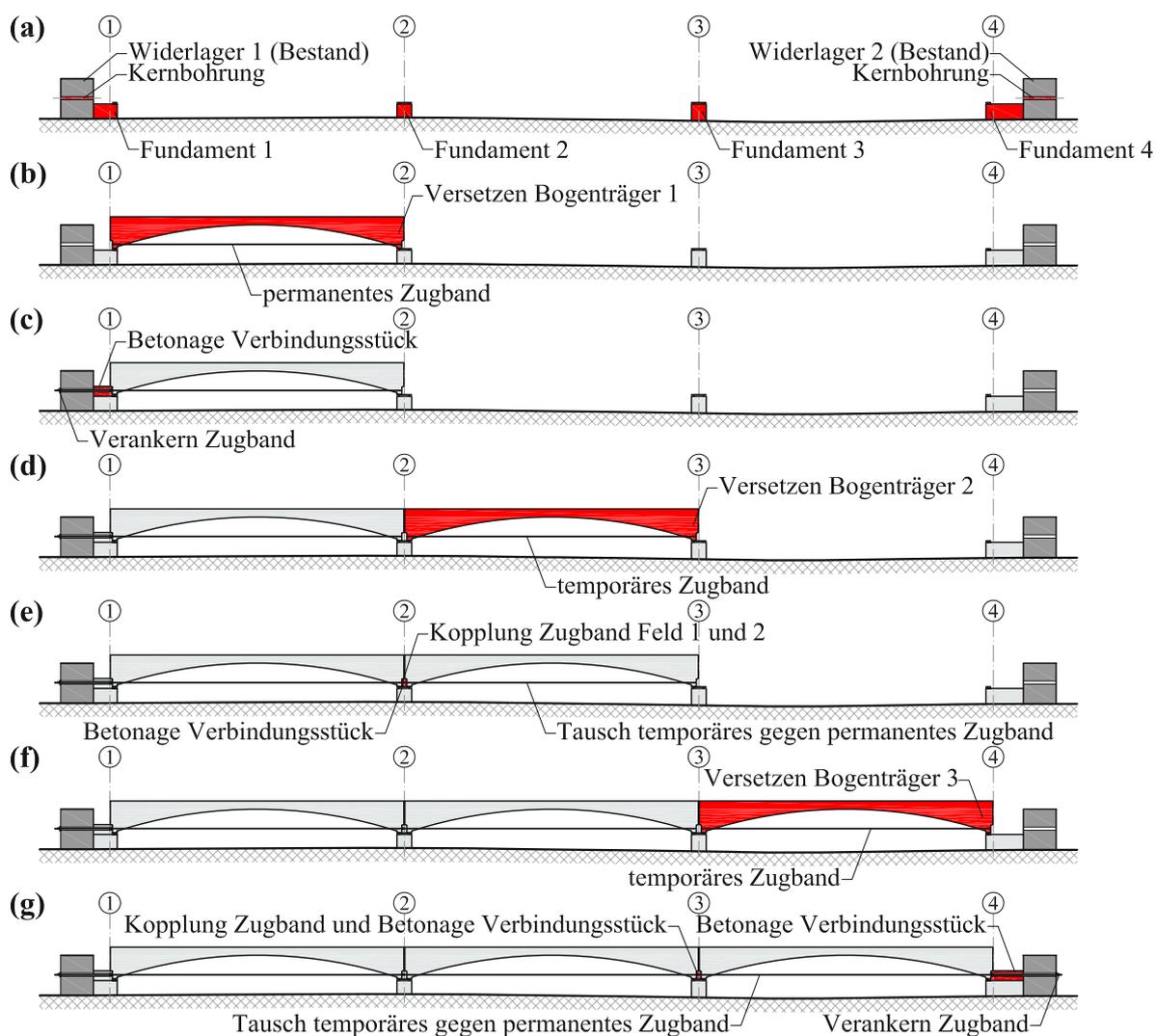


Abb. 4.8: Herstellungsablauf des Prototyps

zweiten Bogens, welches aus einer M24 Gewindestange besteht, wurde installiert und mit jenem des ersten Bogens gekoppelt. Nachdem das Verbindungsstück ausgehärtet war, konnte die Vorspannkraft von dem temporären auf das permanente Zugband umgesetzt werden. Dazu wurde das permanente Zugband durch Anziehen der Mutter in Achse 3 schrittweise angespannt, während die Kraft im temporären Zugband reduziert wurde. Die vorhandenen Kräfte wurden durch Zugmessglieder überwacht und nur in kleinen Schritten aufgebracht beziehungsweise nachgelassen, um während des Vorgangs in Summe immer in etwa die gleiche resultierende Kraft auf den Bogenträger auszuüben. Sobald das temporäre Zugband kraftfrei war, wurde es ausgebaut. Für den Bogenträger bedeutete dieser Vorgang, abgesehen von kleinen Schwankungen der aufbrachten resultierenden Kraft, keine Änderung der Beanspruchungssituation. Durch das Umsetzen der Spannkraft auf das permanente Zugband entstand in den herstellungsbedingten Fugen zwischen dem Vergussmörtel des Verbindungsstücks und den Bogenträgern ein Druckspannungszustand. Abbildung 4.9 (rechts) zeigt den versetzten Bogenträger während der Herstellung des Verbindungsstücks, noch vor dem Umsetzen der Spannkraft.



Abb. 4.9: Bogenträger 1 versetzt (links); Bogenträger 1 und 2 versetzt (rechts)

Der gleiche Ablauf wurde bei dem nächsten Bauabschnitt durchgeführt, schematisch dargestellt in Abbildung 4.8 (f) und (g). Nach dem Versetzen von Bogenträger 3 wurde das Zugband in Achse 3 gekoppelt und die Spannkraft von dem temporären auf das permanente Zugband umgesetzt. Der kraftschlüssige Anschluss von dem Bogenfußpunkt des dritten Bogenträgers in Achse 4 mit dem Widerlager 2 erfolgte durch die Herstellung des dazwischenliegenden Verbindungsstücks. Die Übertragung der Zugkräfte wird durch Kopplung des Zugbands erreicht, welches durch die vorbereitete Kernbohrung des Widerlagers 2 durchgeführt wurde. Um die im Zugband entstehenden Kräfte an der Verankerung mittels einer Kraftmessdose später erfassen zu können, durfte kein Verbund zwischen Zugband und Verbindungsstück beziehungsweise Widerlager hergestellt werden. Dies wurde durch ein Hüllrohr erreicht, welches in dem zweiten Bild von rechts in Abbildung 4.10 dargestellt ist, wobei dieses vor dem Betonieren noch bis an den Bogenträger geschoben und abgedichtet wurde, um ein Eindringen von Beton zu verhindern. Nach der Fertigstellung des Verbindungsstücks, zu sehen auf dem rechten Foto der Abbildung 4.10, wurde das Zugband an der Rückseite des Widerlagers unter dem Aufbringen einer geringen Kraft verankert. Um an den Bogenfußpunkten eine dauerhaft einwandfreie Kraftübertragung zwischen Zugband und Bogenträgern zu gewährleisten, wurden die Hüllrohre durch die das Zugband verläuft, mit Zementmörtel verpresst. Die genannten Bereiche wurden bereits in Abbildung 4.2 gekennzeichnet. Der Prototyp war mit diesem Schritt



Abb. 4.10: Gekoppeltes Zugband vor der Betonage des Verbindungsstücks (links); Betonage Verbindungsstück (2.v.li.); Fertiggestellte Verbindung Bogenträger 1 und 2 (mittig); Kopplung Zugband und Bewehrungskorb Verbindungsstück Bogenträger 3 und Widerlager 2 (2.v.re.); Fertiggestelltes Verbindungsstück (rechts)

an beiden Enden mit den Widerlagern kraftschlüssig verbunden und somit fertiggestellt. In Abbildung 4.11 ist eine Ansicht des Prototyps nach der Fertigstellung der Referenzkörper zu sehen.

Es handelte sich hierbei um den Zeitpunkt des Bauendzustands. Ausgenommen von den Widerlagerbereichen, bei denen lediglich eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Bogenträgern und Widerlagern erreicht werden sollte, entsprach die Kraft im Zugband auf der gesamten Länge dem Bogenschub infolge Eigengewicht. Durch die Ausführungsvariante als Bogenträger, bei der bereits eine horizontale Oberfläche vorhanden war, hätte unmittelbar ohne weitere Aufbauten ein Fahrbahnbelag aufgebracht werden können. Anknüpfend an die Ausführungen in Kapitel 3.3.1, kann die Kraft im Zugband zu diesem Zeitpunkt als P_{T1} bezeichnet werden, da sich der Bogenschub im gegenständlichen Fall nicht nur aus den Eigenlasten des tragenden Bogenquerschnitts, sondern durch den integrierten Bogenaufbau auch aus einem Teil der

Ausbaulasten, ergibt. Lediglich der Bogenschub infolge einer zusätzlichen Ausbaulast, beispielsweise aus dem Fahrbahnaufbau und der Brückenausrüstung, würde auf das Hybridsystem aus echter und in sich verankerter Bogenbrücke wirken und somit teilweise in die Widerlager eingeleitet werden.



Abb. 4.11: Ansicht des fertiggestellten Prototyps der Variante I

4.4.3 Umbau auf Variante II

Die Variante I des Prototyps wurde im Mai 2018 fertiggestellt und durch die klimatischen Einflüsse während dem darauf folgenden Sommer und Winter beansprucht. Im April 2019 erfolgte der Umbau auf Variante II. Um das gewünschte Tragverhalten zu erreichen, mussten die bestehenden Schlitzte kraftschlüssig geschlossen und die neuen Schlitzte hergestellt werden. Noch vor dem Beginn dieser Arbeiten wurden die kraftschlüssigen Verbindungen zwischen Bogenträgern und Widerlagern unterbrochen. Die Verankerungen des Zugbands an den Rückseiten der Widerlager wurden hierzu gelöst und die Verbindungsstücke teilweise abgebrochen, wie in Abbildung 4.12 (mittig) dargestellt ist. Der Prototyp wurde dadurch in Längsrichtung in ein statisch bestimmtes System überführt, wodurch sich die zu diesem Zeitpunkt vorhandenen Zwangsschnittgrößen abbauen konnten. Die messtechnischen Untersuchungen an der Variante II gingen somit analog zur ersten Variante von einem „Zustand 0“ aus.



Abb. 4.12: Umbauarbeiten von Variante I zu Variante II: Schneiden der Schlitzte mit einer Betonkreissäge (links); Bewehrung für die Ergänzung Anschluss Widerlager 1 (mittig); Kraftschlüssige Verbindung der Schlitzte aus Variante I über dem Fundament 2 beziehungsweise 3 (rechts)

Die neuen Schlitzte wurden maßgenau mithilfe einer Betonkreissäge hergestellt, wie in Abbildung 4.12 (links) dargestellt ist. Das kraftschlüssige Schließen der Schlitzte aus der Variante I erforderte mehr Aufwand. An den Enden des Prototyps erfolgte eine Betonergänzung zwischen Bogenträger und Widerlager, zu sehen in Abbildung 4.12 (mittig). Die Übertragung von Zugkräften wurde durch in Widerlager und Bogenträger eingeklebte Bewehrung ermöglicht. Abbildung 4.12 (rechts) zeigt die in Achse 2 und 3 getroffenen Maßnahmen. Die aus der Variante I vorhandenen Schlitzte wurden mit Vergussmörtel verschlossen, wodurch eine Übertragung von Druckkräften erreicht werden konnte. Ein Öffnen der Schlitzte

sollte durch das Anbringen einer an der Oberseite angebrachten Konstruktion aus Stahlwinkeln und Gewindestangen verhindert werden. Eine detaillierte Darstellung dieser Konstruktion findet sich, ebenso wie Planunterlagen der Ergänzungen zwischen Bogenträger und Widerlager, im Anhang in Kapitel A.1. Die Querschnittsfläche der drei obenliegenden Gewindestangen wurde an die bei den Ergänzungen verwendete Bewehrung angepasst, um vergleichbare Steifigkeitsverhältnisse zu schaffen. Die Gewindestangen wurden nach der Aushärtung des Vergussmörtels durch Anziehen der Muttern angespannt. Bei einer Abkühlung entsteht eine zusätzliche Kraft in den Gewindestangen, die einem Öffnen der Schlitze entgegenwirkt.

In Abbildung 4.13 sind Fotos des fertiggestellten Umbaus zu Variante II dargestellt. Neben den geschnittenen Schlitzen, sind insbesondere die Ergänzungen zwischen Bogenträger und Widerlager gut erkennbar. Mit der Aushärtung des ergänzten Betons und der Wiederherstellung der Verankerungen des Zugbands an den Rückseiten der Widerlager wurde der Bauenzustand der Variante II erreicht. Das Tragverhalten während der klimatischen Einwirkungen der von da an folgenden Jahreszeiten wurde mit einem umfangreichen Monitoringsystem erfasst, welches im folgenden Kapitel beschrieben wird.

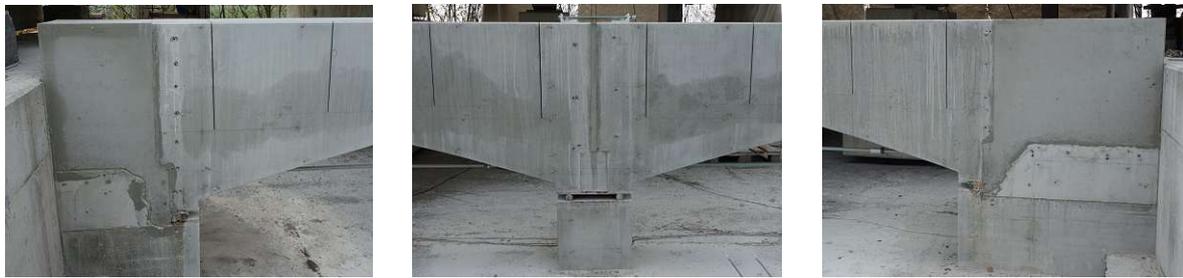


Abb. 4.13: Fertiggestellter Umbau: Widerlager 1 (links); Fundament 2 beziehungsweise 3 (mittig); Widerlager 2 (rechts)

4.5 Beschreibung des eingesetzten Monitorings

Das Monitoring war bei beiden Varianten annähernd identisch. Lediglich einige Messpunkte für die Messungen mittels Setzdehnmessgeräten, welche im Folgenden beschrieben werden, wurden bei Variante II ergänzt, um die Verformungen der neuen Schlitze erfassen zu können. Beim Großteil der eingesetzten Messtechnik war eine kontinuierliche Erfassung und Aufzeichnung der Messwerte in einem Zyklus von wenigen Minuten möglich. Bei einzelnen Systemen war die Anwesenheit vor Ort für die Messungen erforderlich, weshalb diese nur in periodischen Abständen durchgeführt wurden. In den folgenden Unterkapiteln werden die eingesetzte Messtechnik und die erfassten Messgrößen beschrieben, wobei erläutert wird, ob es sich um kontinuierliche oder periodische Messungen handelte. Bilder der im Folgenden beschriebenen Messtechnik finden sich im Anhang in Kapitel A.3.

4.5.1 Dehnungen und Verformungen

Zur Erfassung der Dehnungszustände wurden zwei verschiedene Technologien verwendet. Mittels einbetonierter Schwingsaitensensoren war eine kontinuierliche Erfassung von Dehnungsänderungen an ausgewählten Stellen möglich. In den zirka 20 cm langen Sensoren befinden sich gespannte Metallsaiten. Dehnungen des Betongefüges bewirken Längenänderungen der Saite, was sich auf die bei einer Anregung einstellende Frequenz auswirkt. Diese wird erfasst und in eine Dehnungsänderung umgerechnet. Bei dem Prototyp kamen sechs Stück dieser Sensoren zum Einsatz, wie in Abbildung 4.14 dargestellt ist. Durch die Anordnung in den Scheiteln der Bögen, nahe der oberen und unteren Querschnittsränder, wurden die

Dehnungszustände in diesen Bereichen der größten erwarteten Krümmungen kontinuierlich erfasst.

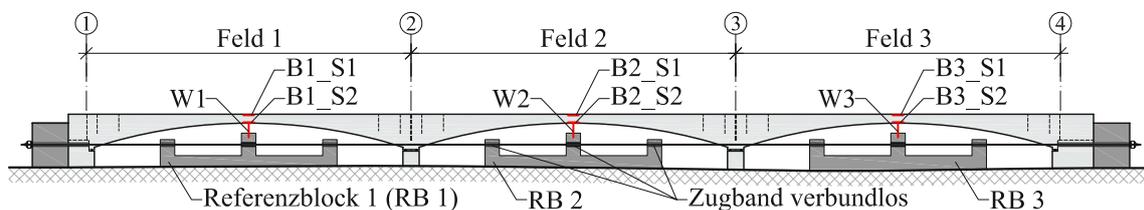


Abb. 4.14: Übersicht Schwingsaitensensoren (B1_S1 etc.) und Wegaufnehmer (W1 - W3))

Eine umfangreiche Erfassung von Dehnungsänderungen und Verformungen über die gesamte Länge des Prototyps wurde durch Messungen mittels eines Setzdehnungsmessers erreicht. Damit ist es möglich den Abstand zwischen zwei definierten Messpunkten zu erfassen. Misst man zu einem späteren Zeitpunkt einen anderen Wert, so erhält man die Abstandsänderung für diesen Zeitraum. Dadurch ist es möglich eine Rissweitenänderung beziehungsweise die Dehnung in diesem Bereich zu erfassen. Die Ausgangslänge des verwendeten Setzdehnungsmessers beträgt 500 mm, welche den Abstand der auf der Oberfläche des Prototyps aufgeklebten Messpunkte bestimmte. In Abbildung 4.15 sind diese als rote beziehungsweise grüne Punkte schematisch dargestellt. Insgesamt wurden zirka 250 Stück installiert. Entlang der gesamten Ober- und Unterkante des Prototyps wurden die in der Abbildung rot dargestellten Messpunkte aufgeklebt. Damit konnten unter anderem die Veränderungen der Schlitzbreiten erfasst werden. Die grünen Punkte

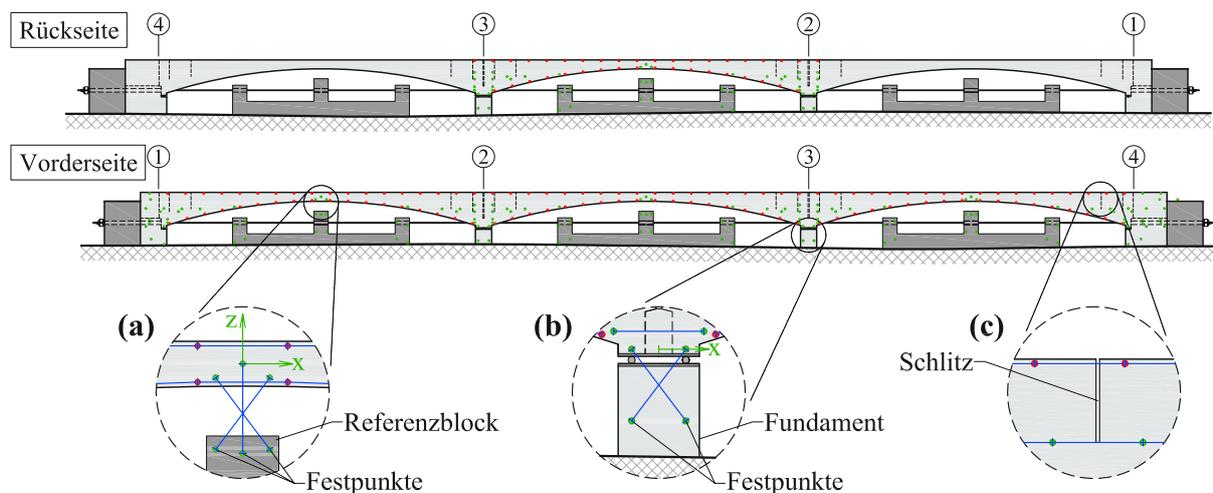


Abb. 4.15: Übersicht Messpunkte Messungen Setzdehnungsmesser: Messstrecken in blau

dienen in erster Linie der Erfassung von Verformungen. Hierzu wurden unverschiebliche Referenzblöcke unter den Bögen hergestellt von denen aus die Ermittlungen der Abstandsänderungen zu den Messpunkten auf dem Prototyp durchgeführt wurden. Der Ausschnitt (a) in der Abbildung zeigt exemplarisch den Scheitelbereich des ersten Bogens. Durch mehrere definierte Messstrecken konnten die Verformungen des Bogenscheitels in x-Richtung und in z-Richtung bestimmt werden. Eventuell auftretende horizontale Verschiebungen der Bogenfußpunkte konnten ebenso durch derartige Messungen erfasst werden, wobei hierzu die Fundamente als Festpunkte dienen, wie in dem Ausschnitt (b) der Abbildung zu sehen ist. Zusätzlich zu den Messpunkten an der Vorderseite des Prototyps, wurden welche an der Rückseite des zweiten Bogenfelds angebracht. Diese dienen der Kontrolle beziehungsweise der Erfassung eventueller Verformungen des Prototyps in Tiefenrichtung, beispielsweise durch einseitige Sonneneinstrahlung. Die Messungen mittels Setzdehnungsmesser mussten manuell durchgeführt werden, weshalb die Messwerte

nur in periodischen Abständen erfasst werden konnten. Zur Feststellung und Dokumentation von Rissen wurden, im Zuge der Messungen mittels Setzdehnmessgeräten, visuelle Kontrollen durchgeführt.

Für eine permanente Erfassung der vertikalen Scheitelverformungen, kamen Wegaufnehmer zum Einsatz, welche in Abbildung 4.14 als W1 - W3 bezeichnet werden. Angebracht an den Referenzblöcken haben sie das Atmen des Tragwerks kontinuierlich dokumentiert.

4.5.2 Temperatur

Der Prototyp wurde, abgesehen von Schwind- und Kriecheinflüssen, vor allem von den täglichen und jahreszeitlichen Temperaturänderungen beansprucht. Aus diesem Grund war die Erfassung der Temperaturen von entscheidender Bedeutung, um beispielsweise das Verformungsverhalten interpretieren zu können. In Abbildung 4.16 ist eine Übersicht der Temperaturmessstellen zu sehen. Es wurden mehrere Messstellen

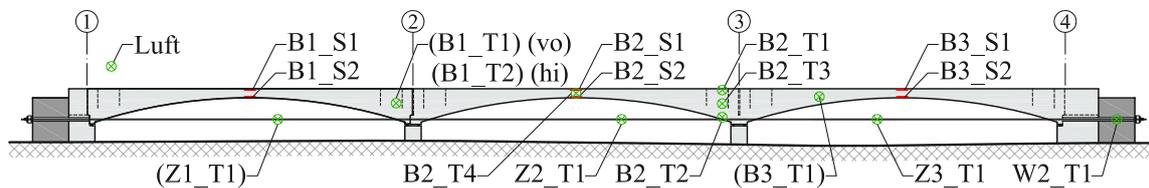


Abb. 4.16: Übersicht Temperaturmessungen: Thermoelemente (B1_T1 etc.); Schwingsaitensensoren (B1_S1 etc.)

definiert, um ein umfassendes Bild der Temperaturverteilung zu erhalten. Grün dargestellt sind jene Stellen, an denen Thermoelemente zum Einsatz kamen. Zur Ermittlung der Temperaturen im Inneren der Bauteile wurden diese im Zuge der Herstellung einbetoniert. Des Weiteren wurden Thermoelemente an dem Zugband angebracht. Begleitend erfolgte die Erfassung der Lufttemperatur. Die Messwerte der in Abbildung 4.16 in Klammer gesetzten Messstellen werden periodisch ermittelt, bei den übrigen erfolgte eine kontinuierliche Aufzeichnung. Ebenso kontinuierlich erfasst wurden die Temperaturen in den Scheitelbereichen durch die im vorhergehenden Kapitel beschriebenen Schwingsaitensensoren. Diese sind mit Temperatursensoren ausgestattet, um die Temperatureinflüsse auf die Dehnungsmessungen kompensieren zu können.

4.5.3 Kraft

Wie bereits bei der Beschreibung der Herstellung des Prototyps angesprochen, kamen Zugmessglieder für die Erfassung der Kräfte im Zugband zur Anwendung. Je ein Zugmessglied wurde in jedem Feld des Prototyps in das Zugband integriert, wie dies in Abbildung 4.17 zu sehen ist. Das Zugband wurde verbundlos durch die Widerlager durchgeführt und an den Rückseiten der Widerlager verankert. An diesen Verankerungen wurden Kraftmessdosen, bezeichnet mit W1_F und W2_F, installiert. Damit konnten bei Variante I die in die Widerlager eingeleiteten Zugkräfte erfasst werden. Bei der Variante II erfolgte die Krafteinleitung in die Widerlager zu einem großen Teil über die in den Ergänzungen zwischen Bögen und Widerlagern verbaute Anschlussbewehrung. Aus diesem Grund war hierbei eine Erfassung der Kräfte mit Hilfe der Kraftmessdosen nicht möglich. Sowohl die Messwerte der Zugmessglieder als auch jene der Kraftmessdosen wurden kontinuierlich erfasst und aufgezeichnet.

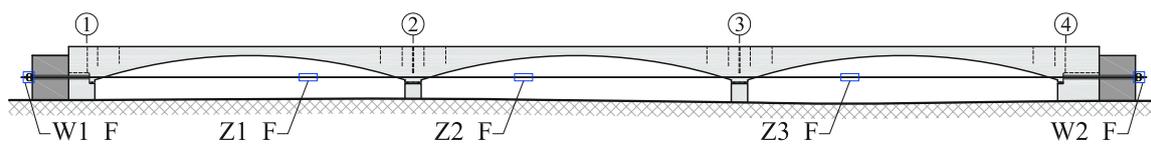


Abb. 4.17: Übersicht Kraftmessungen: Zugmessglieder (Z1_F - Z3_F); Kraftmessdosen (W1_F, W2_F)

4.5.4 Vergleichskörper zur Erfassung der Dehnungen infolge Schwinden und Temperaturänderungen

Insbesondere für die Kalibrierung der in Kapitel 5 vorgestellten numerischen Untersuchungen war die Kenntnis der unbehinderten Dehnungen infolge Schwinden und Temperaturänderungen wichtig. Wie es bereits in einem der einleitenden Kapitel dieser Arbeit angesprochen wurde, unterliegen diese, in Abhängigkeit von der Materialzusammensetzung und den Umgebungsbedingungen, großen Schwankungen. Um nicht auf Werte aus der Literatur angewiesen zu sein, wurden Vergleichskörper hergestellt. Mit diesen konnte der Temperaturexpansionskoeffizient und das Schwindverhalten durch Messungen ermittelt werden. Da es für die Bogenträger nur eine Schalung gab, wurden diese nacheinander hergestellt. Mit jeweils der gleichen Betoncharge wurde zeitgleich ein Vergleichskörper betoniert. Mit dem Vergleichskörper des zweiten Bogenträgers, bezeichnet als VK2, ist einer dieser drei Betonquader in Abbildung 4.18 dargestellt. Die Breite von 400 mm entspricht der Breite der Bogenträger. Der gleiche Wert wurde für die Höhe gewählt, welche in etwa einem Mittelwert der variablen Höhe der Bogenträger entspricht. Mit einer Länge von 1700 mm weisen die Vergleichskörper eine deutliche Längsausprägung auf. Die Dehnungen wurden periodisch durch Messungen mittels dem Setzdehnungsmesser erfasst, wofür

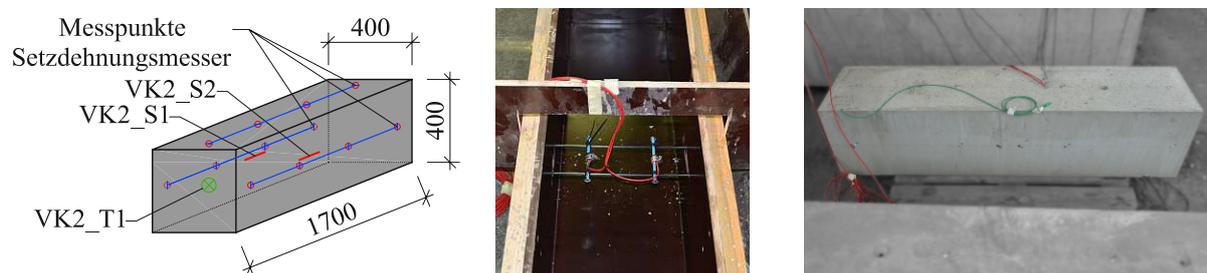


Abb. 4.18: Vergleichskörper: Übersicht Abmessungen und Messtechnik (Messpunkte Setzdehnungsmesser, Schwingsaitensensoren VK2_S1 und VK2_S2, Thermoelement VK2_T1) exemplarisch für VK2 (links); Eingebaute Schwingsaitensensoren vor der Betonage (mittig); Lagerung fertiggestellter Vergleichskörper (rechts)

an drei Seiten Messpunkte angebracht wurden, zu sehen in Abbildung 4.18 (links). Zusätzlich kamen bei VK1 und VK2 jeweils zwei Schwingsaitensensoren zum Einsatz. Die Erfassung der Temperatur erfolgte durch die Schwingsaitensensoren beziehungsweise durch einbetonierte Thermoelemente. Die Lagerung erfolgte auf elastischen Unterlagen in unmittelbarer Nähe zu dem Prototyp, womit die Vergleichskörper den gleichen klimatischen Einflüssen ausgesetzt waren.

4.6 Messergebnisse und Interpretation

In dem gegenständlichen Kapitel werden repräsentative Auswertungen der Messdaten vorgestellt. Ergänzend finden sich hierzu im Anhang in Kapitel A.3 weitere Messergebnisse.

4.6.1 Temperatur

Temperatureinwirkungen waren die maßgebenden Beanspruchungen des Prototyps, weshalb diese als erste der Messgrößen erläutert werden. Erst mit diesen Temperaturmessdaten lässt sich beispielsweise das Verformungsverhalten des Prototyps beurteilen. In Abbildung 4.19 ist der Temperaturverlauf sowohl der Lufttemperatur als auch der Tragwerkstemperaturen in den Bogenscheiteln und den Stützstellen während des Beobachtungszeitraums zwischen 16.05.2018 und 12.03.2020 dargestellt. Der Tragwerksschluss von Variante I des Prototyps war am 28.05.2018 um zirka 15:00 Uhr. Die Lufttemperatur zu diesem Zeitpunkt betrug $T_{0,I} = 25,3^\circ\text{C}$ und die über alle Messstellen in den Bogenträgern gemittelte Temperatur $T_{c,0,I} = 28,6^\circ\text{C}$. Der Zeitraum der Messdatenerfassung der Variante I ist in der Abbildung 4.19 dargestellt, bevor der Umbau zur Variante II mit dem Tragwerksschluss am 04.04.2019 um zirka 15:30 Uhr abgeschlossen wurde. Dabei herrschte eine Lufttemperatur von $T_{0,II} = 18,5^\circ\text{C}$, bei einer gemittelten Tragwerkstemperatur von $T_{c,0,II} = 16,6^\circ\text{C}$ vor. Während des Beobachtungszeitraums wurde am 22.01.2019

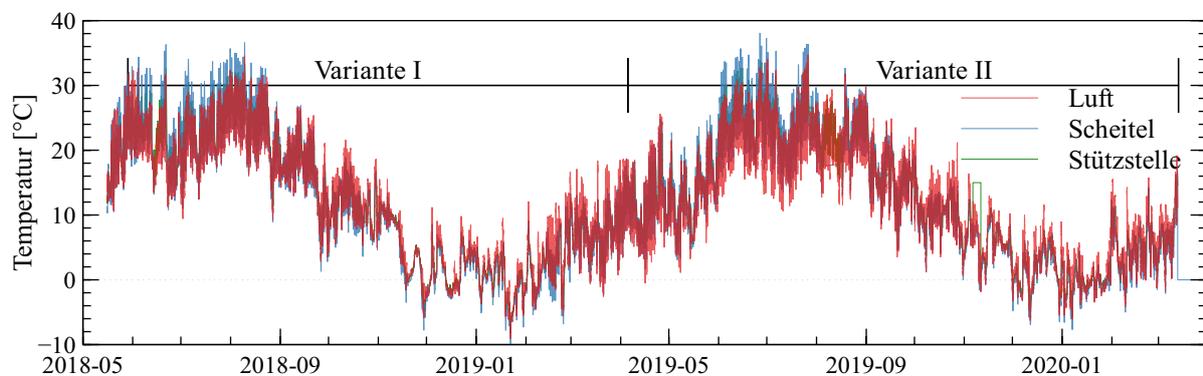


Abb. 4.19: Temperaturverlauf über den Beobachtungszeitraum

die geringste Lufttemperatur mit $T_{min} = -9,1^\circ\text{C}$ aufgezeichnet. Am selben Tag wurde mit $-11,3^\circ\text{C}$ von Sensor B1_S1 die niedrigste Temperatur im Tragwerk erfasst. Der Sensor für die Messung der Lufttemperatur wurde an einer von Wind und Sonneneinstrahlung geschützten Stelle positioniert, wodurch sich die gegenüber der Luft geringere Tragwerkstemperatur erklären lässt. Gemittelt betrug die minimale Temperatur der Betonbauteile $T_{c,min} = -9,5^\circ\text{C}$. Während die maximale Lufttemperatur mit $T_{max} = 34,7^\circ\text{C}$ am 26.07.2019 aufgezeichnet wurde, lieferte der Sensor B1_S1 am 26.06.2019 den Temperaturhöchstwert von $40,9^\circ\text{C}$ im Scheitel von Bogenträger 1. Der Maximalwert der gemittelten Tragwerkstemperatur betrug $T_{c,max} = 36,4^\circ\text{C}$, wobei das Zugband eine Temperatur von $T_{ZB,max} = 41,6^\circ\text{C}$ erreichte. Die gemittelten Tragwerkstemperaturen liegen somit innerhalb der gemäß ÖNORM EN 1991-1-5 (2012) und ÖNORM B 1991-1-5 (2012) ermittelten Extremwerte von $T_{e,min} = -24,0^\circ\text{C}$ und $T_{e,max} = 39,5^\circ\text{C}$, was eine Gesamtschwankung des konstanten Temperaturanteils von $\Delta T_N = 63,5^\circ\text{C}$ ergibt. Diese Werte wurden für Gars am Kamp mit der Seehöhe von 256 m ermittelt. Die maximale Schwankung der gemittelten Betontemperatur des Prototyps ergibt sich mit $\Delta T_{c,N} = 45,9^\circ\text{C}$ aus den erläuterten Messwerten. Ausgehend von den im Tragwerk vorherrschenden Temperaturen bei Tragwerksschluss $T_{c,0,I}$ respektive $T_{c,0,II}$ wurden bei Variante I die maximalen Temperaturänderungen von $\Delta T_{c,N,con,I} = 38,2^\circ\text{C}$ infolge einer Abkühlung und $\Delta T_{c,N,exp,I} = 6,7^\circ\text{C}$ infolge einer Erwärmung und bei Variante II mit $\Delta T_{c,N,con,II} = 23,3^\circ\text{C}$ und $\Delta T_{c,N,exp,II} = 19,8^\circ\text{C}$ gemessen. Daraus ergeben sich Schwankungen des konstanten Temperaturanteils von $\Delta T_{c,N,I} = 44,9^\circ\text{C}$ beziehungsweise $\Delta T_{c,N,II} = 43,1^\circ\text{C}$. Der Ansatz für diesen Wert in der RVS 15.02.12 (2018) beträgt $\Delta T_N = 53,5^\circ\text{C}$ für eine Platte mit einer Höhe von 50 cm, was als Vergleich mit den Abmessungen des Prototyps näherungsweise als passend erschien.

In der Abbildung 4.20 sind zwei Ausschnitte aus dem Diagramm der Abbildung 4.19 dargestellt. In dem linken Diagramm sind deutlich die täglichen Temperaturschwankungen während drei Sommertagen zu sehen. Die Sonneneinstrahlung führte hierbei zu Tragwerkstemperaturen, welche deutlich über der mit roter Farbe dargestellten Temperatur der Umgebungsluft lagen. Unterschiede sind hierbei zwischen dem 25 cm dicken Bogenscheitel und dem zirka 95 cm hohen Querschnitt bei der Stützstelle im Bereich der Achse 3 zu erkennen. Der in grün dargestellte gemittelte Temperaturverlauf der Sensoren B2_T1 bis B2_T3 in der Stützstelle liegt deutlich unter den blau gezeichneten Tagesmaxima beziehungsweise über den Tagesminima des Mittelwerts der Sensoren in dem Bogenscheitel. Dies liegt an den unterschiedlichen Betonmassen. Mehr Masse bewirkt eine größere Trägheit. Nicht nur an den Maximal- und Minimalwerten ist dies erkennbar, sondern auch an der zeitlichen Verzögerung der Temperaturangleichung an die Umgebungsbedingungen, was mit Δt in dem Diagramm markiert ist. Durch die starken Temperaturschwankungen weisen die Betonquerschnitte nur in jeweils kurzen Zeiträumen die gleiche Temperatur wie die Umgebungsluft auf. Das rechte Diagramm der Abbildung 4.20 zeigt ebenfalls einen Zeitraum von drei Tagen. Allerdings waren die täglichen Temperaturschwankungen an diesen drei Novembertagen nur sehr gering ausgeprägt. Die Temperaturen im Tragwerk passten sich hierbei bereits nach wenigen Stunden an die Umgebungsbedingungen an.

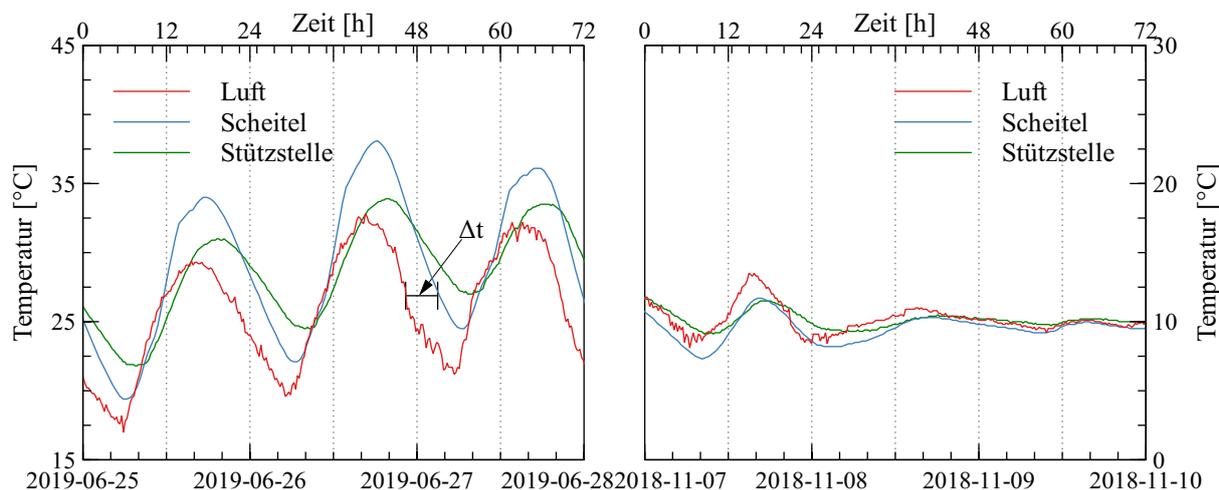


Abb. 4.20: Temperaturverläufe während drei Tagen: Sommertage mit großen täglichen Temperaturschwankungen (links); Herbsttage mit geringen Temperaturschwankungen (rechts)

In den Bogenscheiteln wurden die vertikalen Temperaturunterschiede während des gesamten Beobachtungszeitraums ausgewertet, was in Abbildung 4.21 zu sehen ist. Durch die Sonneneinstrahlung ergaben sich insbesondere während der Sommermonate sehr häufig an der Oberseite höhere Temperaturen als an der Bogenunterseite, was durch die positiven Werte von ΔT_M in dem Diagramm zum Ausdruck gebracht wird. Mit Maximalwerten von zirka $\Delta T_M = 8^\circ\text{C}$ ist dieser Zustand deutlich stärker ausgeprägt gegenüber jenem einer wärmeren Unterseite. Dabei liegen die Maximalwerte bei zirka $\Delta T_M = -3^\circ\text{C}$. Das im Anhang befindliche äquivalente Diagramm für den zirka 95 cm hohen Stützbereich bei Achse 3, zeigt mit $\Delta T_M = 10,5^\circ\text{C}$ und $\Delta T_M = -7^\circ\text{C}$ größere Werte. Sämtliche gemessenen und im Nachgang ausgewerteten vertikalen Temperaturunterschiede liegen innerhalb der nach Verfahren 1 gemäß der ÖNORM EN 1991-1-5 (2012) ermittelten Werte für vertikale linear veränderliche Anteile. Diese sind für eine Betonkonstruktion in Form eines Trägers oder einer Platte mit $\Delta T_{M,heat} = 15^\circ\text{C}$ bei einer wärmeren Oberseite und mit $\Delta T_{M,heat} = 8^\circ\text{C}$ bei einer wärmeren Unterseite angegeben.

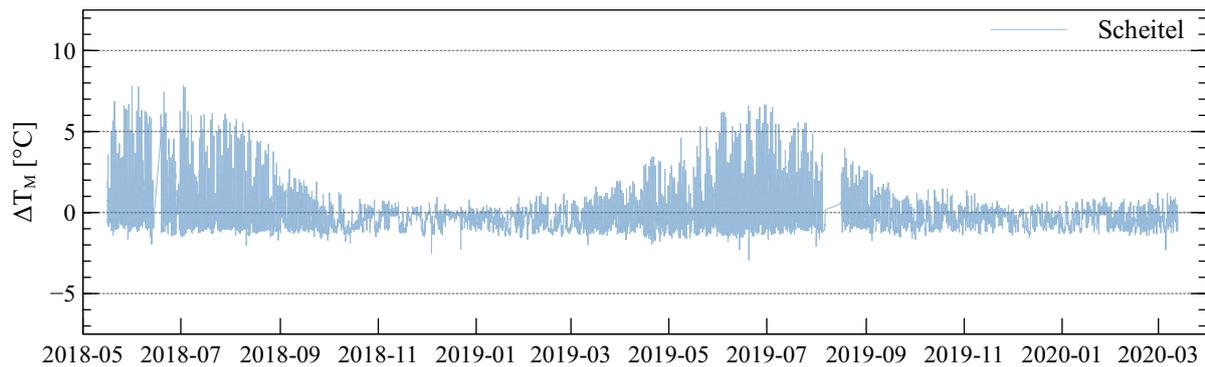


Abb. 4.21: Vertikale Temperaturunterschiede im Bogenscheitel: Oberseite wärmer als Unterseite bei positiven Werten und umgekehrt

Aufgrund des geringen Querschnitts, entsprach der gemessene Temperaturverlauf im Zugband in etwa jenem der Umgebung. Jedoch ergaben sich dadurch oftmals Temperaturunterschiede zu den Bogenträgern. Im Anhang findet sich ein Diagramm, welches die Unterschiede zwischen der Temperatur des Zugbands und der gemittelten Temperatur der Tragwerksteile aus Beton zeigt. Die gemessenen Maximalwerte betragen in etwa $\pm 15^\circ\text{C}$, was sich mit der Vorgabe der ÖNORM EN 1991-1-5 (2012) deckt.

4.6.2 Verformungen und Risse

Die kontinuierliche Messdatenerfassung der Wegaufnehmer W1 bis W3 lieferte die in Abbildung 4.22 ersichtlichen Verläufe der vertikalen Scheitelverformungen des jeweiligen Bogens. Da die Wegaufnehmer erst einige Tage nach dem Tragwerksschluss von Variante I in Betrieb genommen werden konnten, wurden die Verläufe an den nächsten Zeitpunkt mit der gleichen mittleren Betontemperatur angepasst. Ausgehend von diesem Referenzwert $u_v = 0$ bedeuten positive Messwerte eine Verformung der Bogenscheitel nach oben und umgekehrt. Im Zuge des Umbaus auf Variante II wurde die kraftschlüssige Verbindung zwischen den Widerlagern und den Bogenträgern unterbrochen und neu hergestellt. Die aufgezeichneten Scheitelverformungen in der Abbildung 4.22 starten ausgehend von diesem Referenzzustand nach dem Umbau wiederum bei $u_v = 0$. Bei beiden Varianten sind sowohl die saisonalen als auch die kurzzeitigen temperaturinduzierten Scheitelverformungen erkennbar. Aufgrund der relativ hohen Temperatur im Tragwerk bei der Fertigstellung von $T_{c,0,I} = 28,6^\circ\text{C}$ überwiegen bei der Variante I die negativen Werte (Senkungen der Bogenscheitel) über die positiven Werte (Hebungen der Bogenscheitel) für die vertikalen Scheitelverformungen im jahreszeitlichen Verlauf. Der synchrone Verlauf von Verformungen und Tragwerkstemperatur zeigt sich nicht nur bei der Betrachtung des gesamten Beobachtungszeitraumes, sondern insbesondere auch bei den in Abbildung 4.23 dargestellten Tagesganglinien infolge von Temperaturschwankungen von zirka $\Delta T_{c,N} = \pm 12^\circ\text{C}$. Das Atmen ist bei beiden Varianten eindeutig erkennbar, wobei die Verformungen aller Bögen annähernd ident verlaufen. Lediglich beim mittleren Bogenträger 2 der Variante I ist ein Unterschied feststellbar, welcher die Tagesmaxima der benachbarten Felder nicht erreicht. Da in allen Feldern ungefähr gleiche Tragwerkstemperaturen festgestellt wurden, kann dies als Ursache ausgeschlossen werden. Die numerischen Untersuchungen in Kapitel 5.1 befassen sich mit diesem Phänomen, welches bei Variante II nur in sehr geringem Maße festgestellt werden konnte, wie es in der Abbildung 4.23 (rechts) zu erkennen ist. Eine Aufstellung und ein Vergleich der bei beiden Varianten aufgezeichneten vertikalen Scheitelverformungen ist in Tabelle 4.1 angeführt. Besonders aussagekräftig sind hierin die im unteren Bereich der Tabelle angegebenen Verformungen, welche auf Temperaturunterschiede von $\Delta T_{c,N} = 10^\circ\text{C}$ bezogen sind. Generell wurden bei der Variante I sowohl bei einer Abkühlung als auch bei einer Erwärmung geringere Werte festgestellt als bei Variante II des Prototyps. Das bereits

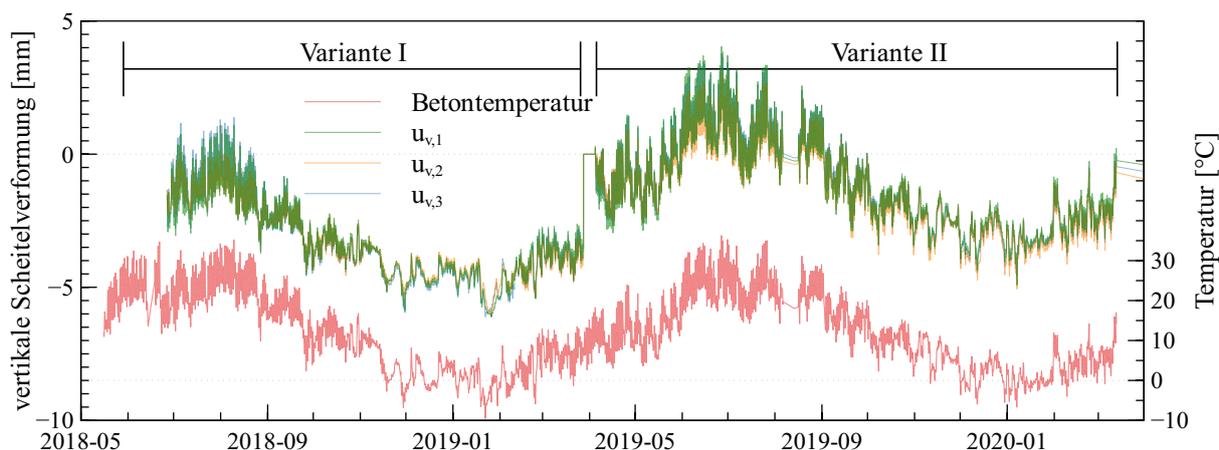


Abb. 4.22: Verlauf der vertikalen Scheitelverformungen über den Beobachtungszeitraum

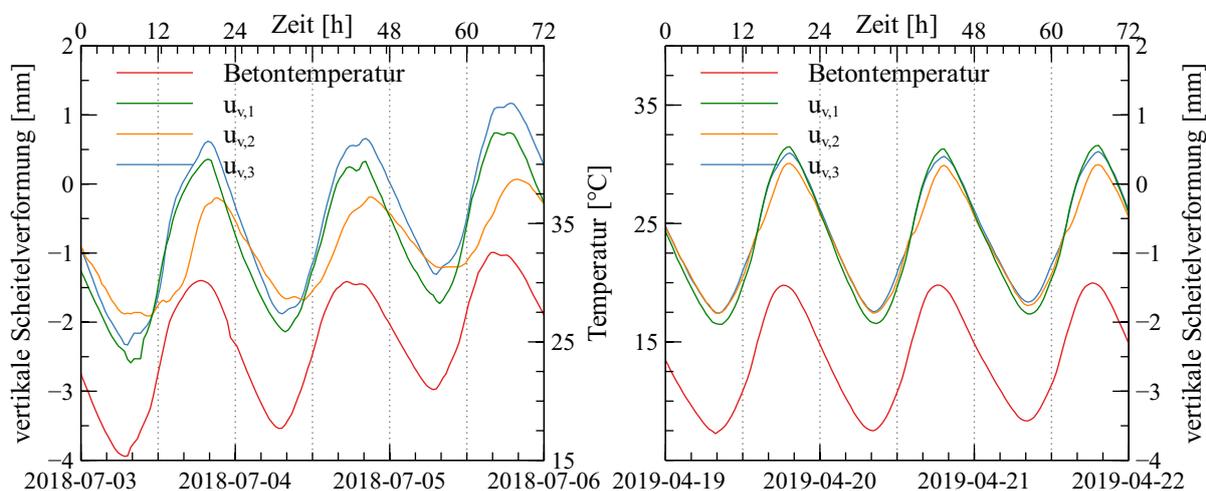


Abb. 4.23: Vertikale Scheitelverformungen während drei Tagen: Variante I (links); Variante II (rechts)

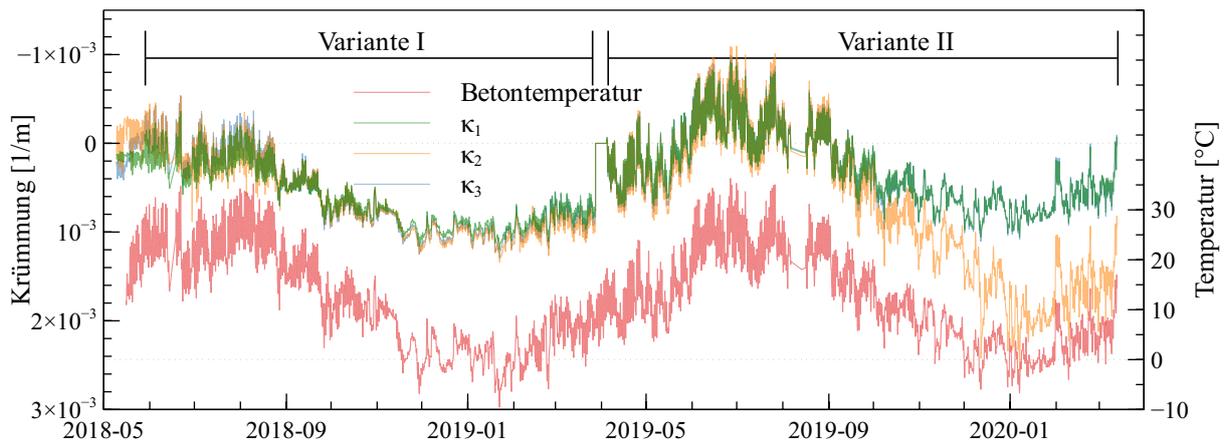
angesprochene geringer ausgeprägte Verformungsverhalten von Bogenträger 2 bei Variante I ist in den Tabellenwerten ebenso erkennbar. Während bei einer Abkühlung annähernd die Werte der Nachbarfelder erreicht wurden, führte eine Erwärmung zu deutlich geringeren Scheitelhebungen.

Analoge Aussagen wie bei den gemessenen vertikalen Scheitelverformungen lassen sich aus den Auswertungen der Aufzeichnungen der Schwingsaitensensoren in den Bogenscheiteln treffen. Für sämtliche in den folgenden Diagrammen dargestellten Verläufe dieser Messwerte wurden als Referenzwerte ($\kappa = 0$ beziehungsweise $\varepsilon = 0$) die Zeitpunkte des Tragwerksschluss von Variante I beziehungsweise Variante II festgelegt. In der Abbildung 4.24 ist der Verlauf der Krümmungen in den drei Scheiteln über den gesamten Beobachtungszeitraum dargestellt. Diese verlaufen weitgehend synchron zu der ebenfalls in dem Diagramm ersichtlichen mittleren Temperatur des Prototyps. Lediglich bei Variante II ist beginnend mit September 2019 ein Abdriften des Krümmungsverlaufs des Scheitels von Feld 2 erkennbar, während die beiden benachbarten Felder weiterhin annähernd deckungsgleiche Verläufe aufwiesen. Am Verlauf der vertikalen Scheitelverformungen wurde kein derartiges Verhalten festgestellt, wie in Abbildung 4.22 zu erkennen ist. Mögliche Ursache für den abweichenden Krümmungsverlauf könnte eine Rissbildung im Bereich des Scheitels des mittleren Bogenträgers sein. Im Zuge der periodisch durchgeführten Bestandsaufnahme am 23. September 2019 wurde ein Riss mit einer Breite von zirka 0,15 mm in diesem Scheitel

Tab. 4.1: Vergleich der vertikalen Scheitelverformungen von Variante I und Variante II des Prototyps

		Feld 1 (W1)		Feld 2 (W2)		Feld 3 (W3)	
		Varian. I	Varian. II	Varian. I	Varian. II	Varian. I	Varian. II
$u_{v,min}$	[mm]	-6,09	-4,92	-6,06	-5,07	-6,12	-4,58
$u_{v,max}$	[mm]	+1,10	+3,90	+0,15	+3,14	+1,15	+3,77
Δu_v	[mm]	$\pm 7,19$	$\pm 8,82$	$\pm 6,22$	$\pm 8,21$	$\pm 7,27$	$\pm 8,35$
$u_{v,min}/\Delta T_{c,N=-10^\circ\text{C}}$	[mm]	-1,59	-2,11	-1,59	-2,18	-1,60	-1,96
$u_{v,max}/\Delta T_{c,N=10^\circ\text{C}}$	[mm]	+1,64	+1,98	+0,23	+1,59	+1,72	+1,91
$\Delta u_v/\Delta T_{c,N=\pm 10^\circ\text{C}}$	[mm]	$\pm 1,60$	$\pm 2,05$	$\pm 1,38$	$\pm 1,91$	$\pm 1,62$	$\pm 1,94$

dokumentiert. Diese lokale Rissbildung kann Ursache für die veränderten Messwerte der in diesem Bereich vorhandenen Schwingsaitensensoren sein. Die Aufzeichnungen aller festgestellten Risse finden sich im Anhang in den Abbildungen A.17 und A.18. Ebenso im Anhang befinden sich die Tagesganglinien der Krümmungen über den Zeitraum von jeweils drei ausgewählten Tagen von Variante I und Variante II. Des Weiteren werden im Anhang in den Abbildungen A.14 und A.15 die mittleren Dehnungen in den Scheiteln dargestellt.

**Abb. 4.24:** Verlauf der Krümmungen in den Bogenscheiteln über den Beobachtungszeitraum

Durch die Messungen mittels Setzdehnungsmesser konnten neben der Änderung der Schlitzbreiten, die vertikalen und horizontalen Verformungen ebenso erfasst werden, wie die Dehnungszustände in den Querschnitten auf der gesamten Länge des Prototyps. Beim direkten Vergleich der Werte der beiden Varianten muss beachtet werden, dass die Messungen bei unterschiedlichen Temperaturänderungen $\Delta T_{c,N}$ durchgeführt wurden. Ebenso muss aufgrund des langen Messzeitraums das Schwinden des Betons im Hinterkopf behalten werden. Aufgrund des geringeren Betonalters war dieses bei Variante I stärker ausgeprägt als bei Variante II, wie die in Kapitel 4.6.4 erläuterten Beobachtungen zeigen werden. An dem mittleren Bogen wurden sowohl an der Vorder- als auch an der Rückseite Messungen durchgeführt, um eventuelle Verformungen des Prototyps aus der Vertikalebene erfassen zu können. Es konnten keine nennenswerten Unterschiede festgestellt werden, wodurch im Folgenden jeweils nur die Ergebnisse der Messungen auf der Vorderseite erläutert werden. Die Abbildungen 4.25 und 4.26 zeigen die Krümmungen und die mittleren Dehnungen beider Varianten für einige ausgewählte repräsentative Messzeitpunkte.

Aussagekräftiger als die Betrachtung der Zahlenwerte ist ein qualitativer Vergleich der Verläufe entlang des Prototyps. Bei beiden Varianten treten in den Scheitelbereichen größere Krümmungen auf als in den Bereichen mit größerer Querschnittshöhe. Die mittleren Dehnungen bei Variante I verlaufen gemäß Abbildung 4.25 annähernd konstant entlang der Länge. Bei der Variante II sind bei den beiden Verläufen mit einer gegenüber der Referenzmessung niedrigeren Temperatur in den Feldern 2 und 3 Ausschläge sichtbar, wie dies der Abbildung 4.26 entnommen werden kann. Dies weist auf Rissbildungen in diesen Bereichen hin, was sich mit der im Anhang befindlichen Dokumentation der aufgetretenen Risse deckt. Der durch die Rissbildung verursachte Steifigkeitsabfall hat auch Auswirkungen auf das Krümmungsverhalten. Verglichen mit Feld 1 treten insbesondere bei Variante II in den Feldern 2 und 3 lokal deutlich größere Krümmungen auf. Anhand der in den Abbildungen 4.22 und 4.23 erläuterten vertikalen Scheitelverformungen konnten keine Hinweise auf, beziehungsweise Auswirkungen durch, Rissbildungen erkannt werden. Die Messungen mittels Setzdehnungsmesser konnten jedoch diese lokalen Effekte in den Dehnungszuständen der Querschnitte aufzeigen.

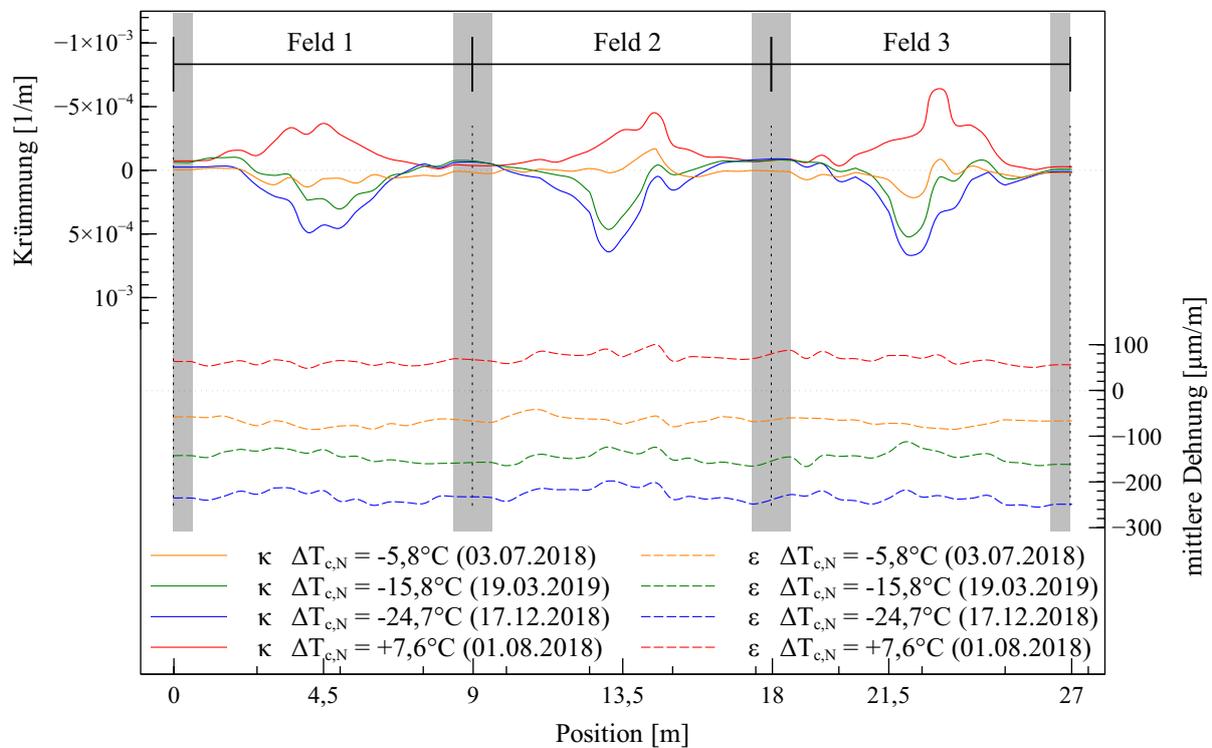


Abb. 4.25: Auswertung der Messungen mittels Setzdehnungsmesser: Krümmungen und mittlere Dehnungen entlang des Prototyps der Variante I; Referenzmessung am 11.06.2018; Graue Bereiche verfälscht durch Schlitze

Die vertikalen und horizontalen Verformungen des Prototyps, sowie die Änderungen der Schlitzweiten sind in der Abbildung 4.27 für die Variante I und in der Abbildung 4.28 für die Variante II des Prototyps dargestellt. Die globalen Verformungen wurden je Bogenfeld für die Bogenfußpunkte, die Bogenscheitel sowie für zwei weitere Punkte, zirka ein Viertel der jeweiligen Einzelspannweite von den Pfeilerachsen entfernt, erfasst. Mit Ausnahme von den Achsen 1 und 4 der Variante I mit den zugehörigen Messpunkten a_I und m_I traten in den Bogenfußpunkten wie erwünscht annähernd keine horizontalen Verformungen auf. Die Auswirkungen der horizontalen Verschiebungen der Messpunkte a_I und m_I bei Abkühlungen, sind auch in der in Abbildung 4.27 (b) gezeigten Darstellung der Schlitzbreitenänderungen zu erkennen. Diese fielen bei den Achsen 1 und 4 größer aus, als bei 2 und 3. Als Ursache hierfür konnten die Dehnungen des

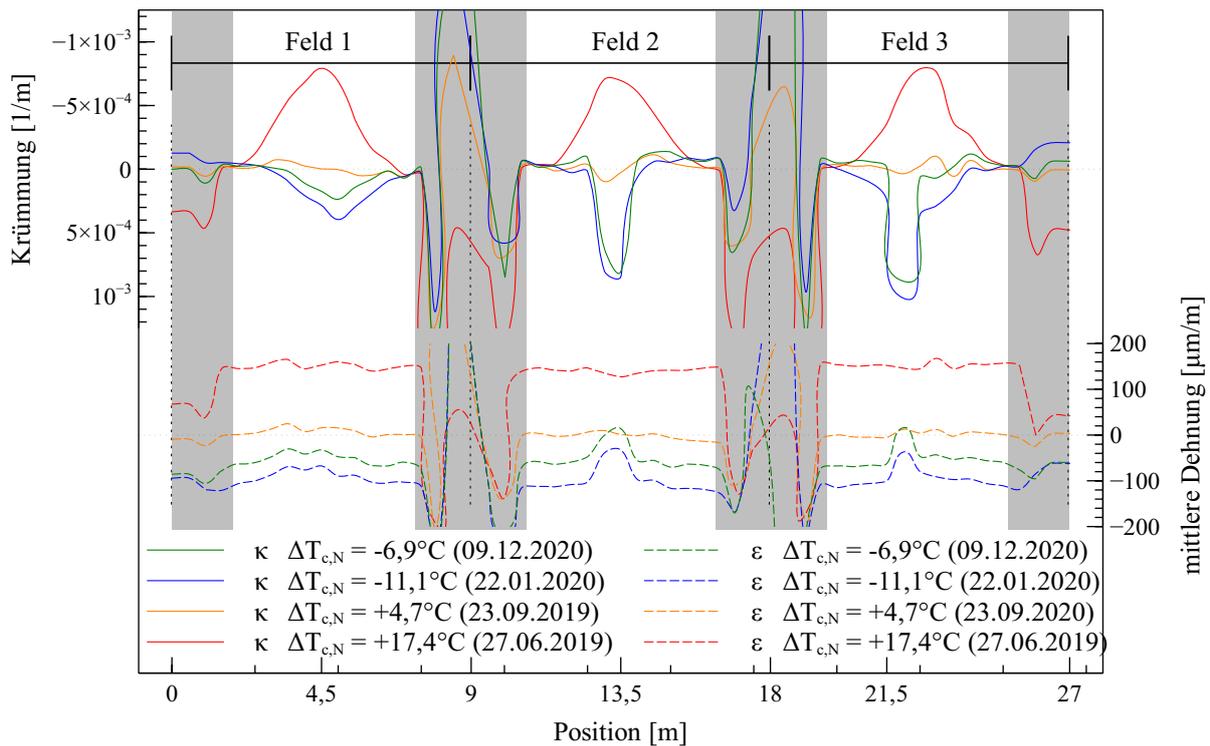


Abb. 4.26: Auswertung der Messungen mittels Setzdehnungsmesser: Krümmungen und mittlere Dehnungen entlang des Prototyps der Variante II; Referenzmessung am 09.04.2019; Graue Bereiche verfälscht durch Schlitze

Zugbands entlang der verbundlosen Abschnitte zwischen den Bogenfußpunkten und den Verankerungen an den Rückseiten der Widerlager ausgemacht werden. Dadurch wurden auch bei den Messpunkten b_I bis d_I und j_I bis l_I durchwegs horizontale Verformungen in Richtung der mittleren Bögen festgestellt. Das Atmen der Bögen bewirkte, abgesehen von den genannten translatorischen Verschiebungen der Bogenfußpunkte in den Achsen 1 und 4, ein annähernd gleichmäßiges Öffnen aller Schlitze bei einer Abkühlung beziehungsweise ein Schließen bei einer Erwärmung des Systems. Es wurde ein maximales Öffnen von $\Delta s_{T-} = 1,74 \text{ mm}$ und ein maximales Schließen von $\Delta s_{T+} = 0,69 \text{ mm}$ an der Oberkante der Variante I gemessen. Hierbei muss bedacht werden, dass der Tragwerksschluss von Variante I bei einer Temperatur von $T_{c,0,I} = 28,6^\circ\text{C}$ erfolgte, womit die vergleichsweise größere Abkühlung des Systems hauptsächlich zu einem Öffnen der Schlitze führte. Im Mittel wurde bei einer Erwärmung von $\Delta T_{c,N} = 10^\circ\text{C}$ eine Schlitzbreitenänderung von $\Delta s_{T+} = 0,75 \text{ mm}$ und bei einer Abkühlung von $\Delta T_{c,N} = -10^\circ\text{C}$ eine Schlitzbreitenänderung von $\Delta s_{T-} = 0,65 \text{ mm}$ ausgewertet.

Bei der Variante II erfolgte wie bereits beschrieben eine kraftschlüssige Verbindung zwischen den Bogenträgern und den Widerlagern durch Beton- und Bewehrungsergänzungen. Die Messungen mittels Setzdehnungsmesser zeigten somit wie gewünscht annähernd keine horizontalen Verschiebungen der Messpunkte a_{II} beziehungsweise m_{II} . Dadurch kam es auch zu keinen nennenswerten Änderungen der Breiten der mittlerweile verschlossenen Schlitze in den Achsen 1 und 4, wie in der Abbildung 4.28 (b) gezeigt wird. Jedoch wurde ein Öffnen der verschlossenen Schlitze in den Achsen 2 und 3 festgestellt. Ein Schließen wurde durch die Betonergänzungen verhindert. Insbesondere in der Achse 2 konnte die Konstruktion aus Stahlwinkeln und Gewindestangen, welche an der Oberseite des Prototyps zur Aufnahme der Zugkräfte angebracht wurde, eine Vergrößerung der Schlitzbreite jedoch nicht vollständig verhindern. Dennoch konnten auch wie erwünscht an einigen der anderen Schlitze nennenswerte Schlitzbreitenän-

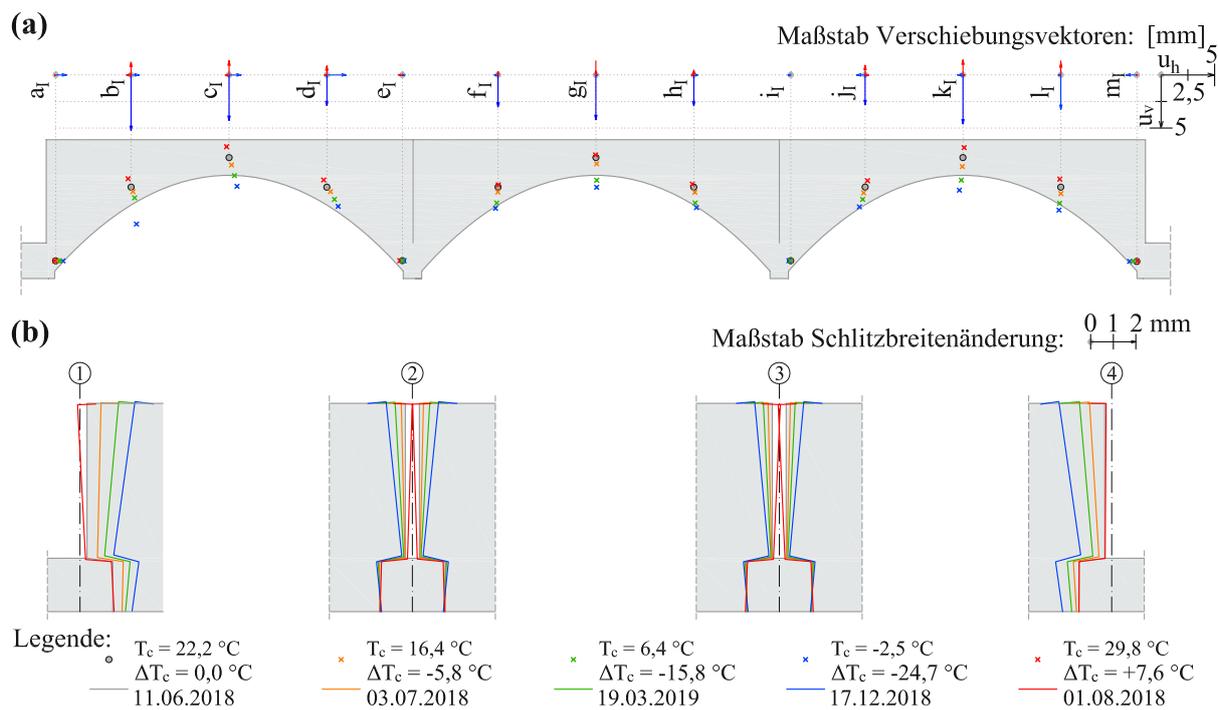


Abb. 4.27: Auswertung der Messungen mittels Setzdehnungsmesser der Variante I: Globale Verformungen (a); Änderung der Schlitzbreiten (b); Darstellung des Prototyps verzerrt (Maßstab für die Verschiebungsvektoren beziehungsweise die Schlitzbreitenänderungen beachten); Referenzmessung am 11.06.2018

derungen dokumentiert werden. Auffällig hierbei ist, dass diese Verformungen nicht bei allen Schlitten gleichmäßig stattfanden. In den Randfeldern kam es hauptsächlich in den Schlitten S13 und S14 sowie S31 und S32 zu Verformungen. Annähernd symmetrisch um die Mittelachse des Feldes verhielten sich die Schlitzbreitenänderungen des mittleren Bogenträgers. Jedoch wurden auch in diesem Feld Ungleichmäßigkeiten zwischen den inneren und äußeren Schlitten dokumentiert. In Kapitel 5.1 wird mithilfe nichtlinearer Finite Elemente Simulationen das ungleichmäßige Verformungsverhalten der Variante II des Prototyps untersucht. Die je Schlitz unterschiedliche Änderung der Schlitzbreite korrespondiert mit der im Anhang in Abbildung A.18 gezeigten Dokumentation der aufgetretenen Risse. Die Verformungen konzentrierten sich bei jenen Schlitten, bei denen der verbleibende Bogenquerschnitt durch Rissbildung an Steifigkeit verloren hat, also vor allem bei den Schlitten S13, S14, S22, S23, S31 und S32. Die Rissbreiten variieren je nach Beobachtungszeitpunkt zwischen 0 mm und 0,20 mm, wobei überwiegend Risse mit Breiten von zirka 0,05 mm vorgefunden wurden. Als Extremwerte der Schlitzbreitenänderungen wurde mit $\Delta s_{T-} = 0,86$ mm in der Achse 2 beziehungsweise mit $\Delta s_{T-} = 0,60$ mm bei den planmäßigen Schlitten ein maximales Öffnen und mit $\Delta s_{T+} = 0,55$ mm ein maximales Schließen an der Oberkante der Variante II erfasst. Diese Werte liegen somit deutlich unterhalb dem Grenzwert von 1,2 mm bis zu dem wie bereits beschrieben ein erprobter bituminöser Fahrbahnaufbau zur Verfügung steht, mit dem eine fugenlose Fahrbahnoberfläche ausgebildet werden kann. Aufgrund der bei den einzelnen Schlitten deutlich ungleichmäßig auftretenden Verformungen ist eine Interpretation der durchschnittlichen Änderung der Schlitzbreiten je $\Delta T_{c,N} = \pm 10^\circ\text{C}$ nur begrenzt sinnvoll möglich. Maximal trat bei einer Erwärmung von $\Delta T_{c,N} = 10^\circ\text{C}$ eine Schlitzbreitenänderung von $\Delta s_{T+} = 0,35$ mm und bei einer Abkühlung um $\Delta T_{c,N} = -10^\circ\text{C}$ eine Schlitzbreitenänderung von $\Delta s_{T-} = 0,55$ mm auf. Diese Maximalwerte liegen unter den Mittelwerten der Variante I.

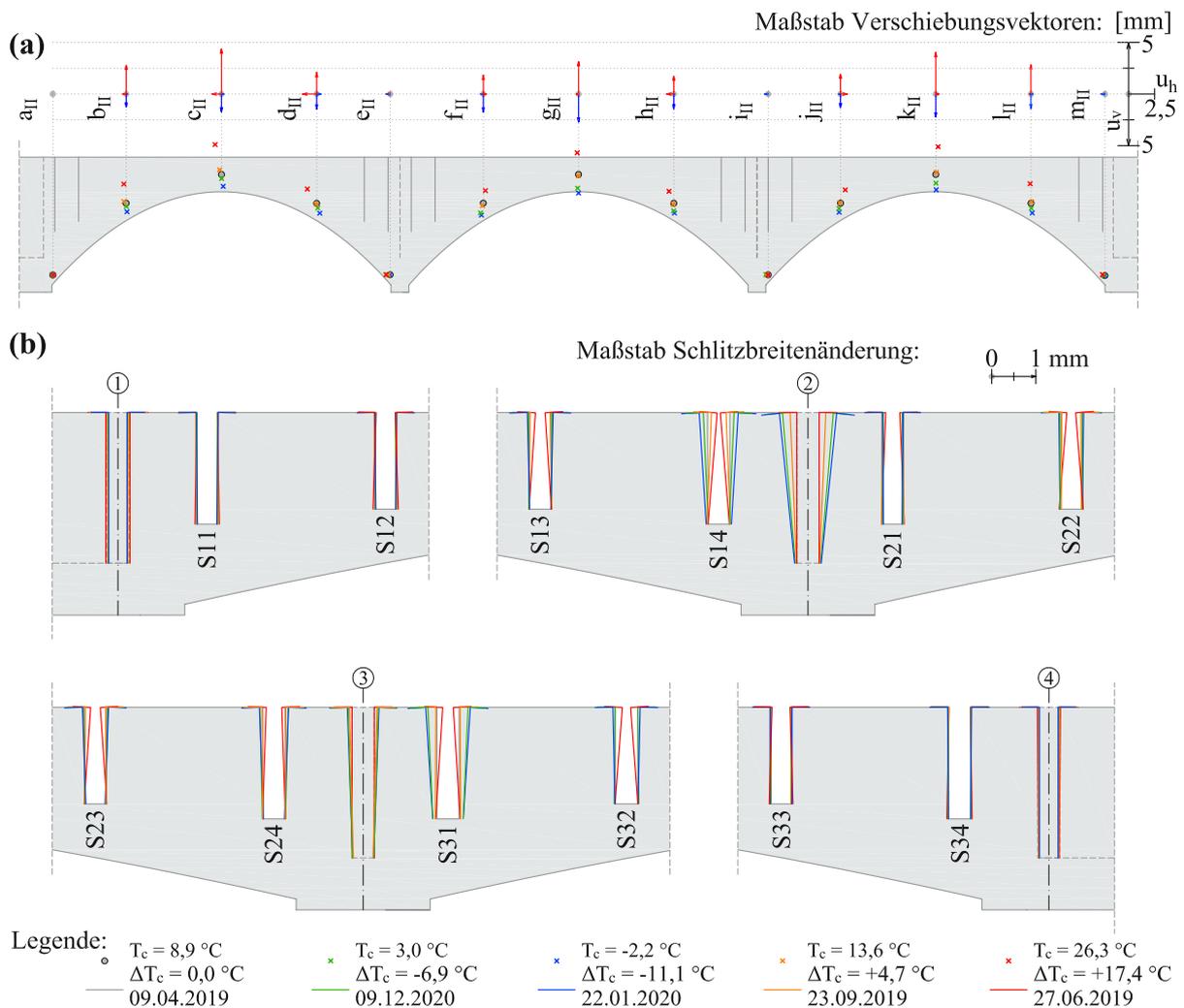


Abb. 4.28: Auswertung der Messungen mittels Setzdehnmessers der Variante II: Globale Verformungen (a); Änderung der Schlitzbreiten (b); Darstellung des Prototyps verzerrt (Maßstab für die Verschiebungsvektoren beziehungsweise die Schlitzbreitenänderungen beachten); Referenzmessung am 09.04.2019

In horizontaler Richtung unverschiebliche Widerlager waren eine Grundbedingung für einen nach der neuen Technologie entsprechend konzeptionierten Prototyp, welcher als Ausschnitt aus einer langen integralen Brücke verstanden werden kann. Kontrolliert wurde dies mittels periodisch durchgeführter Abstandsmessungen mittels eines Laserdistanzmessgeräts. Der Abstand der Widerlager zueinander blieb während des gesamten Versuchszeitraums konstant, wodurch die Einhaltung dieser Grundvoraussetzung bestätigt werden konnte.

Wie bereits mehrfach erwähnt, wurde der Prototyp in periodischen Abständen nach aufgetretenen Rissen abgesucht. Die Dokumentation dieser Risse findet sich im Anhang in der Abbildung A.17 für die Variante I und in der Abbildung A.18 für die Variante II. Aufgrund der bereits erläuterten horizontalen Verschiebungen der beiden äußeren Bogenfußpunkte bei Variante I traten in diesem Bereich Risse auf. Ebenso kam es durch die Öffnung der geschlossenen Schlitz in den Achsen 2 und 3 der Variante II zu unerwünschten Rissbildungen zwischen den Bogenträgern und dem Füllbeton. Abgesehen davon traten Risse mit einer maximalen Breite von 0,25 mm auf. Risse dieser Rissbreiten fanden sich hauptsächlich im

Bereich der Fugen zwischen Bogenträger und Ortbetonerzungen in den Widerlager- beziehungsweise Stützbereichen. Neben den bereits erwähnten Rissen in den verbleibenden Querschnitten unterhalb einiger Schlitzte der Variante II traten in den Regelbereichen des Prototyps hauptsächlich im Bereich der Bogenscheitel Risse auf. Die vorherrschende Rissbreite lag hierbei bei 0,05 mm, vereinzelt bis 0,15 mm.

4.6.3 Kraft

Zum Zeitpunkt des Tragwerksschlusses der Variante I wurde von den Zugmessgliedern $Z1_F$, $Z2_F$ und $Z3_F$ im Mittel eine Kraft von 42,5 kN erfasst, was dem Bogenschub infolge Eigengewicht entsprach. Dadurch ergab sich bei dem Querschnitt des Zugbands von $A_P = 353 \text{ mm}^2$ eine Spannung von $\sigma_{P,0,I} = 120,4 \text{ MPa}$. Um eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Zugband und Widerlager zu erreichen, wurde das Zugband an den Rückseiten der Widerlager auf eine geringe Kraft angespannt. Die dort angebrachten Kraftmessdosen verzeichneten zu diesem Zeitpunkt Werte von $W1_F_{0,I} = 3,5 \text{ kN}$ beziehungsweise $W2_F_{0,I} = 10,0 \text{ kN}$. Ausgehend von diesen Referenzwerten führten insbesondere die Temperaturbeanspruchungen zu Änderungen der Kräfte in dem Zugband. In der Abbildung 4.29 ist der Verlauf der Kräfte während des gesamten Beobachtungszeitraums dargestellt. Eine Abkühlung des Zugbands und des Betontragwerks führte bei der Variante I zu einem Anstieg der an den Widerlagern erfassten Kräfte, was in der Abbildung an dem grauen beziehungsweise braunen Verlauf zu sehen ist. Die aus der Zwangsbeanspruchung bei einer kurzzeitigen Erwärmung während der Herbst- und Wintermonate folgenden Kräfte reduzierten die gemessenen Kräfte an den Widerlagern. Eine horizontale Verschiebung der beiden äußeren Bogenfußpunkte nach außen hin wurde durch die unverschieblichen Widerlager verhindert. Die entstehenden Druckbeanspruchungen wurden von den Verbindungsstücken zwischen den Bogenträgern und den Widerlagern an die Widerlager weitergeleitet. Eine Erfassung dieser Kräfte war demnach nicht möglich. Erwärmungen ausgehend von der Referenztemperatur bewirkten somit annähernd keine Änderungen der Kräfte $W1_F_{0,I}$ und $W2_F_{0,I}$. Im Zuge des Umbaus auf Variante II wurde die kraftschlüssige Verbindung zwischen Bogenträger und Widerlager gelöst und neu hergestellt. Als Referenzwerte zum Zeitpunkt des Tragwerksschlusses wurde von den in den drei Bogenfeldern verbauten Zugmessgliedern, deren Verläufe grün, orange und blau in der Abbildung 4.29 dargestellt sind, im Mittel eine Kraft von 41,7 kN aufgezeichnet. Dies bedeutete eine Spannung von $\sigma_{P,0,II} = 118,1 \text{ MPa}$. Das Zugband wurde an den Verankerungen auf $W1_F_{0,II} = 22,0 \text{ kN}$ beziehungsweise $W2_F_{0,II} = 21,0 \text{ kN}$ angespannt und verankert. Diese Kräfte änderten sich in der darauffolgenden Zeit nur unmerklich, da die entstehenden Zwangskräfte durch die Ergänzungen für den Anschluss an die Widerlager aufgenommen wurden. Durch die dabei eingebaute Anschlussbewehrung haben die Messwerte der beiden Kraftmessdosen bei der Variante II keine Aussagekraft.

Die geringen Kraftunterschiede in den Zugmessgliedern bei Tragwerksschluss verringerten sich im Laufe der Zeit noch weiter, sodass im Folgenden nur die gemittelten Werte von $Z1_F$, $Z2_F$ und $Z3_F$ betrachtet werden. Während des Beobachtungszeitraums verzeichneten die Zugmessglieder bei der Variante I einen Maximalwert von $Z_F_{max,I} = 60,0 \text{ kN}$ bei Tragwerkstemperaturen von $Z3_T1 = -10,1^\circ\text{C}$ und $T_{c,N} = -8,6^\circ\text{C}$. Der Minimalwert wurde mit $Z_F_{min,I} = 35,0 \text{ kN}$ bei $Z3_T1 = 36,4^\circ\text{C}$ und $T_{c,N} = 32,2^\circ\text{C}$ erfasst. Bezogen auf die Referenztemperatur des Zugbands bei Tragwerksschluss von $Z3_T1_{0,I} = 27,2^\circ\text{C}$ ergab sich somit bei einer Temperaturerhöhung von $\Delta Z3_T1 = 10^\circ\text{C}$ ein Kraftabfall im Zugband von $\Delta Z_F = -8,15 \text{ kN}$ und bei einer Abkühlung um $\Delta Z3_T1 = -10^\circ\text{C}$ ein Anstieg der Kraft im Zugband um $\Delta Z_F = 4,7 \text{ kN}$. Mit den Maximalwerten der Verankerungskräfte in den Widerlagern von $W1_F_{max,I} = 47,7 \text{ kN}$ und $W2_F_{max,I} = 51,2 \text{ kN}$ konnte bei einer Abkühlung um $\Delta Z3_T1 = -10^\circ\text{C}$ ein durchschnittlicher Kraftanstieg von $\Delta W1_F = 44,0 \text{ kN}$ beobachtet werden.

Bei der Variante II wurde der Maximalwert der Kraft im Zugband mit $Z_F_{max,II} = 55,2 \text{ kN}$ bei einer Zugbandtemperatur von $Z3_T1 = -2,5^\circ\text{C}$ und einer mittleren Betontemperatur von $T_{c,N} = -0,5^\circ\text{C}$ ge-

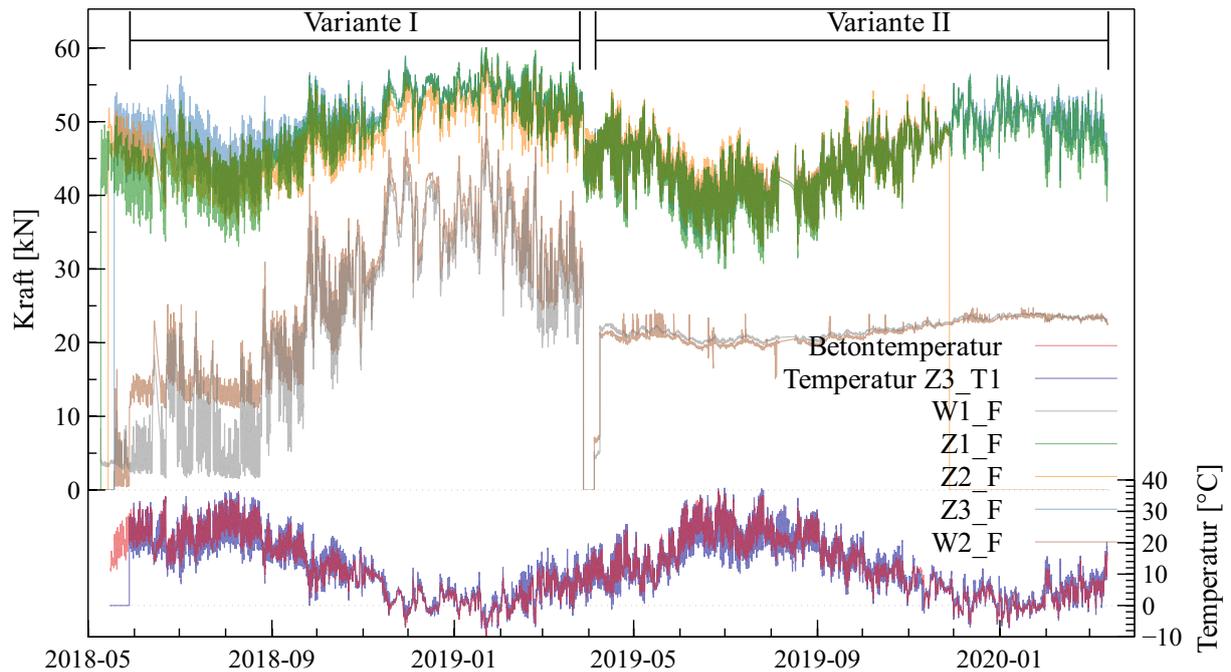


Abb. 4.29: Verlauf der Kräfte in dem Zugband über den Beobachtungszeitraum

messen. Der Minimalwert der Kraft im Zugband wurde mit $Z_{F_{min,II}} = 31,2 \text{ kN}$ bei $Z3_{T1} = 35,8^\circ \text{C}$ und $T_{c,N} = 31,0^\circ \text{C}$ dokumentiert. Bezogen auf die Referenztemperatur bei Tragwerksschluss der Variante II von $Z3_{T1_{0,II}} = 18,4^\circ \text{C}$ ergab sich somit bei einer Temperaturerhöhung des Zugbands um $\Delta Z3_{T1} = 10^\circ \text{C}$ ein Kraftabfall im Zugband um $\Delta Z_{F} = -6,0 \text{ kN}$ und bei einer Abkühlung um $\Delta Z3_{T1} = -10^\circ \text{C}$ ein Anstieg der Kraft im Zugband um $\Delta Z_{F} = 6,5 \text{ kN}$. Diese Änderungen der Kräfte fanden über einen Zeitraum von teilweise mehreren Monaten statt. Hierbei haben auch die zeitabhängigen Verformungseigenschaften des Betons einen Einfluss auf das Verhalten des Prototyps. Aufgrund des geringeren Betonalters bei Variante I verursachte das Schwinden hierbei größere Auswirkungen als bei Variante II, wie die Ausführungen in dem Kapitel 4.6.4 zeigen werden.

Die von den Zugmessgliedern erfassten kurzzeitigen Kraftänderungen bei einer Temperaturdifferenz im Zugband von $\Delta Z3_{T1} = \pm 10^\circ \text{C}$ betragen $\Delta Z_{F} = \pm 6,2 \text{ kN}$ bei der Variante I und $\Delta Z_{F} = \pm 6,9 \text{ kN}$ bei der Variante II. Bei Variante I entspricht dies etwa dem Mittelwert aus Abkühlung und Erwärmung der obigen Ermittlung für einen langen Zeitraum, während der Wert bei Variante II geringfügig über dem langfristigen Mittel liegt. In Abbildung 4.30 sind die Tagesganglinien der gemessenen Kräfte für den Zeitraum von drei Tagen dargestellt. Bei einer vollständig unverschieblichen Festhaltung des Zugbands an den beiden äußeren Bogenfußpunkten müsste die in Abbildung 4.30 (links) dargestellte Temperaturänderung des Zugbands von $\Delta Z3_{T1_I} = \pm 18,5^\circ \text{C}$, rechnerisch gemäß $\Delta F = \Delta T \cdot \alpha_{PT} \cdot E_P \cdot A_P$, eine Kraftänderung von $\Delta Z_{F_I} = \pm 15,7 \text{ kN}$ aufweisen. Mit den gemessenen $\Delta Z_{F_I} = \pm 11,5 \text{ kN}$ wird dieser Wert um 27 % unterschritten. Dies weist auf eine gewisse horizontale Nachgiebigkeit der äußeren Bogenfußpunkte hin. Bei Variante II beträgt die Unterschreitung lediglich 18 %. Mithilfe der numerischen Untersuchungen in Kapitel 5.1 werden die Verläufe der Kräfte in dem Zugband verifiziert und die festgestellten Phänomene erläutert. Hierfür sind die Materialkennwerte des Betons von besonderer Bedeutung, welche im nächsten Kapitel aufgezeigt werden.

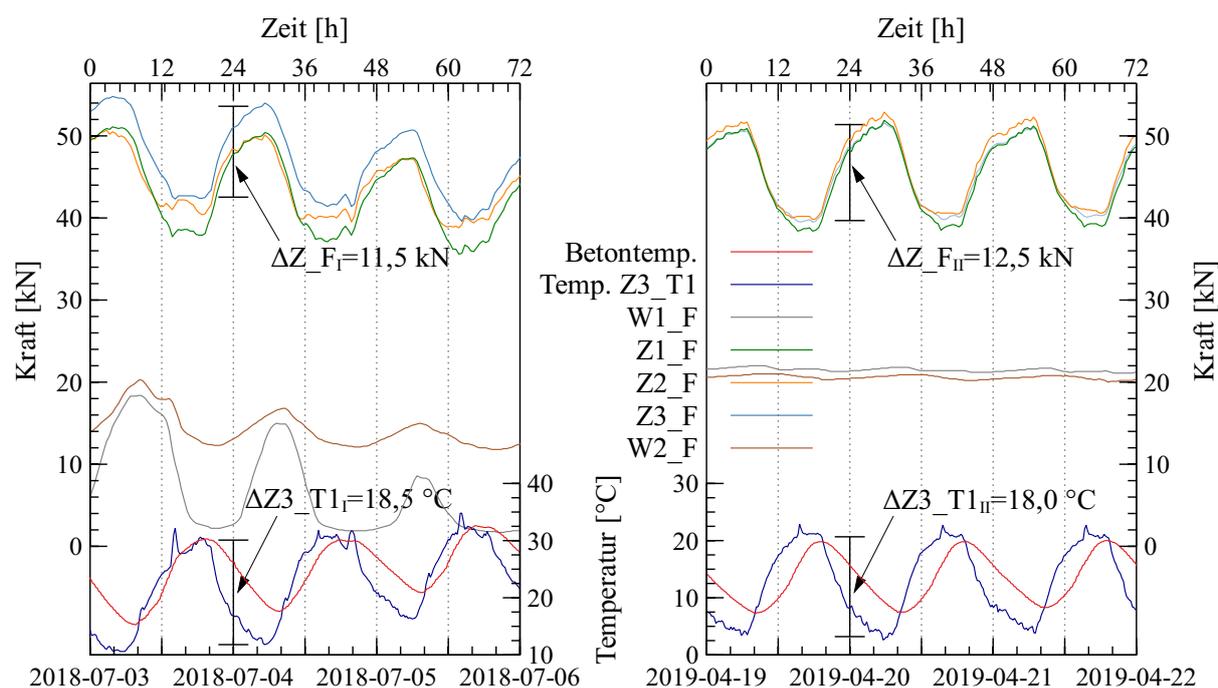


Abb. 4.30: Verlauf der Kräfte in dem Zugband während drei Tagen: Variante I (links); Variante II (rechts)

4.6.4 Materialkennwerte

Vergleichskörper zur Erfassung der Dehnungen infolge Schwinden und Temperaturänderungen

In der Abbildung 4.31 sind die mittels Schwingsaitensensoren ermittelten Dehnungen infolge Schwinden der Vergleichskörper VK1 und VK2 dargestellt. In dem Vergleichskörper VK3 waren keine Schwingsaitensensoren verbaut. Die Dehnungen wurden hierbei mit dem Setzdehnungsmesser erfasst. Diese Messdaten zeigten keine nennenswerten Abweichungen von dem Verhalten der Vergleichskörper VK1 und VK2, weshalb im Folgenden nur diese betrachtet werden. Die Werte von VK1 und VK2 wurden ebenso durch periodisch durchgeführte Messungen mittels Setzdehnungsmesser verifiziert. Als Vergleich sind in dem Diagramm die Schwindverläufe gemäß der Modellvorstellung der ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) dargestellt. Im Mittel ergibt sich eine relativ gute Übereinstimmung, wobei das Normmodell das gemessene Schwinden bis zirka Oktober 2018 unterschätzt und danach meist überschätzt. Die Messungen starteten einige Tage nach der Betonage. Der Referenzwert $\epsilon_{cs} = 0$ in dem Diagramm entspricht dem Zeitpunkt des Tragwerksschlusses der Variante I, da erst ab diesem Zeitpunkt Zwangsbeanspruchungen durch das Schwinden entstehen konnten. Aufgrund des jüngeren Betons kam es bei Variante I zu einem größeren Schwinden als bei Variante II. Die maximalen erfassten Schwinddehnungen entsprechen bei Variante I einer äquivalenten Abkühlung von zirka $\Delta T \epsilon_{cs,I} = -12,5^\circ\text{C}$. Im Zuge des Umbaus auf Variante II konnten sich die bisher durch Schwinden aufgebauten Zwangsbeanspruchungen wieder abbauen. Ab diesem Zeitpunkt entsprach die maximale aufgetretene Schwinddehnung einer Abkühlung um zirka $\Delta T \epsilon_{cs,II} = -5,0^\circ\text{C}$. In den Herbst- und Wintermonaten 2018/2019 sowie 2019/2020 wurde ein Stillstand des Schwindens festgestellt. Es kam sogar zu einem Quellen der Vergleichskörper. Jeweils ungefähr Mitte Februar des darauffolgenden Jahres setzte das Schwinden des Betons wiederum ein. Diese jahreszeitlichen Schwankungen des Schwindverhaltens wurden auch bei den in Suza (2020) beschriebenen zeitgleich und ebenfalls an diesem Standort durchgeführten experimentellen Untersuchungen an großformatigen Betonkörpern zur Ermittlung des Einflusses der Umgebungsbedingungen auf das Kriechen und

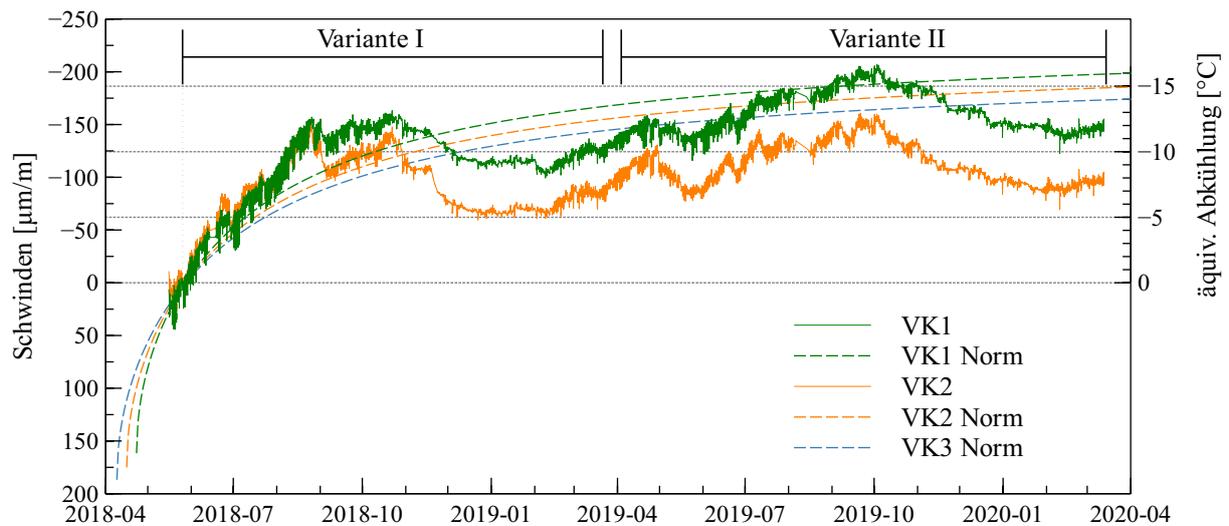


Abb. 4.31: Schwinddehnungen der Vergleichskörper VK1 und VK2 im Vergleich zu den Verläufen gemäß dem Schwindmodell der ÖNORM EN 1992-1-1 (2015)

Schwinden von Beton festgestellt.

Ebenfalls aus den Aufzeichnungen der kontinuierlichen Messungen der Schwingsaitensensoren von VK1 und VK2 wurde der Temperatureausdehnungskoeffizient des verwendeten Betons ermittelt. Hierfür wurden alle Messwerte herangezogen, die innerhalb von fünf Tagen bei Temperaturänderungen von $\Delta T_{c,N} \geq \pm 5,0^{\circ}\text{C}$ erfasst wurden. Ein Diagramm der ausgewerteten Messungen ist im Anhang in der Abbildung A.16 dargestellt. Im Mittel ergab sich damit ein Temperatureausdehnungskoeffizient von $\alpha_{cT} = 12,1 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$, welcher somit zirka 20 % über dem empfohlenen Wert der ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) liegt. Dieser Wert konnte durch Messungen mittels Setzdehnungsmesser verifiziert werden.

Probewürfel und Probezylinder

Für die Kalibrierung der Berechnungsmodelle der in Kapitel 5.1 erläuterten numerischen Untersuchungen, welche zur Interpretation der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen und für weitere Optimierungen der neuen Technologie dienen, war die Kenntnis der Materialkennwerte des verwendeten Betons von entscheidender Bedeutung. Hierfür wurden Probewürfel und Probezylinder der drei verschiedenen Betonchargen der Bogenträger hergestellt. Diese wurden im institutseigenen Labor untersucht. Die Ergebnisse dieser, zu mehreren unterschiedlichen Zeitpunkten, durchgeführten Materialproben finden sich im Anhang in der Tabelle A.1. In Kombination mit den Angaben zur zeitlichen Entwicklung gemäß der ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) konnten die Materialkennwerte für den gesamten Beobachtungszeitraum des Prototyps ermittelt werden. In der Abbildung 4.32 ist der zeitliche Verlauf der mittleren Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm}(t)$ (links), der zeitliche Verlauf der mittleren Zugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ (mittig), sowie der zeitliche Verlauf des Elastizitätsmoduls $E_{cm}(t)$ (rechts) dargestellt.

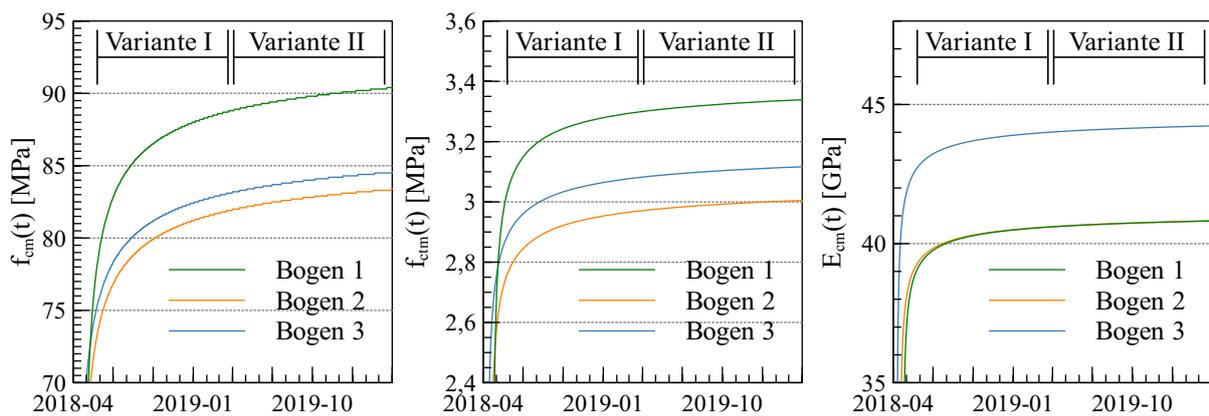


Abb. 4.32: Zeitlicher Verlauf der Materialkennwerte, ermittelt durch Einzelversuche in Kombination mit den Angaben der ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) zur zeitlichen Entwicklung: Mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm}(t)$ (links); Mittlere Zugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ (mittig); Elastizitätsmodul $E_{cm}(t)$ (rechts)

4.7 Schlussfolgerungen

Aus den in diesem Kapitel beschriebenen experimentellen Untersuchungen an einem Prototyp konnten mehrerlei Erkenntnisse gewonnen werden. Mit der erstmaligen Anwendung der neuen Technologie konnte der feldweise Bauablauf erfolgreich demonstriert werden. Die Verwendung von Vollfertigteilen für die Bogenträger erleichterte die bauliche Umsetzung unter den gegebenen Bedingungen. Die Notwendigkeit eines temporären Zugbands ist zusätzlich zu den Herausforderungen der ordnungsgemäßen Fugenausbildung und des Transports auf die Baustelle ein Grund, der für die Ausführung eines realen Brückentragwerks in Ortbeton- oder Halbfertigteilbauweise spricht. Auf Anschlussbewehrung und eine monolithische Verbindung zu den Zwischenpfeilern wurde zum Unterschied zu einem realen Brückenbauwerk aus den erläuterten Gründen bewusst verzichtet. Dadurch traten geringfügige horizontale Verschiebungen an den äußeren Bogenfußpunkten auf. Die daraus entstehenden Effekte konnten mit dem umfangreichen Monitoring erfasst werden und sind Grundlage für die Kalibrierung der in Kapitel 5.1 durchgeführten numerischen Untersuchungen. Trotz dieser vor allem für die Interpretation des Tragverhaltens des Prototyps entstandenen zusätzlichen Herausforderungen, konnte mit den durchgeführten Messungen das Funktionieren des Prototyps über einen langen Beobachtungszeitraum bestätigt werden. Durch das Atmen der Bögen war eine integrale Ausbildung des Prototyps als Ausschnitt aus einem langen Tragwerk möglich.

Durch Umbaumaßnahmen konnten zwei verschiedene Varianten des Prototyps jeweils zirka ein Jahr lang untersucht werden. Abgesehen von den auf die besondere Bauweise des Prototyps zurückzuführenden Risse, wurden keine bei einem in Stahlbetonbauweise errichteten Tragwerk besorgniserregenden Rissbildungen festgestellt. Deutliche Auswirkungen hatten die Rissbildungen durch den Steifigkeitsabfall jedoch auf die Schlitzbreitenänderungen bei Variante II. Trotz der ungleichmäßig auftretenden Änderungen der Schlitzbreiten konnte der Grenzwert von 1,2 mm, bis zu dem ein erprobter bituminöser Fahrbahnaufbau für eine fugenlose Fahrbahnoberfläche zur Verfügung steht, bei Variante II deutlich unterschritten werden. Die Überschreitung dieses Wertes bei Variante I ist vor allem der hohen Temperatur bei Tragwerksschluss geschuldet. Gelangt man bei einer realen Brückenkonstruktion an diese Problemstellung, kann hierbei entgegengesteuert werden, indem der Fahrbahnaufbau bei einer niedrigeren Tragwerkstemperatur aufgebracht wird. Die gesamte Schlitzbreitenänderung bleibt unverändert, jedoch fällt das für den bituminösen Fahrbahnaufbau kritische Öffnen der Schlitzte geringer aus.

Durch das umfangreiche Monitoring konnte die Sensibilität des Prototyps auf die vorhandenen Randbedingungen aufgezeigt werden. Vor allem bei der Variante I kam es zu einem unterschiedlichen Verhalten zwischen dem Mittelfeld und den Randfeldern. Bei einem realen Brückentragwerk wäre dieses Verhalten durch den monolithischen Anschluss an die Zwischenpfeiler geringer ausgeprägt. Dennoch zeigt diese Beobachtung die Notwendigkeit nach einer sorgfältigen Berücksichtigung der vorhandenen Randbedingungen bei der Tragwerksplanung einer realen Brückenkonstruktion auf. Denn auch hier kann es speziell in den Randfeldern durch die Anschlüsse an die Widerlager und die meist geringeren Pfeilerhöhen zu Unterschieden zwischen den Rand- und Mittelfeldern kommen.

Unter anderem im Hinblick auf eine gleichmäßigere Verteilung der Schlitzbreitenänderungen bei der Variante II sollen die numerischen Untersuchungen des nächsten Kapitels zur Weiterentwicklung der neuen Technologie beitragen. Für die Kalibrierung dieser Berechnungsmodelle wurden umfangreiche Untersuchungen zur Bestimmung der Materialkennwerte des verwendeten Betons durchgeführt. Beispielsweise für den Temperaturexpansionskoeffizienten wurden hierbei gegenüber den Angaben in der Literatur maßgebende Unterschiede festgestellt, was zur gesteigerten Genauigkeit der numerischen Modelle beiträgt.

5 Numerische Untersuchungen

Das gegenständliche Kapitel lässt sich in zwei Teile gliedern. Numerische Untersuchungen am Prototyp geben Aufschluss über das mittels Monitoring erfasste Verhalten des Prototyps. Der Aufbau des Bogens stellt eine wichtige Komponente bei der Entwicklung der neuen Technologie dar. Deshalb werden im zweiten Teil dieses Kapitels verschiedene Aufbauten mittels numerischer Simulationen verglichen beziehungsweise optimiert.

5.1 Ergebnisse ausgewählter Untersuchungen zum Verhalten des Prototyps

5.1.1 Einflüsse der Randbedingungen

Temperaturänderungen führten bei dem Prototyp zu dem für Bogenbrücken typischen Atmen. Diese vertikalen Verformungen der Bogenscheitel traten insbesondere bei der Variante I nicht in allen Feldern gleichmäßig auf, wie in den Ergebnissen des Monitorings in Kapitel 4.6.2 erläutert wurde. Die beiden Randfelder wiesen demnach gegenüber dem Innenfeld um zirka 17 % größere Verformungen auf. In der Abbildung 5.1 sind die Ergebnisse einer linear-elastischen Berechnung eines in der Geometrie dem Prototyp entsprechenden Stabsystems ersichtlich. Exemplarisch für eine konstante Temperaturerhöhung sind hierin die vertikalen Verformungen der Bogenscheitel und die horizontalen Verschiebungen der Bogenfußpunkte bei verschiedenen Randbedingungen dargestellt. Die beiden äußeren Knotenlager bilden die Widerlager ab und sind horizontal unverschieblich, die beiden mittleren Lager hingegen verschieblich ausgeführt. Die Verdrehungsmöglichkeit der Bogenfußpunkte ist der einzige Unterschied zwischen den vier Systemen. Bei (a) sind alle Knotenpunkte gelenkig und bei (b) alle biegesteif beziehungsweise eingespannt ausgebildet. Die Scheitelverformungen unterscheiden sich nur durch ihre absolute Größe, jedoch verformen sich bei beiden Strukturen die Außenfelder exakt gleich wie das jeweilige Innenfeld. Horizontale Verschiebungen der erwähnten Bogenfußpunkte treten keine auf. Durch die zwischen Widerlager

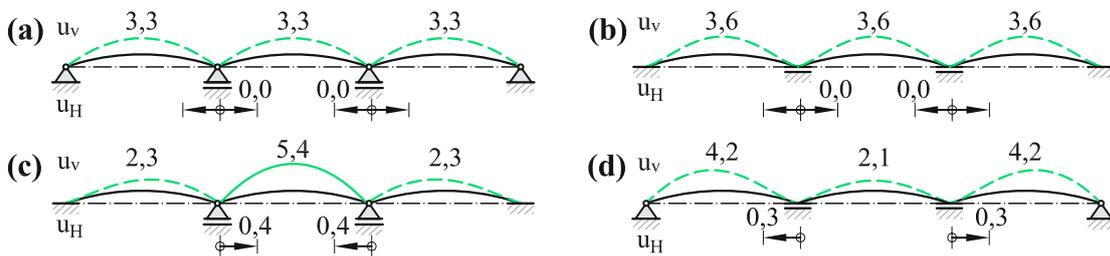


Abb. 5.1: Einfluss der Randbedingungen auf die Verformungen (Werte in [mm]) infolge einer Erhöhung der Temperatur: Widerlager und Zwischenpfeiler gelenkig (a); Widerlager und Zwischenpfeiler biegesteif (b); Widerlager biegesteif und Zwischenpfeiler gelenkig (c); Widerlager gelenkig und Zwischenpfeiler biegesteif (d)

und Zwischenpfeiler ungleiche Ausbildung der Randbedingungen kommt es in den Systemen (c) und (d) der Abbildung 5.1 zu andersartigen Ergebnissen. Die gelenkige Ausbildung der Zwischenpfeiler bewirkt eine größere Verformung des Mittelfelds und umgekehrt. Ebenso treten geringfügige horizontale Verschie-

bungen an den Bogenfußpunkten der Zwischenpfeiler auf. Eine Abkühlung der Systeme bewirkt exakt das gleiche Verhalten in umgekehrter Richtung, wobei die Verschiebungen der Bogenfußpunkte ebenso in die jeweils anderen Richtungen ablaufen. Die abgebildeten Systeme zeigen die maximal möglichen Grenzwerte in den Unterschieden zwischen den Randbedingungen auf. So treten dadurch beispielsweise bei dem System (d) im Mittelfeld nur 50 % der vertikalen Scheitelverformungen der Randfelder auf. Das qualitative Verformungsbild von (d) entspricht dem Verhalten der Variante I des Prototyps. Die Anschlüsse der Bogenfußpunkte entsprachen beim Prototyp allerdings keiner vollständigen Einspannung und auch keiner gelenkigen Lagerung. Jedoch gab es Unterschiede bei den Einspanngraden zwischen den Bogenfußpunkten an den Widerlagern und jenen an den Zwischenpfeilern. In der Abbildung 5.2 sind die Ergebnisse einer Modellierung dieser beiden Ausschnitte dargestellt. Die Nachgiebigkeit des Zugbands, welches die einzige zugfeste Verbindung in diesen Bereichen darstellte, wurde durch elastische Wegfedern abgebildet. Durch die verbundlose Durchführung des Zugbands durch die Widerlager, zu sehen in der Abbildung 4.2, ist die Federsteifigkeit gegenüber dem Bereich der Zwischenpfeiler deutlich geringer. In der Abbildung 5.2 sind die Verformungen infolge einer Belastung der Bogenausschnitte mit Einheitsmomenten dargestellt. Der Einspanngrad an den Widerlagern (a) ist demnach gegenüber den Zwischenpfeilern (b) deutlich geringer, wodurch sich mit den anhand der Abbildung 5.1 erläuterten Auswirkungen unterschiedlicher Randbedingungen, die unterschiedlichen Scheitelverformungen zwischen Innen- und Randfeldern des Prototyps erklären.

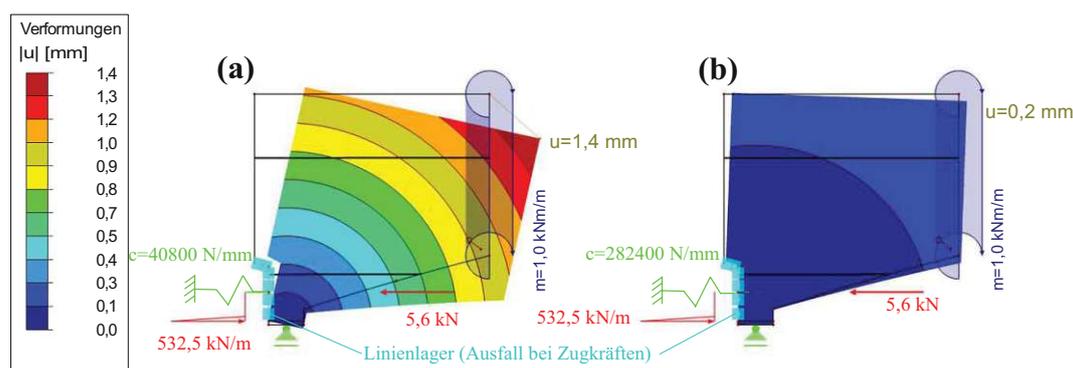


Abb. 5.2: Einfluss der Dehnsteifigkeit des Zugbands auf den Einspanngrad der Bogenfußpunkte: Widerlager (a); Zwischenpfeiler (b)

In der Abbildung 5.3 sind die Auswirkungen von horizontalen Nachgiebigkeiten der Bogenfußpunkte an den Widerlagern bei einer konstanten Abkühlung, anhand einer mittels linear-elastischem Materialverhalten durchgeführten Finite Elemente Berechnung, dargestellt. Alle Systeme weisen an den Bogenfußpunkten vollständige Einspannungen auf. Die einzigen Unterschiede bestehen in den Nachgiebigkeiten der Bogenfußpunkte an den Widerlagern, welche durch unterschiedliche Federsteifigkeiten c_H abgebildet werden. Das System (a) weist eine vollständig verschiebliche Lagerung ($c_H = 0$) auf, was in der Tragwirkung einer in sich verankerten Bogenbrücke entspricht. Eine Temperaturänderung bewirkt hierbei horizontale Verschiebungen der Bogenfußpunkte, während es keine vertikalen Scheitelverformungen der Konstruktion gibt. Ebenso führen Temperaturänderungen zu keiner Kraftänderung in dem Zugband ($\Delta P = 0, 0$). Der obere Grenzwert wird durch das System (b) abgebildet. Horizontal unverschiebliche Widerlager bedingen die Tragwirkung einer echten Bogenbrücke. In diesem Vergleich treten die größten vertikalen Scheitelverformungen auf, während die Bogenfußpunkte unverändert ihre Position beibehalten. Im Bezug auf die Messergebnisse des Prototyps sind in dieser Parameterstudie insbesondere die unterschiedlichen Kraftänderungen des Zugbands von Interesse. Je geringer die Federsteifigkeit c_H gewählt wird, desto kleinere Kraftänderungen gibt es in dem Zugband. Dies ist an den Ergebnissen der Systeme

in Abbildung 5.3 (c) und (d) ersichtlich, wobei das System (c) mit $c_{H,1}$ eine kleinere Federsteifigkeit im Widerlagerbereich aufweist als das System (d) mit $c_{H,2}$. Bei dem oberen Grenzwert $c_H = \infty$ entspricht die Kraftänderung dem Zusammenhang $\Delta P_{\Delta TN} = \Delta T_N \cdot \alpha_{PT} \cdot E_P \cdot A_P$. Wie in dem Kapitel 4.6.3 anhand der Abbildung 4.30 beschrieben wurde, unterschritten die im Zugband festgestellten Kraftänderungen des Prototyps insbesondere bei Variante I diesen Wert. Die aufgrund der verbundlosen Durchführungen des Zugbands durch die Widerlager vorhandenen horizontalen Nachgiebigkeiten der äußeren Bogenfußpunkte begründen dieses Verhalten. Federsteifigkeiten von $c_H < \infty$ bedingen, wie in der Abbildung 5.3 ersichtlich ist, geringfügige horizontale Verformungen der Bogenfußpunkte ebenso, wie gegenüber einem unverschieblichen System (b) verringerte vertikale Scheitelverformungen.

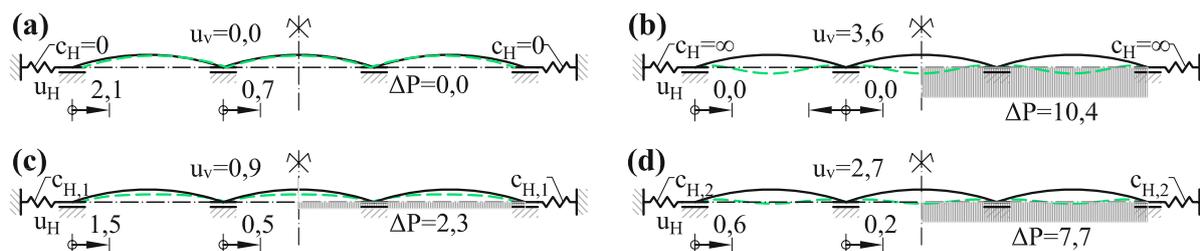


Abb. 5.3: Einfluss der horizontalen Widerlagersteifigkeit auf die Verformungen (Werte in [mm]) und die Änderung der Kräfte in dem Zugband (Werte ΔP in [kN]) infolge einer Absenkung der Temperatur: Widerlager verschieblich (a); Widerlager unverschieblich (b); Widerlager nachgiebig $c_{H,1} < c_{H,2}$ (c), (d)

5.1.2 Einflüsse der Anordnung der Schlitzte

In Engelsmann et al. (1999b) wird anhand eines Beispiels gezeigt, dass die Zwangsnormalkraft bei steifen Widerlagern im Gebrauchszustand gegenüber der linear-elastisch ermittelten um 65 % bis 70 % niedriger liegt. Ein ähnlicher Unterschied wurde bei der Berechnung der auf die Widerlager wirkenden horizontalen Kräfte festgestellt, wie in der Abbildung 5.4 zu sehen ist. Hierin sind die Verläufe der Widerlagerkräfte A_H des Prototyps der Variante I und der Variante II infolge einer Temperaturerhöhung beziehungsweise einer Temperaturabsenkung jeweils für eine linear-elastische und eine nichtlineare Finite Elemente Berechnung aufgezeigt. Diese numerischen Untersuchungen erfolgten mit der Software Atena von Cervenka Consulting [Červenka Consulting s.r.o. 2020] und werden hinsichtlich der verwendeten Parameter in Kapitel 5.2 ausführlicher erläutert. Durch Rissbildungen entstehen in Stahlbetonbauteilen die größten nichtlinearen Einflüsse. Diese sind in der Abbildung 5.4 insbesondere durch die bei der Abkühlung des Tragwerks entstehenden Zugbeanspruchungen ersichtlich.

Ebenso einen großen Einfluss haben die Steifigkeitsänderungen infolge von Rissbildungen auf die Änderung der Schlitzbreiten des Prototyps. Durch den Umbau des Prototyps von Variante I auf Variante II konnten die Schlitzbreitenänderungen reduziert werden, wodurch ein darüber aufgebracht fugenloser, bituminöser Fahrbahnaufbau geringere Beanspruchungen erfahren würde. Bereits bei diversen linear-elastischen Berechnungen mittels der Finite Elemente Methode zeigte sich ein deutlicher Einfluss von Lage und Anzahl der Schlitzte auf das Verhalten des Prototyps. In der Abbildung 5.5 sind die Ergebnisse einer Parameterstudie zur Schlitzanordnung an einem unverschieblich gelagerten Bogenträger, welcher der Geometrie des Prototyps entspricht, dargestellt. Ausgehend von einem sehr steifen System (a) wird die Systemsteifigkeit durch eine Erhöhung der Schlitzanzahl verringert. Das System (f) stellt schließlich den unteren Grenzwert der Steifigkeit dar. Die Anzahl und Lage der Schlitzte haben Einfluss auf den Bogenschub A_H , die vertikalen Scheitelverformungen u_v und die Schlitzbreitenänderungen Δs_T bei

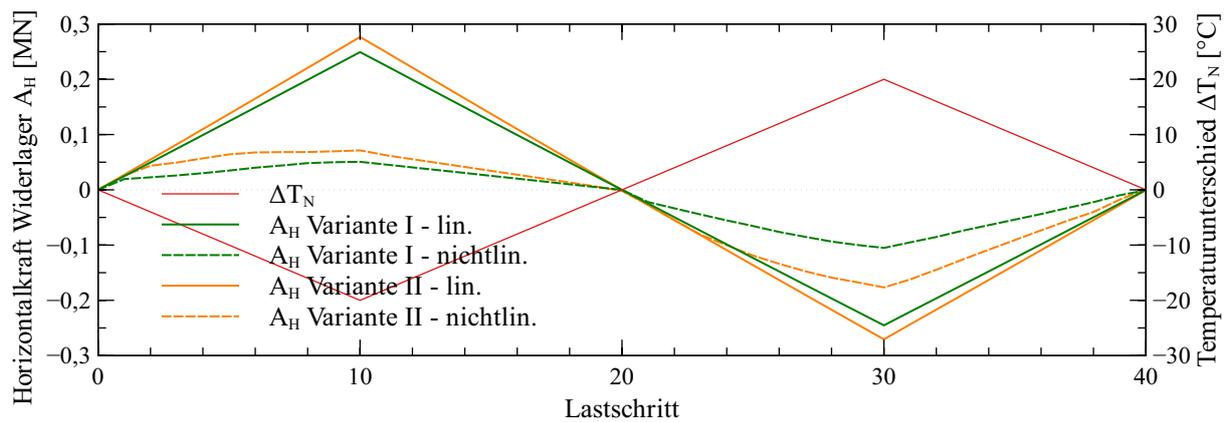


Abb. 5.4: Vergleich der am Widerlager entstehenden Horizontalkraft bei linear-elastischer (lin.) und nichtlinearer (nichtlin.) Berechnung der beiden Varianten des Prototyps

Temperaturänderungen, wie in der Abbildung ersichtlich ist. Das System (e) zeigt, dass eine pauschale Aussage darüber ob die Schlitze bei einer Temperaturänderung öffnen oder schließen nicht möglich ist. Hierfür müssen die Wendepunkte der Biegelinie bestimmt werden, welche die Grenzpunkte zwischen öffnenden beziehungsweise schließenden Schlitzen darstellten und deren Position wiederum von der Schlitzanordnung abhängig ist. Das System (d) der Abbildung 5.5 stellt einen guten Kompromiss aus

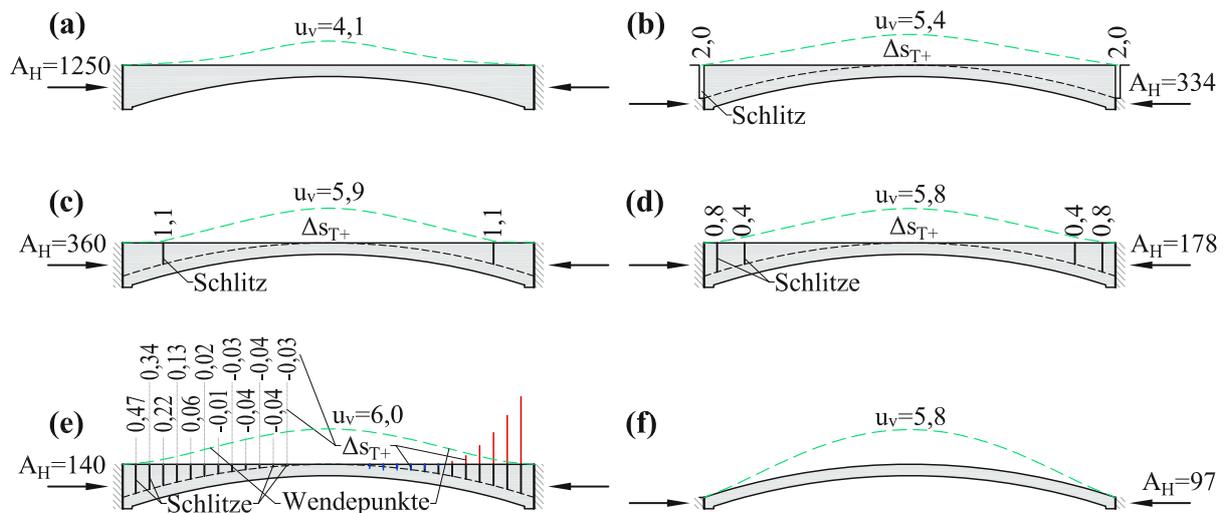


Abb. 5.5: Einfluss von Lage und Anzahl der Schlitze auf die vertikalen Scheitelverformungen u_v [mm], den Bogenschub A_H [kN] und die Schlitzbreitenänderungen Δs_{T+} [mm] (positiver Wert entspricht Schließen, negativer Wert entspricht Öffnen) bei einer Erwärmung von $\Delta T_{c,N} = 20^\circ\text{C}$

Schlitzanzahl, Schlitzbreitenänderung und Minimierung des entstehenden Bogenschubs dar. Aus diesem Grund wurde die Variante II des Prototyps dementsprechend konzeptioniert. Wobei bei der Planung der Variante II die äußeren Schlitze mit einer geringeren Tiefen gegenüber dem System (d) geplant wurden, um für möglichst gleichmäßige Schlitzbreitenänderungen aller Schlitze zu sorgen.

Durch den Steifigkeitsabfall aufgrund von Rissbildungen in den verbleibenden Querschnitten unterhalb einzelner Schlitze wurden beim Prototyp dennoch ungleichmäßige Schlitzbreitenänderungen festgestellt, wie in dem Kapitel 4.6.2 anhand der Abbildung 4.28 erläutert wurde. In begrenztem Ausmaß kann

dies auch mit nichtlinearen Finite Elemente Simulationen nachgebildet werden, wie die Ergebnisse von derartigen Untersuchungen in der Abbildung 5.6 zeigen. Hierfür ist ein ausreichend feines Finite Elemente Netz ebenso erforderlich, wie eine Aufbringung der Temperaturänderungen mittels kleiner Lastschritte. Im Gegensatz zu der linear-elastischen Berechnung konnten somit deutliche Unterschiede in den Schlitzbreitenänderungen zwischen den inneren (näher beim Bogenscheitel) Schlitten S12 und den äußeren (näher bei der Stützstelle) Schlitten S14 festgestellt werden. Dargestellt sind die Schlitzbreitenänderungen in der Abbildung 5.6 für zwei aufeinanderfolgende Zyklen jeweils einer Temperaturabsenkung und Temperaturerhöhung, bei denen idente Werte erreicht wurden. Die überwiegende Konzentration der

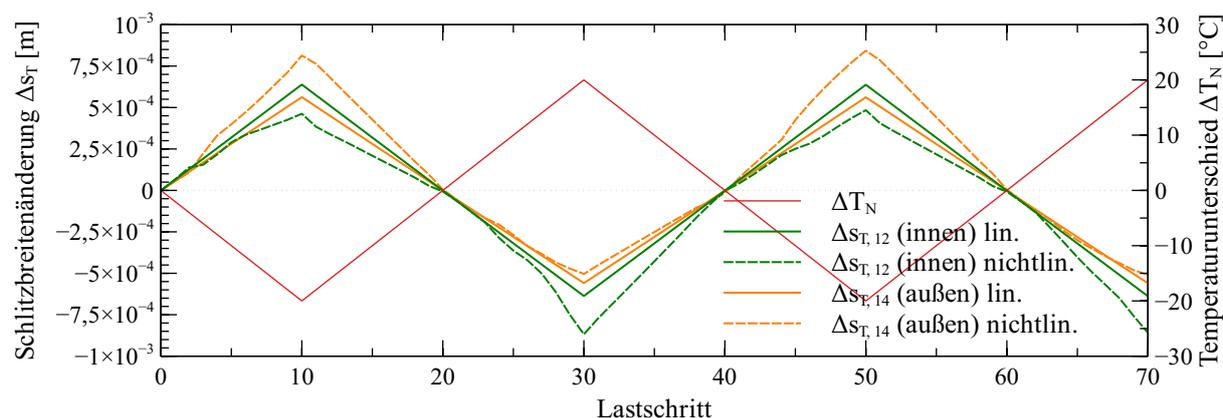


Abb. 5.6: Vergleich der Schlitzbreitenänderungen bei linear-elastischer (lin.) und nichtlinearer (nichtlin.) Berechnung

Änderung der Breiten bei einzelnen Schlitten konnte in den numerischen Untersuchungen nur bedingt nachgebildet werden. Hierfür fehlen in der Simulation die in der Realität immer vorhandenen Einflüsse aus asymmetrischen beziehungsweise ungleichmäßig verteilten Randbedingungen und Materialeigenschaften. Zur Optimierung der Gleichmäßigkeit der Schlitzbreitenänderungen derartiger Konstruktionsformen wird in dem Kapitel 5.2 eine Möglichkeit aufgezeigt.

5.1.3 Einflüsse des Langzeitverhaltens des Betons

Das Schwinden des Betons kann wie eine langsam aufgebrachte Abkühlung auf den Bogenträger des Prototyps angesehen werden. Es verursacht somit Scheitelverformungen nach unten und Zugbeanspruchungen der Widerlager. Durch das Kriechen des Betons wird die Zwangsbeanspruchung infolge Schwinden gleichzeitig zum Teil wieder abgebaut. Für die Beschreibung dieses Verhaltens stehen verschiedene Berechnungsmodelle zur Verfügung. Vergleiche mit experimentellen Versuchen, wie zum Beispiel mit den in J. Berger und Feix 2020 für den Abbau einer rasch aufgebrachten Zwangsbeanspruchung beschriebenen, zeigen, dass diese Modelle jedoch teils erheblich von dem tatsächlichen Verhalten abweichen. Nichtsdestotrotz wurden mittels der Software Sofistik [Sofistik AG 2020] und mit Hilfe des gemessenen Schwindverhaltens des bei dem Prototyp verwendeten Betons, beschrieben in Kapitel 4.6.4, die Auswirkungen infolge Schwinden und Kriechen numerisch ermittelt und mit den Ergebnissen aus dem Monitoring verglichen.

Die vertikalen Verformungen des Prototyps wurden hierbei jeweils über längere Zeiträume betrachtet. Aus den Messergebnissen konnten hierbei kaum Hinweise auf Einflüsse aus dem Langzeitverhalten des Betons ermittelt werden. Dies stimmt mit den Ergebnissen der numerischen Simulationen überein. Darin wurde beispielsweise ein Messzeitraum der Variante I von 220 d, bei dem die Anfangs- und Endtemperatur gleiche Werte aufwiesen, betrachtet. Die numerischen Untersuchungen ergaben hierfür eine

Absenkung der Bogenscheitel von 0,5 mm und einen Anstieg der Verankerungskraft an den Widerlagern von 10,9 kN. In den Ergebnissen des Monitorings konnten entsprechende Scheitelverformungen in diesem Zeitraum nicht eindeutig festgestellt werden, während sich Änderungen der gemessenen Kräfte an den Widerlagern $W1_F$ beziehungsweise $W2_F$ tatsächlich in der entsprechenden Größenordnung ausmachen ließen. Die ausgeprägten tageszeitlichen Temperaturschwankungen erschweren einen derartigen Vergleich, bei dem jeweils zwei weit entfernte Zeitpunkte mit gleichen Temperaturen verglichen wurden. Es zeigten sich jedenfalls sowohl rechnerisch als auch in den Monitoringergebnissen des Prototyps nur geringe Einflüsse des zeitabhängigen Verhaltens des Betons. Dies liegt einerseits an dem mittleren Betonalter von 42 d zum Zeitpunkt des Tragwerksschlusses der Variante I bei dem das Schwinden bereits zu einem großen Teil abgeklungen war. Andererseits ist hierfür die geringfügige Nachgiebigkeit der äußeren Bogenfußpunkte aufgrund der freien Dehnungslänge des durch die Widerlager verbundlos geführten Zugbands verantwortlich, wie die numerischen Untersuchungen zeigten. Das Schwinden war in dem Messzeitraum der Variante II bereits weitgehend abgeklungen, wie die in Abbildung 4.31 gezeigten Messergebnisse zum Schwindverhalten der verwendeten Betone zeigen, wodurch hier ohnehin kaum Auswirkungen zu erwarten waren.

5.1.4 Schlussfolgerungen

Mit den durchgeführten numerischen Untersuchungen konnte das mittels Monitoring erfasste Verhalten des Prototyps weiterführend zu den Ausführungen in Kapitel 4.6 interpretiert werden. Beispielsweise die Einflüsse aus den Randbedingungen wurden im Detail aufgeschlüsselt. Es bestätigte sich der deutliche Einfluss der Randbedingungen und Steifigkeitsverhältnisse auf das Tragverhalten, was die Anforderung an eine sorgfältige Modellierung dieser Parameter bei der Tragwerksplanung abermals unterstreicht. Einige Kenngrößen, wie beispielsweise die auf die Widerlager einwirkende horizontale Zwangskraft, insbesondere bei einer Abkühlung und die Änderung der Schlitzbreiten können nur durch eine nichtlineare Berechnungsweise realitätsnah erfasst werden.

Mit den numerischen Untersuchungen konnte der, insbesondere aufgrund des fortgeschrittenen Betonalters bei Tragwerksschluss, geringe Einfluss des Langzeitverhaltens des Betons bestätigt werden. Dies ermöglichte eine Auswertung der Messergebnisse basierend auf hauptsächlich durch Temperaturänderungen verursachte Einwirkungen. Die Wirkungsweise von Schwindeinflüssen an sich entspricht einer langsam aufgetragenen Abkühlung der Betonstruktur. Durch das Atmen der Bogenscheitel können sich nach der neuen Technologie errichtete Tragwerke damit auch in Fällen bei denen größere Schwinddehnungen auf das geschlossene Tragwerk wirken als es bei dem Prototyp der Fall war, einem Großteil der Zwangsbeanspruchungen entziehen. Dennoch ist eine entsprechende Berücksichtigung bei der Tragwerksbemessung wichtig.

Zwei unterschiedliche Varianten von Aufbauten konnten an dem Prototyp über einen langen Messzeitraum untersucht werden. Durch die erfassten Messdaten konnten numerische Modelle erstellt und verifiziert werden. Für die Untersuchung weiterer Konstruktionsformen, welche in Form von experimentellen Versuchen erheblichen Aufwand bedeuten würde, stellen diese nichtlinearen Finite Elemente Modelle eine gute Möglichkeit dar. Die Ergebnisse derartiger Berechnungen werden in dem folgenden Kapitel vorgestellt.

5.2 Ausführungsformen des Aufbaus

5.2.1 Modellierung

Die numerischen Untersuchungen wurden in der Software Atena von Cervenka Consulting [Červenka Consulting s.r.o. 2020] durchgeführt. Die Materialparameter für diese nichtlineare Finite-Elemente Berechnungen sind im Detail dem Anhang der Tabelle B.1 zu entnehmen. Das als Normalbeton bezeichnete Materialmodell wurde in Anlehnung an den beim Prototyp verwendeten Beton definiert. Das Augenmerk bei den Untersuchungen in diesem Kapitel wurde auf den Vergleich der verschiedenen Aufbauformen gelegt. Die Berechnungen fanden jeweils an einem einzelnen Bogenträger statt, welcher grundsätzlich den Abmessungen eines Einzelfeldes des Prototyps entsprach. Ebenso die Dicke der zweidimensional modellierten Scheibenelemente wurde mit 0,40 m übernommen und ein ebener Spannungszustand zugrunde gelegt. In der Abbildung 5.7 ist eine Übersicht über die untersuchten Aufbauvarianten dargestellt, welche als Typ 1 bis Typ 8 bezeichnet sind. Allen Typen gleich sind die Randbedingungen, welche als horizontal

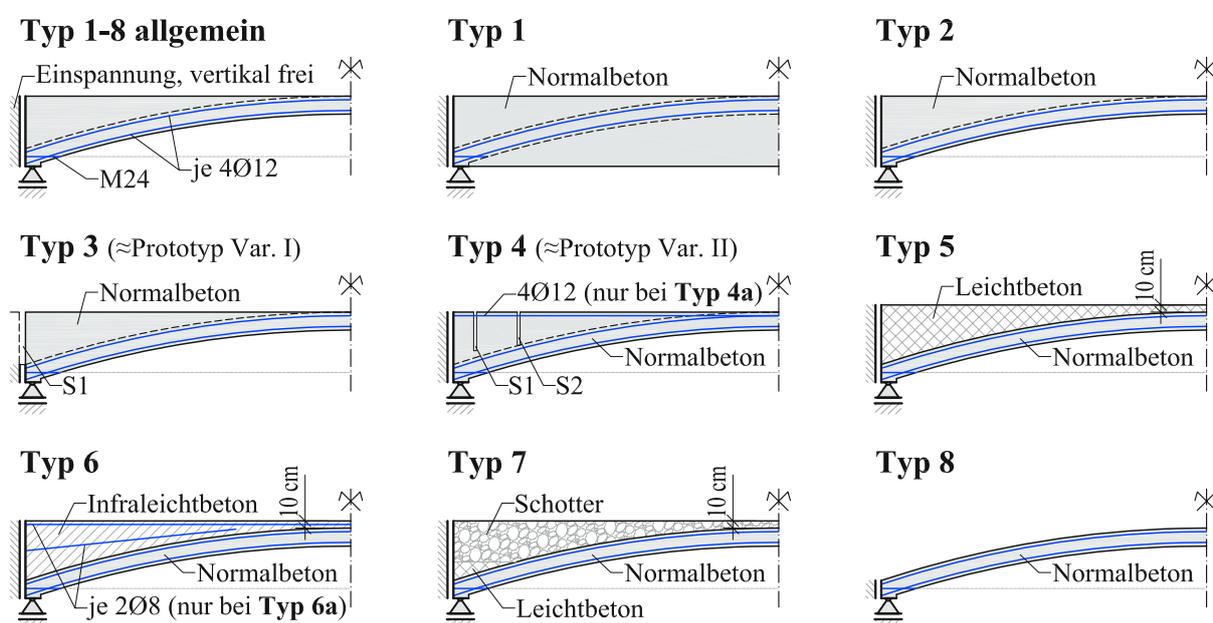


Abb. 5.7: Übersicht über die in den numerischen Simulationen untersuchten Aufbauten

unverschieblich angenommen wurden. Hierdurch war ein von Einflüssen des Unterbaus entkoppelter Vergleich möglich. Da ein Zugband bei diesen Randbedingungen keinen Einfluss auf das Tragverhalten des Prototyps hat, wurde es nur in den Bereichen der Bogenfußpunkte modelliert, wo es die Aufgabe einer Anschlussbewehrung übernimmt. Die weitere Bewehrung wurde ebenso, für alle Typen identisch, von dem Prototyp übernommen. Nicht für jeden Typ stellt dies die optimale Bewehrungsführung für ein Ausführungsprojekt dar, jedoch wurde hier darauf geachtet so viele Parameter als möglich von dem Prototyp zu übernehmen, um eine Vergleichbarkeit zwischen den unterschiedlichen Aufbauten zu erreichen. Ausnahme hiervon sind die Aufbauformen Typ 4a und Typ 6a, die eine zusätzliche Bewehrung erhielten. Diese diente der Optimierung und wird beispielsweise anhand von Abbildung 5.9 beschrieben werden.

Die in der Abbildung 5.7 als Typ 1 bezeichnete Konstruktion eines Balkens ist keine Ausführungsform, die bei der neuen Technologie zur Anwendung kommen könnte und dient in dem Vergleich lediglich als oberer Grenzwert der Steifigkeitsverhältnisse. Ähnlich verhält es sich mit dem Typ 2. Die gekrümmte Untersicht bedingt zwar eine deutliche Ausbildung einer Bogentragwirkung, was sich an dem Atmen infolge von Temperaturänderungen zeigt. Durch die monolithische Konstruktion aus Normalbeton ohne Schlitze

ist der Aufbau jedoch zu steif für die Anwendung bei einer nach der neuen Technologie hergestellten mehrfeldrigen Bogenbrücke und dient ebenso vorrangig als Grenzwert für die Ergebnisauswertung. Der Typ 3 entspricht im Grunde der Variante I des Prototyps und der Typ 4 der Variante II. Bei dem Typ 5 wird nur der Bogenquerschnitt mit einer konstanten Querschnittshöhe aus Normalbeton ausgebildet. Dieser steht im Verbund mit einem darüber befindlichen Leichtbeton, welcher 10 cm über den Bogenscheitel geführt wird. Auf dieser horizontalen Oberfläche könnte beispielsweise ein bituminöser Fahrbahnaufbau inklusive Abdichtung aufgebracht werden. Die Materialparameter wurden hierfür in Anlehnung an einen Leichtbeton LC20/22, dessen Zuschlag zu einem Großteil aus Blähton besteht, festgelegt [Liapor GmbH 2015]. Ein derartiger Beton wurde bereits als Aufbau bei der Instandsetzung einer denkmalgeschützten Bogenbrücke verwendet [Liapor GmbH 2019]. Die Materialeigenschaften entsprechen in etwa jenen von Drainbeton, der beispielsweise in Oltra Sanchez-Izquierdo (2020) beschrieben wird, weshalb die Berechnungsergebnisse von Typ 5 auch für dieses Material umgelegt werden können. Der Aufbau bei Typ 6 gleicht jenem von Typ 5, lediglich wird hier Infraleichtbeton [M. Schlaich und Zareef 2008] mit einer Dichte von zirka 800 kg/m^3 anstatt des Leichtbetons verwendet. Bei dem Typ 7 kommt, abgesehen von Leichtbeton in den Zwickelbereichen, Schotter für den Aufbau zur Anwendung. Eine Ausführung ohne Aufbau wäre höchstens für den Einsatz bei ausgewählten Fußgängerbrücken denkbar. Somit dient Typ 8 hauptsächlich als unterer Grenzwert für die Steifigkeitsverhältnisse bei dem gegenständlichen Vergleich der Aufbauten.

5.2.2 Ergebnisse

Für die Auswertung der Ergebnisse wurden verschiedene Kriterien definiert. Beispielsweise ist eine Minimierung des bei Temperaturänderungen entstehenden Bogenschubs anzustreben, da dieser von den Widerlagern möglichst verformungsarm aufzunehmen und in den Untergrund abzuleiten ist. Dies spricht für eine möglichst geringe Steifigkeit des Bogenträgers in Längsrichtung. Dabei muss jedoch gleichzeitig eine ausreichend große Biegesteifigkeit für die Aufnahme von Verkehrslasten vorhanden sein. Dazu werden beispielsweise bei Typ 3 und Typ 4 Schlitzte eingesetzt, um die bei der Bogenatmung entstehenden Zwängungen klein zu halten. Um die Beanspruchungen eines darüber aufgetragenen bituminösen Fahrbahnbelags gering zu halten, sind hierfür kleine und möglichst gleichmäßig auf die einzelnen Schlitzte aufgeteilte Schlitzbreitänderungen als Kriterium zu nennen. Bei den Aufbauten von Typ 5 und Typ 6 wird ein anderer Ansatz verfolgt, um die Zwangsbeanspruchungen möglichst gering zu halten. Der Aufbeton aus Leicht- beziehungsweise Infraleichtbeton weist gegenüber dem Normalbeton eine weitaus geringere Steifigkeit auf. Risse verringern diese zusätzlich, wobei eine konzentrierte Rissbildung mit den damit verbundenen großen Rissbreiten unerwünscht ist. Zur vergleichenden Beurteilung all dieser Kriterien werden im Folgenden ausgewählte Ergebnisse der Berechnungen in Form von Diagrammen dargestellt. Zusätzlich sind im Anhang in der Abbildung B.2 die Spannungen und Rissbilder für jeweils den gleichen Belastungsschritt für alle Typen dargestellt.

Die Abbildung 5.8 zeigt einen Vergleich der auf die Widerlager einwirkenden Horizontalkräfte A_H zur Beurteilung der bei Temperaturänderungen entstehenden Zwangsbeanspruchungen. Hierfür wurde ein Zyklus aus einer Abkühlung um $\Delta T_N = -20^\circ\text{C}$ mit einer anschließenden Erwärmung auf $\Delta T_N = 20^\circ\text{C}$ und einer Abkühlung zur Ausgangstemperatur in insgesamt 40 Lastschritten auf die Systeme aufgebracht. Der Verlauf für Typ 1 zeigt hierin anschaulich, dass die Zwangsbeanspruchungen aufgrund der fehlenden Bogenatmung deutlich höher als bei den anderen Konstruktionen ausfallen. Typ 2 liegt durch die hohe Steifigkeit des monolithischen Aufbaus aus Normalbeton bereits deutlich unterhalb dieses Grenzwertes, aber dennoch auf einem sehr hohen Niveau. Die Druckkraft bei einer Erwärmung von Typ 5 liegt trotz einer deutlich geringeren Steifigkeit des Aufbetons aus Leichtbeton nur geringfügig unterhalb von Typ 2. Durch Rissbildungen fällt die Zwangskraft bei einer Abkühlung deutlich geringer aus. Sowohl bei dieser Variante, als auch bei der Verwendung von Infraleichtbeton bei Typ 6 bilden sich die Risse

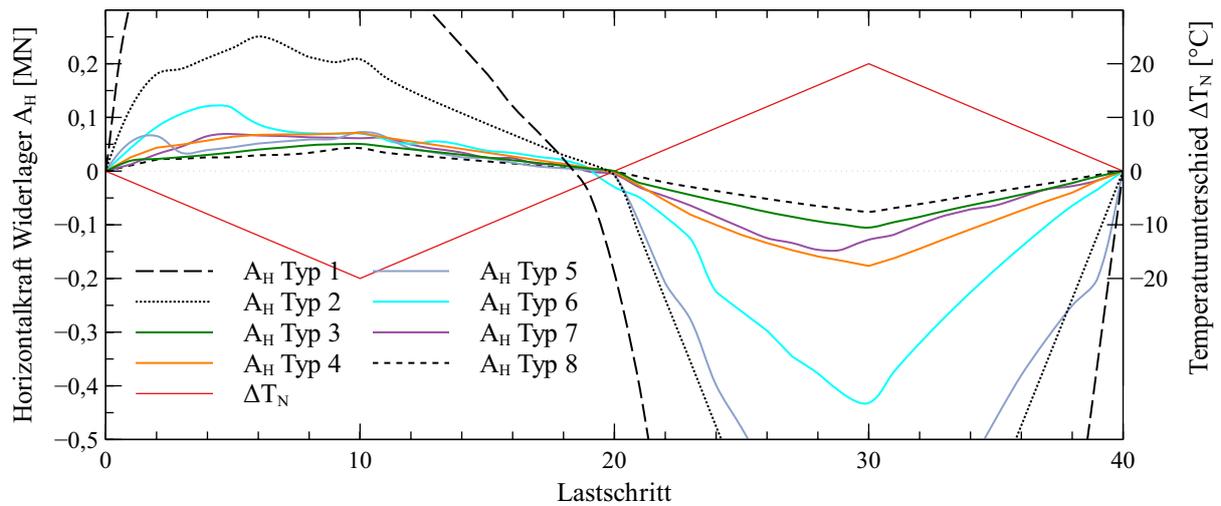


Abb. 5.8: Vergleich des Bogenschubs der verschiedenen Aufbauten infolge von Temperaturänderungen

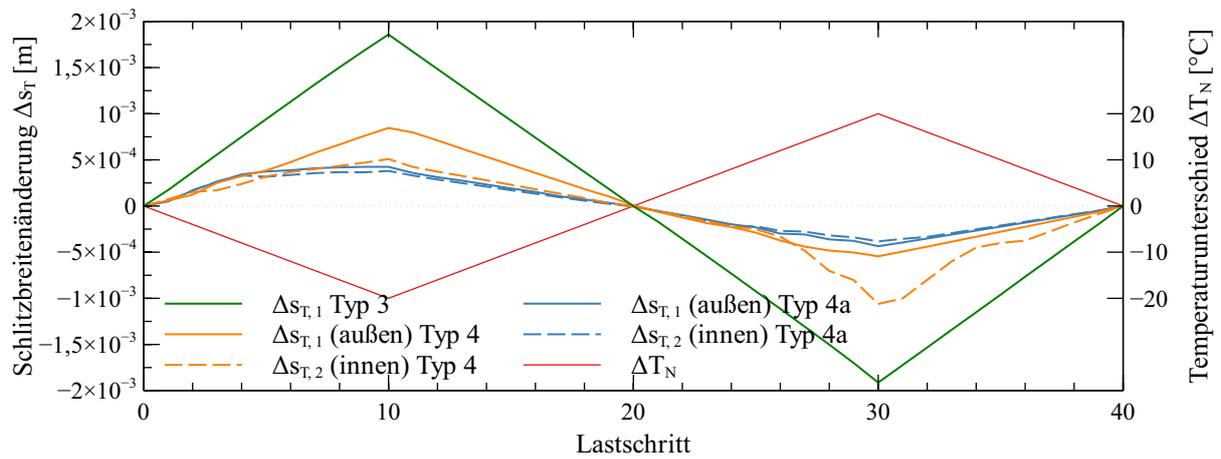


Abb. 5.9: Vergleich der Schlitzbreitenänderungen der Aufbauten Typ 3, Typ 4 und Typ 4a infolge von Temperaturänderungen

jedoch konzentriert an den Einspannstellen aus, wodurch teilweise große Rissbreiten die Folge sind. Abhilfe schafft hierbei eine geringfügige Bewehrung des Aufbetons, wie es in der Abbildung 5.7, als Typ 6a bezeichnet, dargestellt wird. Durch eine derartige korrosionsgeschützte Bewehrung wird eine Beschränkung der Rissbreiten durch die Verteilung der Risse erreicht. Die Konstruktionen von Typ 3, Typ 4 und Typ 7 weisen aufgrund der Bogenatmung geringe Zwangsbeanspruchungen auf, welche nur von der Konstruktion des Typs 8 ohne Aufbau untertroffen wird.

Die vertikalen Scheitelverformungen bei Temperaturbeanspruchung, sind abgesehen von dem Balken mit konstanter Querschnittshöhe in Typ 1, bei allen Varianten ausgeprägt vorhanden. Insbesondere bei einer Abkühlung zeigen die Verläufe all dieser Konstruktionen ein sehr ähnliches Verhalten. Eine Darstellung der Verläufe findet sich im Anhang in der Abbildung B.1.

Die Änderung der Schlitzbreiten von Typ 3, Typ 4 und Typ 4a bei Temperaturänderungen sind in der Abbildung 5.9 dargestellt. Der Verlauf von Typ 3, bei dem nur jeweils ein Schlitz über jedem Zwischenpfeiler angeordnet ist, zeigt sich in den Berechnungsergebnissen weitgehend linear. Die Absolutwerte der

Schlitzbreitenänderungen fallen bei dem Typ 4 aufgrund der Anzahl und Anordnung der Schlitzte gegenüber Typ 3 deutlich geringer aus. Eine differenziertere Betrachtung bedarf jedoch die Gleichmäßigkeit der Verformungen der einzelnen Schlitzte bei Typ 4. Hierbei sind deutliche Unterschiede zwischen den inneren und äußeren Schlitzten erkennbar, die auch in Abhängigkeit von einer Abkühlung oder einer Erwärmung unterschiedlich groß ausfallen. Dieses Verhalten konnte in den Simulationen nur bei einer engen Feinmaschigkeit des Finite Elemente Netzes und der Aufbringung der Temperaturunterschiede in ausreichend kleinen Lastschritten erzeugt werden. Abhilfe dieses auch bei der Variante II des Prototyps festgestellten Verhaltens, kann durch eine, die Schlitzte kreuzende und vor Korrosion geschützte, Bewehrung erfolgen. Dies wurde in dem Typ 4a modelliert, wie es in der Abbildung 5.7 zu sehen ist. Die Gleichmäßigkeit der Schlitzbreitenänderungen konnte hierdurch deutlich verbessert werden. Ein vergleichbarer Effekt zeigte sich in den numerischen Untersuchungen beim Aufbringen eines Fahrbahnbelags. Jedoch ist diese positive Wirkung in der Realität mit Unsicherheiten behaftet. Der Verbund zwischen Asphalt und Aufbeton könnte sich zumindest in Teilbereichen im Verlauf der langen Nutzungsdauer vermindern. Ebenso sind Rissbildungen im Fahrbahnaufbau denkbar. Die Anordnung von Bewehrungsstäben ist hierbei eine deutlich kalkulierbarere Lösung.

Der Vergleich des Tragverhaltens bei der Beanspruchung mit einer Verkehrslast ist in den Diagrammen der Abbildung 5.10 dargestellt. Hierfür wurden die Konstruktionen halbseitig mit der in der Breite skalierten Vertikallast des Lastmodells LM71 belastet, wodurch die Beanspruchung einer Bahnbrücke simuliert wird. An den Horizontalkräften an den Widerlagern A_H (Abbildung 5.10 (links)) kann abgelesen werden, dass sich, abgesehen von der als Biegebalken wirkenden Konstruktion von Typ 1, eine deutliche Bogentragwirkung ausbildet. Die Ausbildung dieses Bogenschubs ist aufgrund der horizontal unverschieblichen Lagerung möglich. Nur ein geringer Teil der Belastung wird bei dieser Modellierung über die Biegetragwirkung abgetragen, was sich an den relativ ähnlichen vertikalen Scheitelverformungen in der Abbildung 5.10 (rechts) zeigt. Prinzipiell stehen die Anforderungen an die Tragwirkung bei Verkehrsbelastung jedoch im Gegensatz zu jenen nach einer geringen Zwangsbeanspruchung bei Temperaturänderungen. Beispielsweise weist somit die Konstruktion von Typ 8 gegenüber jener von Typ 2 höhere Scheitelverformungen auf.

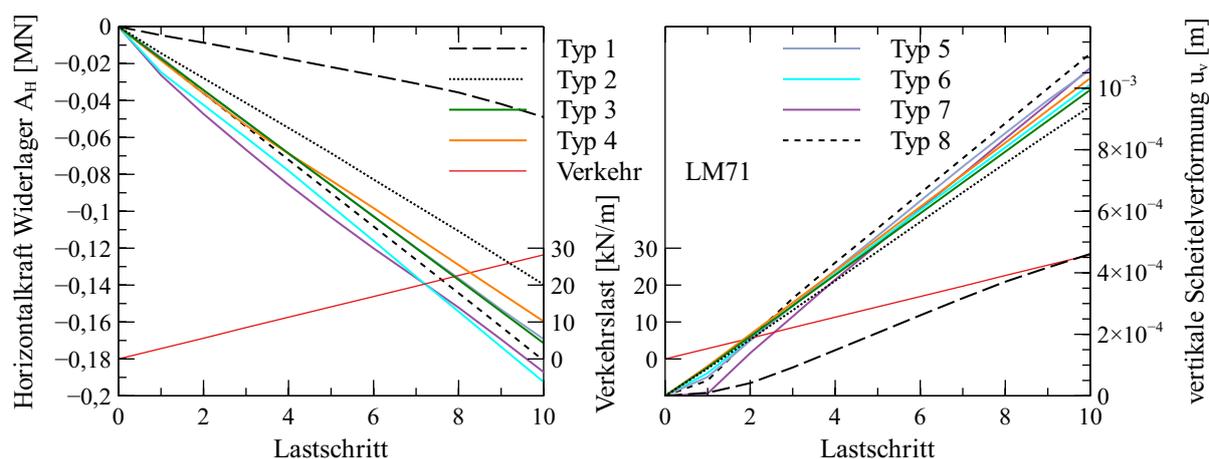


Abb. 5.10: Vergleich des Bogenschubs (links) und der vertikalen Scheitelverformungen (rechts) der verschiedenen Aufbauten infolge einer halbseitigen Verkehrslast

5.2.3 Schlussfolgerungen

Die numerischen Untersuchungen zeigten, dass die Wahl des Bogenaufbaus einen deutlichen Einfluss auf das Tragverhalten hat. Eine pauschale Aussage, welche Variante des Aufbaus zur Anwendung kommen soll, ist jedoch nicht möglich. Abgesehen von konstruktiven Belangen sind vor allem die beim gegenständlichen Vergleich betrachteten Kriterien wichtig für die Entscheidungsfindung. Da jedoch die Anforderungen nach einem geringen Bogenschub infolge Temperatureinwirkung und einer hohen Biegesteifigkeit zur verformungsarmen Aufnahme der Verkehrsbelastungen im Widerspruch stehen, müssen diese für jedes Einzelprojekt abgewogen werden. Hierbei spielen beispielsweise die Biegesteifigkeit der Zwischenpfeiler und die Steifigkeit des Zugbands eine Rolle, wie in den Kapiteln 3.3.2.1 und 3.3.2.2 ausführlich erläutert wurde. Für Aufbauten, bei denen je Feld mehrere planmäßige Schlitze zur Anwendung kommen, stellt die Anordnung einer die Schlitze kreuzenden Bewehrung eine gute Möglichkeit dar, die Gleichmäßigkeit der Schlitzbreitenänderungen zu erhöhen. Ebenso konnte beispielsweise mit Infralichtbeton ein Material mit passenden Materialeigenschaften für die Herstellung von einem monolithischen Bogenaufbau ausgemacht werden. Auch hierbei bringt der Einsatz von bereits geringen Bewehrungsmengen im Aufbeton Vorteile. Die Rissbildung läuft kontrollierter ab, wodurch sich große Rissbreiten im Aufbeton vermeiden lassen. Durch die monolithische Konstruktionsweise erlauben all diese Varianten einen fugenlosen Fahrbahnaufbau mit integrierter Abdichtungsebene. Der Aufbau von Typ 7, bestehend aus Leichtbeton und Schotter, stellt für Einsatzbereiche bei denen eine monolithische Ausführung nicht im Vordergrund steht, vor allem aufgrund der geringen Zwangsbeanspruchungen eine gute Möglichkeit für einen Bogenaufbau dar. Die Gleichmäßigkeit von Schlitzbreitenänderungen beziehungsweise die Forderung nach einer optimalen Rissverteilung im Aufbeton sind hierbei kein Thema.

6 Quantifizierung der Potentiale der neuen Technologie anhand von Alternativentwürfen

Die neue Technologie ist für einen sehr breiten Einsatzbereich geeignet. Filigran anmutende Fußgängerbrücken sind ebenso umsetzbar, wie Straßen- oder Bahnbrücken. Auch als auf einer echten Bogenbrücke aufgeständertes Fahrbahntragwerk, wie beispielsweise in Kapitel 3.5 beschrieben wurde, bringt die neue Technologie vor allem durch die Möglichkeit zur integralen Ausbildung Vorteile. Insbesondere jedoch wird die Überbrückung von breiten ebenen Tälern als Hauptanwendungsgebiet erachtet. Inwieweit die neue Technologie bei einem derartigen Szenario Potential zu Einsparungen gegenüber anderen Tragwerkstypen hat, wird in diesem Kapitel erläutert. Hierfür werden zwei Referenzmodelle definiert, welche mit Alternativentwürfen unter Anwendung der neuen Technologie insbesondere hinsichtlich der verbauten Massen und den daraus resultierenden CO₂-Emissionen verglichen und bewertet.

Bei dem ersten Referenzmodell, welches in weiterer Folge als „Referenzmodell A“ bezeichnet wird, handelt es sich um eine mehrfeldrige Bogenbrücke. Aufgrund des ähnlichen Tragwerkstyps beziehen sich die Vergleiche der Alternativentwürfe insbesondere auf dieses Modell. Anhand von Parameterstudien wird erarbeitet, wie sich die Wahl des Zugbandquerschnitts auf die Möglichkeiten zur Reduzierung der Bewehrung beziehungsweise der Querschnittsabmessungen von Bögen und Zwischenpfeiler auswirkt. Die Widerlager und Fundierungen bleiben bei allen hier betrachteten Entwürfen unverändert. Für den Einfluss der Steifigkeit der Widerlager und des Baugrunds sei auf die Ausführungen in Kapitel 3.3.2.2 verwiesen. Die Untersuchungen im gegenständlichen Kapitel konzentrieren sich neben der feldweisen Verkehrsbelastung vor allem auf den Ausfall eines Feldes im Katastrophenfall. Für diesen Tragwerkstyp stellen dies die maßgebenden Belastungssituationen dar.

Für das zweite Referenzmodell, in weiterer Folge „Referenzmodell B“ genannt, wurde eine Balkenbrücke mit einem mehrstegigen Plattenbalkenquerschnitt gewählt. Das Tragverhalten unterscheidet sich hierbei grundlegend von jenem einer mehrfeldrigen Bogenbrücke. Dennoch wird ein Massenvergleich zwischen den verschiedenen Entwürfen durchgeführt, um einen Vergleich zu diesem gänzlich anderen, aber in der Praxis weitaus häufiger eingesetztem Tragwerkstyps ziehen zu können. Neben den Massen erfolgt auch eine vergleichende Bewertung hinsichtlich konstruktiver Aspekte sowie abschließend eine Gegenüberstellung der optischen Erscheinungsbilder.

6.1 Referenzmodelle

6.1.1 Referenzmodell A: Mehrfeldrige Bogenbrücke ohne Zugband

Es gibt nicht viele mehrfeldrige Bogenbrücken, die in den letzten Jahren umgesetzt wurden. Die in Kapitel 2.2.4 bereits erwähnte und in der Abbildung 6.1 ersichtliche nördliche Vorlandbrücke der Stadsbrug Nijmegen stellt eine Ausnahme dar. Das Referenzmodell A entstand in Anlehnung an dieses Tragwerk. Damit kann ein unlängst in die Praxis umgesetztes, modernes und schlankes Tragwerk als Vergleichsobjekt für die vergleichenden Untersuchungen zur Bewertung der neuen Technologie herangezogen werden. Dennoch soll hier betont werden, dass aufgrund fehlender genauerer Informationen zum Originaltragwerk hinsichtlich Fundierungsparameter, verbauter Bewehrung etc. das Referenzmodell A nur als Anlehnung

an diese Brücke verstanden werden soll. Insbesondere die in diesem Kapitel getätigten Aussagen zum Verhalten im Katastrophenfall gelten somit nicht für das Originaltragwerk.



Abb. 6.1: Ansicht der nördlichen Vorlandbrücke von der Stadsbrug Nijmegen (Niederlande)

In der Abbildung 6.2 ist ein Quer- und Längsschnitt des Referenzmodells A dargestellt. Die tragende Konstruktion besteht aus Stahlbetonbögen, welche monolithisch an die Widerlager und Zwischenpfeiler angeschlossen sind. Die Querschnittsabmessungen wurden von dem Originaltragwerk abgeleitet. Die Zwischenpfeiler sind in Querrichtung aufgelöst und verjüngen sich von unten nach oben hin. Alternativ wäre auch eine Ausbildung durchgehender Pfeilerscheiben mit einer äquivalenten Biegesteifigkeit denkbar. In der Abbildung 3.22 in Kapitel 3.5 ist eine derartige Ausführungsform als Rendering dargestellt. Der Bogenaufbau besteht vorwiegend aus einer Schaumglasschüttung, welche eine horizontale Fahrbahnoberfläche ermöglicht. So wie beim Originaltragwerk bilden Stirnwände aus Stahlbeton mit einem vorgesetzten Klinkermauerwerk den seitlichen Abschluss. Um eine ungewollte Versteifung der Bögen durch die Scheibentragwirkung der Stirnwände zu verhindern, sind diese zirka in einem Abstand von einem Meter geschlitzt ausgeführt [Van der Horst et al. 2013]. Der Brückenquerschnitt enthält eine Fahrbahn sowie einen Geh- und Radweg. Diese geteilte Nutzung liegt auch bei der Originalkonstruktion vor. Um den Einfluss der Größe der Verkehrslast festzustellen, wird in weiterer Folge bei ausgewählten Berechnungen angenommen, dass die Brücke als Bahnbrücke genutzt wird. Hierbei werden auf der Fahrbahn anstatt der vier möglichen Fahrstreifen die normgemäße Belastung dreier Bahngleise angesetzt. In dem Kapitel 6.3 wird diese Belastungssituation nochmals genauer erläutert.

Die Einzelspannweiten der Bögen wurden mit 42,5 m in Anlehnung an das Originaltragwerk gewählt. Die Abbildung 6.3 zeigt eine Längsansicht von dem Referenzmodell A. Mit 16 Feldern ergibt sich eine integrale Konstruktion mit einer Gesamtlänge von 680,0 m. Die Errichtung des Originaltragwerks erfolgte abschnittsweise zu je drei Feldern. Für die Aufnahme des Bogenschubs im Bauzustand waren umfangreiche Bauhilfsmaßnahmen erforderlich. Es wurden Stahlträger zur Verbindung der Bogenscheitel und Litzen zur schrägen Abspannung der Zwischenpfeiler eingesetzt, welche nach der Fertigstellung des Tragwerks rückgebaut wurden [Van der Horst et al. 2013]. Im Nachgang konnten die seitlichen Stirnwände und der Bogenaufbau hergestellt werden.

Das Tragwerk wurde mittels Sofistik [Sofistik AG 2020] als Stabmodell modelliert, wobei die Tragfunktion des Überbaus vollständig den Bögen zugewiesen wurde. Der Bogenaufbau selbst wurde als externe Belastung angesetzt. Die Nachgiebigkeit des Baugrunds wurde mit einem Steifemodul von $E_s = 80 \text{ MN/m}^2$ berücksichtigt, was beispielsweise einem Boden aus feinem Kies mit Sand entspricht. Dies wurde für alle weiteren Modelle in dem gegenständlichen Kapitel übernommen. Das Hauptaugenmerk bei den Berechnungen lag auf der feldweisen Verkehrsbelastung und der Tragwirkung beim Ausfall eines Feldes im Katastrophenfall, da dies die maßgebenden Beanspruchungen für das Tragwerk sind. Temperaturänderungen können ebenso wie das Schwinden des Betons problemlos durch das Atmen der schlanken Bögen zwängungsarm aufgenommen werden.

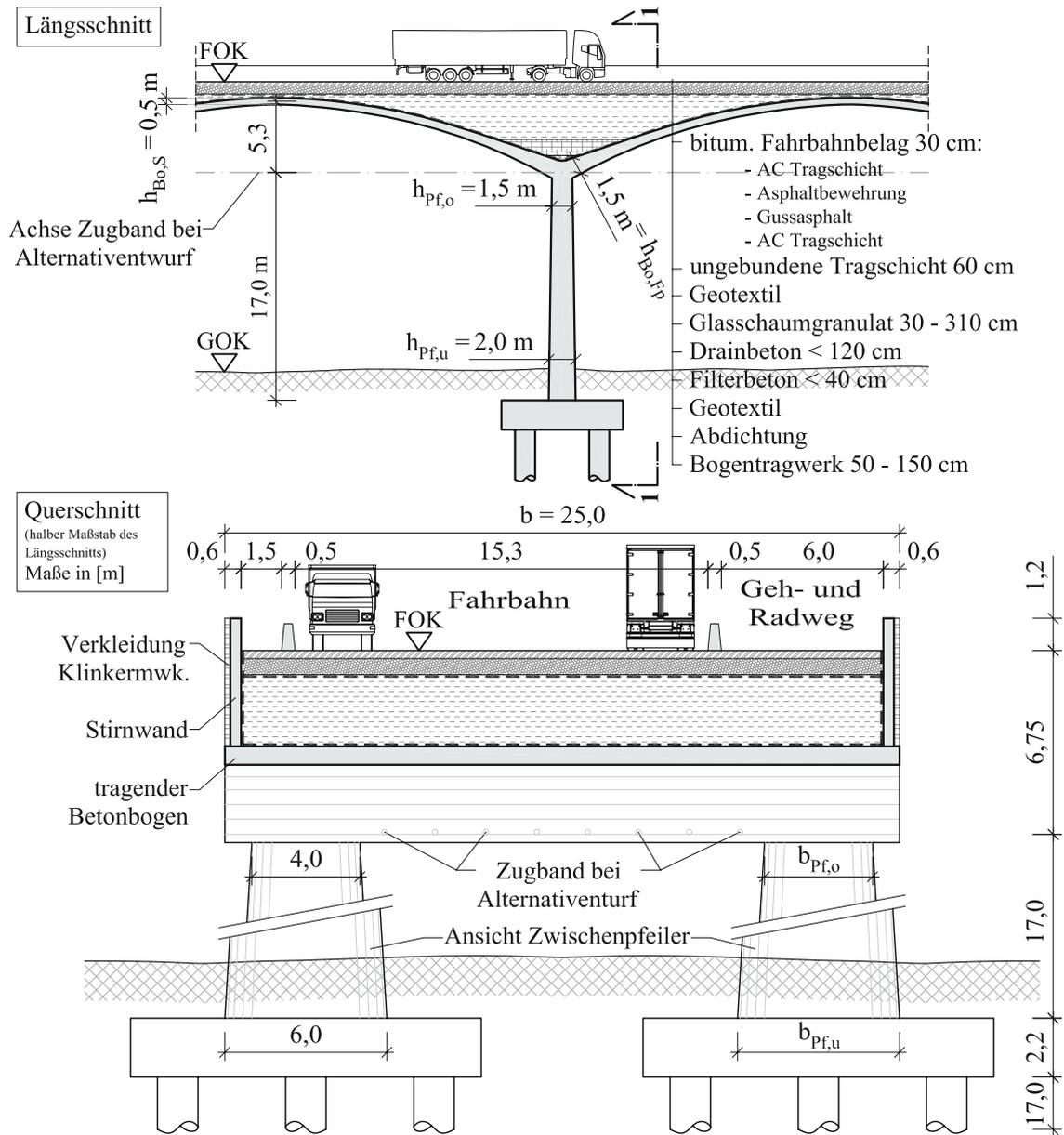


Abb. 6.2: Referenzmodell A: Längs- und Querschnitt

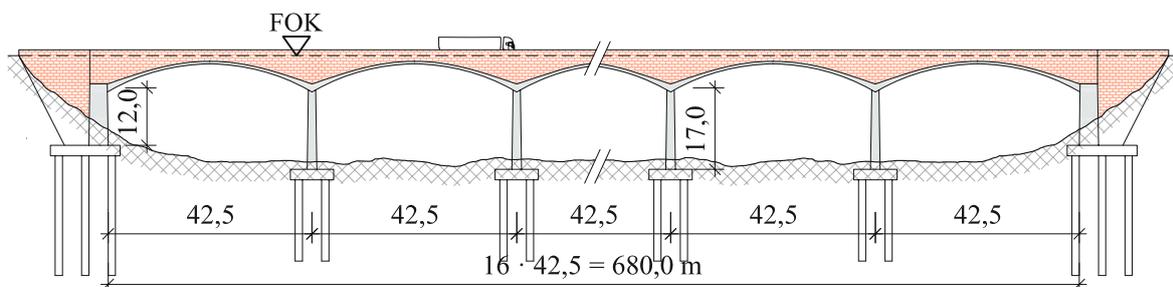


Abb. 6.3: Referenzmodell A: Längsansicht, Maße in [m]

6.1.2 Referenzmodell B: Balkenbrücke

Bei dem Referenzmodell B handelt es sich um ein gänzlich anderes Tragsystem. Die Stützweiten, Anzahl der Felder und die Querschnittsbreite wurden jedoch von dem Referenzmodell A übernommen. Der Überbau ist allerdings als vorgespanntes Balkentragwerk mit einem vierstegigen Plattenbalkenquerschnitt konzipiert, welcher in der Abbildung 6.4 dargestellt ist. In jeder Achse sind vier einzelne Pfeiler vorgesehen auf denen der Überbau durch Lager getrennt aufgelagert wird, wodurch somit insgesamt 68 Brückenlager erforderlich sind. Eine Konzeption als semi-integrales Tragwerk wäre bei den gegebenen Randbedingungen ebenso denkbar. Das Referenzmodell B wurde jedoch als konventionelle Brücke ausgelegt. Das Schwinden und Kriechen des Betons sowie konstante Temperaturänderungen und die elastische Stauchung infolge Vorspannung verursachen somit bei Vernachlässigung der Lagerreibung keine Zwangsbeanspruchungen.

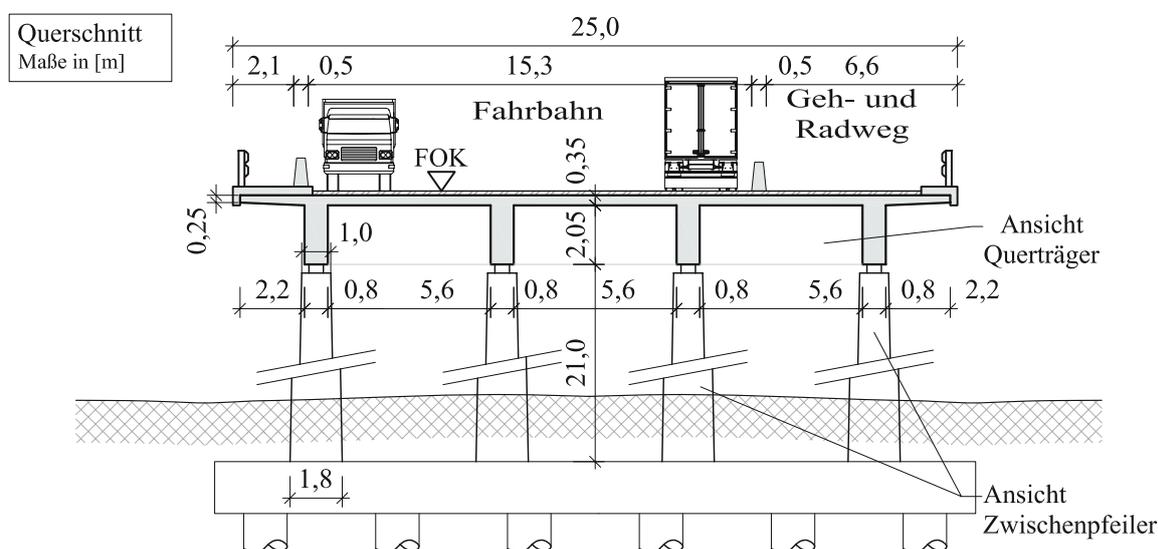


Abb. 6.4: Referenzmodell B: Querschnitt

Laut Geißler (2014) werden Plattenbalkentragwerke in Spannbetonbauweise üblicherweise bis zu einer Schlankheit von $L/H = 20$ ausgeführt. Das Referenzmodell B weist eine Querschnittshöhe von 2,40 m auf, wodurch sich eine Schlankheit von $L/H = 20$ ergibt. Die Längsansicht ist in der Abbildung 6.5 dargestellt. Die Vorspannung wurde mit vier 19-Litzen Spanngliedern je Steg vorgesehen, welche in einem an das Eigengewicht angepassten Verlauf angeordnet werden. Die mittlere Vorspannkraft der insgesamt 304 Stück 0,6" Litzen ergibt nach dem Abzug der sofortigen und zeitabhängigen Verluste eine mittlere Spannung im Querschnitt von zirka $\sigma_{c,p,\infty} = 3,6 \text{ N/mm}^2$. Die schlaff bewehrte Fahrbahnplatte weist eine Querschnittshöhe von 0,35 m auf, welche sich zum Randbalken hin auf 0,25 m verjüngt. Die erforderliche Menge an schlaffer Bewehrung beträgt laut Geißler (2014) bei einem durchschnittlichen Spannbetonquerschnitt zwischen 120 kg/m^3 und 140 kg/m^3 . Für den in Kapitel 6.5.1 beschriebenen Massenvergleich kam ein mittlerer Wert von 130 kg/m^3 zur Anwendung.

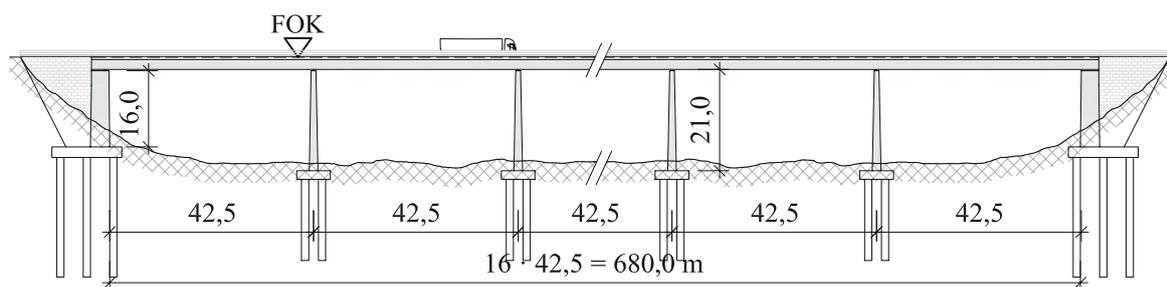


Abb. 6.5: Referenzmodell B: Längsansicht, Maße in [m]

6.2 Alternativentwürfe unter Anwendung der neuen Technologie

Basierend auf dem Referenzmodell A wurden Alternativentwürfe unter Anwendung der neuen Technologie konzipiert. Die insgesamt fünf verschiedenen Entwürfe unterscheiden sich untereinander durch den Zugbandquerschnitt beziehungsweise die Querschnittsabmessungen der Zwischenpfeiler und Bögen. Abgesehen davon wurden alle Abmessungen sowie die Widerlager und die Fundierung zur Gänze von dem Referenzmodell A übernommen. Die Lage des Zugbands ist in der Abbildung 6.2 dargestellt. In dem Kapitel 6.5.3 erfolgt ein ästhetischer Vergleich zu den beiden Referenzmodellen anhand von Renderings, wobei hier die Lage des Zugbands gut ersichtlich ist.

Wie bereits mehrfach erläutert, weisen mehrfeldrige Bogenbrücken bei gleichmäßiger Belastung ein sehr vorteilhaftes Tragverhalten auf, wodurch eine schlanke Querschnittsgestaltung möglich ist. Bei einer feldweisen Verkehrsbelastung und insbesondere im Katastrophenfall beim Ausfall eines oder mehrerer Felder treten jedoch große Biegemomente im Tragwerk auf. Das bei der neuen Technologie vorhandene Zugband reduziert diese. Die vorgestellten Alternativentwürfe zeigen die positiven Auswirkungen auf zwei verschiedene Arten auf. Die Tabelle 6.1 bietet eine Übersicht über die erarbeiteten Alternativentwürfe. Die Querschnittsbezeichnungen finden sich in der Abbildung 6.2 wieder. Bei den Alternativentwürfen I bis IV wurden die Querschnittsabmessungen von dem Referenzmodell übernommen. Variiert wurde hierbei der Querschnitt des eingesetzten Zugbands. Der Vergleich dieser Tragwerke wird zeigen, inwieweit durch die verbesserte Tragwirkung Bewehrung eingespart werden kann. Gleichzeitig kann die Sicherheit gegenüber einem progressiven Kollaps beim Ausfall eines Feldes im Vergleich zu dem Referenzmodell A gesteigert werden. Bei dem Alternativentwurf V wurde eine andere Vorgehensweise gewählt. Es wurde ein für sinnvoll erachteter Zugbandquerschnitt, jener des Alternativentwurfs III, ausgewählt und die Querschnittsabmessungen adaptiert. Die Querschnitte wurden iterativ solange verkleinert, bis die Verformungen bei einer feldweisen Verkehrsbelastung in etwa jenen des Referenzmodells A entsprachen, um die Vergleichbarkeit zwischen den Systemen sicherzustellen. Der gewählte Zugbandquerschnitt kann beispielsweise mit acht Kabel zu je 31 Litzen erreicht werden. Damit konnten die Betonquerschnitte um 20 % verkleinert werden.

Der Bauablauf kann bei Anwendung der neuen Technologie abschnittsweise erfolgen, so wie es in dem Kapitel 3.3.1 beschrieben wurde. Das Anspannen des Zugbands erfolgt gegen das Eigengewicht der Betonbögen. Es wurde angenommen, dass die Ausbaulast erst nach erfolgtem Tragwerksschluss aufgebracht wird. Die in der Tabelle 6.1 angegebenen Spannungen im Zugband zum Zeitpunkt des Bauendzustandes $\sigma_{P,t1}$ liefern eine Aussage über die Ausnutzung des Zugbands im Ausgangszustand ohne zusätzlicher Belastung. Temperaturänderungen können bei allen fünf Alternativentwürfen zwängungsarm aufgenommen werden, wobei bei einer Erwärmung immer eine ausreichende Spannung im Zugband verbleibt.

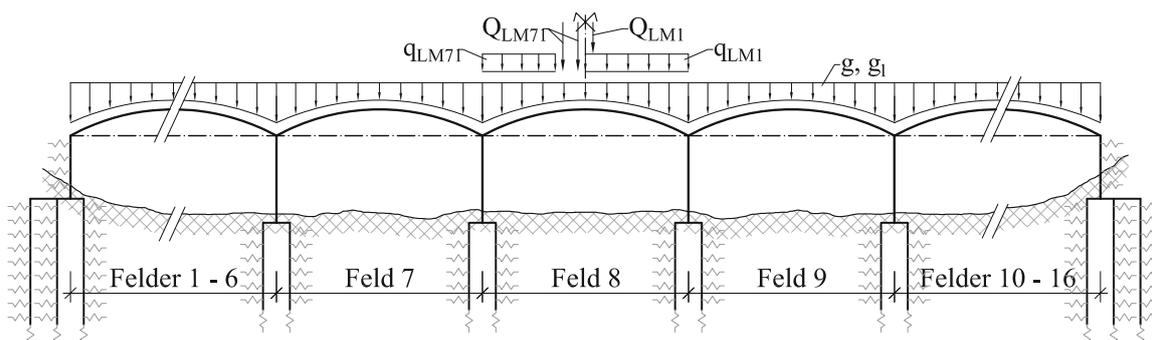
Tab. 6.1: Übersicht Querschnittsabmessungen und Zugbandquerschnitte der untersuchten Alternativentwürfe

	Bezeichnung Alternativentwurf				
	I	II	III	IV	V
Querschnittsbreite Pfeiler unten $b_{Pf,u}$ [m]	6,0	6,0	6,0	6,0	5,6
Querschnittshöhe Pfeiler unten $h_{Pf,u}$ [m]	2,0	2,0	2,0	2,0	1,7
Querschnittsbreite Pfeiler oben $b_{Pf,o}$ [m]	4,0	4,0	4,0	4,0	3,7
Querschnittshöhe Pfeiler oben $h_{Pf,o}$ [m]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,3
Querschnittshöhe Bogenfußpunkt $h_{Bo,FP}$ [m]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,2
Querschnittshöhe Bogenscheitel $h_{Bo,S}$ [m]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4
Litzen 0,6" je Meter Breite b [Stk./m]	38,4	19,2	9,6	4,8	9,6
Zugbandquerschnitt gesamt A_P [m ²]	0,14	0,072	0,036	0,018	0,036
Spannung Zugband im Bauendzustand $\sigma_{P,t1}$ [MPa]	87	174	348	696	279

6.3 Untersuchungen zum Tragverhalten unter Verkehrsbelastung

6.3.1 Motivation und Vorgehensweise

Die durch das Zugband bei einer nach der neuen Technologie errichteten mehrfeldrigen Bogenbrücke vorhandenen Vorteile bei der abschnittswisen Verkehrsbelastung wurden in dem Kapitel 3.3.2 ausführlich erläutert. Inwieweit die verbesserte Tragwirkung zu eventuellen Masseneinsparungen führt, wird in diesem Kapitel erläutert. Neben den Vergleichen zwischen den Alternativentwürfen ist insbesondere jener zum Referenzmodell A von Interesse. Die hierfür maßgebende Belastungssituation ist in der Abbildung 6.6 dargestellt. Die Verkehrslast wurde ausschließlich auf Feld 8 positioniert, wobei die Achslasten im Bogenscheitel angeordnet wurden.

**Abb. 6.6:** Übersicht des statischen Systems und der Belastungssituation der maßgebenden feldweisen Verkehrsbelastung

Um eventuelle relevante Einflüsse der Größe der Verkehrslast auf eine potentielle Masseneinsparung zu erkennen, wurden die Belastungen einer Straßenbrücke und einer Bahnbrücke getrennt angesetzt und verglichen. Es wurden dazu die Lastmodelle LM1 und LM71 gemäß der ÖNORM EN 1991-2 (2012) verwendet. Die Fahrbahn des Querschnitts wurde hierfür in fünf rechnerische Fahrstreifen beziehungsweise drei Gleisachsen eingeteilt. Die Belastungssituation der Straßenbrücke (LM1) diente für die im

vorhergehenden Kapitel beschriebene iterative Anpassung der Querschnitte des Alternativentwurfs V an das Tragverhalten des Referenzmodells A.

6.3.2 Ergebnisse

Die Belastungen wurden normgemäß kombiniert und die erforderliche Bewehrung für Bögen und Pfeiler berechnet. Es zeigte sich, dass zur Aufnahme der Verkehrsbelastung überwiegend die Mindestbewehrung ausreichend ist. Eine direkte Einsparung der Bewehrungsmassen konnte somit nicht erreicht werden. Jedoch konnten bei Beibehaltung des Ausnutzungsgrades die Querschnitte bei Variante V um 20 % reduziert werden. Somit können Beton und in weiterer Folge damit auch Bewehrung eingespart werden. Der Massenvergleich der verschiedenen Entwürfe wird ausführlich in Kapitel 6.5.1 erläutert.

Diese Aussagen gelten sowohl für die Nutzung als Straßen- als auch für die Nutzung als Bahnbrücke. Obwohl die Beanspruchungen kaum über die Erfordernisse einer Mindestbewehrung hinausgehen, zeigten die Tragwerke doch deutliche Unterschiede auf die Größe der Verkehrsbelastung, was anhand der Tabelle 6.2 gezeigt werden soll. Hierin sind die Spannungen in dem Zugband des belasteten Felds 8 aufgelistet. Die Werte der Bahnbrücke (LM71) liegen jeweils deutlich über jenen der Straßenbrücke (LM1). Die Steifigkeit der Bögen und Pfeiler hat auf die durch eine Verkehrslast im Zugband entstehenden Spannungen ebenso einen Einfluss. Die Zugbandquerschnitte bei den Alternativentwürfen III und V sind identisch. Dennoch beträgt die Spannungszunahme ausgehend von der in der Tabelle 6.1 angeführten Spannung zum Zeitpunkt des Bauendzustands durch die Verkehrsbelastung LM1 bei Entwurf III 69 MPa und bei Entwurf V aufgrund des weicheren Systemverhaltens 90 MPa.

Tab. 6.2: Maximale Spannungen im Zugband infolge feldweiser Verkehrsbelastung

Spannung Zugband Feld 8	Bezeichnung Alternativentwurf				
	I	II	III	IV	V
$\sigma_{P,Ed,max,Q,LM1}$ [MPa]	126	225	417	778	369
$\sigma_{P,Ed,max,Q,LM71}$ [MPa]	164	282	492	872	474

Berechnungen mit unterschiedlichen Bodenparametern zeigten keine relevanten Auswirkungen auf die oben getroffenen Aussagen hinsichtlich der Einsparung von Bewehrung. Dennoch muss im Hinterkopf behalten werden, dass die Ergebnisse nur für die definierten Randbedingungen gelten. Beispielsweise kann eine Änderung der Pfeilerhöhen beziehungsweise der Einsatz eines anderen Aufbaus mit einem abweichenden Eigengewicht deutlich andere Aussagen ergeben. In der Diplomarbeit von Trabusiner (2020) erfolgte eine Untersuchung an einem ähnlichen Tragwerk. Hierin finden sich eine Vielzahl an ausgewerteten Berechnungsergebnissen, wie beispielsweise Darstellungen des verformten Systems beziehungsweise ein detaillierter Vergleich der Ausnutzungsgrade in Abhängigkeit vom festgelegten Zugbandquerschnitt.

6.4 Untersuchungen zum Tragverhalten im Katastrophenfall

6.4.1 Motivation und Vorgehensweise

Bei der Konzeption einer mehrfeldrigen Bogenbrücke muss die Gefahr eines fortschreitenden Versagens nach dem Ausfall eines oder mehrerer Felder bedacht werden. Diese Belastungssituation verursacht große Biegemomente in einem ansonsten hauptsächlich auf Normkraft beanspruchten Tragwerk. Das bei der neuen Technologie vorhandene Zugband verbessert die Tragwirkung in diesem Lastfall, wie

in dem Kapitel 3.3.4 erläutert wurde. Der Einfluss des Zugbandquerschnitts auf die Dimensionierung der erforderlichen Bewehrung beziehungsweise der Querschnittsabmessungen der Konstruktion wird in dem gegenständlichen Kapitel erläutert. Bei einer Balkenbrücke ist die Problematik eines progressiven Versagens in dieser Form nicht gegeben, weshalb die Vergleiche zwischen den Alternativentwürfen beziehungsweise zum Referenzmodell A durchgeführt werden.

In der Abbildung 6.7 ist das für die Untersuchungen verwendete Szenario und die zugehörige Belastung dargestellt. Es wird der Ausfall von Bogen und Zugband in dem Feld 1 angenommen. Vorangegangene Untersuchungen zeigten, dass dies die maßgebende Beanspruchungssituation ist, jedoch der Ausfall eines anderen Feldes nur unwesentlich geringere Beanspruchungen im verbleibenden Tragwerk hervorruft. Ebenso wurde der alleinige Ausfall von Bogen oder Zugband untersucht. Die aus dem alleinigen Versagen des Zugbands des ersten Feldes entstehenden Auswirkungen sind sehr gering. Fällt nur der Bogen aus, wird das Zugband in diesem Feld durch die entstehenden Verformungen des verbleibenden Systems spannungsfrei, wodurch sich eine zum Ausfall von Bogen und Zugband vergleichbare Situation einstellt. Diese Ergebnisse korrespondieren mit jenen in Kapitel 3.3.4 beschriebenen Untersuchungen, wodurch in weiterer Folge ausschließlich das Szenario des gemeinsamen Ausfalls von Bogen und Zugband betrachtet wurde.

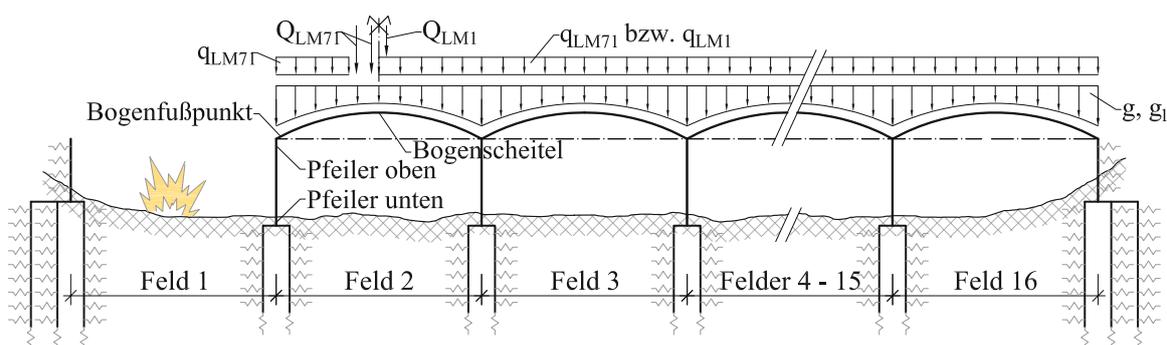


Abb. 6.7: Übersicht des statischen Systems und der maßgebenden Belastungssituation bei Ausfall des ersten Feldes im Katastrophenfall

Um den Einfluss der Größe der Verkehrslast zu untersuchen, wurden die Berechnungen wiederum für eine Nutzung als Straßenbrücke und eine Nutzung als Bahnbrücke durchgeführt. Die Achslasten der Lastmodelle LM1 beziehungsweise LM71 sind in dem Scheitelpunkt von Feld 2 positioniert. Die Gleichlasten der Lastmodelle wurden auf dem gesamten verbleibenden Tragwerk angeordnet. Die Bemessungslasten wurden für die außergewöhnliche Bemessungssituation gemäß der ÖNORM EN 1990 (2013), der ÖNORM EN 1990/A1 (2013) und der ÖNORM B 1990-2 (2016) ermittelt. Während hierbei das Eigengewicht g und die Ausbaulast g_1 ohne Teilsicherheitswert behaftet anzusetzen sind, wurden die Verkehrslasten des Lastmodells LM71 mit $\psi_1 = 0,60$ abgemindert. Die Doppelachse des Lastmodells LM1 war mit $\psi_1 = 0,75$ und die zugehörige gleichmäßig verteilte Last mit $\psi_1 = 0,40$ zu reduzieren. Ziel der Untersuchungen war es, eine potentielle Materialeinsparung von Bewehrung und Beton zu quantifizieren. Die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite dürfen gemäß der ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) bei einer außergewöhnlichen Bemessungssituation mit $\gamma_s = 1,0$ für die Bewehrung und mit $\gamma_c = 1,2$ für den Beton angenommen werden. Damit erfolgte die Bemessung der Pfeiler und Bögen.

6.4.2 Ergebnisse

In der Tabelle 6.3 sind die maximalen Spannungen in den Zugbändern der verschiedenen Alternativentwürfe angegeben, welche in Feld 2 auftraten. Es sind Unterschiede zwischen den Belastungen von LM1 und LM71 erkennbar, welche jedoch nicht sehr groß ausfallen. Ebenso ist der Einfluss der Systemsteifigkeit erkennbar. Die Alternativentwürfe III und V weisen den gleichen Zugbandquerschnitt auf. Obwohl die Spannung im Zugband $\sigma_{P,t1}$ zum Zeitpunkt des Bauendzustands bei V geringer war, wie der Tabelle 6.1 entnommen werden kann, ist sie im Katastrophenfall höher. Aufgrund des weicheren Tragwerks wird das Zugband stärker aktiviert.

Tab. 6.3: Maximale Spannungen im Zugband im Katastrophenfall beim Ausfall des ersten Feldes

Spannung Zugband Feld 2	Bezeichnung Alternativentwurf				
	I	II	III	IV	V
$\sigma_{P,Ed,Ausfall,LM1}$ [MPa]	211	352	581	972	599
$\sigma_{P,Ed,Ausfall,LM71}$ [MPa]	225	372	606	1000	634

Die Untersuchungen zeigen, dass der Ausfall eines Feldes im Katastrophenfall die für die Bemessung maßgebende Einwirkung darstellt. Der Einsatz eines Zugbands hat unmittelbare Auswirkungen auf die erforderliche Bewehrungsmenge, wie in der Abbildung 6.8 für die Nutzung als Straßenbrücke dargestellt ist. Die erforderliche Bewehrung der jeweiligen Alternativentwürfe wurde hierin auf jene von dem Referenzmodell A bezogen. Je größer und damit steifer das Zugband dimensioniert wird, desto geringer fällt die erforderliche Bewehrung aus. Bei den Alternativentwürfen I und II ist im Bogenfußpunkt beziehungsweise bei I ebenso im Bogenscheitel nur mehr die Mindestbewehrung einzulegen. Für den Alternativentwurf IV, dargestellt in grau, jenen mit dem geringsten Zugbandquerschnitt, ergab sich immer noch eine Reduzierung der statisch erforderlichen Bewehrungsfläche um zirka die Hälfte, bezogen auf das Referenzmodell A. Die Alternativentwürfe III (violett) und V (braun) weisen die gleichen Zugbandquerschnitte auf, unterscheiden sich jedoch durch die Querschnittsabmessungen der Bögen und Pfeiler. Vergleicht man die erforderliche Bewehrung miteinander, so zeigt sich, dass abgesehen von der Einspannstelle des Pfeilers (siehe (a) in der Abbildung 6.8), in etwa die gleichen Mengen erforderlich sind. Generell entlastet das Zugband sowohl die Pfeiler als auch die Bögen, wobei die Reduktion der erforderlichen Bewehrungsfläche in den Bogenscheiteln (Diagramm (d) in der Abbildung 6.8) am stärksten ausfällt. Für eine Nutzung als Bahnbrücke zeigten sich ähnliche Ergebnisse. Diese sind im Anhang in der Abbildung B.3 dargestellt.

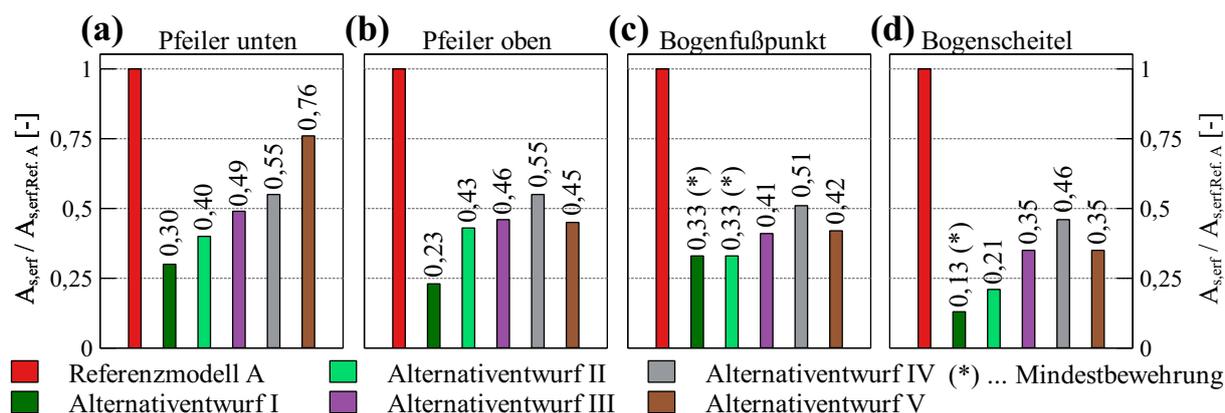


Abb. 6.8: Vergleich der erforderlichen Bewehrung in normierter Darstellung bezogen auf Referenzmodell A für eine Nutzung als Straßenbrücke: Pfeiler unten (a); Pfeiler oben (b); Bogenfußpunkt (c); Bogenscheitel (d)

6.5 Schlussfolgerungen

Die Untersuchungen an den Alternativentwürfen zeigen den positiven Einfluss eines Zugbands auf das Tragverhalten. Insbesondere bei der Bemessung des Tragwerks auf die Beanspruchungen beim Ausfall eines Feldes führt eine Erhöhung der Zugbandsteifigkeit zur Reduktion der statisch erforderlichen Bewehrungsmenge. In diesem Kapitel werden die Ergebnisse zusammengefasst und verglichen. Die Referenzmodelle dienen hierbei zum Vergleich einer nach der neuen Technologie errichteten Brücke mit anderen Tragwerkstypen. Neben dem Vergleich der Beton-, Bewehrungs- und Spannstahlmengen erfolgt auch ein Vergleich der CO₂-Emissionen. Eine Gegenüberstellung von konstruktiven Gegebenheiten und der optischen Erscheinungsbilder bilden den Abschluss des gegenständlichen Kapitels.

6.5.1 Massenvergleich

Weltweit betrachtet ist die Bauindustrie für zirka die Hälfte des Ressourcenverbrauchs, für zirka 45 % des Gesamtenergieverbrauchs und für zirka 30 % der CO₂-Emissionen verantwortlich [Fischer-Kowalski et al. 2011, Dean et al. 2016]. Neue Technologien, die zur Reduzierung dieser Werte beitragen, sind demnach wichtiger denn je.

In der Tabelle 6.4 werden die Massen von Beton, Bewehrung und Spannstahl sowohl der Pfeiler als auch der Überbauten sowie des Glasschaumgranulats des Bogenaufbaus der verschiedenen Alternativentwürfe und Referenzmodelle für die Nutzung als Straßenbrücke angeführt. Ebenso wird das Global warming potential, abgekürzt GWP, in der Form von äquivalenten CO₂-Emissionen ermittelt. Hierin sind die Emissionen aus der Herstellungsphase des jeweiligen Baustoffs enthalten. Gemäß der ÖNORM EN 15804 (2020) ist darin die Bereitstellung des Rohstoffs (A1), der Transport (A2) und die eigentliche Herstellung (A3) erfasst. Der Vergleich richtet sich insbesondere auf die Unterschiede zwischen dem Referenzmodell A und den fünf Alternativentwürfen. Beim Referenzmodell B handelt es sich um eine konventionell gelagerte Balkenbrücke und somit um ein gänzlich anderes Tragsystem. Dies muss bei der Bewertung der Ergebnisse im Hinterkopf behalten werden.

Die Betonmassen sind, abgesehen von dem Referenzmodell B und dem Alternativentwurf V, bei dem die Querschnitte reduziert wurden, bei allen Systemen gleich. Die in der Tabelle 6.4 angegebenen Bewehrungsmengen wurden auf Basis der in den vorhergehenden Kapiteln vorgestellten Untersuchungen

berechnet. Insbesondere der Katastrophenfall, der den Ausfall eines Feldes abbildete, war hierbei für die Alternativentwürfe und das Referenzmodell A maßgebend. In Bereichen in denen die Mindestbewehrung maßgebend war, wurde mit 65 kg/m^3 gerechnet, was laut Brühwiler und Menn (2013) einen üblichen Wert darstellt. Für die Bewehrung der Randbalken und Pfeiler sowie die seitlichen Stirnwände wurden beim Referenzmodell B ebenso Bewehrungsmengen abgeschätzt und berücksichtigt. Für den Überbau von Referenzmodell B wurde die Bewehrungsmenge mit 130 kg/m^3 kalkuliert, wobei laut Geißler (2014) bei einem vorgespannten Plattenbalkenquerschnitt zwischen 120 kg/m^3 und 140 kg/m^3 üblich sind. Die Anzahl der Litzen des Referenzmodells B wurde bereits in Kapitel 6.1.2 erläutert, jene der Alternativentwürfe ergeben sich aus dem angesetzten Zugbandquerschnitt.

Tab. 6.4: Vergleich der Massen und CO_2 - Emissionen der Pfeiler und des Überbaus für eine Nutzung als Straßenbrücke: Global warming potential (GWP) angeführt als äquivalente CO_2 -Emissionen für die Herstellungsphase (A1-A3 laut ÖNORM EN 15804 (2020))

	Ref.modell		Alternativentwurf				
	A	B	I	II	III	IV	V
Pfeiler Beton [m^3]	4 248	2 671	4 248	4 248	4 248	4 248	3 399
Überbau Beton [m^3]	14 889	11 813	14 889	14 889	14 889	14 889	12 361
GWP Beton [$\text{kg CO}_2 - \ddot{\text{A}}\text{q.}/\text{m}^3$] laut IBU 2018	286	286	286	286	286	286	286
GWP Beton [$\text{to CO}_2 - \ddot{\text{A}}\text{q.}$]	5 473	4 143	5 473	5 473	5 473	5 473	4 507
Pfeiler Bewehrung [to]	1 271	341	317	537	595	701	687
Überbau Bewehrung [to]	1 771	1 485	1 046	1 149	1 313	1 389	1 101
GWP Bew. [$\text{kg CO}_2 - \ddot{\text{A}}\text{q.}/\text{to}$] laut LCEE 2018	240	240	240	240	240	240	240
GWP Bew. [$\text{to CO}_2 - \ddot{\text{A}}\text{q.}$]	730	438	327	405	458	502	429
Litzen Zugband bzw. Vorspannung [to]	0	243	769	384	192	96	192
GWP Spannst. [$\text{kg CO}_2 - \ddot{\text{A}}\text{q.}/\text{to}$] laut epd-norge 2015	2 680	2 680	2 680	2 680	2 680	2 680	2 680
GWP Spannst. [$\text{to CO}_2 - \ddot{\text{A}}\text{q.}$]	0	652	2 060	1 030	515	258	515
Glasschaumgranulat [to]	5 759	0	5 759	5 759	5 759	5 759	5 759
GWP GSG [$\text{kg CO}_2 - \ddot{\text{A}}\text{q.}/\text{to}$] laut IBU 2010	241	241	241	241	241	241	241
GWP GSG [$\text{to CO}_2 - \ddot{\text{A}}\text{q.}$]	1 388	0	1 388	1 388	1 388	1 388	1 388
Summe Beton [m^3]	19 137	14 484	19 137	19 137	19 137	19 137	15 759
Summe Bewehrung [to]	3 042	1 826	1 363	1 686	1 909	2 090	1 787
Summe Spannstahl [to]	0	243	769	384	192	96	192
Summe GWP [$\text{to CO}_2 - \ddot{\text{A}}\text{q.}$]	7 591	5 233	9 248	8 296	7 834	7 620	6 839

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse ist in den Diagrammen der Abbildung 6.9 dargestellt. Die Bewehrungs- (a), Spannstahl- (b) und Betonmassen (c) sowie das GWP (d) sind hierin auf die Werte des Referenzmodells B, welches in blauer Farbe dargestellt ist, bezogen. Es zeigt sich, dass durch den Einsatz eines sehr steifen Zugbands, welches in Alternativentwurf I (dunkelgrün dargestellt) verbaut ist, die Bewehrungsmenge beträchtlich reduziert werden kann. Große Mengen an Spannstahl wirken

sich jedoch fatal auf die CO₂-Emissionen aus. Die beim Herstellungsprozess verursachte Menge an CO₂-Äquivalenten beträgt bei Spannstahl mit 2680 kg CO₂ – Äq/to laut epd-norge (2015) mehr als das Zehnfache als bei schlaffer Bewehrung mit 240 kg CO₂ – Äq/to laut LCEE (2018). Jedoch muss hier angemerkt werden, dass die verfügbaren Werte je nach Herstellungsland für beide Baustoffe sehr stark unterschiedlich sind. In den gegenständlichen Berechnungen wurden für den Spannstahl Werte für Norwegen und für den Bewehrungsstahl Daten aus Deutschland gewählt. Bei dem Referenzmodell A muss bedacht werden, dass für die Bauhilfsmaßnahmen ebenso Spannlitzen Verwendung finden, die jedoch nach der Fertigstellung wieder rückgebaut werden und somit in diesen für den Bauendzustand gültigen Werten keine Berücksichtigung fanden. Da dieser Spannstahl in der Regel nicht mehr verwendet werden kann und somit entsorgt beziehungsweise recycelt werden muss, sind hierfür noch versteckte Werte vorhanden, die das GWP von dem Referenzmodell A stillschweigend erhöhen.

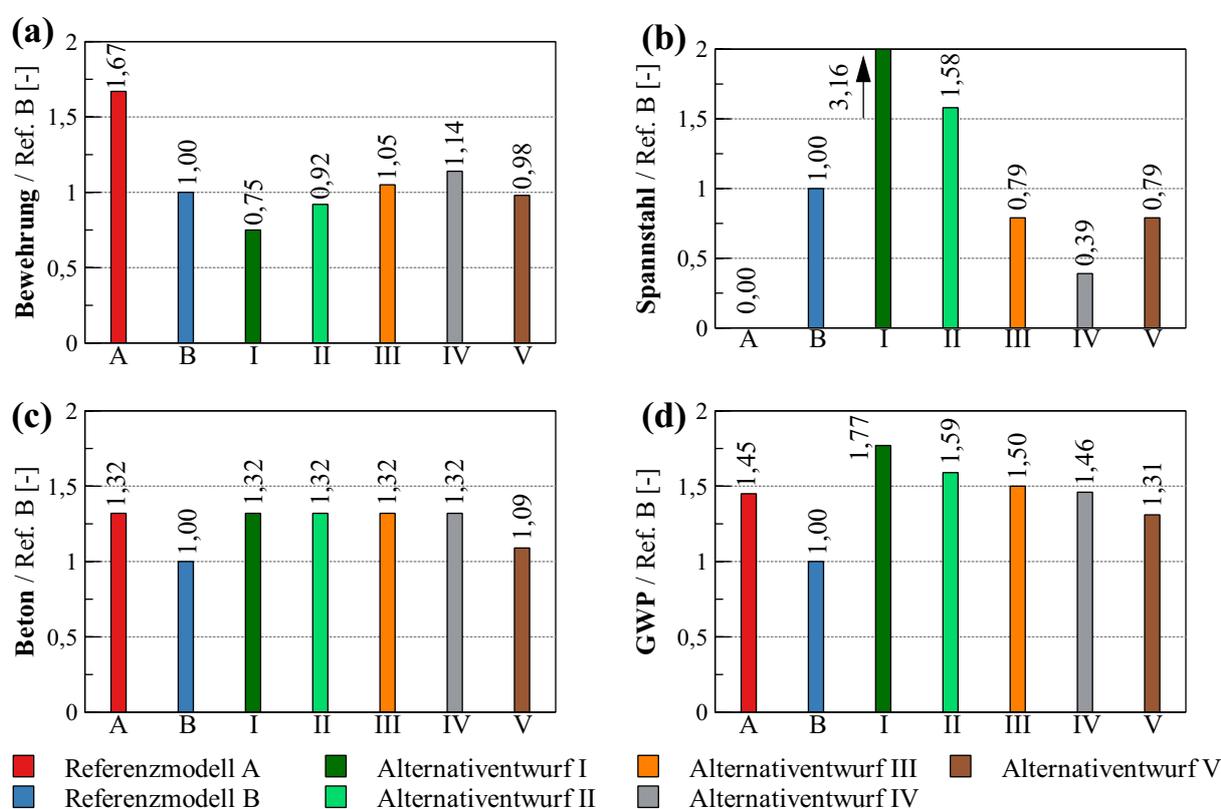


Abb. 6.9: Vergleich der Massen und CO₂-Emissionen in normierter Darstellung bezogen auf Referenzmodell B für eine Nutzung als Straßenbrücke: Menge Bewehrung (a); Menge Spannstahl (b); Menge Beton (c); Global warming potential (GWP) (d)

Bei der Betrachtung aller vier Kenngrößen (a) bis (d) der Abbildung 6.9 kommt man zu dem Schluss, dass das Referenzmodell V die beste Lösung der Alternativentwürfe darstellt. Die erforderliche Beton- und Bewehrungsmenge sowie das GWP liegt zum Teil deutlich unter den Werten des Referenzmodells A. Es wird somit bestätigt, dass durch die neue Technologie eine Reduktion der Querschnittsabmessungen und des Ressourcenverbrauchs bei einer mehrfeldrigen Bogenbrücke erzielt wird. Gleichzeitig wird die Sicherheit gegenüber einem fortschreitenden Versagen beibehalten beziehungsweise erhöht. Zudem liegt das Referenzmodell bei der Bewehrungs- und Spannstahlmenge unter dem und bei der Betonmenge nur geringfügig über den Werten der Balkenbrücke des Referenzmodells B. Das höhere GWP ist lediglich dem Einsatz von Glasschaumgranulat als Bogenaufbau geschuldet. Sollen die äquivalenten CO₂-Emissionen

weiter reduziert werden, kann die Verwendung eines anderen Materials, beispielsweise bewehrte Erde, angedacht werden. Hierfür sei auf die Ausführungen in dem Kapitel 3.5 verwiesen. Bei dem Vergleich mit dem Referenzmodell B darf zudem nicht vergessen werden, dass hierbei ein integrales einem konventionell gelagerten Tragwerk gegenübergestellt wird. Auf den Vergleich dieser Aspekte wird in dem folgenden Kapitel eingegangen.

6.5.2 Konstruktiver Vergleich

Die verbauten Materialmassen beeinflussen die Herstellungskosten eines Tragwerks. Ein großer Teil der Lebenszykluskosten einer Brücke entsteht jedoch durch die Wartung und die Instandsetzungsarbeiten. Diese sind wiederum sehr stark abhängig von konstruktiven Belangen. Bei einer nach der neuen Technologie errichteten mehrfeldrigen Bogenbrücke wird ein Zugband verbaut. Dieses bedarf insbesondere bei der Verwendung von Spannstahl einer großen Aufmerksamkeit hinsichtlich Korrosionsschutz und muss regelmäßig inspiziert werden. Es stehen jedoch Systemlösungen zur Verfügung, die sich in der Praxis beispielsweise beim Einsatz als externe Vorspannung beziehungsweise als Schrägkabel bei Schrägkabelbrücken bereits vielfach bewährt haben. Der große Vorteil der neuen Technologie liegt in der Möglichkeit lange Brücken in integraler Bauweise errichten zu können. Das Referenzmodell A ist ebenso integral ausgeführt, das Referenzmodell B jedoch als konventionell gelagerte Balkenbrücke. Bei einer vollständigen Trennung des Überbaus von den Unterbauten werden hierbei 68 Brückenlager benötigt. Bei einer semi-integralen Konzeption könnte diese Anzahl reduziert werden. Ebenso sind Fahrbahnübergangskonstruktionen zur Aufnahme der Längenänderungen erforderlich. Beides sind Verschleißteile, bedürfen einer regelmäßigen Wartung und müssen im Zuge der Lebensdauer einer Brücke teils mehrfach ausgetauscht werden. Die Sicherheit einer Balkenbrücke gegenüber einem fortschreitenden Versagen kann gegenüber einer herkömmlichen mehrfeldrigen Bogenbrücke als weitaus höher eingestuft und somit als Vorteil genannt werden. Im Vergleich betrachtet kombiniert die neue Technologie die Vorteile der verschiedenen Tragwerkstypen. Die Sicherheit gegenüber progressivem Versagen ist sehr hoch. Eine integrale Ausbildung der in diesem Beispiel 680 m langen Brücke ist ebenso möglich wie auch ein abschnittsweiser Bauablauf ohne zusätzliche Bauhilfsmaßnahmen.



Abb. 6.10: Vergleich der Ansichten (Renderings): Referenzmodell A (oben); Referenzmodell B (mittig); Alternativentwurf unter Anwendung der neuen Technologie (unten)

6.5.3 Ästhetischer Vergleich

Insbesondere große Brücken haben einen deutlichen Einfluss auf das Landschaftsbild. Aufgrund der hohen angestrebten Lebensdauer ist es umso wichtiger, dass dies bei der Konzeption eines Tragwerks

bedacht wird. Die Abbildungen 6.10 und 6.11 zeigen einen Vergleich der Ansichten beziehungsweise der Untersichten des Referenzmodells A, des Referenzmodells B und des Alternativentwurfs. Die optische Bewertung ist oftmals subjektiv und hängt von dem jeweiligen Betrachter ab. Eine nach der neuen Technologie errichtete mehrfeldrige Bogenbrücke stellt jedoch eine reizvolle Alternative zu einer Balkenbrücke dar, um beispielsweise wie in diesem Fall ein breites ebenes Tal zu überbrücken.



Abb. 6.11: Vergleich der Untersichten (Renderings): Referenzmodell A (links); Referenzmodell B (mittig); Alternativentwurf unter Anwendung der neuen Technologie (rechts)

7 Zusammenfassung

Die gegenständliche Arbeit beschreibt die Entwicklung einer neuen Technologie zur Herstellung von mehrfeldrigen Bogenbrücken unter der Anwendung eines Zugbands. Durch die Konzeption von möglichst unverschieblichen Widerlagern und dem zwängungsarmen Tragverhalten von Bogenkonstruktionen bei Längsdehnungen, ist der Bau von theoretisch unendlich langen integralen Brücken möglich. Der Einsatz eines Zugbands kompensiert die Nachteile von herkömmlich hergestellten mehrfeldrigen Bogenbrücken. Eine feldweise beziehungsweise abschnittsweise Herstellung ist ohne der Anwendung von temporären Bauhilfsmaßnahmen und trotz einer schlanken Pfeilerform möglich. Beim fertiggestellten Tragwerk übernimmt das Zugband mehrere Funktionen. Zum einen wird das Tragverhalten unter feldweiser Verkehrsbeanspruchung verbessert und zum anderen die Gefahr eines fortschreitenden Versagens nach dem Ausfall eines einzelnen Bogenfeldes verhindert. Für die Beschreibung der Entwicklung dieser Technologie wurde die gegenständliche Arbeit in mehrere Kapitel gegliedert.

Ein großer Vorteil der neuen Technologie besteht in der Möglichkeit lange Tragwerke in integraler Bauweise realisieren zu können. Auf Basis einer Literaturrecherche werden in dem Kapitel 2.1 die Grundlagen der integralen Brückenbauweise erklärt. Neben einer Begriffsdefinition und der Erläuterung von Vor- und Nachteilen wird insbesondere auf das Thema der Zwangsbeanspruchungen eingegangen. Es gibt verschiedene Ausführungsformen von integralen Brücken. Sehr häufig wird das Konzept der flexiblen Widerlager eingesetzt. Dabei werden die Längenänderungen infolge von den Temperaturänderungen, dem Schwinden oder dem Kriechen des Betons möglichst ungehindert durch Verformungen der Widerlager aufgenommen. Dadurch werden die Zwangsbeanspruchungen in einem beherrschbaren Ausmaß gehalten. Insbesondere im Hinterfüllungsbereich der Widerlager und an dem Übergang zwischen der Brücke und der weiterführenden Fahrbahnoberfläche kommt es jedoch ab einer gewissen Länge zu Problemen. Ein anderes Konzept sieht die Verhinderung der Längenänderungen durch die Anordnung von steifen Widerlagern vor. Trotz möglichst kleiner Querschnittsflächen des Überbaus kommt es hierbei zu beträchtlichen Zwangskräften im System, die von den Widerlagern aufgenommen werden müssen. Diese Lösung ist nur in Sonderfällen zielführend, beispielsweise wenn an beiden Brückenenden massive Tunnelportale zur Aufnahme der Horizontalkräfte zur Verfügung stehen. Wird der Überbau gekrümmt ausgeführt, so kann dieser die Längenänderungen durch das Ausweichen in radialer Richtung, trotz steifer Widerlager, zwängungsarm aufnehmen. Dieses sogenannte „Atmen“ der Konstruktion ist sowohl bei im Grundriss als auch bei im Aufriss gekrümmten Tragwerken vorhanden. Eine Krümmung im Grundriss kann meist nur ausgeführt werden, wenn dies die Linienführung des Verkehrsweges erlaubt.

Bogenbrücken weisen eine Krümmung im Aufriss auf und sind ein seit jeher bekannter Tragwerkstyp. Die neue Technologie baut auf dem zwängungsarmen Verformungsverhalten von Bogenbrücken auf. In dem Kapitel 2.2 werden deshalb die für die weiteren Kapitel erforderlichen Grundlagen zum Stand der Technik von ein- und mehrfeldrigen Bogenbrücken erarbeitet. Es gibt unterschiedliche Konstruktionsformen von Bogenbrücken, die sich durch die Tragwirkung, die Lage der Fahrbahn und den Aufbau unterscheiden. Bei einer nach der neuen Technologie errichteten mehrfeldrigen Bogenbrücke handelt es sich um ein Hybridsystem aus echter und in sich verankerter Bogenbrücke mit oben angeordneter Fahrbahn. Bei dem Bogenaufbau zur Überbrückung des Raums zwischen gekrümmter Bogenoberseite und der horizontalen Fahrbahn kann prinzipiell zwischen Aufständungen und Auffüllungen unterschieden werden. Bei der Beschreibung der Tragwirkung wird insbesondere auf die Besonderheiten mehrfeldriger Bogenbrücken

eingegangen. Bei einer gleichmäßigen Beanspruchung werden die Zwischenpfeiler und auch die Bögen hauptsächlich auf Normalkraft beansprucht. Bei einer feldweisen Verkehrsbelastung entstehen jedoch unerwünschte Biegemomente. Gleiches gilt im Katastrophenfall beim Ausfall eines oder mehrerer Felder. Im April 2020 führte dies zu einem fortschreitenden Versagen einer fünffeldrigen Bogenbrücke, wie in dem Kapitel 2.2.2 vorgestellt wird. Der Bau mehrfeldriger Bogenbrücken erfolgt in der Regel feld- oder abschnittsweise. Für die Aufnahme des Bogenschubs im Bauzustand sind massive Pfeiler oder Bauhilfsmaßnahmen erforderlich.

Das Kapitel 3 widmet sich der Vorstellung der neuen Technologie. Kernpunkt der neuen Technologie ist das Zugband, welches im Bauzustand eingebaut und je nach Bauablauf entweder nur gegen das Eigengewicht des Bogens oder gegen das Eigengewicht und die Ausbaulast angespannt wird. Im Endzustand verbessert es die Tragwirkung bei einer feldweisen Belastung und verhindert im Katastrophenfall beim Ausfall eines Feldes ein Fortschreiten des Versagens. Das Tragverhalten einer nach der neuen Technologie errichteten Brücke wird für alle maßgebenden Lastfälle erläutert. Im Zuge dessen werden die Einflüsse der Steifigkeitsverhältnisse aufgezeigt. Neben der Steifigkeit der Fundierung von Pfeiler und Widerlager sowie der Steifigkeit von Pfeiler und Bögen, hat insbesondere die Dehnsteifigkeit des Zugbands einen großen Einfluss auf das Tragverhalten des Systems. Die Querschnittsfläche des Zugbands kann jedoch nur in einem gewissen Bereich gewählt werden. Die Spannkraft ergibt sich durch den aufzunehmenden Bogenschub zum Zeitpunkt des Anspannens und ist somit bekannt. Einerseits muss eine Mindestspannung eingehalten werden, um ein Erschlaffen des Zugbands infolge einer Erwärmung zu vermeiden und andererseits darf das Zugband nicht überlastet werden, um ein Fließen des Materials zu verhindern. Inwieweit das Zugband bei einer Belastung aktiviert wird und sich somit an der Tragwirkung beteiligt, hängt wiederum von den Steifigkeitsverhältnissen der Konstruktion und Gründung ab, wodurch eine pauschale Aussage nicht möglich ist. Die in den Kapiteln 3.3.2.1 und 3.3.2.2 durchgeführten Parameterstudien erläutern die Zusammenhänge der verschiedenen Bauteil- beziehungsweise Baugrundsteifigkeiten und geben somit eine Hilfestellung bei der Wahl eines passenden Zugbandquerschnitts. Für den Katastrophenfall wurden unterschiedliche Szenarien betrachtet. Ein alleiniger Ausfall eines Bogens beziehungsweise des Zugbands in einem Feld wurde ebenso untersucht wie der gleichzeitige Ausfall. Da keine pauschale Aussage für alle denkbaren Tragwerke getroffen werden kann, welches Szenario maßgebend ist, wird empfohlen im Zuge der Bemessung eines konkreten Objekts alle Szenarien zu bearbeiten.

Die neue Technologie kombiniert eine bekannte Tragwerksform, den Bogen mit einem vielfach erprobten Bauteil, einem Zugelement, in einer bisher nicht bekannten Art und Weise. Die Neuheit wird durch die Erteilung des Patents [Kollegger und Gaßner 2019] und durch die in Kapitel 3.4 erläuterten Ergebnisse einer Literaturrecherche zu Konstruktionen mit ähnlichen Erscheinungsformen bestätigt. In dem anschließenden Kapitel 3.5 werden unterschiedliche Ausführungsformen von möglichen Bogenaufbauten vorgestellt. Je nachdem, wo die neue Technologie eingesetzt werden soll, ob beispielsweise als eigenständiges Tragwerk zur Überbrückung eines breiten ebenen Tals oder als aufgeständertes Fahrbahntragwerk auf einer echten Bogenbrücke über ein tiefes Tal, werden hierzu unterschiedliche Lösungen vorgestellt. Bei einer geringen erforderlichen Aufbauhöhe können die Bogenträger monolithisch hergestellt werden, wobei die Ausbildung der Bogentragwirkung durch Schlitze oder Weichenlagen, die von der Ober- beziehungsweise Unterseite bis zum gedachten Bogenquerschnitt reichen, ermöglicht wird. Der Aufbau kann jedoch auch mittels einer auf dem tragenden Bogenquerschnitt aufgetragenen Auffüllung erfolgen, wobei hier unterschiedlichste Materialien zum Einsatz kommen können. Bei allen Aufbauvarianten ist eine fugenlose Fahrbahnoberfläche das erklärte Ziel, um ein integrales Bauwerk ausführen zu können. Bei der beschriebenen Variante mittels Schlitzen kommt ein im Zuge eines anderen Forschungsprojekts entwickelter bituminöser Fahrbahnaufbau zum Einsatz, der bis zu einer Schlitzbreitenänderung von 1,2 mm eine fugenlose Aufbringung zulässt [Eichwalder 2017].

Aufbauend auf den Erkenntnissen der vorhergehenden Kapitel wurde am Lagerplatz der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp ein Prototyp zur Erprobung der neuen Technologie errichtet, worauf in Kapitel 4 eingegangen wird. Durch die beiden unverschieblichen Widerlager kann der Prototyp als Ausschnitt aus einer theoretisch unendlich langen mehrfeldrigen integralen Bogenbrücke verstanden werden. Mit der abschnittswisen Errichtung gemäß der neuen Technologie konnte der Bauablauf demonstriert und wichtige Erfahrungswerte gesammelt werden. Des Weiteren zeigte der Bau beziehungsweise Umbau des Prototyps die Funktionsweise zweier Varianten des Bogenaufbaus, was als Grundlage für die Entwicklung weiterer Varianten im Zuge von numerischen Untersuchungen, welche in dem Kapitel 5 vorgestellt werden, diente. Hierfür wurde der dreifeldrige Prototyp mit Einzelstützweiten von 9,0 m mit einem umfangreichen Monitoringsystem ausgestattet. Dieses lieferte, während jeweils einer Sommer- und Winterperiode je Aufbauvariante, umfangreiche Daten zum Trag- und Verformungsverhalten des Prototyps infolge der klimatischen Einwirkungen. Zusätzlich fanden Temperaturlaufzeichnungen und begleitende Messungen an Vergleichskörpern zur Erfassung des Temperaturexpansionskoeffizienten α_{cT} und des Schwindverhaltens des eingesetzten Betons statt.

Die Messergebnisse bestätigten das zwängungsarme Verformungsverhalten der Konstruktion. Die durchgeführten Rissaufzeichnungen zeigten, abgesehen von den auf die besondere Bauweise des Prototyps zurückzuführenden Rissen, keine bei einem in Stahlbetonbauweise errichteten Tragwerk besorgniserregenden Rissbildungen. Insbesondere bei der Variante II, bei der vier Schlitze je Feld zur Ermöglichung des Bogentragverhaltens hergestellt wurden, bestätigte sich der starke Einfluss der Steifigkeitsverhältnisse. Durch Rissbildungen im Bogenquerschnitt unterhalb der Schlitze wird die Steifigkeit lokal verringert, wodurch die Gleichmäßigkeit der Schlitzbreitenänderungen beeinträchtigt wird. Dennoch unterschritt die maximal erfasste Schlitzbreitenänderung den Grenzwert von 1,2 mm bis zu dem ein erprobter bituminöser Fahrbahnaufbau zur Verfügung steht. Die aus den Messdaten und Beobachtungen gewonnenen Erkenntnisse wurden für die Kalibrierung von numerischen Modellen für die Weiterentwicklung des Bogenaufbaus herangezogen, was in dem Kapitel 5.2 beschrieben wird.

In dem Kapitel 5.1 werden jedoch zuvor die Ergebnisse ausgewählter Untersuchungen zu dem mittels Monitoring festgestellten Verhalten des Prototyps vorgestellt. Unter anderem die Auswirkungen der unterschiedlichen Randbedingungen der Bogenfußpunkte an den Widerlagern und der Bogenfußpunkte an den Zwischenpfeilern werden hierbei erläutert. Damit lassen sich die Unterschiede in den vertikalen Verformungen der Bogenscheitel zwischen dem inneren und den beiden Randfeldern erklären. Das aufgrund von messtechnischen Erfordernissen verbundlos durch die Widerlager durchgeführte und an deren Rückseite verankerte Zugband bedingte bei Zugbeanspruchung eine geringere Steifigkeit als sie die Verbindung zweier Bogenfußpunkte an den Zwischenpfeilern aufwies. Dies konnte als Ursache für das geringere Atmen des mittleren Feldes ausgemacht werden. Bei einer realen Brückenkonstruktion wären die Bogenfußpunkte sowohl untereinander als auch an die Widerlager monolithisch angeschlossen, wodurch derartige Einflüsse nicht vorhanden wären. Dennoch zeigten die Untersuchungen abermals die Notwendigkeit nach einer genauen Abbildung der Steifigkeitsverhältnisse in der Modellierung auf. Dies sollte auch bei einem in der Praxis umgesetzten realen Brückentragwerk beachtet werden. Eine weitere Untersuchung betraf die Einflüsse, die sich aus der Anzahl und Anordnung der Schlitze zur Ermöglichung der Bogentragwirkung ergeben. Prinzipiell kann gesagt werden, dass mit steigender Schlitzanzahl die Steifigkeit des Systems und somit die Zwangsbeanspruchung reduziert wird. Des Weiteren werden durch die Schlitzanordnung die beim Atmen der Konstruktion entstehenden Schlitzbreitenänderungen beeinflusst. Um eine geringe Beanspruchung des darüber angeordneten Fahrbahnbelags zu erzielen, ist eine möglichst gleichmäßige Schlitzbreitenänderung anzustreben. Für die rechnerische Abschätzung dieser, wird die Verwendung von nichtlinearen Berechnungsmodellen empfohlen. Nur dadurch können lokale Steifigkeitsänderungen durch Rissbildungen berücksichtigt werden, die große Auswirkungen auf die Gleichmäßigkeit des Öffnens beziehungsweise Schließens der Schlitze haben.

Das Kapitel 5.2 beschreibt numerische Untersuchungen zur Entwicklung und Beurteilung von unterschiedlichen Bogenaufbauten. Diese nichtlinearen Finite-Elemente Berechnungen wurden mit Hilfe der Software Atena von Cervenka Consulting [Červenka Consulting s.r.o. 2020] durchgeführt. Ausgehend von der Geometrie des Prototyps wurden einerseits monolithische Bogenaufbauten untersucht, bei denen die Bogentragwirkung durch Schlitze ermöglicht wird. Andererseits wurden anstatt des mit Schlitzten versehenen Normalbetons weichere Materialien wie beispielsweise Leichtbeton oder Schotter für den Bogenaufbau eingesetzt, womit vielversprechende Ergebnisse erzielt werden konnten. Zur Optimierung der Gleichmäßigkeit der Schlitzbreitenänderungen können die Schlitze kreuzende Bewehrungsstäbe eingesetzt werden, welche allerdings korrosionsgeschützt ausgeführt werden müssen. Eine geringfügige Bewehrung eines aus Infralichtbeton bestehenden Bogenaufbaus verhindert eine konzentrierte Rissbildung, wodurch die Aufbringung eines fugenlosen, bituminösen Fahrbelags ermöglicht wird.

Eine nach der neuen Technologie errichtete mehrfeldrige Bogenbrücke weist durch das Zugband bei einer feldweisen Verkehrsbelastung und insbesondere im Katastrophenfall beim Ausfall eines Feldes ein weitaus besseres Tragverhalten auf als eine konventionelle Bogenbrücke. Inwieweit dadurch Materialeinsparungen erzielbar sind, ist der Kernpunkt der in Kapitel 6 durchgeführten Untersuchungen. Hierzu wurden zwei Referenzmodelle erstellt. Zum einen handelt es sich dabei um eine mehrfeldrige Bogenbrücke, welche in Anlehnung an ein reales Tragwerk, der nördlichen Vorlandbrücke der Stadsbrug Nijmegen in den Niederlanden [Van der Horst et al. 2013] entstand. Zum anderen wurde für die gleichen Randbedingungen ein Entwurf für eine vorgespannte Balkenbrücke mit Plattenbalkenquerschnitt ausgearbeitet. Diese beiden Tragwerke wurden mit insgesamt fünf unter der Anwendung der neuen Technologie erstellten Alternativentwürfen verglichen. Vier davon unterscheiden sich durch den Querschnitt des Zugbands, bei einem wurden die Betonquerschnitte um 20 % reduziert, wobei durch das Zugband die gleiche Steifigkeit unter feldweiser Verkehrsbeanspruchung wie beim Referenzmodell beibehalten wurde. Gemäß den Erfordernissen der ÖNORM EN 1990 (2013) darf der Ausfall eines einzelnen Bauteils kein Totalversagen der Konstruktion nach sich ziehen. Um ein fortschreitendes Versagen zu verhindern, müssen mehrfeldrige Bogentragwerke auf die Beanspruchungen nach dem Ausfall eines Feldes bemessen werden. Die Berechnungen zeigten, dass dies bei den gegebenen Verhältnissen oftmals die maßgebende Einwirkung darstellt. Die durch das Zugband reduzierten Biegebeanspruchungen führten zu einer Verringerung der erforderlichen Bewehrungsmengen. Dem gegenüber steht der erhöhte Bedarf an Spannstahl für das Zugband, was sich insbesondere auf das Global warming potential, ausgedrückt durch die äquivalenten CO₂-Emissionen, auswirkt. Die in Summe betrachtet besten Ergebnisse lieferte der Alternativentwurf mit den um 20 % reduzierten Betonmassen. Dieser hat nicht nur ein deutliches Einsparungspotential bei den Bewehrungs- und Betonmassen sowie CO₂-Emissionen gegenüber einer herkömmlichen mehrfeldrigen Bogenbrücke, sondern bei Bewehrung und Spannstahl auch gegenüber einer Balkenbrücke. Zudem darf beim Vergleich zu dieser konventionell gelagerten Spannbetonbrücke die Ersparnis durch den Wegfall der Lager und Fahrbelagübergangskonstruktionen nicht außer Acht gelassen werden. Ein optischer Vergleich der verschiedenen Tragwerke bildet den Abschluss dieses Kapitels.

Die neue Technologie liefert eine Möglichkeit zur Ausbildung von langen integralen Tragwerken, ohne die genannten Nachteile einer herkömmlichen mehrfeldrigen Bogenbrücke in Kauf nehmen zu müssen. Ziel dieser Arbeit war es, die neue Technologie von der Idee ausgehend in Richtung einer möglichen Umsetzung in Form einer realen Brücke zu entwickeln und das Potential sowie die erforderlichen Entwurfsparameter aufzuzeigen. Somit konnte ein Beitrag dazu geliefert werden, den etwas in Vergessenheit geratenen Brückentyp der mehrfeldrigen Bogenbrücke, in einer für die modernen Anforderungen weiterentwickelten neuen Form, in der Praxis einzusetzen.

Literaturverzeichnis

- Arnold, A. (2008). „Zum Einfluss der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur bei Tragwerken aus Konstruktionsbeton mit und ohne Vorspannung“. Dissertation. Technische Universität Dortmund.
- Außerlechner, A., D. La Poutré und M. Fischer (2013). „Die neue ÖBB-Rheinbrücke bei Lustenau, Österreich – Ein außergewöhnliches Bogenbrückentragwerk“. In: *Stahlbau* 82.5, S. 340–346.
- Berger, D., C.-A. Graubner, E. Pelke und M. Zink (2004). „Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 99.4, S. 295–303.
- Berger, J. und J. Feix (2020). „Long-term investigations on reduction of constraint forces caused by imposed deformation by creep“. In: *Structural Concrete* 21.6, S. 2643–2653.
- Berger, J. und J. Feix (2019). „Constraint forces from imposed deformations“. In: *Structural Concrete* 20.2, S. 650–659.
- Bergmeister, K. (2000). „Einsatz und Modellierung von konstruktivem Leichtbeton“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 95.7, S. 420–425.
- Blab, R., L. Eberhardsteiner und T. Hessmann (2015). *Wartungsfreie Fahrbahnübergangskonstruktion - Konstruktionselement bituminöser Fahrbahnaufbau*. Forschungsbericht. Projektnummer: 14501, Technische Universität Wien - Institut für Verkehrswissenschaften, Forschungsbereich Straßenwesen.
- Bodendiek, P. (2005). „Trag- und Verformungsverhalten des historischen Barmühlenviaduktes“. Dissertation. Technische Universität Braunschweig.
- Brenchich, A. und D. Pera (2020). „A Low-Invasive Retrofitting Technique for Masonry Bridges: Experimental Results“. In: *Proceedings of ARCH 2019 (Herausgeber: Arêde, A. und C. Costa)*. Springer International Publishing, S. 911–919.
- Bretschneider, N., S. Franck, V. Slowik und S. Marx (2018). „Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Nachrechnung der Belastungsversuche mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen“. In: *Mauerwerk Kalender 2018: Brücken Bauen im Bestand (Herausgeber: Jäger W.)* 43, S. 139–168.
- Brühwiler, E. und C. Menn (2013). *Stahlbetonbrücken*. Springer-Verlag.
- Burke, M. P. J. (1993). „Integral Bridges: Attributes and Limitations“. In: *Transportation research record* 1393.
- CEB-FIP Model Code 90 (1993). *CEB Bulletin No. 213/214*. Lausanne: fib - Fédération Internationale du Béton, International Federation for Structural Concrete.
- Červenka Consulting s.r.o. (2020). *Atena - Software for nonlinear analysis of reinforced concrete structures, aufgerufen am 08.01.2020*. URL: <https://www.cervenka.cz/products/atena/>.
- Dean, B., J. Dulac, K. Petrchenko und P. Graham (2016). *Towards zero-emission efficient and resilient buildings. Global Status Report*. Global Alliance for Buildings und Construction (GABC).
- Della Pietra, R. (2018). „Integralisierung von Bestandsbrücken“. Dissertation. Technische Universität Graz.
- Dorffner, G. (1999). *Die Floridsdorfer Hochbahn: Geschichte und Wiedererstellung der Italienschleife*. Vier Viertel Verlag.
- Dunjic, V., A. Rudisch, V. Wittner, B. Malcher und A. Kolbitsch (2017). „Determining the ultimate load of historic masonry arches by using eccentricity charts“. In: *Mauerwerk* 21.2, S. 90–101.
- Eichwalder, B. (2017). „Fugenlose Fahrbahnübergangskonstruktion für lange integrale Brücken“. Dissertation. Technische Universität Wien.

- Eichwalder, B., M. Kleiser, M. Fritsch, R. Veit-Egerer und J. Kollegger (2019). „Der Einsatz einer fugenlosen Fahrbahnübergangskonstruktion bei der Satzengrabenbrücke: Funktionsweise, Bau und erste Monitoring-Ergebnisse“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 114.2, S. 95–102.
- Eichwalder, B. und J. Kollegger (2018). „Durable transition structure for long integral abutment bridges“. In: *Structural Concrete* 19.4, S. 1092–1100.
- Eisenindustrie und Brückenbau (1931). „Bogenbrücke mit über den einzelnen Bögen liegendem Zugband“. Patent, Deutschland, Nr. 539580, (Status: ausgelaufen).
- Empberger, F. I. E. v. (1911). *Handbuch für Eisenbetonbau - sechster Band: Brückenbau*. 2. Auflage. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn.
- Engelsmann, S., J. Schlaich und K. Schäfer (1999a). „Integrale Betonbrücken - Brückenbauwerke aus Konstruktionsbeton ohne Fugen und Lager“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 94.5, S. 206–215.
- Engelsmann, S., J. Schlaich und K. Schäfer (1999b). *Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager*. Heft 496. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.
- epd-norge (2015). *Prestressed steel for reinforcement of concrete, PC Strand*. Umwelt-Produktdeklaration NEPD-326-206-EN, Inhaber: Ferrometall AS.
- Fenz, B. und S. Maier (2018). „Integrale Brücken mit Bogentragwirkung“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- FGSV 553 (2016). *Merkblatt über die Verwendung von Schaumglas als Leichtbaustoff im Erdbau des Straßenbaus*. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- FGSV 556 (2012). *Merkblatt über die Verwendung von Blähton als Leichtbaustoff im Erdbau des Straßenbaus*. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- Fischer-Kowalski, M., E. Weizsäcker, Y. Ren, Y. Moriguchi, W. Crane, F. Krausmann, N. Eisenmenger, S. Giljum, P. Hennicke, P. Romero-Lankao, A. Siriban-Manalang und S. Sewerin (2011). *Decoupling natural resource use and environmental impacts from economic growth, A Report of the Working Group on Decoupling to the International Resource Panel*. United Nations Environment Programme.
- Franck, S. A., H. Kothmayer, A. Schulz, N. Bretschneider und V. Slowik (2013). „Tragsicherheitsbewertung einer Mauerwerksgewölbebrücke mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen“. In: *Bautechnik* 90.8, S. 475–484.
- Gago, A. S., J. Alfaiate und A. Lamas (2011). „The effect of the infill in arched structures: Analytical and numerical modelling“. In: *Engineering Structures* 33.5, S. 1450–1458.
- Gaßner, G., K. Fuchs und J. Kollegger (2020). „Integral Arch Bridge of Unlimited Length“. In: *Proceedings of ARCH 2019 (Herausgeber: Arêde, A. und C. Costa)*. Springer International Publishing, S. 911–919.
- Gaßner, G. und J. Kollegger (2021). „Integrale Bogenbrücke mit Zugband: Neue Technologie zur Vermeidung eines fortschreitenden Versagens“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 116.2, S. 127–138.
- Geier, R., V. Angelmaier, C.-A. Graubner und J. Kohoutek (2017). *Integrale Brücken: Entwurf, Berechnung, Ausführung, Monitoring*. John Wiley & Sons.
- Geißler, K. (2014). *Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*. John Wiley & Sons.
- Gilka-Bötzow, A. (2016). *Stabilität von ultraleichten Schaumbetonen*. Springer.
- Glitsch, W. (2011). „Renaissance der integralen Bauweise im Brückenbau“. In: *Brückenbau/Construction & Engineering* 3.1, S. 34–39.
- Gümus, M. (2016). „Untersuchung der mechanischen Eigenschaften von Glasschaumgranulat für Anwendungen im Straßenbau“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- Hart, R. und H. Weiss (2013). „Zur Verwendung von Leichtbaustoffen im Erdbau: Leichtigkeit in der Geotechnik“. In: *Straßen- und Tiefbau* 67.7-8, S. 16–20.
- Herrbruck, J., J.-P. Groß und W. Wapenhans (2001). „Gewölbebrücken: Ersatz der linearen Kaputtrechnung“. In: *Bautechnik* 78.11, S. 805–814.
- Horvath, J. S. (2000). „Integral-abutment bridges: problems and innovative solutions using EPS geofom and other geosynthetics“. In: *Manhattan College Research Report No. CE/GE-00-2*.

- Hwang, Y. K., J. H. Kim, K. H. Park und S. Y. Lee (2011). „Bridge and its construction method using tide arch hybrid girders having precast slabs“. Patent, Südkorea, Nr. KR20100074741A, (Status: erteilt).
- IBU (2010). *Technopor-Glasschaum-Granulat*. Umwelt-Produktdeklaration EPD-TPH-2010111-D, Inhaber: Technopor Handels GmbH.
- (2018). *Beton der Druckfestigkeitsklasse C 45/55*. Umwelt-Produktdeklaration EPD-IZB-20180099-IBG1-DE, Inhaber: InformationsZentrum Beton GmbH.
- Ingenio (2020). *Crolla un ponte sul fiume Magra: informazioni e video, aufgerufen am 15.04.2020*. URL: <https://www.ingenio-web.it/26507-crolla-un-ponte-sul-fiume-magra-informazioni-e-video>.
- John, H. W. und B. K. John (2016). „Method of enlarging the space beneath a masonry arch bridge, and a masonry arch bridge“. Patent, Vereinigtes Königreich, Nr. GB2526899B, (Status: erteilt).
- Kalch, M. (2019). „Planung und Herstellung eines Prototyps für eine integrale Brücke mit Bogen - Zugband - Tragwirkung“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- Kaltan, O. (2019). „Monitoringbasierte Analyse eines Prototyps einer integralen Brücke mit Bogen - Zugband - Tragwirkung“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- Kaspar, J. F. (1909). „Bridge“. Patent, USA, Nr. US940326A, (Status: erloschen).
- Kaufmann, W. (2008). *Integrale Brücken: Sachstandsbericht*. Schweizerische Eidgenossenschaft: Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation.
- Kollegger, J. und G. Gaßner (2018a). „Verfahren zur Herstellung einer integralen Brücke und integrale Brücke“. Europäisches Patent, Nr. EP3673113A1, (Status: eingereicht).
- Kollegger, J. und G. Gaßner (2018b). „Verfahren zur Herstellung einer integralen Brücke und integrale Brücke“. Patent, USA, Nr. US20200248414A1, (Status: eingereicht).
- Kollegger, J. und G. Gaßner (2018c). „Verfahren zur Herstellung einer integralen Brücke und integrale Brücke“. Patent, China, Nr. CN111032959A, (Status: eingereicht).
- Kollegger, J. und G. Gaßner (2019). „Verfahren zur Herstellung einer integralen Brücke und integrale Brücke“. Patent, Österreich, Nr. A50705/2017, (Status: erteilt).
- LCEE (2018). *Betonstahl*. Umwelt-Produktdeklaration EPD-BS-10.2, Inhaber: Badische Stahlwerke GmbH.
- Lee, S. Y., K. H. Park, J. H. Kim und Y. K. Hwang (2012). „Bridge having continuous arch hybrid girders and the bridge construction method using the same“. Patent, Südkorea, Nr. KR20110067942A, (Status: erteilt).
- Liapor GmbH (2015). *Liapor-Leichtbeton LC 20/22, aufgerufen am 13.05.2020*. URL: https://www.liapor.ch/medien_chde/lia_downloads/datei/119_tm_leichtbet_lc20_22_d.pdf.
- (2019). „Anzeige: Mit Liapor-Füllbeton Baudenkmal instandgesetzt“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114.2, A4.
- Liu, X., Y. Tang, Q. Zhang, M. He, H. Zhang, J. Cao, Z. Liu, S. Dai, Q. Li, C. Zhao, X. Zhao und J. Qiao (2013). „Deck type open shoulder arch bridge and constructing method thereof“. Patent, China, Nr. CN103088749A, (Status: eingereicht).
- Mark, P. und D. Lehnen (2003). „Änderungen im Elastizitätsmodul von Beton bei Verbundträgern“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 98.3, S. 159–167.
- Marx, S., L. Krontal, S. Bätz und A. Vehlow (2010). „Die Scherkondetalbrücke, die erste semi-integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle VDE 8.2“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105.3, S. 134–141.
- Mehlhorn, G., G. Ramberger, F. Aigner, T. Petraschek, U. Kuhlmann, A. Detzel, J. Stritzke und G. Girmscheid (2010). „Haupttragwerke der Überbauten“. In: *Handbuch Brücken (Herausgeber: Mehlhorn G.)* Springer, S. 291–461.
- Mukherjee, D. (1997). „Untersuchung zum Tragverhalten von integralen Bogenbrücken“. Diplomarbeit. Universität Stuttgart.

- Oltra Sanchez-Izquierdo, J. (2020). „Dimensionierung von Pflasterbefestigungen mit Drainbeton: Prüftechnische Ansprache des Ermüdungsverhaltens und numerische Modellierung des Gebrauchsverhaltens“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- ÖNORM B 1990-2 (2016). *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung – Teil 2: Brückenbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990/A1 und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM B 1991-1-5 (2012). *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-5 und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM B 1991-2 (2018). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM EN 15804 (2020). *Nachhaltigkeit von Bauwerken – Umweltdeklarationen – Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte*. Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM EN 1990 (2013). *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung*. Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM EN 1990/A1 (2013). *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung – Änderung 1: Anwendung bei Brücken*. Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM EN 1991-1-5 (2012). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen*. Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM EN 1991-2 (2012). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM EN 1992-1-1 (2015). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Wien: Austrian Standards.
- ÖNORM EN 1992-2 (2012). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Wien: Austrian Standards.
- Page, J. (1995). „Load tests to collapse on masonry arch bridges“. In: *Arch Bridges. Proceedings of the first international conference on arch bridges, Bolton, UK 3-6 September 1995* (Herausgeber: Melbourne C.) S. 289–298.
- Park, K. H., J. H. Kim, S. Y. Lee, Y. K. Hwang, Y. K. Son, M. G. Park, E. H. Lee und J. S. Kong (2010). „Construction method using arch type hybrid girder“. Patent, Südkorea, Nr. KR20090115481A, (Status: erteilt).
- Pech, A., A. Kolbitsch und F. Zach (2007). *Tragwerke*. Bd. 2. Birkhäuser.
- Pfeifer, M. und Ü. Cankurtaran (2013). „„Neue alte“ Berechnungsmethoden am Beispiel des historischen Bergheimer Bades in Heidelberg“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 108.8, S. 570–579.
- Pötzl, M. und R. Koch (2001). „Erkenntnisse aus Messungen an der fugenlosen Brücke über das Nesembachtal in Stuttgart“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 96.10, S. 985–990.
- Pötzl, M. und J. Maisel (2005). „Entwurfparameter für fugenlose Betonbrücken mit gekrümmtem Grundriss“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 100.12, S. 985–990.
- Pötzl, M. und F. Naumann (2005). „Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 100.8, S. 675–685.
- Pötzl, M., J. Schlaich und K. Schäfer (1996). *Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken*. Heft 461. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.
- Purtak, F., K. Geißler und P. Lieberwirth (2007). „Bewertung bestehender Natursteinbogenbrücken“. In: *Bautechnik* 84.8, S. 525–543.
- Purtak, F. und U. Hirsch (2011). „Nachweisverfahren für Brücken aus Natursteinmauerwerk“. In: *Mauerwerk-Kalender 2011: Schwerpunkt: Nachhaltige Bauprodukte und Konstruktionen* (Herausgeber: Jäger W.), S. 377–415.

- Radić, J., Z. Šavor und M. Kušter Marić (2016). „Aesthetics of Contemporary Arch Bridges“. In: *Proceedings of the 8th international conference on arch bridges-ARCH 2016-Arch Bridges in Culture* (Herausgeber: Biliszczuk J. et al.) S. 19–34.
- Rath, M. (2019). „Integrale Bogenbrücke mit Zugband: Alternativentwurf für eine mehrfeldrige Vorlandbrücke“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- REBLOC GmbH (2020). *Betonleitwand 100SFA-8, aufgerufen am 09.03.2020*. URL: <https://www.rebloc.com/permanente-betonleitwaende-h3-h4b/>.
- Reichenbach, S. (2019). „Areas of application of thin-walled precast concrete elements: From integral bridges with short and medium spans to multi-span bridges“. Dissertation. Technische Universität Wien.
- RVS 15.02.12 (2018). *Bemessung und Ausführung von integralen Brücken*. Wien: Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr.
- Schlaich, J., T. Fackler, M. Weißbach, V. Schmitt, C. Ommert, S. Marx und L. Krontal (2008). *Leitfaden Gestalten von Eisenbahnbrücken*. DB Netze.
- Schlaich, J., M. Pötzl, H. Beiche, E. Ehrke und U. Decker (2000). „Die Brücke über das Nesenbachtal im Zuge der Ostumfahrung Stuttgart-Vaihingen“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 95.11, S. 678–687.
- Schlaich, M. und M. E. Zareef (2008). „Infraleichtbeton“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 103.3, S. 175–182.
- Schüller, M. (2004). „Konzeptionelles Entwerfen und Konstruieren von integralen Betonbrücken“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 99.10, S. 774–789.
- Sofistik AG (2020). *Sofistik, aufgerufen am 10.02.2021*. URL: <https://www.sofistik.de/>.
- Starossek, U. (2005). „Progressiver Kollaps von Bauwerken“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 100.4, S. 305–317.
- Steiger, H., T. Zeißler, M. Bernhard und H. Meyer (2012). „Integrale Großbrücken mit flexiblen Widerlagern: Erfahrungen beim Bau der Rollbrücke Ost 1 am Frankfurter Flughafen“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 107.3, S. 175–182.
- Stein, D. (2001). „Konstruktionsleichtbeton zur Erneuerung einer Gewölbebrücke“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 96.6, S. 435–440.
- Stritzke, J., F. Aigner, T. Petraschek, M. Curbach, H. Michler, S. Scheerer, G. Girmscheid, G. Ramberger, U. Kuhlmann und A. Detzel (2010). „Herstellung und Ausführungsmethoden“. In: *Handbuch Brücken* (Herausgeber: Mehlhorn G.) Springer, S. 795–958.
- Sun, H. (2013). „Reinforced concrete arch bridge construction method“. Patent, China, Nr. CN102493360B, (Status: erteilt).
- Suza, D. (2020). „Einfluss des Maßstabeffekts und der Umgebungsbedingungen auf das Kriechen und Schwinden von Beton“. Dissertation. Technische Universität Wien.
- Trabusiner, L. (2020). „Untersuchungen zur potenziellen Materialeinsparung bei mehrfeldrigen Bogenbrücken durch den Einsatz eines Zugbandes“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- Trautz, M. (1998). „Zur Entwicklung von Form und Struktur historischer Gewölbe aus der Sicht der Statik“. Dissertation. Universität Stuttgart.
- Van der Horst, A., P. Meijvis, P. Timmerman, R. Van Berkel und T. Wolvekamp (2013). „Stadsbrug Nijmegen“. In: *Presented at International IABSE Conference: Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructures, Rotterdam, The Netherlands, 6-8 May 2013*. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), S. 724–729.
- Verein Deutscher Zementwerke e.V. (2008). *Zement - Taschenbuch*. 51. Ausgabe, Verlag Bau + Technik GmbH, Düsseldorf.
- VSL International Ltd. (2020). *VSOL - VSL Retained Earth, abgerufen am 06.11.2020*. URL: <http://en.vsl.cz/vsol-retained-earth/>.
- Wang, H. (2017). „Construction method of reinforced concrete multi-span arch bridge or continuous box structure bridge“. Patent, China, Nr. CN104963292A, (Status: erteilt).
- Wang, H. (2018). „Thermomechanical multiscale analysis of concrete and traffic infrastructure made of this material“. Dissertation. Technische Universität Wien.

- Weigler, H. und S. Karl (2001). *Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften*. 2. Auflage. Ernst & Sohn.
- Wittenbecher, D.-I. R. und M. Pfeifer (2015). „Sanierung der historischen Mittelbrücke in Bensheim“. In: *Erhaltung von Bauwerken. 4. Kolloquium. 27. und 28. Januar 2015*. Ingenieurbüro Professor Pfeifer und Partner, S. 115–123.
- Witzany, J. und W. Jäger (2005). „Die Karlsbrücke in Prag: Bewertung des bautechnischen Zustandes“. In: *Mauerwerk* 9.3, S. 108–119.
- Wörner, R., F.-J. Donauer, L. Bernhardt und B. Winkler (2019). „Teilerneuerung der Waschmühlthalbrücke im Zuge der A6: Flächengleitlager im Brückenbau“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 114.2, S. 115–125.
- Zilch, K. und G. Zehetmaier (2009). *Bemessung im konstruktiven Betonbau: nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. Springer-Verlag.

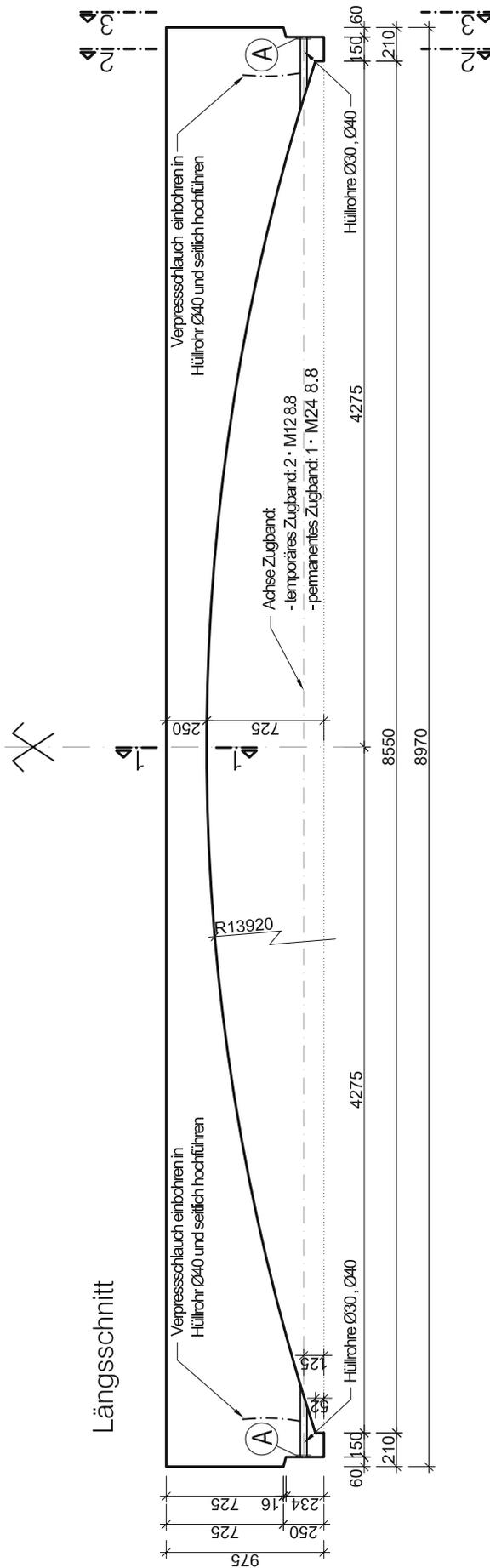
A Anhang A - Prototyp

Im gegenständlichen Kapitel finden sich ergänzende Abbildungen zu den in Kapitel 4 beschriebenen experimentellen Untersuchungen an einem Prototyp. Neben Planunterlagen und Bildern von der Herstellung sowie der eingesetzten Messtechnik, werden zu Kapitel 4.6 ergänzende Messergebnisse dargestellt.

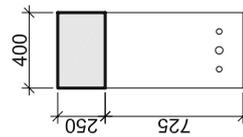
A.1 Planung

Auf den nachfolgenden Seiten sind die Planunterlagen zu der Herstellung der Bogenträger im Fertigteilwerk der Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp dargestellt. Ebenso finden sich Pläne von den Anschlüssen der Bogenträger an die Widerlager am Lagerplatz des Fertigteilwerks und den Umbaumaßnahmen an dem Prototyp von Variante I zu Variante II.

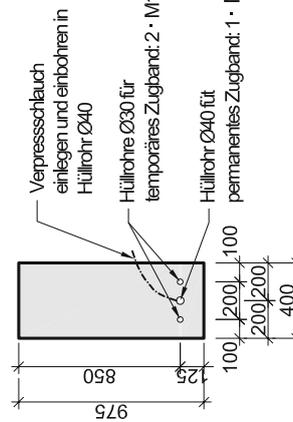
In den Diplomarbeiten von Fenz und Maier (2018) und Kalch (2019) finden sich weitere Details zu der Planung des Prototyps.



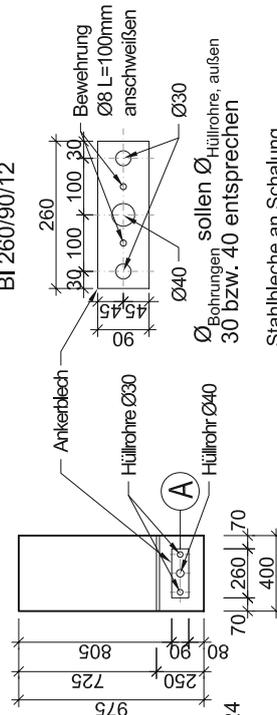
Schnitt 1-1



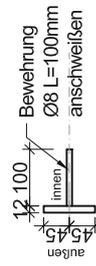
Schnitt 2-2



Ansicht 3-3



Ⓐ (1+1)·3=6 Stahlbleche
BI 260/90/12



Maße in [mm]

Bohrungen sollen Ø Hüllrohre, außen 30 bzw. 40 entsprechen
Stahlbleche an Schalung befestigen. Hüllrohre durch Löcher in Stahlplatte durchführen und mit Silikon abdichten.

3 Stück herstellen!

1,76 m³ Beton; Gewicht: 4,41 to; Herstellung in liegender Position

ACHTUNG: Bauteil ohne eingebautem Zugband nicht anheben/aufstellen!!



Prototyp Schalungsplan Bogenträger 1,2,3

Betondeckung 30 mm
Beton C50/60
Betonstahl B550B

Maßstab: 1:40

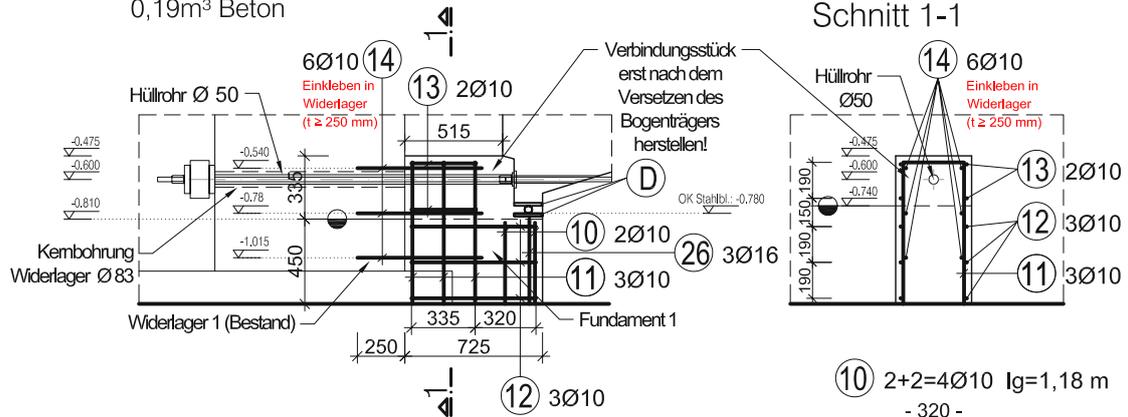
Datum: 23.03.2018

Gez.: Gaßner

Seite: 1/1

Detail Fundament 1 (1x)

Schalung wird beigestellt
0,19m³ Beton



⑭ 6+6=12Ø10 $l_g=0,65$ m - 650 -
⑫ 3Ø10 $l_g=2,27$ m - 655 -

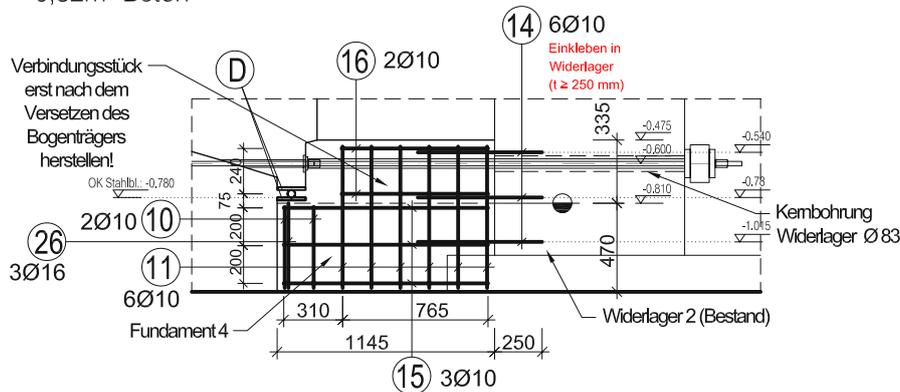
⑳ 3+3=6Ø16 $l_g=0,45$ m - 450 -
⑬ 2Ø10 $l_g=1,64$ m - 340 -

⑩ 2+2=4Ø10 $l_g=1,18$ m - 320 -
- 430 -

⑪ 3+6=9Ø10 $l_g=1,82$ m - 320 -
- 750 -

Detail Fundament 4 (1x)

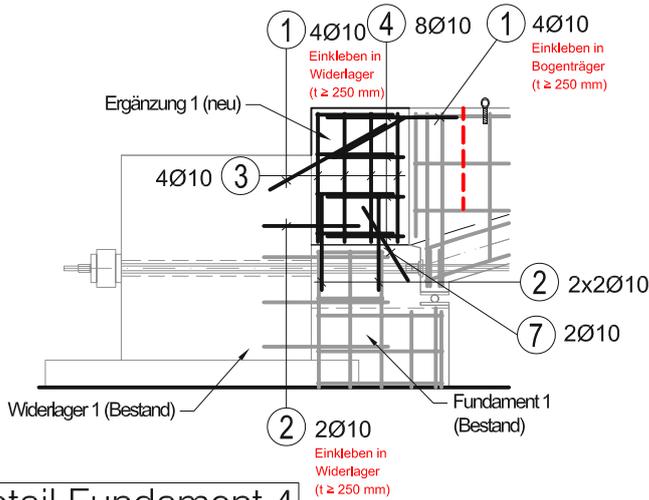
Schalung wird beigestellt
0,32m³ Beton



⑮ 3Ø10 $l_g=3,11$ m - 1075 -
- 340 -
⑯ 2Ø10 $l_g=2,50$ m - 770 -
- 340 -

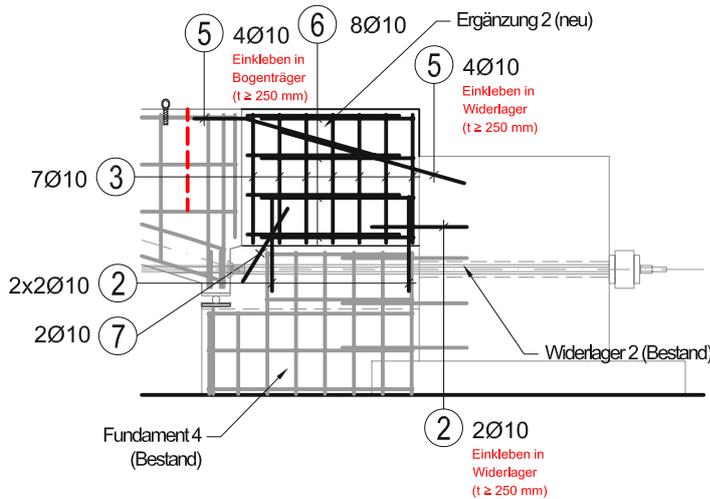
Maße in [mm]

Detail Fundament 1



① 8Ø10 lg=0,70m	- 700 -
② 12Ø10 lg=0,50m	- 500 -
③ 11Ø10 lg=1,68m	- 320 - - 680 -
④ 8Ø10 lg=1,14m	- 340 - - 400 -

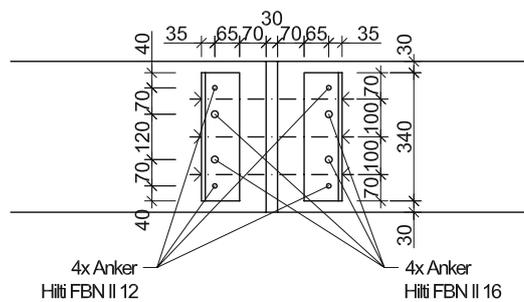
Detail Fundament 4



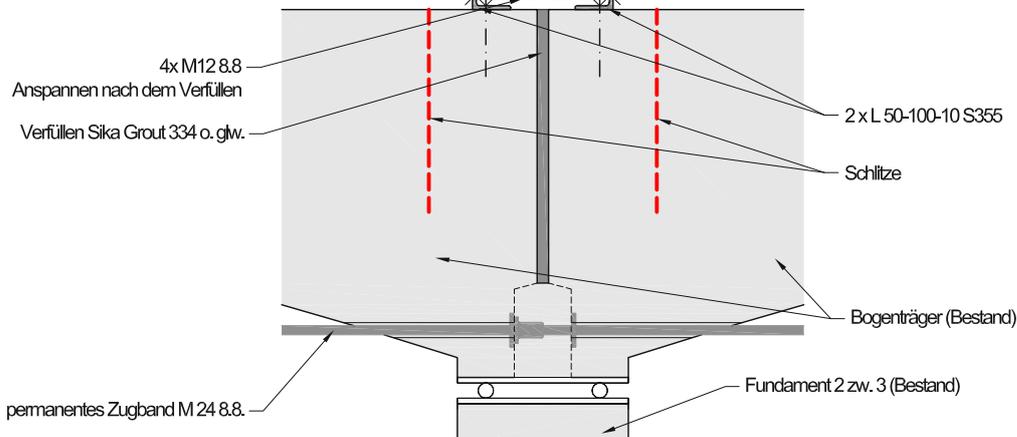
⑤ 8Ø10 lg=1,00m	- 1000 -
⑥ 8Ø10 lg=1,94m	- 340 - - 800 -
⑦ 4Ø10 aus Resten	ca. 300 ca 500

Detail Fundament 2 & 3 M=1:20

Draufsicht



Längsschnitt



Prototyp
Umbauarbeiten Variante II

Betondeckung 30 mm
 Beton C50/60
 Betonstahl B550B

Maßstab: 1:40, 1:20

Datum: 23.03.2018

Gez.: Gaßner

Seite: 1/1

A.2 Bauliche Umsetzung

Der Prototyp wurde am Lagerplatz der Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp errichtet. In Abbildung A.1 sind die Ausgangssituation sowie erste Vorbereitungsmaßnahmen zu sehen. Nach der Herstellung der Bogenträger im Fertigteilwerk, zu sehen in der Abbildung A.2, wurden diese mittels Portalkran versetzt und der Prototyp fertiggestellt, was in den Abbildungen A.3 bis A.5 erkennbar ist. Fotos der Umbauarbeiten finden sich in Abbildung A.6. Weitere Abbildungen und Überlegungen zum Bauablauf des Prototyps finden sich in der Diplomarbeit von Kalch (2019).



Abb. A.1: Bau Prototyp: Ausgangssituation Baufeld (links und mittig); Fundament K4 und Kernbohrung durch Widerlager 2 (rechts)



Abb. A.2: Herstellung Bogenträger: Detail Bogenfußpunkt - Hüllrohre für Durchführung Zugbänder (links); Betonage (mittig); Aufdrehen aus der liegenden Position (rechts)



Abb. A.3: Versetzen Bogenträger mittels Portalkran (links); Detail Kopplung Zugband bei Verbindungsstück 1 (mittig); Detail Verbindungsstück 1 vor der Betonage (rechts)



Abb. A.4: Bau Prototyp: Bogenträger 1 versetzt (links); Bogenträger 1 - 3 versetzt und Referenzblöcke teilweise hergestellt (mittig); Detail Verbindungsstück 2 vor der Betonage (rechts)



Abb. A.5: Bau Prototyp: Unmittelbar vor Fertigstellung (links); Übersicht fertiggestellter Prototyp (mittig); Fertiggestelltes Verbindungsstück 2 (rechts)



Abb. A.6: Umbau des Prototyps auf Variante II: Schneiden eines Schlitzes (links); Herstellung Ergänzung Anschluss Widerlager 2 (mittig); Fertiggestellter Prototyp Variante II (rechts)

A.3 Monitoring und Ergebnisse

Herstellung des Monitorings

Nachstehend finden sich in den Abbildungen A.7 bis A.10 Bilder der in Kapitel 4.5 beschriebenen Messtechnik. Die Schwingsaitensensoren und Wegaufnehmer wurden an eine zentrale Messstation angeschlossen, dargestellt in Abbildung A.7 (rechts), um eine kontinuierliche Aufzeichnung der Messwerte zu ermöglichen. Der in Abbildung A.8 (links) gezeigte Setzdehnungsmesser wurde für umfangreiche Messungen der Dehnungen und Verformungen des Prototyps eingesetzt. Hierfür wurden an der Oberfläche des Prototyps Messpunkte aus Messing aufgeklebt, wie in der Abbildung A.8 (mittig) zu sehen ist. Die Temperaturerfassung fand unter anderem mittels einbetonierter Thermolemente (Abbildung A.8 (rechts)) statt. Für die Erfassung der Kräfte in den Zugbändern wurden, eigens passend auf deren Querschnitte, Zugmessglieder angefertigt, zu sehen in den linken drei Bildern der Abbildung A.9. Die Zugkräfte infolge von Zwang an den Widerlagern wurden mittels an der Rückseite der Widerlager angeordneten Kraftmessdosen gemessen (Abbildung A.9 (rechts)).

Zur Erfassung der Materialkennwerte des verbauten Betons wurden neben den drei Vergleichskörpern (Abbildung A.10 (links und mittig)) auch Probewürfel und Probezylinder hergestellt, wie in Abbildung A.10 (rechts) dargestellt ist.

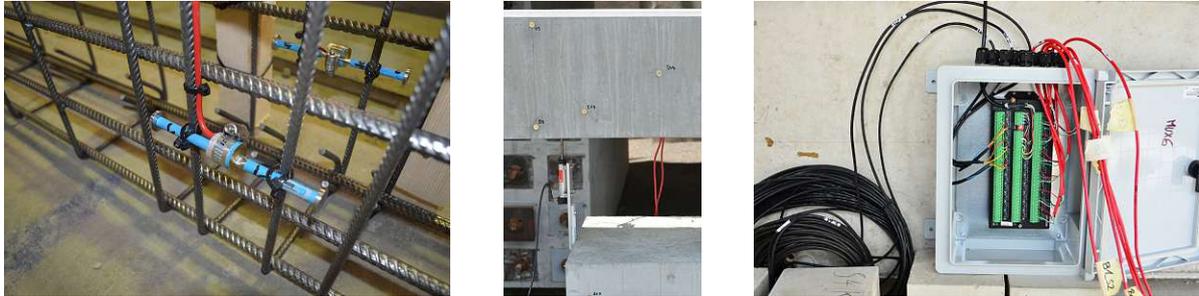


Abb. A.7: Messtechnik: Schwingsaitensensoren im Scheitelbereich vor der Betonage (links); Wegaufnehmer im Scheitelbereich (mittig); Messstation für kontinuierliche Messungen und Aufzeichnungen (rechts)



Abb. A.8: Messtechnik: Setzdehnungsmesser (links); Aufgeklebte Messpunkte für Messungen mittels Setzdehnungsmesser (mittig); Thermoelement vor der Betonage (rechts)

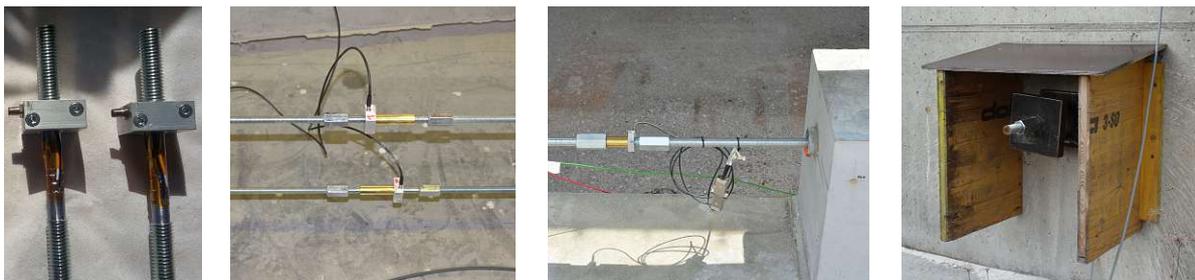


Abb. A.9: Messtechnik Kraftmessungen: Anfertigung Zugmessglieder (links); Verbaute Zugmessglieder temporäres Zugband (2.v.li.); Verbautes Zugmessglied permanentes Zugband (2.v.re.); Verankerung des Zugbands mit integrierter Kraftmessdose und Wetterschutz (rechts)



Abb. A.10: Probekörper für die Bestimmung von Materialkennwerten: Schalung und fertiggestellte Vergleichskörper zur Ermittlung des Schwindmaßes und des Temperaturexpansionskoeffizienten (links und mittig); Probezylinder und Würfel zur Bestimmung der Druck- und Spaltzugfestigkeit sowie des Elastizitätsmoduls (rechts)

Monitoringergebnisse

Im Folgenden werden ergänzend zu den Ausführungen in Kapitel 4.6, weitere Ergebnisse des Monitorings aufgezeigt. Zusätzlich finden sich auch in der Diplomarbeit von Kaltan (2019) weitere Informationen zum verwendeten Monitoring, sowie diverse ausgewertete Messergebnisse.

Die Diagramme der Abbildungen A.11 und A.12 zeigen ergänzend zu den Ausführungen in Kapitel 4.6.1 Temperaturunterschiede zwischen Ober- und Unterseite bei der Stützstelle in Achse 3 beziehungsweise zwischen dem Zugband und der gemittelten Temperatur in den Betonbauteilen.

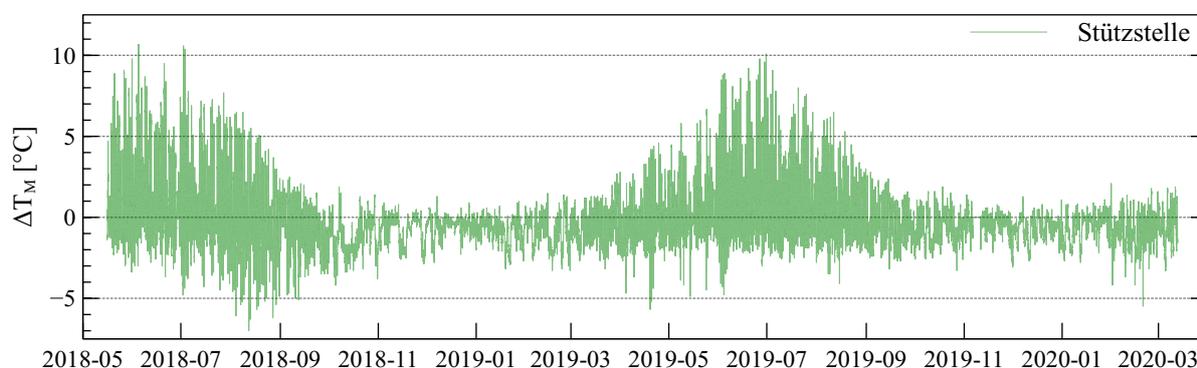


Abb. A.11: Vertikale Temperaturunterschiede im Bereich der Stützstelle bei Achse 3: Oberseite wärmer als Unterseite bei positiven Werten und umgekehrt

In den Abbildungen A.13 bis A.15 finden sich, in Ergänzung zu den Ausführungen in Kapitel 4.6.2, ausgewertete Messergebnisse der Schwingsaitensensoren in den Scheitelpunkten der Bogenträger. Eine gemeinsame Betrachtung von Krümmungen und mittleren Dehnungen ermöglicht es die Dehnungszustände in den Bogenscheiteln zu jedem Zeitpunkt zu definieren.

Für die durchgeführten numerischen Untersuchungen wurden Materialkennwerte des verwendeten Betons ermittelt. Die Abbildung A.16 zeigt die Auswertung der Messungen an den Vergleichskörpern zur Ermittlung von α_{cT} . In der Tabelle A.1 sind die anhand von Laborversuchen an Probewürfeln und Probezylindern ermittelten Materialkennwerte zusammengefasst. Die Dokumentation der aufgetretenen Risse findet sich in den Abbildungen A.17 und A.18.

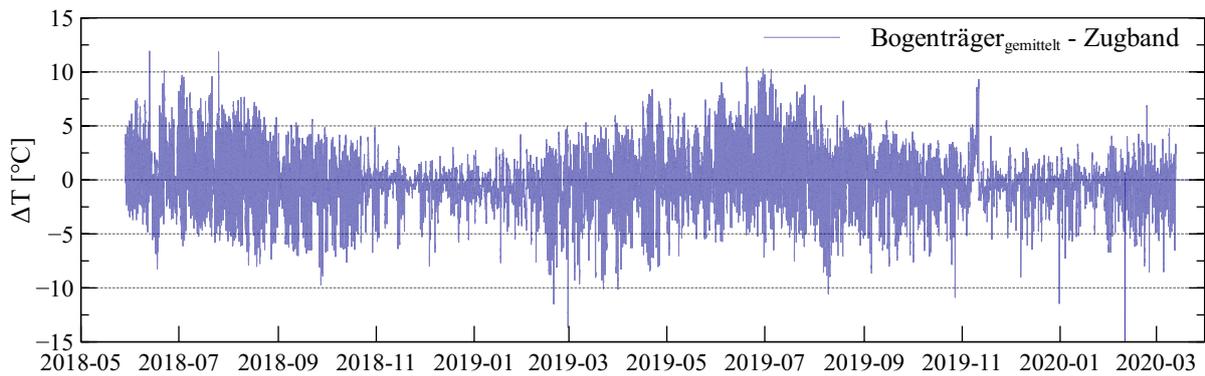


Abb. A.12: Temperaturunterschiede zwischen Zugband und mittlerer Betontemperatur: Beton wärmer als Zugband bei positiven Werten und umgekehrt

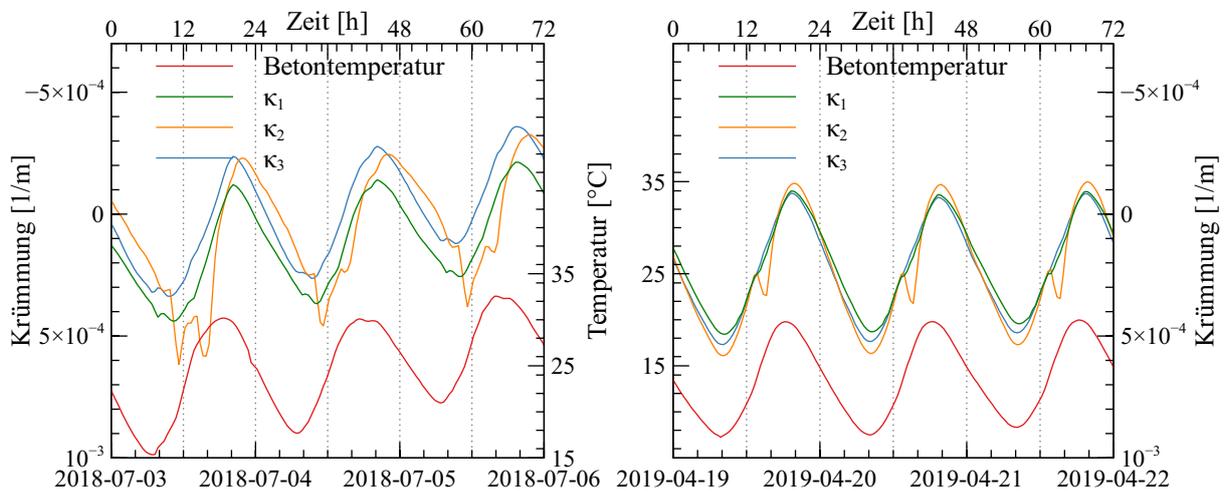


Abb. A.13: Krümmungen in den Bogenseiteln während drei Tagen: Variante I (links); Variante II (rechts)

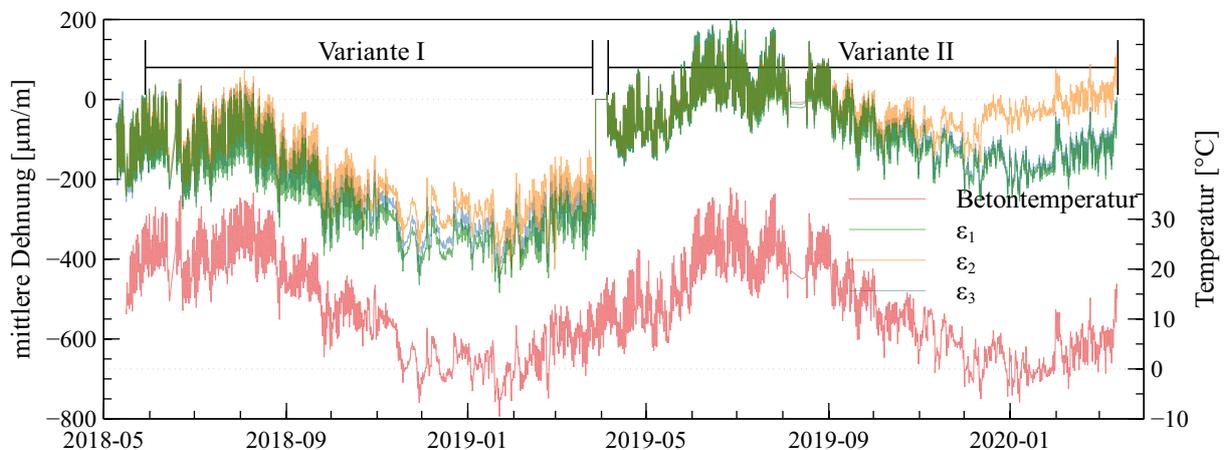


Abb. A.14: Verlauf der mittleren Dehnungen in den Bogenseiteln über den Beobachtungszeitraum

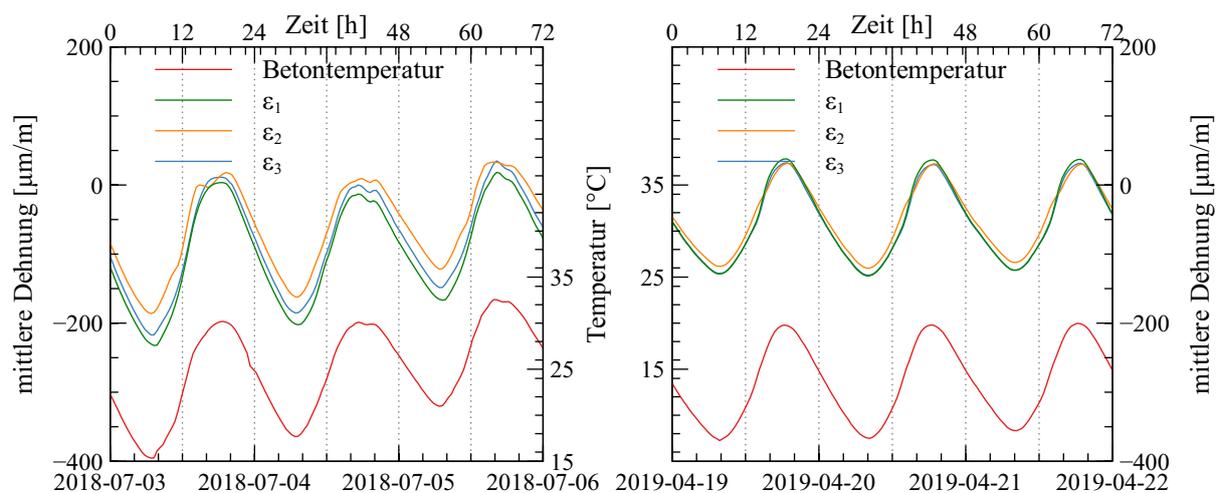


Abb. A.15: Mittlere Dehnungen in den Bogenscheiteln während drei Tagen: Variante I (links); Variante II (rechts)

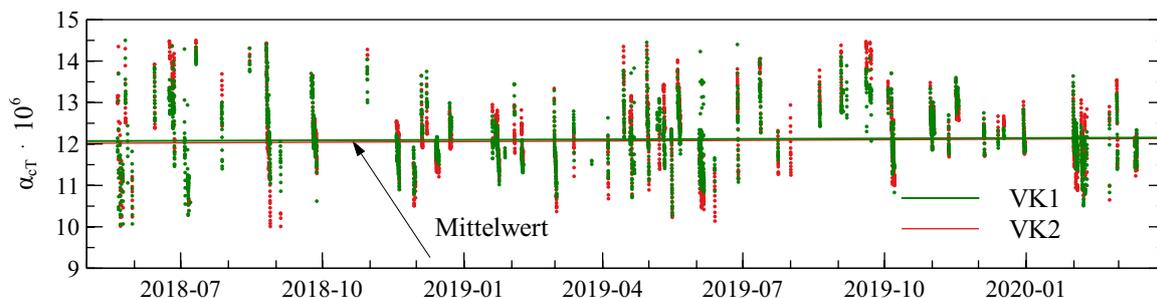


Abb. A.16: Auswertung der Messwerte der in VK1 und VK2 verbauten Schwingensaitensensoren: Ermittlung des mittleren Temperaturexpansionskoeffizienten $\alpha_{cT} = 12,1 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

Tab. A.1: Ermittelte Materialkennwerte der bei den Bogenträgern verwendeten drei Betonchargen

	Einheit	Bogenträger 1	Bogenträger 2	Bogenträger 3
Betonagedatum		23.04.2018	16.04.2018	09.04.2018
Prüfdatum 11.04.2018				
$f_{cm,cube}$	[MPa]	-	-	54,0
Prüfdatum 13.04.2018				
$f_{cm,cube}$	[MPa]	-	-	68,6
f_{ctm}	[MPa]	-	-	2,9
ρ	[kg/m ³]	-	-	2410
Prüfdatum 14.12.2018				
f_{cm}	[MPa]	88,1	80,5	82,1
$f_{cm,cube}$	[MPa]	93,2	85,3	92,5
f_{ctm}	[MPa]	3,3	2,9	3,1
E_{cm}	[GPa]	40,4	40,5	43,9
ρ	[kg/m ³]	2390	2390	2400

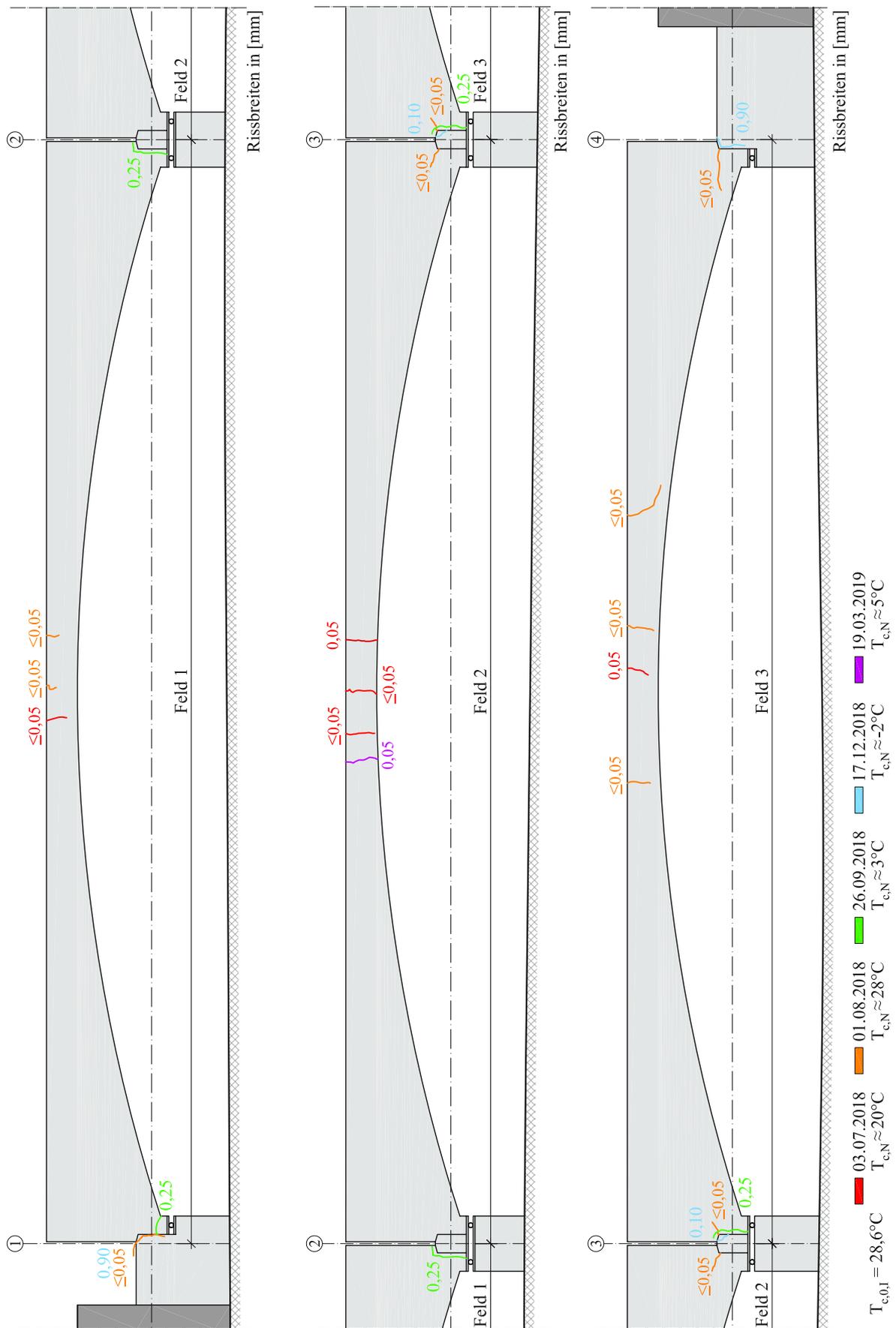


Abb. A.17: Dokumentation der bei Variante I des Prototyps aufgetretenen Risse (Rissbreiten in [mm]): Datum definiert den Zeitpunkt der Aufzeichnung, nicht der Entstehung eines Risses; Ansicht von vorne

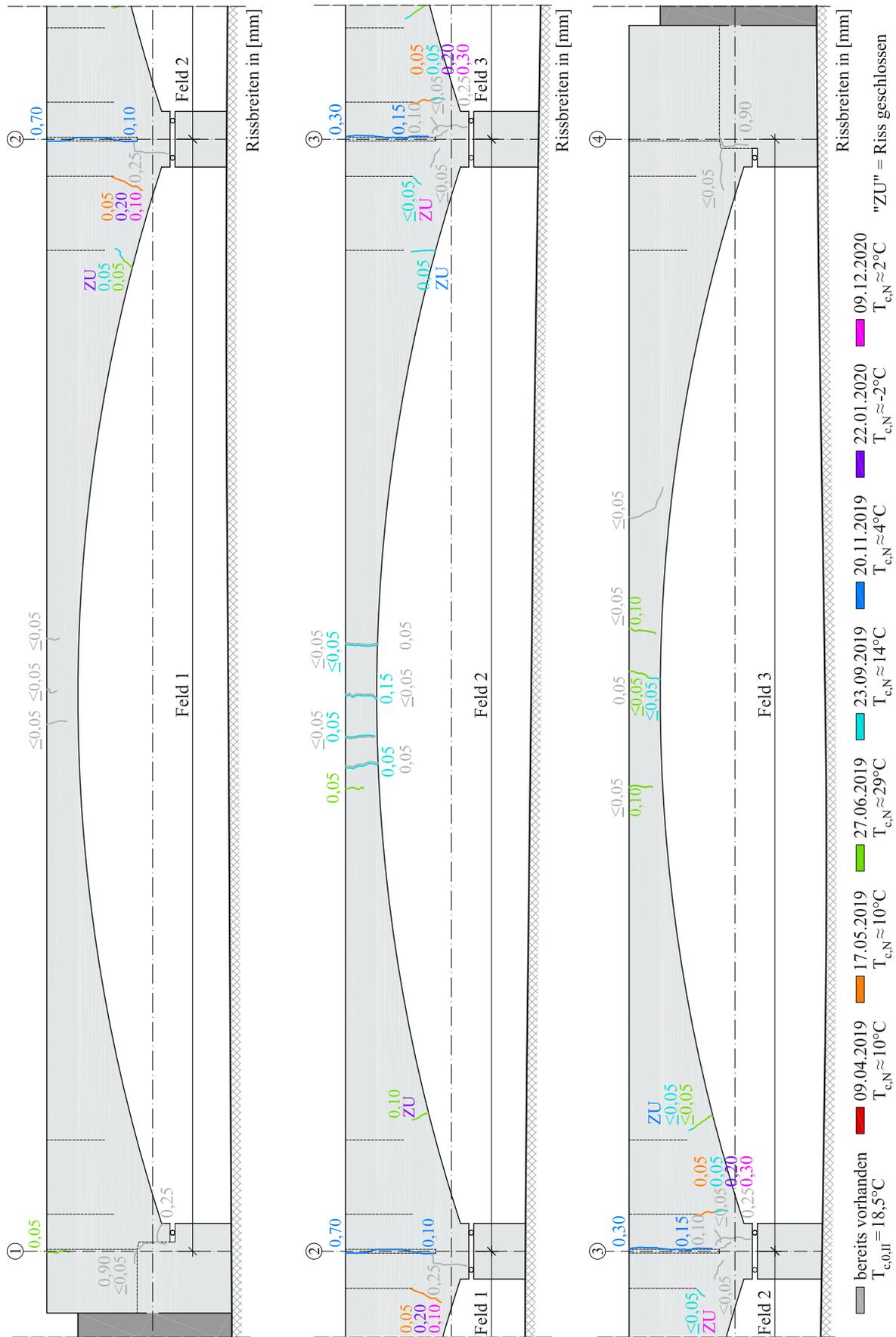


Abb. A.18: Dokumentation der bei Variante II des Prototyps aufgetretenen Risse (Rissbreiten in [mm]): Datum definiert den Zeitpunkt der Aufzeichnung, nicht der Entstehung eines Risses; Ansicht von vorne

B Anhang B - Numerische Untersuchungen und Alternativentwürfe

B.1 Vergleich von unterschiedlichen Ausführungsformen des Bogenaufbaus

Im gegenständlichen Kapitel finden sich ergänzende Abbildungen zu den in Kapitel 5.2 beschriebenen vergleichenden numerischen Untersuchungen zu unterschiedlichen Ausführungsformen des Bogenaufbaus. Die hierin verwendeten Materialkennwerte sind in der Tabelle B.1 zusammengefasst.

Tab. B.1: Materialkennwerte für die nichtlinearen Untersuchungen in Kapitel 5.2 mittels der Software Atena von Cervenka Consulting

Material	Modell	E [MPa]	μ	f_{ct} [MPa]	f_c [MPa]	GF [MN/m]	α_T [1/K]
Normalbeton	CCSBETA	41 500	0,2	3,1	-84,0	$5,8 \cdot 10^{-5}$	$12,1 \cdot 10^{-6}$
Leicht-/Drainb.	CC3DNLCem2	15 000	0,2	1,8	-19,0	$4,25 \cdot 10^{-5}$	$10,0 \cdot 10^{-6}$
Infraleichtbeton	CC3DNLCem2	4 000	0,2	0,5	-4,0	$3,35 \cdot 10^{-5}$	$8,0 \cdot 10^{-6}$

Material	Materialmodell	E [MPa]	μ	f_y [MPa]	K_{DP}	α_{DP}	α_T [1/K]
Schotter	Drucker-Prager		0,2		0	0,204	$12,0 \cdot 10^{-6}$
Bewehrung	elast./plastisch	200 000		605			$12,0 \cdot 10^{-6}$
M24 8.8	elast./plastisch	200 000		705			$12,0 \cdot 10^{-6}$

In der Abbildung B.2 sind Ergebnisse der nichtlinearen Untersuchungen dargestellt. Für jeden Typ der untersuchten Varianten sind hierin die Verformungen, die Spannungen und schematisch die Rissbildungen bei einer Abkühlung überblicksmäßig zu sehen. Die Verläufe der vertikalen Scheitelverformungen bei Temperaturbeanspruchungen sind in dem Diagramm der Abbildung B.1 ersichtliche.

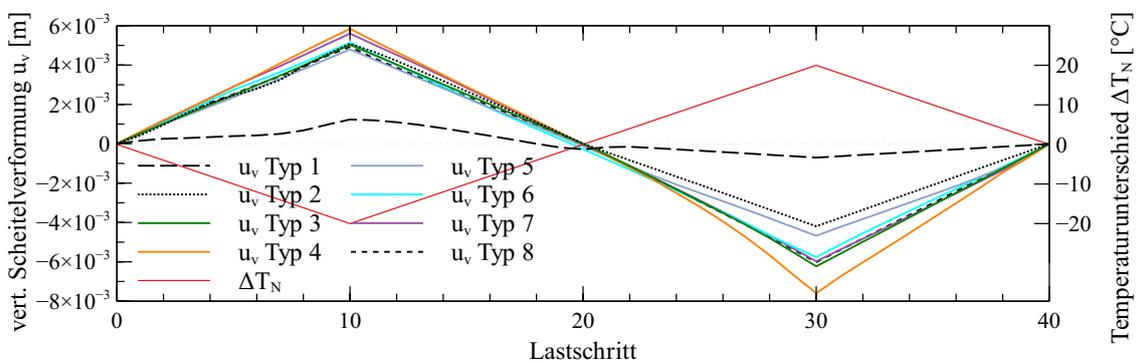


Abb. B.1: Vergleich der vertikalen Scheitelverformungen infolge von Temperaturänderungen

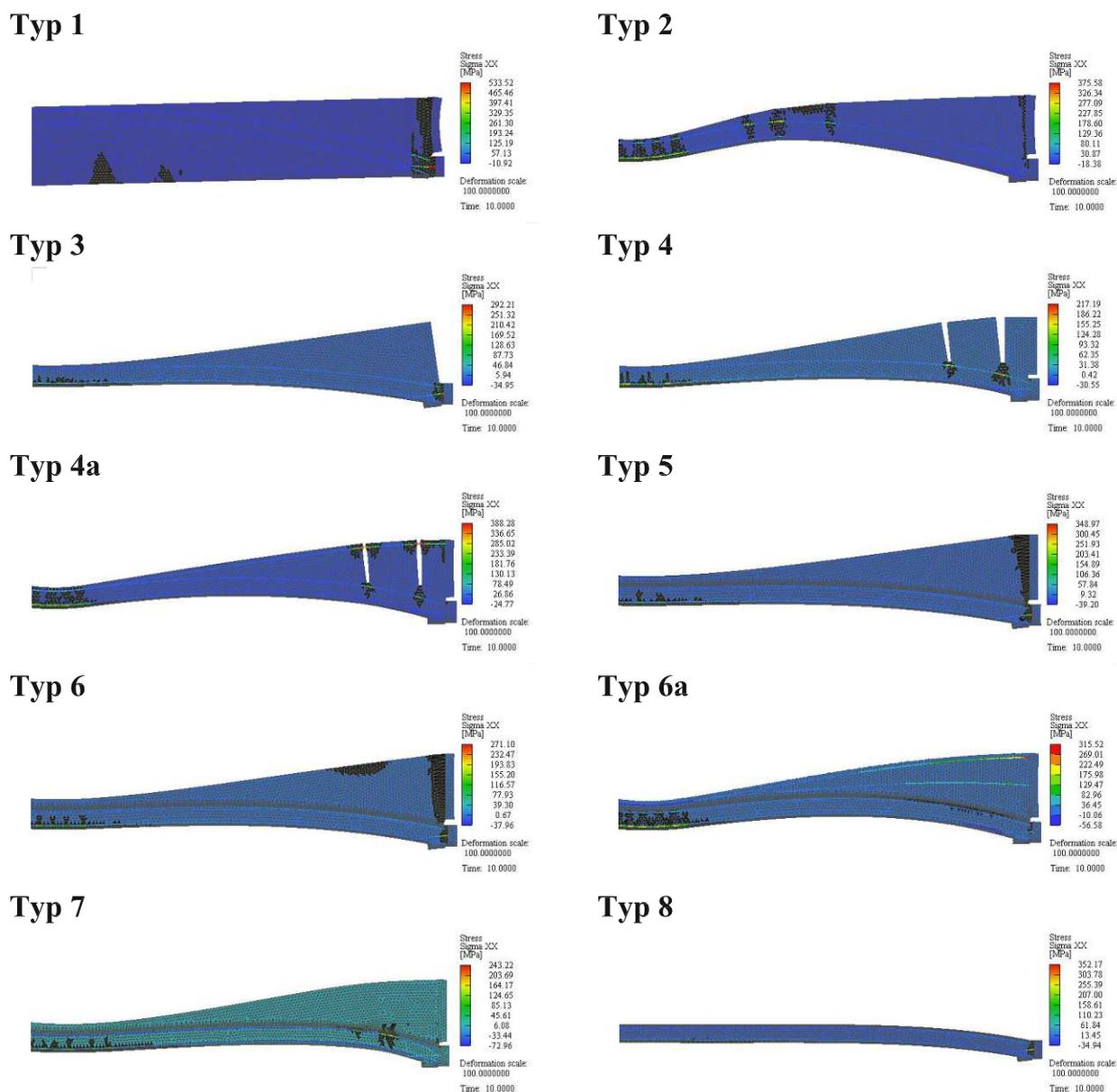


Abb. B.2: Ergebnisse der numerischen Untersuchungen der Aufbauten: Verformungen, Spannungen und Risse infolge einer Abkühlung von $\Delta T_{C,N} = -20^\circ\text{C}$

B.2 Alternativentwürfe

In diesem Kapitel werden ergänzende Ergebnisse zu den in dem Kapitel 6 durchgeführten Untersuchungen angeführt. In der Diplomarbeit von Rath (2019) wurde ebenso eine Untersuchung zu den Auswirkungen der verbesserten Tragwirkung der neuen Technologie im Katastrophenfall durchgeführt. Hierin sind weiterführende Ergebnisse dargestellt, insbesondere Berechnungsergebnisse wie Schnittgrößen und Verformungen, die auf das Tragverhalten bei dieser Beanspruchungssituation schließen lassen.

In der Abbildung B.3 werden die erforderlichen Bewehrungsmengen der Alternativentwürfe untereinander und mit jenen des Referenzmodells A für die Nutzung als Bahnbrücke verglichen. Das Einsparungs-

tential durch den Einsatz eines Zugbands ist in etwa gleich hoch wie bei der Nutzung als Straßenbrücke. Abgesehen davon bedingen die höheren Verkehrslasten des Lastmodells LM71 bezogen auf das LM1 eine zirka 10 % größere Bewehrungsmenge.

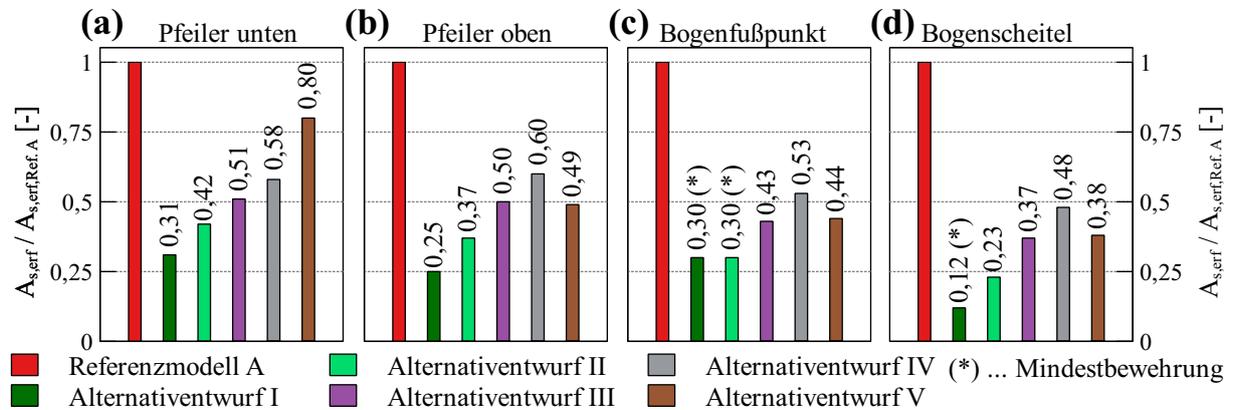


Abb. B.3: Vergleich der erforderlichen Bewehrung in normierter Darstellung bezogen auf das Referenzmodell A für eine Nutzung als Bahnbrücke: Pfeiler unten (a); Pfeiler oben (b); Bogenfußpunkt (c); Bogenscheitel (d)