

Brücken aus Ultrahochfestem Beton mit Kurzer Spannweite bei Leichtem Verkehr

Pervan, Dalibor

Master's thesis / Diplomski rad

2020

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **University of Rijeka, Faculty of Civil Engineering / Sveučilište u Rijeci, Građevinski fakultet**

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:157:523990>

Rights / Prava: [In copyright](#) / [Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2025-03-21**



Repository / Repozitorij:

[Repository of the University of Rijeka, Faculty of Civil Engineering - FCERI Repository](#)



image not found or type unknown

**SVEUČILIŠTE U RIJECI
GRAĐEVINSKI FAKULTET**

Dalibor Pervan

**BRÜCKEN AUS ULTRAHOCHFESTEM BETON MIT KURZER
SPANNWEITE BEI LEICHTEM VERKEHR**

Diplomski rad

Rijeka, 2020.

**SVEUČILIŠTE U RIJECI
GRAĐEVINSKI FAKULTET**

**Sveučilišni diplomski studij
Konstrukcije
Betonske i zidane konstrukcije II**

**Dalibor Pervan
JMBAG: 0114026987**

**BRÜCKEN AUS ULTRAHOCHFESTEM BETON MIT KURZER
SPANNWEITE BEI LEICHTEM VERKEHR**

Diplomski rad

Rijeka, lipanj 2020.

Naziv studija: **Sveučilišni diplomski studij Građevinarstvo**

Znanstveno područje: Tehničke znanosti

Znanstveno polje: Građevinarstvo

Znanstvena grana: Nosive konstrukcije

Tema diplomskog rada

**MOSTOVI OD BETONA IZUZETNIH UPORABNIH SVOJSTAVA
POD LAKIM PROMETNIM OPTEREĆENJEM
BRÜCKEN AUS ULTRAHOCHFESTEM BETON MIT KURZER SPANNWEITE
BEI LEICHTEM VERKEHR
SHORT SPAN ULTRA HIGH PERFORMANCE CONCRETE BRIDGES
UNDER LIGHT TRAFFIC**

Kandidat: **DALIBOR PERVAN**

Kolegij: **BETONSKE I ZIDANE KONSTRUKCIJE 2**

Diplomski rad broj: **K-2020-16**

Zadatak:

Student treba napraviti analizu stanja područja gradnje mostova od betona izuzetnih uporabnih svojstava u kojoj treba obuhvatiti i betone vrlo velikih čvrstoća armiranih vlaknima, opisati funkcionalne i statičke zahtjeve te izraditi projektni primjer lučnog pješačkog mosta od betona izuzetnih uporabnih svojstava. Raspon mosta i čvrstoću betona treba odrediti prema izboru kandidata, odnosno ovisno o konstrukcijskim (statičkim) zahtjevima.

Rad treba sadržavati uvod, tekstualni dio rada, proračune konstrukcije i zaključak.

Tema rada je uručena: 18. veljače 2019.

Mentor:

izv. prof. dr. sc. Davor Grandić,
dipl. ing. građ.

IZJAVA

Diplomski rad sam izradio samostalno, u suradnji s mentorom i uz poštivanje pozitivnih građevinskih propisa i znanstvenih dostignuća iz područja građevinarstva. Građevinski fakultet u Rijeci je nositelj prava intelektualnog vlasništva u odnosu na ovaj rad.

Dalibor Pervan

U Rijeci, 15. lipnja 2020.

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei Herrn O. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Viet Tue Nguyen, für die Gelegenheit eines Austauschsemesters am Institut für Betonbau und für die Betreuung meiner Masterarbeit, bedanken.

Besonders bedanke ich mich bei meinem Betreuer Dipl.-Ing. Goran Vojvodić für die zahlreichen Ratschläge und die Unterstützung während meiner Zeit in Graz.

Zum Schluss möchte ich allen an der TU Graz am Institut für Betonbau danken.

Zahvala

Ovim putem želim zahvaliti svojim roditeljima i sestri na bezuvjetnoj podršci i strpljenju tijekom mog studiranja.

Zahvaljujem se Izv.prof.dr.sc. Davoru Grandiću na pomoći, vodstvu i povjerenju.

Hvala kolegama iz Rijeke, a posebno Alenu i Mauru, jer su obilježili i uljepšali taj period.

Zahvaljujem se također svojoj djevojci Anamariji, na razumijevanju i moralnoj podršci tijekom mog boravka u Rijeci i u Grazu.

Sažetak

Ovaj rad bavi se lučnim mostom izrađenim od betona ultravelikih čvrstoća (UHPC), izvedenog u segmentnoj montažnoj konstrukciji.

Izvodljivost sustava naknadnog unutarnjeg prednapinjanja sa suhim spojevima argumentirana je prema najnovijim dostignućima. Za točno određivanje nivelete i korisne širine nogostupa, istražene su i uspoređene različite norme i preporuke. Izrađen je proračunski model sa konačnim elementima za globalnu analizu nosivosti i upotrebljivosti.

Posebna svojstva građevinskog materijala uzeta su u obzir kod izrade predgotovljenih elemenata. Nadalje, predlaže se brza metoda izvedbe koja bi djelomično trebala nadoknaditi visoke troškove proizvodnje.

Abstract

The present work deals with an arch bridge made of Ultra High-Performance Concrete (UHPC), executed in segmental precast construction.

The feasibility of an internal post tensioning system with dry joints is argued by the state of the art. For the exact determination of the gradient and the useful width of the footpath, different standards and recommendations were investigated and compared. A finite element calculation model was created for global analysis of load-bearing capacity and serviceability.

The special properties of the building material were considered for the production of the precast elements. Furthermore, a fast execution method is proposed, which should partially compensate for the high manufacturing costs.

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung	1
1.1	Motivation und Zielsetzung	1
1.2	Aufbau der Arbeit	1
2.	Stand der Technik	3
2.1	Bogenbrücken	3
2.1.1	Bogenbrücken von den Römern bis Heute	3
2.1.2	Fußgängerbrücken	9
2.1.3	Zum Tragverhalten von Bogen	12
2.2	UHFB	15
2.2.1	Grundprinzip	15
2.2.2	Mechanische Eigenschaften	16
2.2.3	Dauerhaftigkeit	21
2.2.4	Fugenausbildung	24
2.2.5	Segmentfertigteilebrücken	29
3.	Funktionale und statische Anforderungen	34
3.1	Funktionale Anforderungen	34
3.1.1	Brückenbreite	34
3.1.2	Gradiente	37
3.1.3	Geländer	39
3.2	Ausgeführte Fußgängerbrücken	40
3.3	Statische Anforderungen	43
3.3.1	Verkehrslasten auf Fußgängerbrücken	43
3.3.2	Windlasten	45
3.4	Dynamik	45
4.	Entwurf	47
4.1	Anfangsbedingungen	47
4.2	Geometrie	48
4.3	Horizontalschub	50
4.4	Bemessungsergebnisse	51
4.4.1	Bemessungsmodell	52
4.4.2	Dekompressionsnachweis und Begrenzung der Verformung (GZG)	54

4.4.3	Fugennachweis (GZT).....	56
4.4.4	Überprüfung der Eigenfrequenzen	57
5.	Herstellung.....	59
5.1	Fertigteilwerk	59
5.2	Transport und Montage.....	63
5.3	Rüstung	64
5.4	Vorspannung	65
6.	Anwendung.....	68
7.	Zusammenfassung und Ausblick	70
	Literaturverzeichnis	71
	Abbildungsverzeichnis	77
	Tabellenverzeichnis	80

1. Einleitung

Die Anwendung von Ultrahochfestem Beton (UHFB) im Brückenbau hat sich in den letzten ca. 20 Jahren erheblich gesteigert. Mit den ausgezeichneten Dauerhaftigkeitseigenschaften soll dieser Baustoff in Zukunft neue Lebensdauerbetrachtungen und geringeren Wartungsaufwand für Brücken ermöglichen. Die Weiterentwicklung der Fügetechnik führt in Kombination mit dem neuesten Stand der Technik von UHFB zu Pilotprojekten und Innovation im Fertigteilbau.

1.1 Motivation und Zielsetzung

Der klassische Bogen als Tragwerksform mit obenliegender Fahrbahn wurde für Fußgängerbrücken durch die Zeit zum großen Teil mit anderen Formen ersetzt. Wirtschaftlich werden Betonbögen erst ab einer gewissen Spannweite und oft wird aus ästhetischen Gründen schon in der Vorplanung zu anderen Lösungen zugegriffen.

Der Bogen als Tragwerksform eignet sich für stützenfreie Spannweiten, die freie Schifffahrt ermöglicht und, wenn sinnvoll entwürft, nur mit Druckkräften beansprucht wird. Die Anwendung von UHFB soll mit der Form vom Bogen einen rechtfertigen Einsatz darstellen. Die Herstellung im Fertigteilwerk bietet die Möglichkeit einer modularen Bauweise, die für verschiedene Spannweiten eine wirtschaftliche Lösung mit wiederverwendbarer Schalung ergeben sollen.

Ziel dieser Arbeit ist es, die Machbarkeit und Konstruktive Lösungen einer Fußgängerbrücke aus UHFB zu untersuchen.

1.2 Aufbau der Arbeit

Nach kurzer Einleitung wird in Kapitel 2 ein kurzer Einblick in die Nutzung vom Bogen als Tragwerksform durch die Geschichte bis heute. Der Schwerpunkt liegt

auf Stein- und Betonbrücken. Nachfolgend wird der Stand der Technik von UHFB, der Fugenausbildung und von Segmentfertigteilbrücken erläutert.

In Kapitel 3 erfolgt ein Vergleich von unterschiedlichen Vorschriften für Fußgängerbrücken, in Hinsicht auf die Geometrie und Einwirkungen die Einzubehalten sind.

In Kapitel 4 wird die Geometrie der Brücke festgestellt und die Berechnung mittels FE-Program dargestellt.

Weiter wird in Kapitel 5 auf Herstellung und Montageverfahren eingegangen.

Mögliche Anwendungen die einen Stoffgerechten Einsatz dieser Brücke darstellt wird in Kapitel 6 erläutert.

Eine Zusammenfassung mit Ausblick folgt in Kapitel 7.

2. Stand der Technik

2.1 Bogenbrücken

2.1.1 *Bogenbrücken von den Römern bis Heute*

Im Massivbrückenbau stellen Bogen- und Gewölbebrücken die ältesten Tragsysteme zur Überbrückung größerer Spannweiten dar. Aus unechten Gewölbekonstruktionen wie Kraggewölben und Kragkuppeln, entwickelten sich echte Bogen bei den Etruskern und später bei den Römern [1]. Die erste Steinbogenbrücke Roms, Pons Mulvius (Abb. 2.1), erbaut 220 v. Chr. und 109 v. Chr. erneuert, ist auch heute im Einsatz.

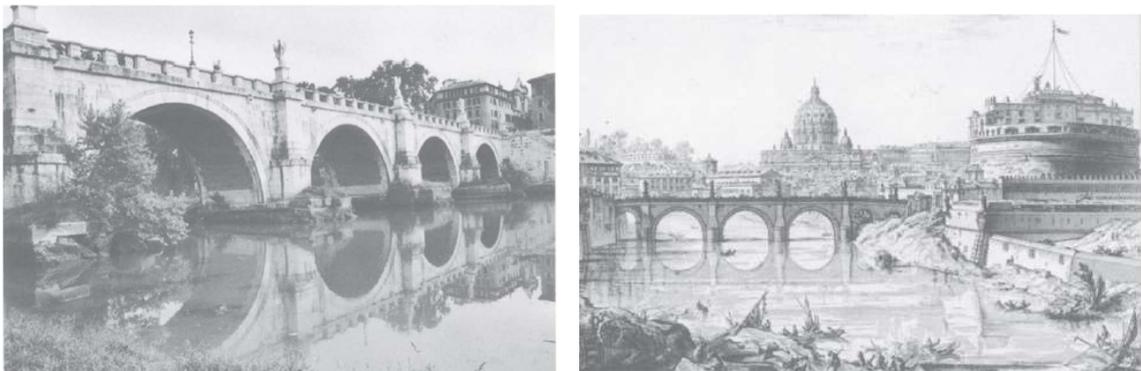


Abbildung 2.1: Pons Mulvius, Rom, Italien [1]

Die Tragsysteme bestanden aus Gewölben hergestellt auf Lehrgerüsten aus Holz, Pfeilern und Schwergewichtsmauern [2]. Die Spannweiten einzelner Bogen betragen etwa 20 m. Ein weiteres Beispiel ist der dreistöckige Pont du Gard bei Nîmes (Abb. 2.2). Das aus Naturstein erbaute Aquädukt besteht aus insgesamt 52 Halbkreisbogen. Die präzise Steinbearbeitung ermöglichte Trockenfugen ohne Mörtel.



Abbildung 2.2: Pont du Gard, Nîmes, Frankreich [3]

Auch in anderen Teilen der Welt wurden Steinbogenbrücken gebaut. In China erstanden Kreisbogenbrücken fast parallel mit den Römern, schon in den ersten Jahrhunderten n. Chr. Ein interessantes Beispiel aus der Regierungszeit der Sui-Dynastie in Abb. 2.3 dargestellt, die Anji-Brücke über den Fluss Xianche, die weltweit erste Segmentbogenbrücke [4].

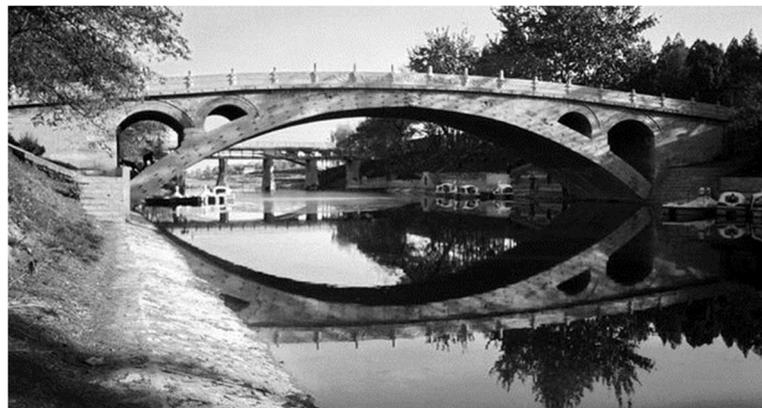


Abbildung 2.3: Anji-Brücke, China [5]

In Europa etablierten Kreisbogenbrücken eine Tradition im Massivbrückenbau bis ins 18. Jahrhundert. Merkmale der Bauweise waren Natursteine wie z.B. Granit, Porphyr, Diorit, Basalt, Basaltlava, Muschelkalk, Marmor, Sandstein [6] aber auch gebrannte Ziegelsteine, gebaut nach Art des Quadermauerwerks. Die Gewölbesteine hatten radialen Fugenschnitt, strahlenförmig zum Kreismittelpunkt. Erste Abweichungen von Kreissegmenten und Kreisbogen der Bogenform gelangten im 16. Jahrhundert in Form von Ellipsen oder Kettenlinien.

Mit der ersten industriellen Revolution kam es zu Änderungen im Transportwesen. Die Entwicklung der Eisenbahn förderte neue Brücken, die damals mit der Entdeckung der Baustatik von Coulumb und Navier nicht mehr empirisch, sondern Ingenieurmäßig entwürft worden. Am Ende des 19. Jahrhunderts kam es zum weiteren Wandel im Brückenbau, Stampfbeton ersetzte Naturstein als preiswerter Ersatz. So sind zahlreiche Brücken aus Stampfbeton mit oder ohne Natursteinplatten verkleidet hergestellt [7]. Ein erwähnenswertes Beispiel ist der Wiesener Viadukt in der Schweiz mit einer Spannweite des Hauptbogens von 55 m (Abb. 2.4)



Abbildung 2.4: Wiesener Viadukt, Schweiz [2]

Die Erfindung des Stahlbetons ermöglichte im Vergleich zu Stahlbrücken wirtschaftliche Massivbrücken kleinerer Spannweiten [4]. Bedeutende Beiträge zur Anwendung von Stahlbeton und zum Tragverhalten stammten von François Hennebique und Emil Mörsch. Zahlreiche flache Bogenformen wurden erzielt indem die Konstrukteure alle Bestandteile der Brücken als Tragelement ausnutzten. Bei der Brücke über die Ourthe in Belgien (Abb. 2.5) von F. Hennebique, mit einer Spannweite von 55 m dienten der Bogen, Seitenwände und die Fahrbahn als Kastenquerschnitt [2].

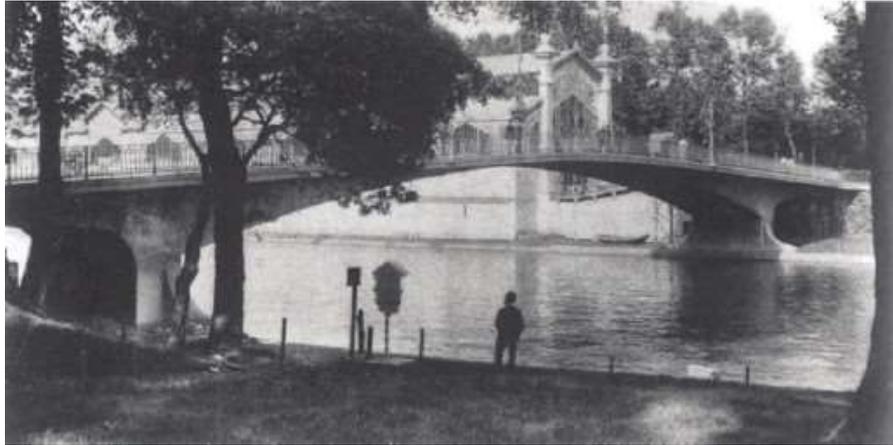


Abbildung 2.5: Brücke über die Ourthe, Belgien, 1904 [2]

Mit der Jahrhundertwende kam es zu einer raschen Weiterentwicklung des Stahlbetons. Die ersten Vorschriften für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton kamen 1909 in der Schweiz heraus und kurz darauf auch in Österreich und Deutschland. Viele bedeutende Brücken entstanden in kurzer Zeit unter Einfluss von Emil Mörsch (1872-1950), Eugène Freyssinet (1879-1962) und Robert Maillart (1872-1940).

Die Entwicklung des Spannbetons ermöglichte schlanke Konstruktionen größerer Spannweiten, geringeres Eigengewicht und damit weniger Kosten für die Bauausführung [4]. Das Bauverfahren spielte eine immer größere Rolle bei der Herstellung des Bogens. Folgende Bauverfahren werden auch heute verwendet [8]:

- Betonieren auf konventioneller Rüstung
- Betonieren mit Cruciani - Beyer - Lehrgerüst
- Freivorbau mit Abspannungen
- Bogenklappverfahren
- Rüstung als verlorenes Stahlfachwerk (Melan Bauweise)

Weitere Erläuterungen über Bauverfahren im Brückenbau sind in [4], [8] zu finden.

Heute werden Stahlbeton- Bogenbrücken aus wirtschaftlichen Gründen für Spannweiten unter 50 m in der Regel nicht benutzt. Die Querschnittsgestaltung wird abhängig von der Stützweite (L_i) folgendermaßen gewählt:

- Rechteckiger- Vollquerschnitt für $L_i \leq 60$ m
- Plattenbalkenquerschnitt für $60 \geq L_i \geq 120$ m
- Kastenquerschnitt für $L_i \geq 120$ m

Die Voraussetzungen für die Anwendung eines Bogens im Brückenbau sind nach E. Brühwiler: *“Spezielle topographische und geologische Verhältnisse ..., z. B., wenn ein markanter Abschnitt im Brückenbereich aus technischen oder ästhetischen Gründen stützenfrei überspannt werden muss, während im übrigen Brückenbereich kleine Spannweiten zweckmäßig und wirtschaftlich sind. Dies trifft etwa bei Brücken über Flüsse, Schluchten oder ausgeprägte Taleinschnitte zu.“* [2]

Zurzeit werden Brücken nach den Grenzzuständen bemessen, die in den Eurocodes festgelegt sind. In Österreich gelten die ÖNORM, die nach den Richtlinien des CEN in das österreichische Normenwerk übernommen wurden. Anforderungen der neuen Normengeneration beziehen sich auf lebensdauerorientierten Entwurf von Bauwerken. So nehmen in den neuen Model Code nicht nur Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit, sondern auch Haltbarkeit und Nachhaltigkeit als Designkriterien zunehmende Bedeutung [9].

Auch wenn Beton heute als führender Baustoff im Brückenbau anwesend ist, nehmen die Kosten für die Erhaltung und Instandsetzung immer mehr zu. In Abb. 2.6 ist der aktuelle Stand der Brückenflächen nach Bauart in Deutschland dargestellt. Abbildung 2.7 zeigt den von der Bundesanstalt für Straßenwesen zugeteilten Zustandsnoten von Brückenflächen an Bundesfernstraßen. Mit der Note sehr gut bis gut sind nur knapp 11.5% eingestuft, wobei 12% der Note nicht ausreichend bis ungenügender zugeteilt wurde. Das bedeutet das etwa 3.7 Millionen m^2 der Brücken an Bundesfernstraßen in Deutschland sofort saniert werden müssten.

Die Entwicklung im Brückenbau resultierte mit Größeren Spannweiten, leichteren Konstruktionen, neuen Konstruktionselementen, kürzerer Bauzeiten und Großer Tragfähigkeit, jedoch ist im Sinne der Dauerhaftigkeit kein erheblicher Fortschritt gelungen. Welche Effekte die Dauerhaftigkeit von Beton beeinträchtigen und warum UHFB im Brückenbau sinnvoll anwendbar ist, wird im Kapitel 2 erläutert.

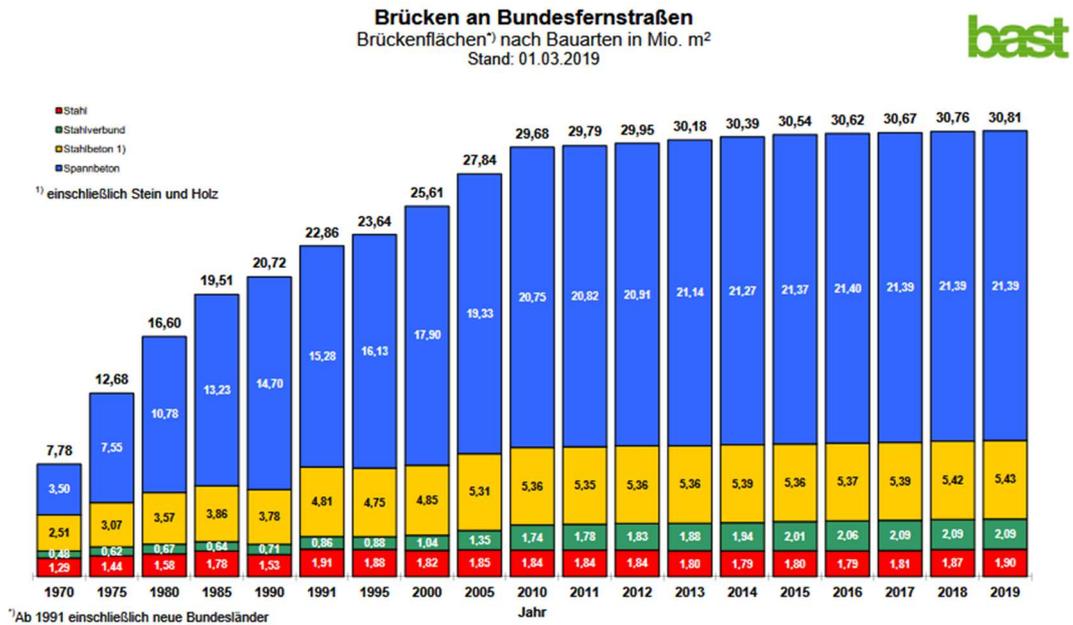


Abbildung 2.6: Aktueller Stand der Brücken an Bundesfernstraßen in Deutschland [10]

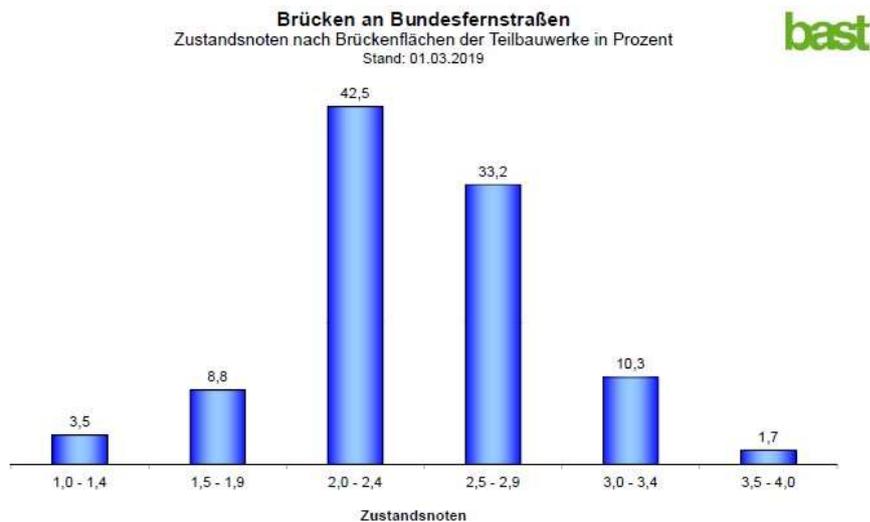


Abbildung 2.7: Zustandsnoten nach Brückenfläche [10]. Note nach Punktzahl: sehr gut (1.0-1.4), gut (1.5-1.9), befriedigend (2.0-2.4), ausreichend (2.5-2.9), nicht ausreichend (3.0-3.4), ungenügender Zustand (3.5-4.0)

2.1.2 Fußgängerbrücken

Viele Fußgängerbrücken wurden in der Vergangenheit mit dem flachen Bogen als Tragsystem und abweigender Gehwegplatte konstruiert. Erwähnenswerte Beispiele sind die Fußgängerbrücke über die Enz bei Mühlacker (Abb. 2.8), entworfen von Fritz Leonhardt im Jahr 1962, oder die Pasarela San Juan Bautista über die M30 in Madrid, die 1979 eröffnet und 2008 abgerissen wurde (Abb. 2.9).

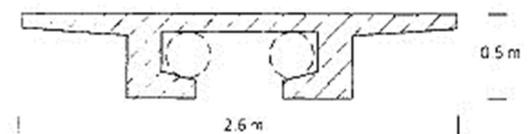


Abbildung 2.9: Links: Fußgängerbrücke über die Enz; rechts: Querschnittsgestaltung [57]

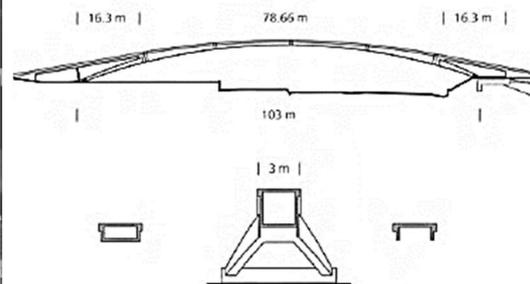
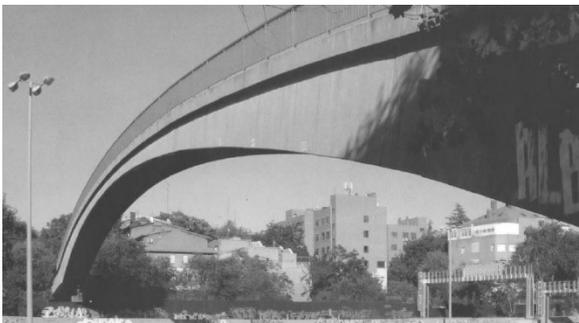


Abbildung 2.8: Links: Bogenbrücke über die M30 in Madrid, Spanien; rechts: Ansicht und Querschnittsgestaltung [57]

Nicht nur tragfähige und wirtschaftliche, sondern auch elegante Brücken stammen von dem schweizerischen Bauingenieur Robert Maillart. Als Beispiel wird hier die Töss Brücke dargestellt (Abb. 2.10).



Abbildung 2.10: Töss Brücke [11]

Die Grundidee des Tragverhaltens der Töss Brücke kann mit folgender Gleichung beschrieben werden: [11]

$$M_A = \frac{M}{1 + \left(\frac{I_G}{I_A}\right)} \quad (1)$$

M_A - Biegemoment des Bogens

M - Gesamtmoment

I_G – Trägheitsmoment des Versteifungsträgers

I_A – Trägheitsmoment des Bogens

Unter dem kritischen fall mit maximalen I_A von 0.0007 m^4 und minimalen I_G mit 0.009 m^4 , übernimmt der Bogen nur 7% des Gesamt- Biegemoments und kann daher sehr filigran ausgeführt werden [11].

Bogentragwerke sind auch mit untenliegender Fahrbahn ausgeführt; eine sogenannte Stabbogenbrücke. Dabei kann die aufgehängte Fahrbahn bei schlechtem Baugrund wie ein Zugband wirken [6]. Stabbogenbrücken werden heute fast nur noch in Verbund- und Stahlbauweise ausgeführt [12].

Die Geschichte des Brückenbaus hat gezeigt das neue Baustoffe und Konstruktionstypen durch ihre relativ geringen Baukosten oft erstmals in Fußgängerbrücken integriert wurden. Die Anwendungen von UHFB werden genauer in Abschnitt 2.2 erläutert, hier wird jedoch ein Beispiel einer ziemlich neueren

Fußgängerbrücke aufgeführt – die Seonyu Brücke in Süd-Korea (Abb. 2.11), erbaut im Jahr 2001.



Abbildung 2.11: Gesamtansicht der Seonyu Fußgängerbrücke [13]

Die Brücke besteht aus zwei Stahlzügen die mit einem Bogen aus DUCTAL[®] verbunden sind. DUCTAL[®] ist ein Ultrahochfester Beton mit einer mittleren Druckfestigkeit von 200 MPa. Dieser sehr flache Bogen mit einem Verhältnis $l/f=8$, ist aus sechs Fertigteilen zusammengesetzt. Für den Querschnitt wurde ein π -Träger gewählt (Abb. 2.12), um die Ausschalung zu vereinfachen [13]. Der Bogen wurde in Längsrichtung mit insgesamt 8 Spannglieder im nachträglichen Verbund vorgespannt. Zwei zusätzliche Monolitzen pro Steg wurden für das Bauverfahren benutzt.

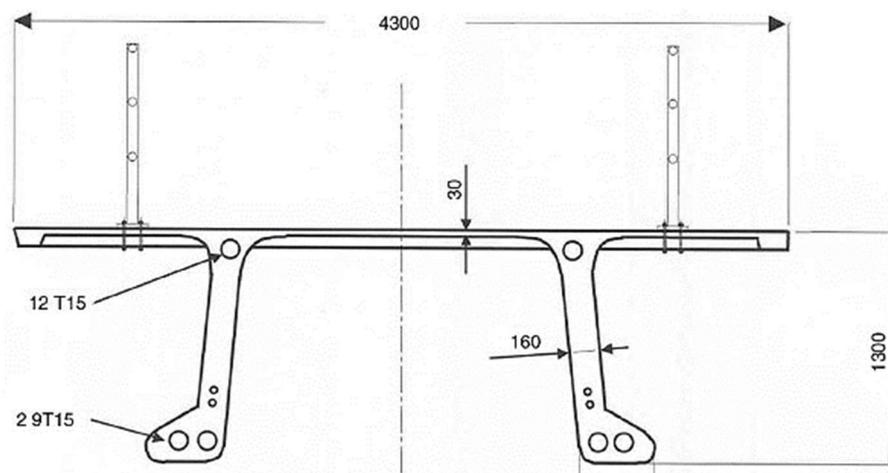


Abbildung 2.12: Querschnitt der Seonyu Brücke [13]. Alle Massen sind in mm

Die ersten drei gekrümmten Fertigteile-Segmente wurden mithilfe vorübergehender Rüstung positioniert (Abb. 2.13) Nachdem die Nassfugen mit einer Breite von

30 mm vor Ort betoniert wurden und ihre Druckfestigkeit 85 MPa erreichte, wurde die erste Hälfte des Bogens vorgespannt. Mit der gleichen Prozedur wurde auch die zweite Hälfte ausgeführt. Um die zwei Hälften mit dem Scheitelsegment zu verbinden mussten im Bogenscheitel zwei Pressen montiert werden, die eine Horizontalkraft von 2500 kN zwischen den beiden Abschnitten einführten. Nachdem die letzten zwei fugen ihre erforderliche Druckfestigkeit erreichten, konnten die Pressen entfernt werden und der Bogen stand unter Druck.

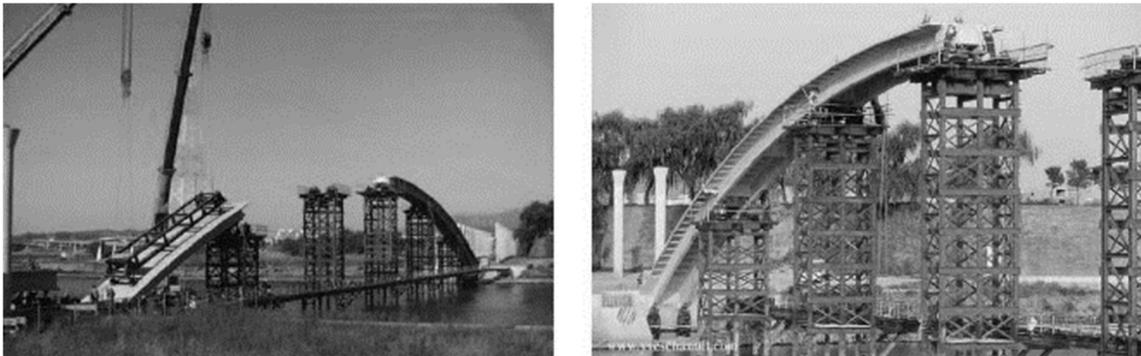


Abbildung 2.13: Montage der Seonyu Brücke [13]

2.1.3 Zum Tragverhalten von Bogen

Basierend auf aktuellen Erkenntnissen [14] sind für Bogentragwerke folgende fundamentale Eigenschaften charakteristisch:

- Bogen erhalten ihre Tragfähigkeit überwiegend aus ihrer Form.
- Wegen Abweichungen der Bogenachse von Stützlinie sind Biegemomente zu beachten.
- Horizontalverschiebungen sind neben Durchbiegungen auch zu beachten, da Bogen empfindlich auf Wiederlagerverschiebung reagieren.

Der englische Universalgelehrter Robert Hook schrieb 1675: "*ut pendet continuum flexile, sic stabit contiguum rigidum inversum.*" [15], oder: "*wie die biegeschlaffe Linie hängt, so wird umgekehrt des stabile Gewölbe stehen.*". Verallgemeinert bedeutet diese Idee, dass die Form, die eine Kette unter einer Reihe von Lasten annimmt, wenn umgekehrt und versteift wird, sie einen Weg der Druckkräfte für eine gewölbte Struktur darstellt, um den gleichen Satz von Lasten zu tragen. Diese umgekehrte Kettenlinie wird in der Literatur oft als Stützlinie

bezeichnet [16] [15]. Nach [1] ist die Stützlinie eines Bogens *“die Verbindung der Durchstoßpunkte der zur Resultierenden zusammengefassten Druckspannungen in den Querschnitten“*. Um ein vorwiegend druckbeanspruchtes Tragwerk zu erhalten, was für Stein und Beton vorteilhaft ist, sollte die Formgebung gemäß Stützlinie unter Eigengewicht erfolgen. In Abbildung 2.14 ist die Analogie zwischen Seillinie und Stützlinie für verschiedene Lasten dargestellt.

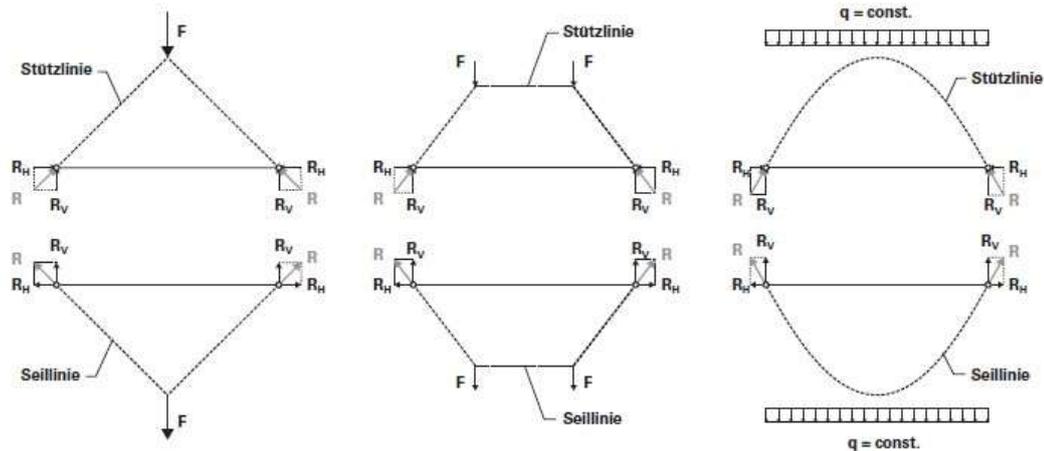


Abbildung 2.14: Analogie zwischen Seillinie und Stützlinie [16]

Bei Steinbrücken äußern sich Abweichungen der Systemlinie von Stützlinie bei $e > d/6$ mit klaffen der Fugen (Abb. 2.15) Mit zunehmen der Druckspannungen kann es sehr schnell zum Abplatzen der Kanten kommen (Abb. 2.16).

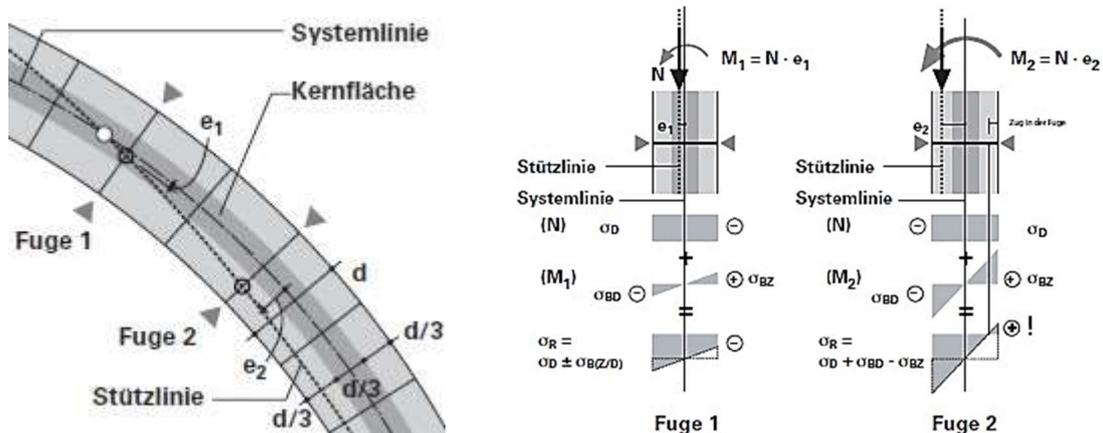


Abbildung 2.15: Lokale Abweichung der Stützlinie [16]

Die Lage der Resultierenden ist für Stein- Bogenbrücken abhängig von Nachweis und Grenzzustand begrenzt [1].

Bei Stahlbetonbrücken entstehen bei ausmittiger Belastung Biegerisse, wodurch die Bewehrung aktiviert wird und Zugspannungen übernimmt. Im Vergleich dazu soll es bei Spannbeton in der Regel gar nicht erst zu Rissen kommen. Mit dem Dekompressionsnachweis soll die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Rissen minimalisiert werden.

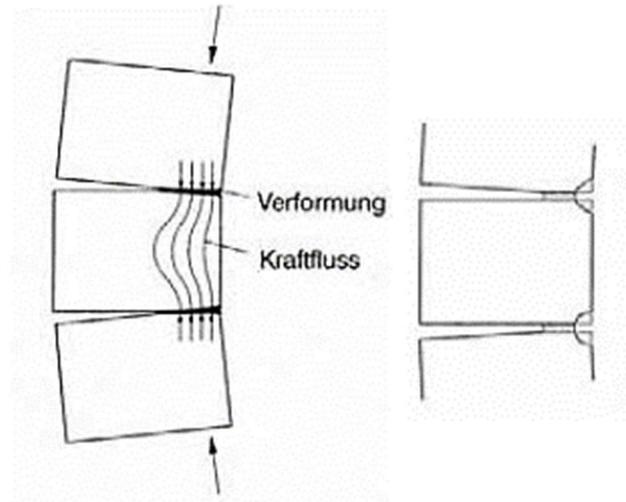


Abbildung 2.16: Abplatzen von Steinkanten bei stark ausmittiger Belastung [17]

Nachgiebigkeit des Auflagers kann große Biegemomente im Scheitel und am Kämpferbereich des Bogens verursachen. In Abb. 2.17 sind für Halbkreis-, Parabel-, und Dreigelenkbogen Auswirkungen von Horizontalverschiebungen dargestellt.

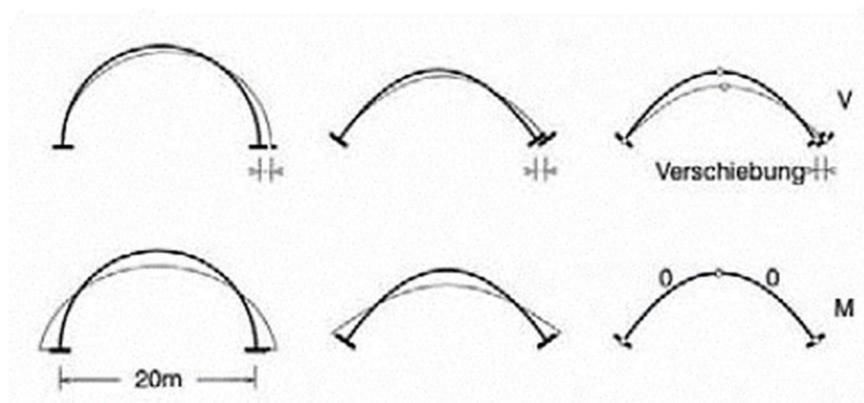


Abbildung 2.17: Verformungen und Momentenverlauf infolge Auflagerverschiebung [17]

2.2 UHFB

2.2.1 Grundprinzip

Als Ultrahochfesten Beton (UHFB, eng. UHPC), oder Ultrahochleistungs- Faserbeton (eng. UHPFRC) wird ein Baustoff mit einer sehr gefügedichten, zementbasierenden Kornmatrix und einer charakteristischen Druckfestigkeit zwischen 150-250 Mpa bezeichnet. Der Grundunterschied zwischen UHFB und Normalbeton liegt in der granulometrisch idealen Kornmatrix, die durch Hinzufügung von reaktiven und inerten Zusatzstoffen optimiert wird. Der niedrige Wasser/Bindemittelwert ($w/b \leq 0.20$) führt zu Eliminierung von Kapillarporen und exzellenten Dauerhaftigkeitseigenschaften. Um ein sprödes Versagen zu vermeiden und duktilen Materialverhalten zu versichern, werden Stahlfaser in die Mischung zugefügt. Letztlich wird durch Zugabe von Hochleistungsverflüssiger der Einbau erleichtert.

Große Anwendung von UHFB wurde in den letzten ca. 20 Jahren im Brückenbau erreicht, größtenteils in Form von: vorgespannten- Fertigteilträger, Brückendeckenbelag bei bestehenden Bauwerken aus Stahlbeton und Nassfugen zwischen Fertigteil- Elementen.

Im Jahr 2002 wurden in Frankreich die ersten Empfehlungen für den Einsatz von UHFB veröffentlicht. Auf der Grundlage der aktualisierten Auflage dieser Empfehlungen, erschienen 2016 in Frankreich drei Normen: "NF P 18-470", "NF P 18-710" und "NF P 18-451", für Konstruktionen aus UHFB. Auch in der Schweiz erschien im gleichen Jahr die Norm "SIA 2052:2016: Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB)-Baustoffe, Bemessung und Ausführung". In Deutschland ist seit 2007 der *Sachstandbericht: Ultrahochfester Beton* von DAfStB in Kraft.

Die Zusammensetzung von UHFB variiert abhängig von Anwendung und Hersteller. Die neue französische Norm NF P18-470 definiert das Konzept "ID-Card", ein Ausweisdokument, das für jede Eigenschaft der hergestellten UHFB Mischung, den Bemessungswert angibt. In Abbildung 2.18 ist eine mittlere Zusammensetzung aus verschiedenen Literaturstellen dargestellt [18]. Nachfolgend werden Eigenschaften von UHFB nach dem aktuellen Stand der Technik vorgestellt, jedoch ausschließlich nur UHFB mit Fasergehalt.

2. Stand der Technik

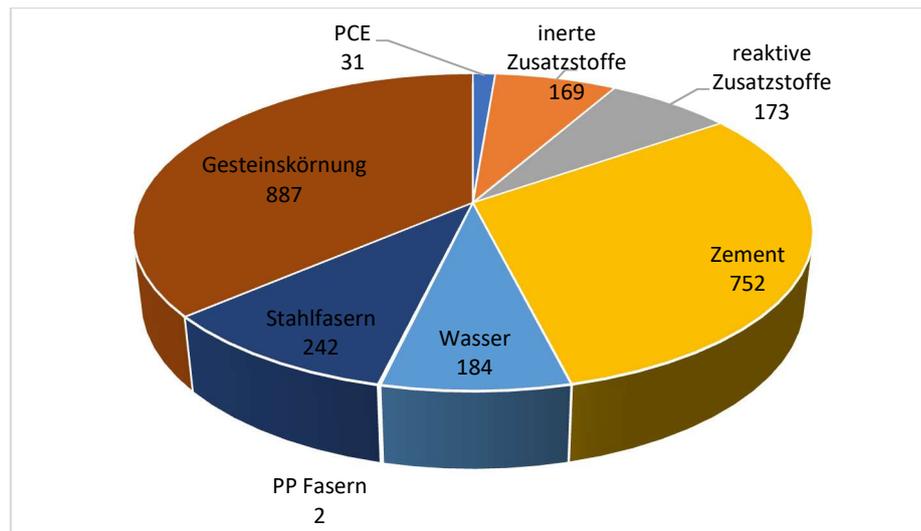


Abbildung 2.18: Mittlere Zusammensetzung von UHFB, Angaben in [kg/m³]. Entnommen und bearbeitet aus [19]

2.2.2 Mechanische Eigenschaften

2.2.2.1 Verhalten unter Druckbeanspruchung

UHFB zeigt bis kurz vor der erreichten Druckfestigkeit ein überwiegend linear elastisches Verhalten (Abb. 2.19).

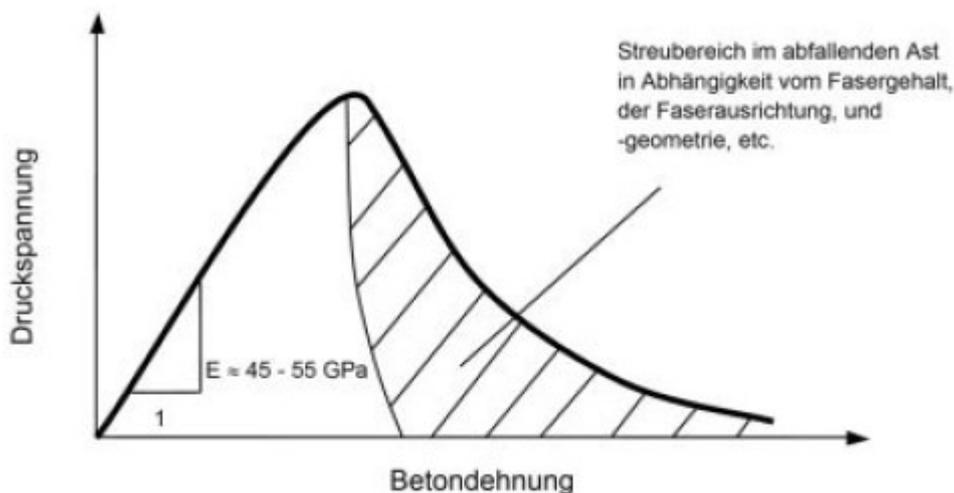


Abbildung 2.19: Spannungs- Dehnungs- Diagramm für UHFB im Druckbereich [19]

Der absteigende Ast hängt jedoch stark von Fasergehalt, der Faserausrichtung und Fasergeometrie ab [20]. Signifikante Einflüsse auf die Druckfestigkeit hat die Wärmebehandlung der Prüfkörper. Nach [20] und [19] können bei

Wärmebehandlung von 90 °C in Dauer von 48 Stunden, größere Druckfestigkeiten erreicht werden, als mit 28- Tage langer Wasserlagerung bei 20 °C. Noch höhere Nachbehandlungstemperaturen wirken sich positiv auf die Druckfestigkeit aus. Der E-Modul liegt bei UHFB im Bereich 45 – 55 GPa.

Für die Bemessung im Druckbereich ist nach dem Sachstandsbericht von DAfStb [20] die in Abb. 2.20 angezeigte Spannungs-Dehnungs-Linie mit linear entfestigendem Ast vorgeschlagen. Vereinfachend kann nach den französischen Empfehlungen [21], eine Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie benutzt werden.

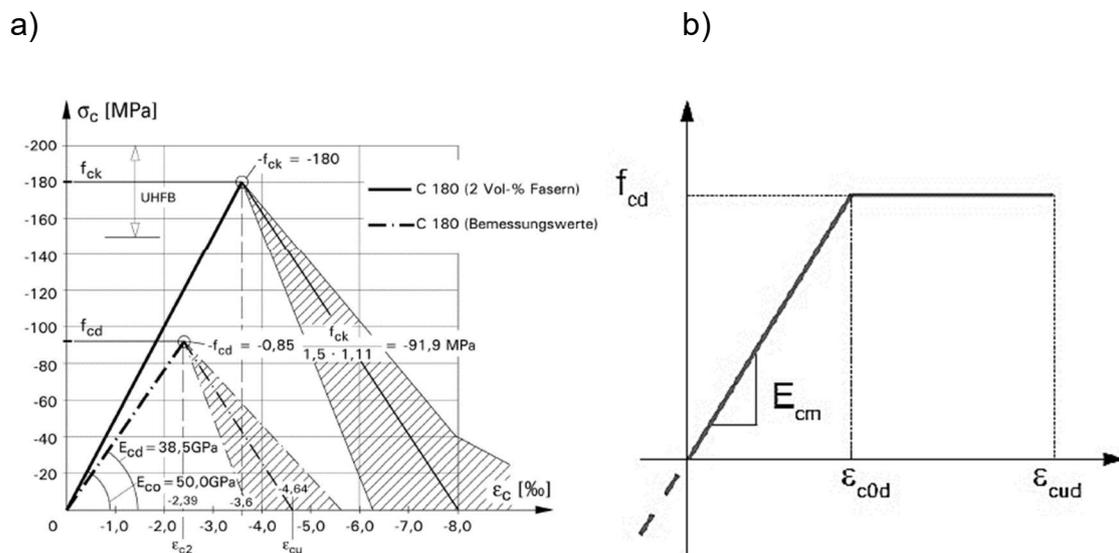


Abbildung 2.20: Empfohlene σ - ϵ Beziehungen: a) für Fertigteile aus UHFB mit $f_{ck}=180$ MPa nach [20] b) [23]

Ein ähnlicher Bemessungswert der Druckfestigkeit ergibt sich nach allen Richtlinien

$$f_{cd} = \frac{0,85 * f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2)$$

mit

f_{cd} – Bemessungswert der Druckfestigkeit

f_{ck} – Charakteristischer Wert der Druckfestigkeit

γ_c – Teilsicherheitsbeiwert

Der Teilsicherheitsbeiwert ergibt sich für Druckbeanspruchten UHFB bei ständiger und vorübergehender Kombination mit einem Wert von 1,5 bzw. 1,2 für außergewöhnliche Bemessungssituationen. Falls die UHFB Elemente aus einem Premix im Fertigteilwerk hergestellt wurden können diese Werte auf 1,3 bzw. 1,05 reduziert werden [22].

Bei der Benutzung der Bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie gilt:

$$\varepsilon_{c0d} = \frac{f_{cd}}{E_{cm}} \quad (3)$$

und

$$\varepsilon_{cud} = \left[1 + 14 \left(\frac{f_{ctfm}}{f_{cm}} \right) \right] * \varepsilon_{c0d} \quad (4)$$

mit:

ε_{c0d} - Dehnung bei Erreichen des Bemessungswertes der Druckfestigkeit

ε_{cud} - Bruchdehnung

f_{ctfm} - Mittelwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit

f_{cm} - Mittelwert der Druckfestigkeit.

Vereinfachend kann ε_{cud} als $2,7 \cdot 10^{-3}$ angenommen werden [23]

2.2.2.2 Verhalten unter Zugbeanspruchung

Unter Zugbeanspruchung, mit ausreichendem Faser-Gehalt, zeigt UHFB vier erkennbare Phasen (Abb. 2.21) in der Spannungs-Dehnungs-Linie. Nach *Jungwirth* [24] sind diese:

Phase I: Linear-elastische Verformung, Zementmatrix ungerissen

Phase II: Multirissbildung, verfestigendes Verhalten

Phase III: Öffnung zu Messorissen, aktivieren der Fasern bis zum Ausriss der Fasern

Phase IV: Öffnen von einem oder mehrerer Makrorissen, fortschreitender Ausriss der Fasern

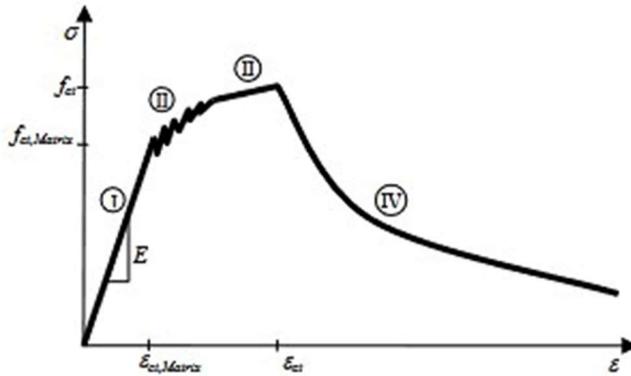


Abbildung 2.21: Schematisierte Spannungs-Dehnungs-Linie für UHFB unter Zugbeanspruchung nach [24]

In AFGC 2013 [23] sind deutliche Unterschiede in den Spannungs-Rissöffnung Beziehungen angegeben für Arbeits-härtende (strain-hardening/class T3), geringe-Arbeits-härtende (low strain-hardening/class T2) und Arbeits-erweichende (strain-softening/class T1) UHFB. Um die Faserorientierung und Faserverteilung in den Bemessungsbeiwerte der Zugfestigkeit zu berücksichtigen ist als Sicherheitsbeiwert der K-Koeffizient zuständig. Zu unterscheiden sind K_{local} und K_{global} . Um diese Koeffizienten zu ermitteln müssen aus betonierten Probekörpern Streifen in verschiedenen Richtungen entnommen werden und an denen dann die Zug- oder Biegezugfestigkeiten bestimmen. Der K-Koeffizient ergibt sich dann aus resultierenden Moment-Verhältnissen.

Um ausreichende Duktilität unter Zugbeanspruchung zu versichern muss nach [22] folgende Ungleichung erfüllt sein

$$\frac{1}{w_{0.3}} \int_0^{w_{0.3}} \frac{\sigma(w)}{1.25} dw \geq \max(0.4f_{ctm,el}; 3MPa) \quad (5)$$

$f_{ctm,el}$ – Mittelwert der Elastizitätsgrenze unter Zugbeanspruchung, in MPa

$\sigma(w)$ - charakteristische Nachrissfestigkeit in Abhängigkeit von der Rissöffnung

Als konventionelle Bemessungskurven im ULS und SLS können folgende benutzt werden (Abb. 2.22):

2. Stand der Technik

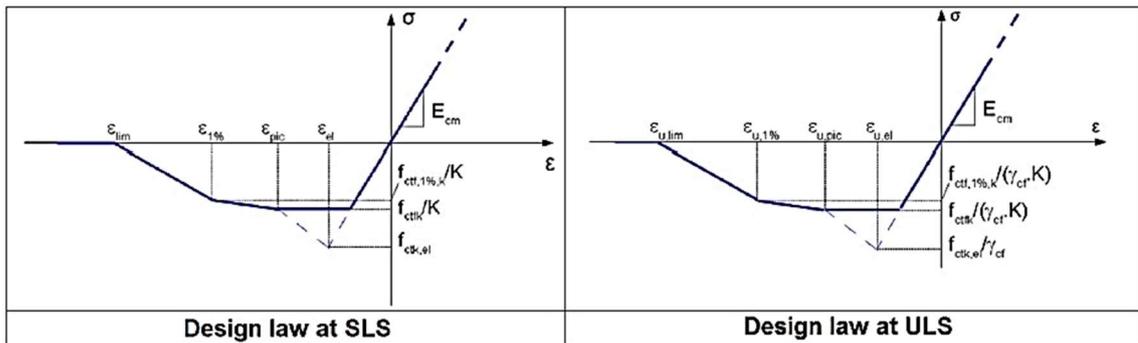


Abbildung 2.22: Konventionelle Bemessungskurven im Zugbereich nach [25]

2.2.2.3 Schwinden

Wegen dem niedrigen w/b Wert von UHFB, kommt es zu großen Autogenen Schwindmaß in den ersten Tagen der Erhärtung, wie für nicht-wärmebehandelte und versiegelte UHFB in Abbildung 2.23 angezeigt.

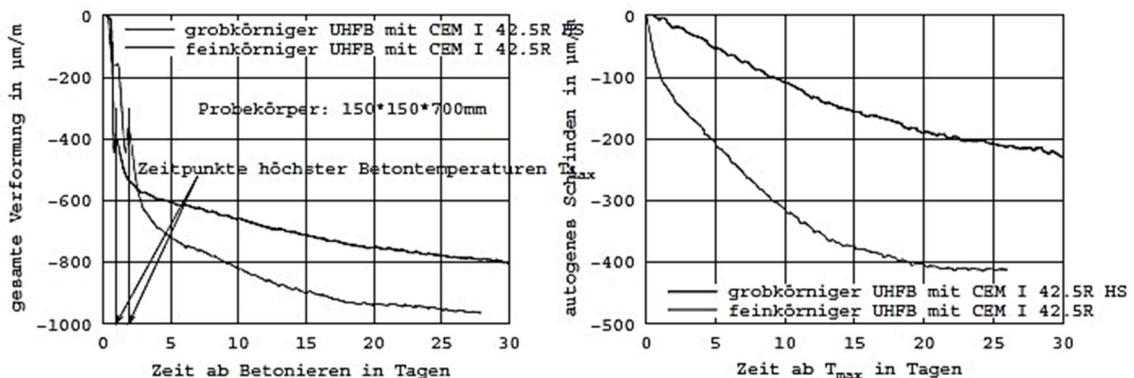


Abbildung 2.23: Gesamte Verformung (links) und autogenes Schwindmaß (rechts) für Fein- und Grobkörniger UHFB [20]

Der Anteil des Trocknungsschwinden ist dagegen geringer. Durch behinderte Verformungen, wie z.B. durch Schalungselementen, kann es zu Zwangsbeanspruchungen und Rissbildung im jungen Alter des UHFB kommen. Außer Druck- und Zugfestigkeitssteigerung, führt Wärmebehandlung auch zur Abnahme von Schwinden. In den Untersuchungen von [26] wurde nachgewiesen das Zwangsspannungen schon im jungen Alter, genauer im Visco-Plastischen Zustand entstehen. Die Betrachtung des Schwindens nur in nicht-versiegelter Periode ist ungenügend und die Wärmebehandlung soll so früh wie möglich anfangen. Nach den Empfehlungen von AFGC [23] sind zwei Arten von Wärmebehandlung zu unterscheiden, die zu jeder Mischung angepasst und optimiert werden sollten:

2. Stand der Technik

1. Wärmebehandlung der Klassen TT1 – durchgeführt zur Beschleunigung der Anfangserhärtung unter mäßiger Temperatur ($< 65\text{ °C}$)
2. Wärmebehandlung der Klassen TT2 – angewendet, nach dem Erhärten des Betons, unter Temperaturen von 90 °C und hoher Luftfeuchtigkeit ($\geq 90\%$)

Vorausgesetzt es wurde die zweite oben erwähnte Behandlung durchgeführt, kann der Schwindmaß danach vernachlässigt werden.

2.2.2.4 *Kriechen*

In der Regel ist die Kriechzahl bei höherfestem Beton niedriger als bei normalfesten, wegen dem geringen w/z Wert und verringerter Porosität. Ohne Wärmebehandlung ergibt sich nach [20], [23] und [27] eine Kriechzahl von $\phi=0.8$ und mit Wärmebehandlung von 0.2 bis 0.4.

2.2.3 *Dauerhaftigkeit*

Ursachen der destruktiven Wirkung auf Beton können auf zwei Effekten zurückgeführt werden: Physikalische und Chemische. Zu Physikalischen Effekten, die die Dauerhaftigkeit von Beton beeinträchtigen gehören Oberflächenverschleiß, Rissbildung durch Kristallisation von Salzen in den Poren und Einwirkung von Temperaturextremen wie bei Frost oder Feuer. Zu den Chemischen Effekten gehören das auslaugen des Zementleims durch säure Lösung und ausgedehnte Reaktionen mit Sulfat-angriff, Alkali-Aggregatreaktion und Korrosion des eingebetteten Stahls in Beton. Wasser ist in der Regel in jeder Form der Beschädigung von Beton beteiligt [28], weshalb die Permeabilität ein wichtiger Faktor für die Dauerhaftigkeit darstellt.

Die Porengrößenverteilung spielt eine wichtige Rolle bei Schädlichen Transportvorgängen vom Festbeton. In Abbildung 2.24 ist die Porengrößenverteilung von UHFB im Vergleich mit Normal- und Hochleistungsbeton angezeigt.

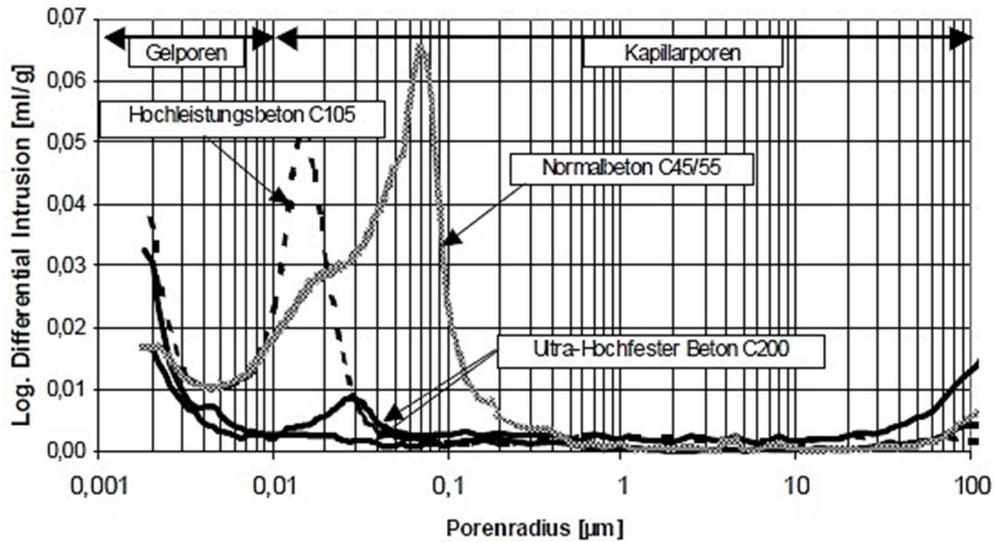


Abbildung 2.24: Porengrößenverteilung von UHFB in Vergleich zu Normal- und Hochleistungsbeton [20]

2.2.3.1 Chloriddiffusion

Ein kritischer Chloridgehalt (verursacht durch Tausalze, Meereswasser oder Brand) in Kombination mit Feuchtigkeitsgehalt des Betons und Sauerstoff führen zur Depassivierung der Stahloberfläche und schließlich zur Chloridkorrosion. Ergebnisse von Chloridwiderstandstest und Permeabilitätsmessungen aus [20] sind in Abb. 2.25 dargestellt. Die Chlorideindringtiefe von UHFB liegt bei ca. 0.1 mm und der Permeabilitätskoeffizient K für wärmebehandelten UHFB bei $1 \times 10^{-19} \text{ m}^2$.

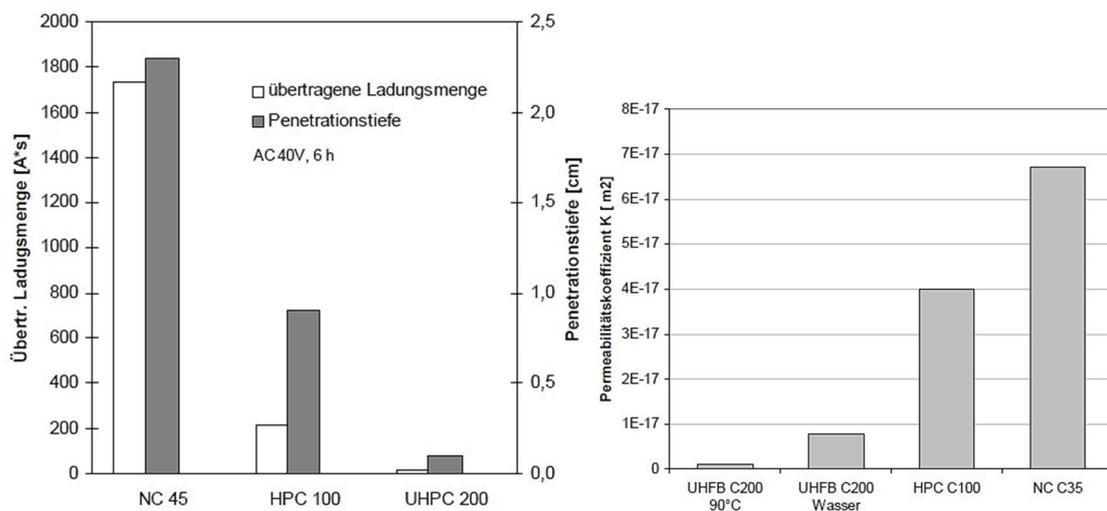


Abbildung 2.25: Eindringtiefe im Chloridwiderstandstest (links) und Permeabilitätsmessungen (rechts). Entnommen aus [20]

2.2.3.2 Karbonatisierung

Karbonatisierung entsteht durch Reaktion von CO_2 mit $\text{Ca}(\text{OH})_2$ im Zementstein. Dies resultiert zur Absenkung des pH-Wertes der Porenlösung und potenzieller Bewehrungskorrosion. In [20] sind Karbonatisierungstiefen von 1.5 bis 2.5 mm an drei Jahre alten, Witterung ausgesetzten, ungeschützten Prüfkörpern angegeben.

2.2.3.3 Frost- Tausalz- Widerstand

Frostschäden im Beton führen zu Rissbildungen und Abplatzungen von Beton, die durch die fortschreitende Expansion der Zementleimmatrix aus wiederholten Gefrier- und Auftauzyklen verursacht werden. In Kombination mit Tausalzen ist der Frostwiderstand weiter reduziert [28]. In [29] zeigen Ergebnisse nach dem CDF/CIF Test einen sehr hohen Frostwiderstand auch nach 112 Frost-Tau-Wechsel (Abb. 2.26). Die Ergebnisse liegen deutlich unter dem Grenzwert von 1500 g/m^2 .

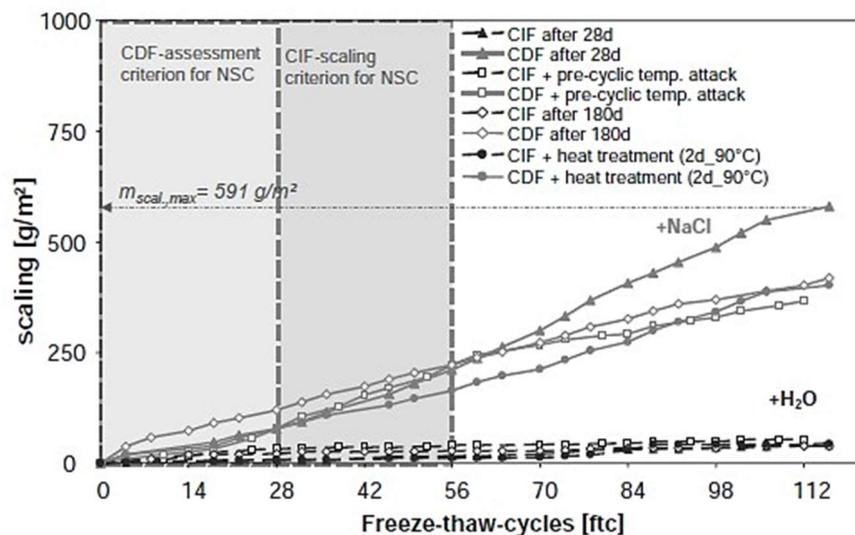


Abbildung 2.26: Abwitterungsmengen der Mischung M2Q ($w/b=0,19+$ Fasern) und Variation der Nachbehandlung sowie des Testalters innerhalb des CDF/ CIF-Tests. [29]

2.2.3.4 Chemische Angriffe

Nach den Erläuterungen in [18] gibt es kein Risiko von Alkali-Kieselsäure Reaktion und sekundärer Ettringitbildung in UHFB Prüfkörpern. Laut [27] gibt es keine Gefahr von Sulfatangriff beim Eintauchen in Natriumsulfat Lösung.

2.2.4 Fugenausbildung

Die Fugenausbildung kann im Segmentbau prinzipiell auf Trocken- und Verfüll- und Klebefugen aufgeteilt werden. Trockenfugen teilen sich abhängig von der Ausbildung der Fugenfläche auf Geschalte, Geschliffene, Gestrahlte oder Profilierte. Bei Verfüll- oder Nassfugen werden die Verbindungen vor Ort vergossen, meistens auch mit UHFB oder anderen Schwindarmen Mörtel. Letzteres gibt es auch sogenannte Klebe- oder Pressfugen, ausgeführt mit Epoxidharz oder Feinmörtel (Abb. 2.27).

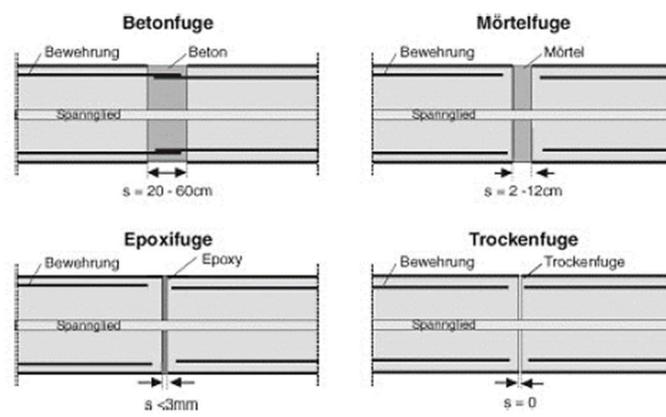


Abbildung 2.27: Fugenausbildung [30]

Bei glatten Trockenfugen entsteht die Tragfähigkeit einzig aus der Reibung. Versuche von [31] haben gezeigt das der Reibungsbeiwert von Grobkörnigen UHPC Versuchskörpern von $\mu=0.65$ bis $\mu=0.90$ variieren (Abb. 2.28).

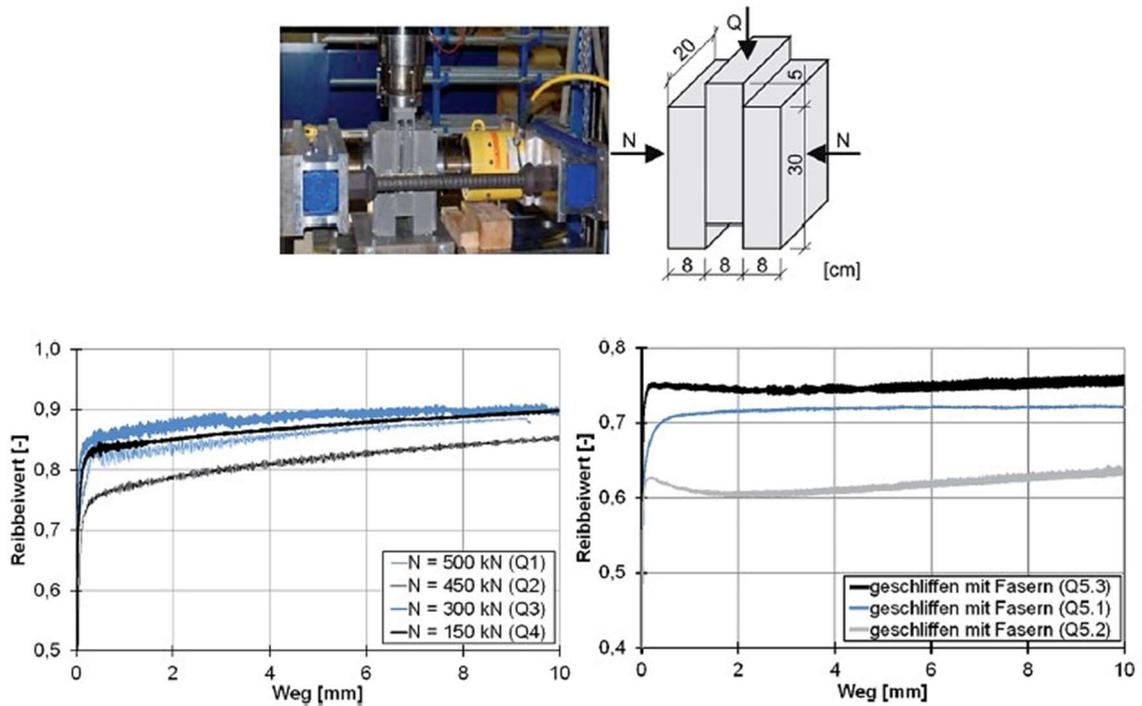


Abbildung 2.28: Versuchsaufbau für Druck-Schubversuche (Oben), Reibbeiwert für schalungsglatte Trockenfugen (Unten links), Reibbeiwert für geschliffene Trockenfugen (Unten rechts).
Entnommen aus [31]

Für Trockenfugen sind derzeit viele Beschränkungen gesetzt; die AASHTO verbietet Anwendungen von Trockenfugen im Segmentbrückenbau, es sollen daher Nassfugen vor Ort eingesetzt werden [32], [33]. Dies bezieht sich aber auf extern vorgespannte Systeme, interne Vorspannung ist im Allgemeinen nicht auf Segmentbrücken zugelassen. Der Grund dafür ist in erster Reihe die Gefahr von Korrosion im Spannglied, wodurch die Fugenöffnung begrenzt werden muss. Außerdem müssen große Vorkehrungen im Fertigteilwerk ausgeführt werden, um die Hüllrohre präzise in der Schalung zu befestigen, so dass diese mit dem benachbarten Segment bei der Montage übereinstimmen.

Auch die Französische und Deutsche Normen für Fertigteilbrücken Schließen Trockenfugen aus [34]. In den Untersuchungen von Specker [35], für Segmentbrücken mit Hohlkastenquerschnitt wurde folgender Nachweis für die Schubtragfähigkeit von Trockenfugen vorgeschlagen:

$$V_{Fd} = \frac{1}{\gamma_F} (\mu * \sigma_n * A_{Fuge} + f * f_{ck} * A_{Nocke}) \quad (6)$$

mit:

$\gamma_F = 2.0$...Sicherheitsbeiwert

μ ...Reibungskoeffizient

σ_N ...Druckspannung in der Fuge

A_{Fuge} ...projizierte Fugenoberfläche, siehe Abb. 2.29

$f = 0.14$... Faktor zur Berücksichtigung der Schubtragfähigkeit der Feinprofilierung

f_{ck} ... charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit

A_{Nocke} ... minimaler Wert der Versagensfläche auf Schub in der Fuge, nach Abb. 2.29

Für glatte Trockenfugen ergibt sich:

$$V_{Fd} = \frac{1}{\gamma_F} \mu * \sigma_n * A_{Fuge} \quad (7)$$

Diese Gleichung ist auch auf Verklebte Epoxifugen anzuwenden. Nach den Erläuterungen aus [35], zeigen Verklebte Fugen ein Sehr monolithisches, aber auch Sprödes Verhalten, mit Biegerissen in Fugennähe. Außerdem kann wegen möglichen Fehlern bei der Handhabung und unsicheren Verhalten bei hoher Temperatur der Traganteil des Klebers nicht zugerechnet werden. Deshalb gilt die Gleichung 7 für beide Ausführungen.

Der Sicherheitsbeiwert von 2.0 soll die Möglichkeit eines Sprödbuchs der Fugenprofilierung, die durch Imperfektionen der Schubnocken und somit dessen

Mitwirkung erst nach einer gewissen Verformung entstehen, ausschließen. Nach [36] kann dieser Wert auf 1.7 für UHFB ($f_{ck} > 160\text{MPa}$) reduziert werden.

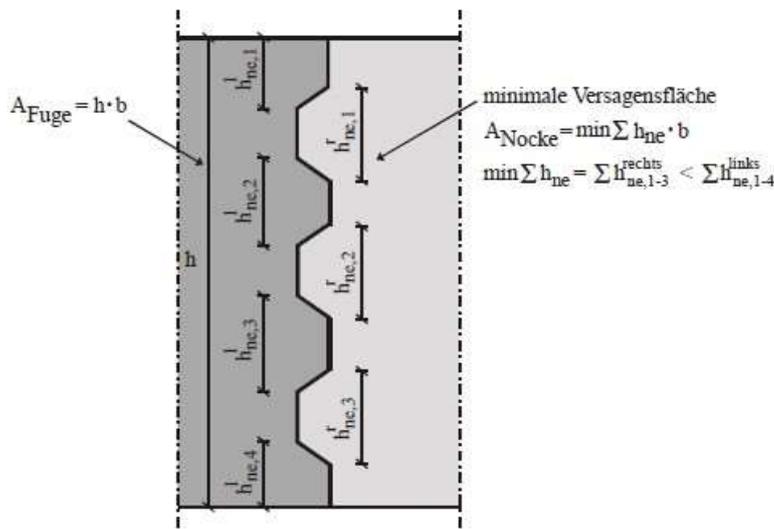


Abbildung 2.29: Erläuterungen der Geometrie nach Gleichung 3 und 4 [35]

Weiterhin schlägt Specker [35] vor, dass die Fugen nur im Bauzustand und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit überdrückt sein sollen und eine Begrenzung der Fugenöffnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erhöhten Spannstahlbedarf und einer unwirtschaftlichen Bemessung führen kann. Es wird auf eine nichtlineare FEM Berechnung mit Berücksichtigung der Fugenöffnung verwiesen. Dabei werden Fugen mit Kontaktelementen oder nichtlinearen Federelementen beschrieben. Ohne nichtlinearer Berechnung kann vorerst eine Begrenzung der Fugenöffnung von 2/3 im Feldbereich angenommen werden. Es werden auch Druckspannungsreserven in den Fugen von verschiedenen Empfehlungen angestrebt. Die Werte variieren von 0.5 bis 2 MPa.

Fertigteile können heute mit CNC-gesteuerter mechanischer Oberflächenbearbeitung eine Genauigkeit von 0.1 mm/m erreichen [34]. Unter Anwendung von Hochpräzisionsschalungen ist eine Genauigkeit von 0.3 mm/m erzielbar und in Praxis auch gelungen. Nach Theiler [37] sind Ungenauigkeiten unvermeidbar. Mögliche Welligkeiten an der Bauteiloberfläche sollen in Längsrichtung mit einem sinusförmigen Verlauf und nichtlinearen Federelementen im Bemessungsmodell einbezogen werden (Abb. 2.30).

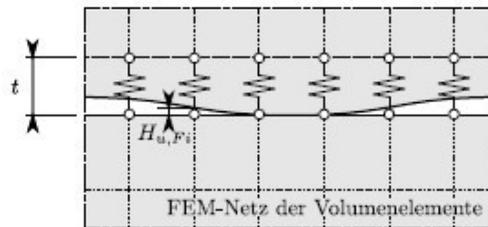


Abbildung 2.30: Diskretisierung der Trockenfuge durch Federn im Modell, aus [37]

Mit der Berücksichtigung der Welligkeit im Bemessungsmodell können lokale Zugspannungen, die zu Rissbildung und Abplatzungen führen, einbezogen werden.

In Bezug auf die Fugendichtigkeit könnte die Rissbegrenzung aus dem *Model Code* [9] um Wasserundurchlässigkeit zu erreichen, als Leitfaden dienen. Dort wird ein Wert von 0.2 mm vorgeschlagen. Das würde eine Fugengenauigkeit von 0.1 mm/m fordern (0.1 mm/m für beide Stirnflächen = 0.2 mm/m addiert). Jedoch gelten für verschiedene Fälle verschiedene Anforderungen und eine absolut wasserdichte Trockenfugen kann nie garantiert werden.

Alternativ kann eine Abdichtung durchgeführt werden mit Epoxidharz wie in Abb. 2.31 zu sehen ist.

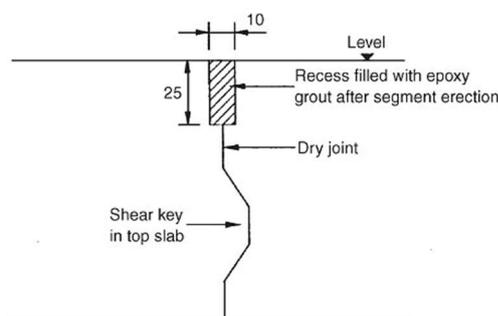


Abbildung 2.31: Fugenabdichtung mit Epoxidharz [33]

Letztlich werden in Tabelle 1. Anhand der Literatur Zusammengefasste Vor- und Nachteile der Trocken- und Epoxifugen dargestellt.

	Trockenfugen	Epoxifugen
Vorteile	Kurze Montagezeiten	Ausgleichung von Bautoleranzen
	Witterungsunabhängig	Schutz gegen eindringendes Wasser
	Besseres Tragverhalten - Duktil	Monolithisches Tragverhalten
	Größere Tragfähigkeit bei Profilierung	
Nachteile	Höherer Vorspanngrad nötig	Lange Aushärtezeiten
	In der Praxis externe Vorspannung nötig	Witterungsabhängiger Einbau
	Hohe Genauigkeitsanforderungen	Temporäre Vorspannung nötig
		Höhere Kosten für Ausführung
		Verarbeitung des Klebers außerhalb Labor Bedingungen schwierig
		Verhalten unter hohen Temperaturen unsicher

Tabelle 1: Vor- und Nachteile der Anwendung von Trocken- und Epoxifugen

2.2.5 Segmentfertigteilbrücken

Die bisherigen Anwendungen von UHFB können in Fußgänger- und Straßenbrücken, Fassaden- und Dachelementen oder verschiedenen Schutzelementen in aggressiver Umgebung, gefunden werden.

Nachfolgend werden bisherige Anwendungen der Segmentfertigteil- Bauweise an Brücken dargestellt.

Passerelle desANGES, Frankreich

Mit einer Spannweite von 67.5 m und Querschnittshöhe von nur 1.8 m bringt diese Fußgängerbrücke eine erstaunliche Schlankheit von $h/L = 1/38$ (Abb. 2.32). Die Brücke besteht aus 15 vorgefertigten DUCTAL Segmenten, die Mithilfe eines Gerüsts montiert wurden und anschließend mit internen Spanngliedern vorgespannt.

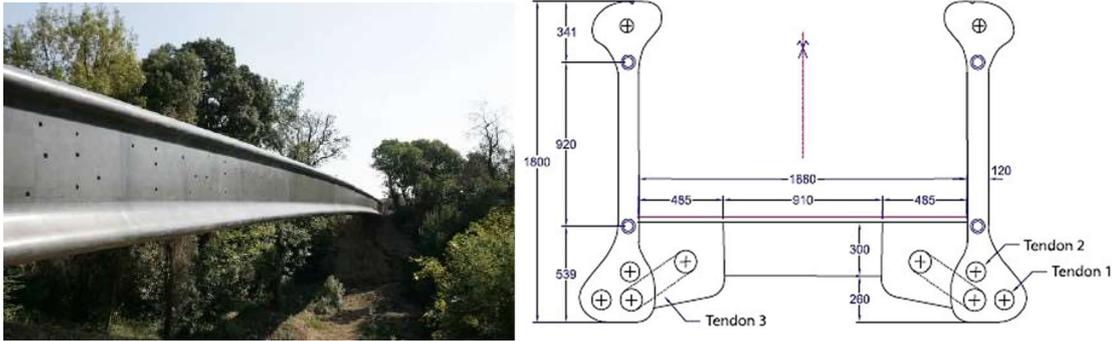


Abbildung 2.32: Passerelle des Anges: überblick und Querschnittsgestaltung [38]

Der außergewöhnliche Schlankheitsverhältnis führte zu zahlreichen Problemen [38]:

- die Installation von Hüllrohren und Ankern in dünnen Querschnitten;
- Gefahr der Knickung des komprimierten Oberflansches;
- Gefahr von Resonanz durch Fußgänger und Windbelastung.

Diese drei Punkte wurde mit folgenden Maßnahmen ergriffen:

- Anwendung von Hüllrohren mit Schutzschicht
- Toleranzen von max. 1 mm per Segment in Längsrichtung, um Knickgefahr zu vermindern
- Verwendung von Schwingungsdämpfer, um Komfort-Kriterien zu erfüllen und Wind-induzierte Schwingungen zu vermeiden.

Mit Präzisionsschalung (Abb. 2.33) und zusätzlichen Schleifen konnte eine Genauigkeit der Stirnfläche von 0.2 mm erzielt werden.



Abbildung 2.33: Ansicht der Schalung [38]

Die Fugenausbildung verlief mit Verklebung durch Epoxidharz.

Wildbrücke Völkermarkt, Österreich

Die erste Bogenbrücke aus UHFB, besteht aus zwei Sprengbogen die in Kombination mit dünnwandigen Hohlkastenfertigteilesegmenten, Knotenelementen und externen Spanngliedern zusammengesetzt wurden (Abb. 2.34). Die im Kapitel 2.2.4 erwähnte Fugengenauigkeit von 0.1 mm/m wurde in diesem Pilotprojekt mithilfe von CNC Fräsen erreicht. Der Schalungsaufwand wurde durch die symmetrischen und horizontal angeordneten Bogen minimiert.

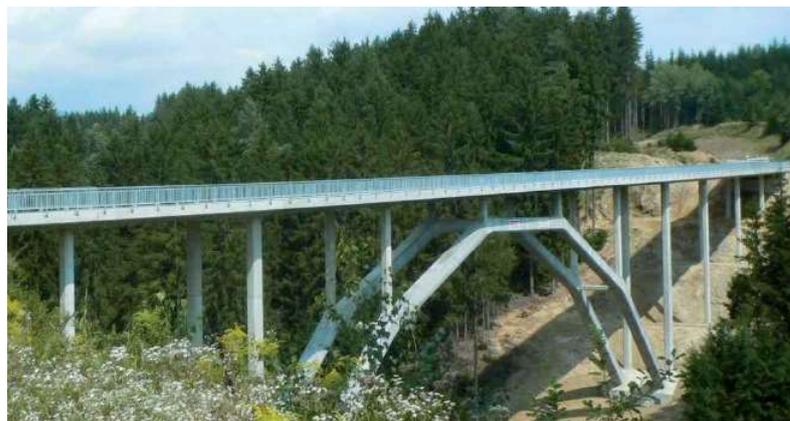


Abbildung 2.34: Ansicht der Wildbrücke [39]

2. Stand der Technik

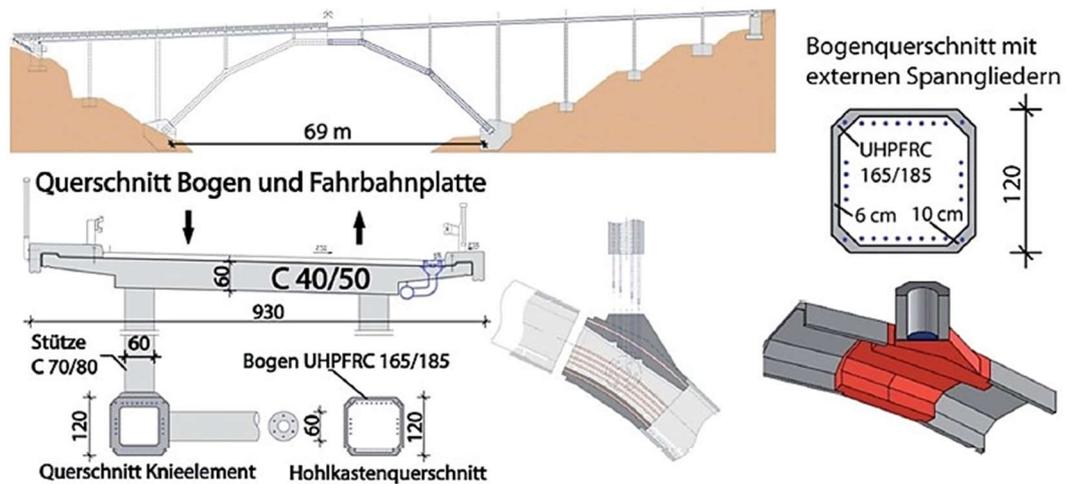


Abbildung 2.35: Konstruktive Details: Wildbrücke [40]

Weitere Besonderheiten dieses Pilot Projektes:

- Errichtung durch Bogenklappverfahren (Abb. 2.36)
- Groß- und Kleinversuche wurden zur Absicherung der Bemessung durchgeführt
- Monitoring System installiert: Faseroptische Sensoren, Dreiaxiale Beschleunigungsaufnehmer, zweiaxiale Inklinometer und zusätzliche Dehnungsaufnehmer.

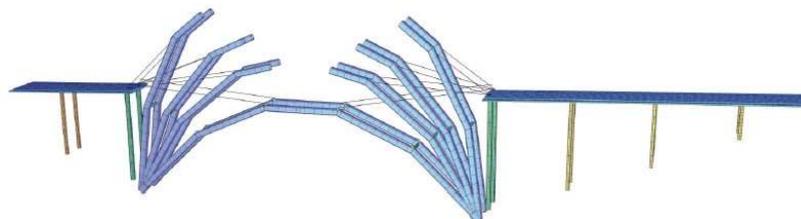


Abbildung 2.36: Bogenklappverfahren [39]

Sakata-Mirai Brücke, Japan

Die erste Brücke aus UHFB in Japan wurde im Jahr 2002 hergestellt. Die 50 m lange Brücke (Abb. 2.37) besteht aus acht DUCTAL[®] Segmenten, die mit Nassfugen verbunden sind. Das Gesamtgewicht von ca. 55 t entspricht dem fünftel dessen wäre die Fußgängerbrücke mit Spannbeton ausgeführt.



Abbildung 2.37: Sakata-Mirai Brücke, Japan [41]

Die Segmente zeigen einen veränderlichen Querschnitt in Längsrichtung (Abb. 2.38), mit zusätzlichen Löchern im Feldbereich, um das Gewicht weiter zu reduzieren. Auf schlaffe Bewehrung wurde auch in den Verankerungsbereichen verzichtet [41].

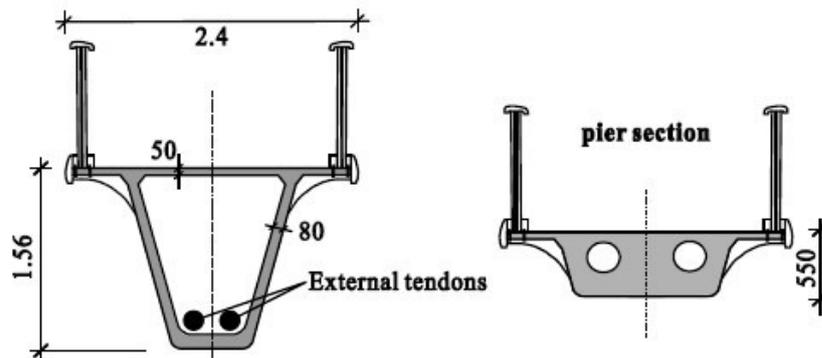


Abbildung 2.38 Querschnittsgestaltung in Feldmitte (links) und im Stützenbereich (rechts) [36]

3. Funktionale und statische Anforderungen

3.1 Funktionale Anforderungen

Es folgt ein Vergleich verschiedener Normen und Richtlinien für die Festlegung der Geometrischen Eigenschaften einer zwei-gelenkigen Fußgänger-Bogenbrücke. Zu wissen, wer die Brücke benutzen wird, ist der Schlüssel zum erfolgreichen Entwurf [42], der Entwurf muss den Bedürfnissen aller Benutzer entsprechen: ob lokale Residenten oder Passanten.

Wie erwähnt handelt es sich um eine Brücke mit Kreisbogen-förmiger Nivelette, dessen Krümmung zwischen 45-60 m liegen soll. Die Spannweite beträgt 24 bis 32 m. Untersucht wird angemessene Neigung und Brückenbreite.

3.1.1 *Brückenbreite*

Die Breite einer Brücke wird durch ihre Nutzung bestimmt [43]. Außer Nationale Vorschriften und Vorgaben für minimale Gehwegbreite, ist auch eine Dimensionierung nach erforderlicher Durchflusskapazität möglich. Nach [43] berechnet sich die Kapazität einer Brücke folgendermaßen:

$$Q = v * d \quad (8)$$

Q - Durchfluss [P/m*s]

v - Verkehrsgeschwindigkeit [m/s]

d - Verkehrsdichte [P/m²]

Das Diagramm auf Abb. 3.1 zeigt Die Beziehung zwischen Gehgeschwindigkeit und Verkehrsdichte in Abhängigkeiten von diversen Fußgängerströmen. Diese sind direkt zu lokalen Bedingungen gekoppelt.

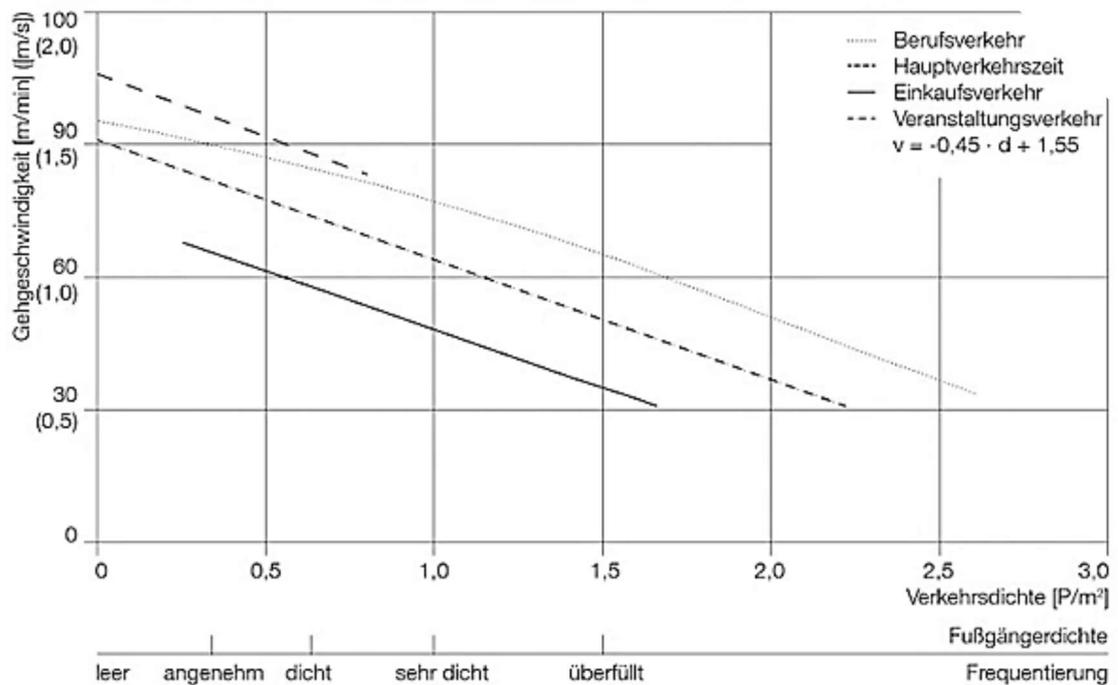


Abbildung 3.1: Beziehung zwischen Gehgeschwindigkeit und Verkehrsdichte [43]

Da die Lage der Brücke nicht definiert ist, kann die Gehwegbreite nach gewünschten Nutzern festgelegt werden. Vorgesehen ist gemischter Verkehr von Fußgängern und Radfahrern. Die Breite eines Betriebsfahrzeugs muss auch berücksichtigt werden. In Tabelle 2 ist eine Übersicht der aktuellen weltweit genormten Vorgaben für die Geometrie von Fußgängerbrücken gegeben. Im Entwurf müssen diese Randbedingungen mit Berücksichtigung von konstruktiven, bautechnischen und ökonomischen Aspekten in Betracht gezogen werden. Die Anforderungen schwanken international von Land zu Land, liegen jedoch für die minimale Gehwegbreite in ziemlich engen Grenzen von 1.5 bis 3.0 m. In den Empfehlungen von *Brief Dutch Design Manual* [42] sind die räumlichen Bedürfnisse der Nutzer graphisch genau angegeben (Abb. 3.2). Bei einer gekrümmten Brücke mit Steigung muss berücksichtigt werden, dass Radfahrer die Tendenz haben, seitlich zu schwenken, was mehr Platz erfordert (Abb. 3.3).

Norm	Land	min. Gehwegbreite [m]
ÖNORM B 1600	Österreich	1.5
DIN 18024-1	Deutschland	2.0 (Fußgänger) 3.0 (Gemischt)
Structures Design Manual	Hong Kong	2.0 (Fußgänger) 3.0 (an Metro-Stationen)
Japanese Footbridge Design Code (1979)	Japan	1.5 (Fußgänger) 2.0 (Radfahrer und Rollstuhl Benutzer)
Japanese Footbridges Design Guidelines for Pedestrians (1998)	Japan	3.0
BS 5400	Groß Britanien	1.8 (Fußgänger) 2.0 (Gemischt) 2.7 (Fußgänger/Radfahrer getrennt)
Design Specifications of Road Structures	Süd-Korea	1.5-3.0 (Fußgänger) 3.0 (Radfahrer)
Austrorads 13, 14 ,92	Australia	1.5-1.8 (Fußgänger) 1.5-2.0 (Radfahrer-eine Spur) 2.5-3.0 (Radfahrer-zwei Spuren) 2.5-3.0 (Gemischt)

Tabelle 2: Geometriebegrenzungen von Fußgängerbrücken. Entnommen und bearbeitet aus [9]

3. Funktionale und statische Anforderungen

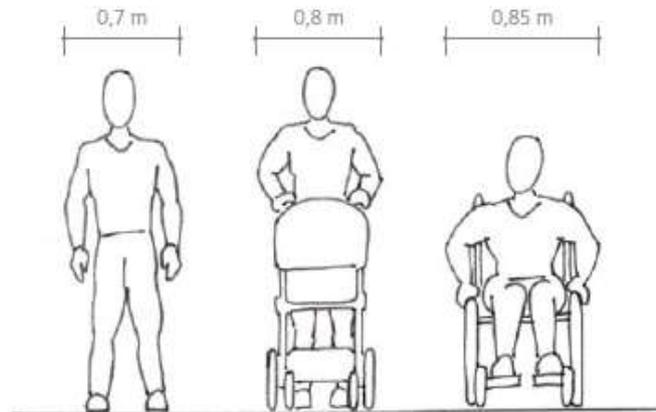


Abbildung 3.2: Räumliche Bedürfnisse von unterschiedlichen Brückennutzern [42]

Damit alle Radfahrer und andere die Brücke sicher benutzen können und sich nicht gezwungen sind, alternative Wege zu suchen, wird für die mindestbreite einer zweispurigen (steigenden) Fahrradbahn 2.9 m empfohlen.

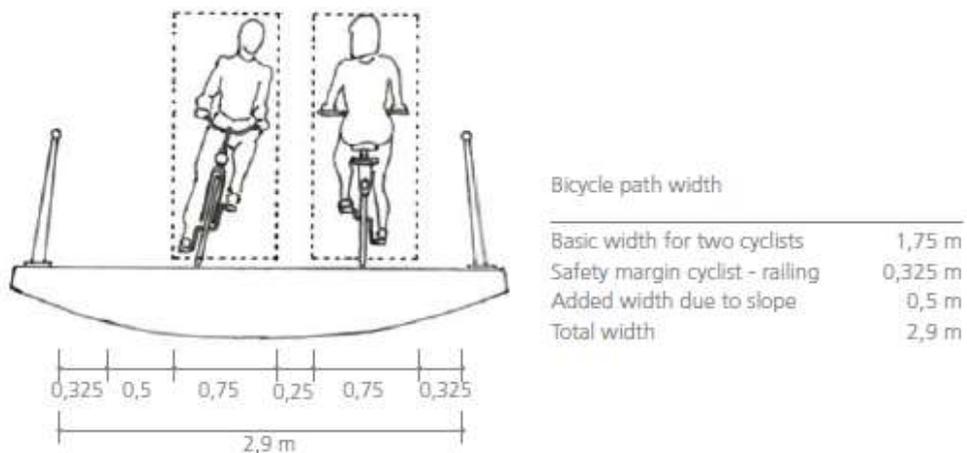


Abbildung 3.3: Räumliche Bedürfnisse von Radfahrern [42]

3.1.2 Gradiente

Für die Neigung [%] der Kreisbogen Brücke werden hier drei Begriffe definiert (Abb.4):

i_b - Neigung am Übergang der Fahrbahn vom Erdkörper auf das Bauwerk

i_m - Mittlerer Wert der Neigung – Neigung der Sekante

i_x - Neigung an beliebiger Stelle des Bogens

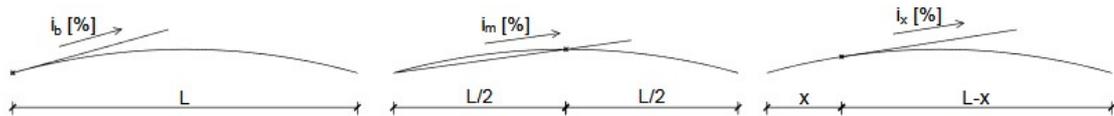


Abbildung 3.4: Definierte Neigungen des Bogens

Wie in Tabelle. 3 angezeigt, unterscheiden sich die internationalen Regeln für die Steigung der Brücke erheblich

Norm	Land	max. Steigung [%]
ÖNORM B 1600	Österreich	6.0
Din 18024-1	Deutschland	6.0
Structures Design Manual	Hong Kong	5.0-8.3 (Fußgänger) 4.0-8.0 (Radfahrer)
Japanese Footbridge Design Code (1979)	Japan	12.0
Japanese Footbridges Design Guidelines for Pedestrians (1998)	Japan	5.0
BS 5400	Groß Britanien	5.0-8.3 (Fußgänger)
Design Specifications of Road Structures	Süd-Korea	-
Austroroads 13, 14 ,92	Australien	12.5 (Fußgänger) 5.0 (Radfahrer) 3.0 (Gemischt)

Tabelle 3: Maximale Steigung von Fußgängerbrücken nach verschiedenen Vorschriften [44]

Für die Deutsche *DIN 18024-1* beträgt sie maximal 6%, unter Bedingung das die Rampe eine Plattform alle 10 m mit einer Neigung von 3% beinhaltet. Sehr konservativ sind auch die *Japanese Footbridges Design Guidelines for Pedestrians (1998)* mit einer Steigung von 5%.

Nach den Angaben von [44] sind in Spanien folgende Regeln in städtischen Gebieten zu verfolgen:

Die maximale Steigung der Brücke hängt von der Spannweite der Rampe (L_r) ab:

$L_r \leq 3 \text{ m}$	$i_{\max} < 12 \%$	$i_{\text{empfohlen}} = 10 \%$
$3 \text{ m} < L_r \leq 10 \text{ m}$	$i_{\max} < 10 \%$	$i_{\text{empfohlen}} = 8 \%$
$L_r > 10 \text{ m}$	$i_{\max} < 8 \%$	$i_{\text{empfohlen}} = 6 \%$

Der *Dutch Design Manual for Bicycle and Pedestrian Bridges* [42] definiert ein Schwierigkeitsgrad (Z), der folgendermaßen ausgerechnet wird:

$$Z = \left(\frac{H}{L}\right)^2 * L = \frac{H^2}{L} \quad (9)$$

mit

H – Höhendifferenz

L - Spannweite

Der ideale Z Wert liegt bei 0,075 mit einer maximalen Steigung von 7,5% und einer minimalen Steigung von 1,75%. Der Obere Grenzwert beträgt $Z=0,2$ mit einer maximalen Steigung von 10%.

Generell kann die Neigung der Brücke frei gewählt werden, die Anforderungen hängen jedoch an die Lage der Brücke ab [44]. Brücken in städtischen Gebieten müssen auch für ältere und behinderte angenehm und durchgängig sein. Für Rollstuhlfahrer sind Neigungen von mehr als 6% schwer zu handhaben. Wegen unzureichender Informationen über Bogenbrücken, wird in der Fortsetzung die Steigung genauer analysiert.

3.1.3 Geländer

Es werden unterschiedliche Anforderungen an die Geländer von Fußgängerbrücken gestellt. Die empfehlende Höhe des Geländers beträgt für Fußgänger 1.0-1.1 m und für Radfahrer 1.2 m. Um eine Sicherheit für Kinder zu gewährleisten,

wird von der *Dutch Design Manual* eine breite der vertikalen Füllstäben von 0.2 bzw. 0.1 m festgelegt. Weitere Mindestabmessungen sollten von lokalen Gesellschaften für Straßen- und Verkehrswesen entnommen sein.

3.2 Ausgeführte Fußgängerbrücken

In den folgenden Beispielen werden ausgeführte internationale Fußgängerbrücken mit Bogenartigem Gehweg dargestellt. Die Betonung liegt auf die Geometrie, bzw. der Gefälle.

- Stahl-Fußgängerbrücke über den Allmandring, Stuttgart (1994)



Abbildung 3.5: Fußgängerbrücke über den Allmandring, Stuttgart [45]

Bogenstützweite	Gehwegbreite	Pfeilhöhe	i_m	i_b
34m	3.15 m	1.98 m	11.64 %	23,6 %

- **Töss Brücke, Schweiz (1933)**



Abbildung 3.6: [46]

Bogenstützweite	Plattenbreite	Pfeilhöhe	i_b
38 m	2 m	3.5 m	12%

- **Steinbrücke Stari most, Mostar, Bosnien und Herzegowina (1567.,
Rekonstruiert 2002.)**



Abbildung 3.7: [47]

Bogenstützweite	Plattenbreite	Pfeilhöhe	i_b
28.6 m	~3 m	12 m	18-19 %

- **Seonyu UHFB-Fußgängerbrücke, Süd-Korea (2002)**



Abbildung 3.8: [20]

Bogenstützweite	Plattenbreite	Pfeilhöhe	i_m	i_b
120 m 60 m (begehbar)	4.30 m	15 m	~12 %	~24 %

Viele alte und neue Bogenbrücken sind auch in Venedig zu sehen, wie z.B. die *Ponte della Costituzione* in Abb. 3.9 dargestellt.



Abbildung 3.9: Die Ponte della Costituzione in Venedig [48]

Diese Form ermöglicht freie Schifffahrt durch die zahlreichen Kanäle.

Die erwähnten Brücken zeigen eine Abweichung von den verschiedenen Vorschriften in Kapitel 3.1.2, Tabelle 3. Es wurden keine genauen Vorschriften für die Steigung von Bogenbrücken gefunden, jedoch würden die vorher erwähnten Globalen Begrenzungen diese Form von Bogen ohne abzweigender Gehwegplatte völlig ausschließen. In Kapitel 4 wird versucht ein akzeptables Gefälle mit der mittleren Neigung α dem Schwierigkeitsgrad (Z) zu erreichen.

3.3 Statische Anforderungen

3.3.1 Verkehrslasten auf Fußgängerbrücken

3.3.1.1 Vertikallasten

Die maßgebenden vertikalen Lasten für Fußgängerbrücken sind das Eigengewicht und Verkehrslasten. Zu unterscheiden sind zwei Verkehrslastmodelle:

a) Lastmodell 1:

Die Flächenbelastung q_{fk} , die nach dem *Eurocode* EN 1991-2:2003 für Brücken mit Spannweite (l_{si}) über 10 m folgendermaßen abgemindert werden können:

$$2,5 \leq q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{l_{si} + 30} \leq 5,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (10)$$

Nicht alle internationalen Normen erlauben diese Abminderung. Für die Dansk Standard, Brasilianische NBR-7188, die Schweizerische SIA 160 und die Süd Afrikanische SABS 0160-1989 wird eine konstante last angegeben. In Abb. 5 ist die Gleichlast als Funktion von Spannweite für diverse Normen dargestellt

3. Funktionale und statische Anforderungen

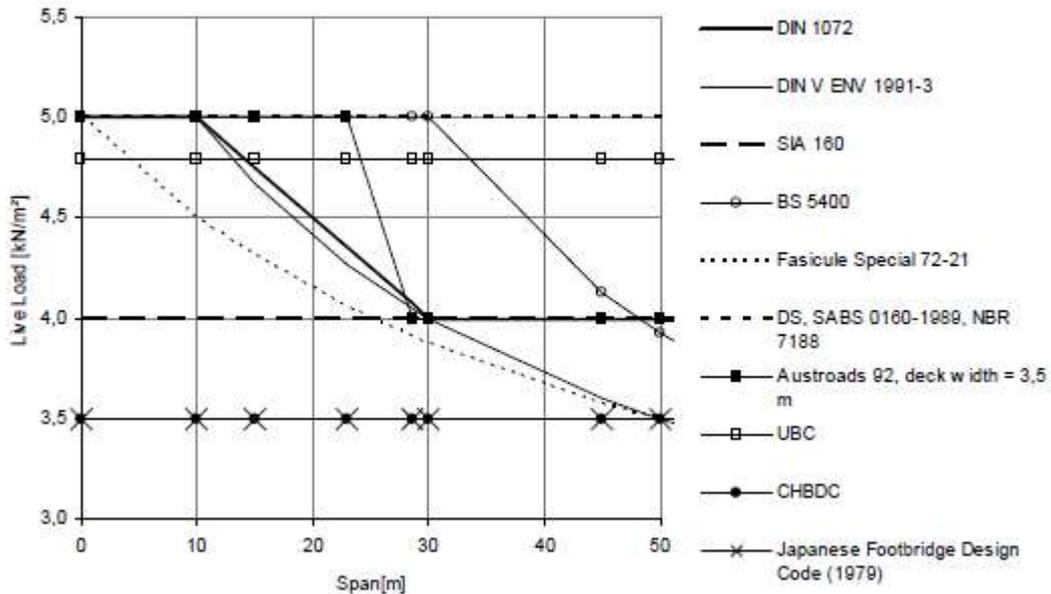


Abbildung 3.10: Nutzlast in Abhängigkeit von der Spannweite für Spannweiten von 0-50 m [44]

Eine asymmetrische Belastung sollte auch betrachtet werden (Abb. 6). Ungleich verteilte Last kann entstehen, wenn sich zahlreiche Zuschauer auf eine Deckenhälfte gruppieren, z.B. im Laufe einer Veranstaltung

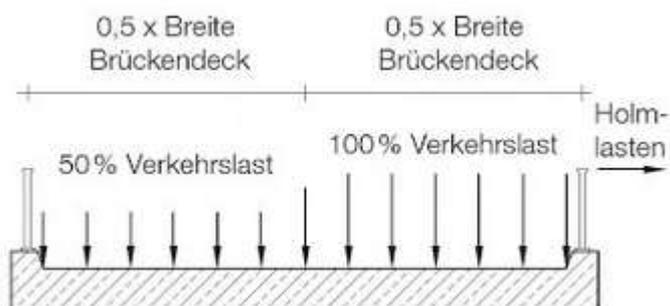


Abbildung 3.11: Asymmetrische Verkehrsbelastung [43]

b) Lastmodell 2:

Betriebs- oder Rettungsfahrzeuge auf der Brücke sind nach Eurocode vom Bauherrn festzulegen. Dafür wird folgendes Lastmodell angesetzt (Abb. 7):

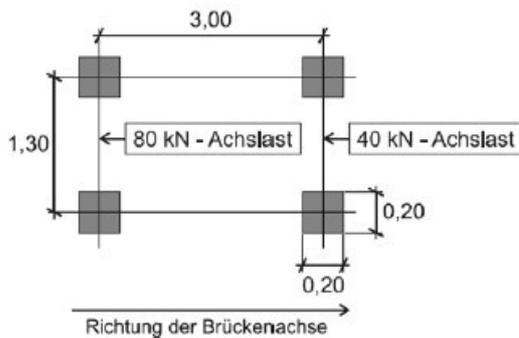


Abbildung 3.12: Lastmodell 2 nach Eurocode [43]

Wird kein Betriebsfahrzeug vereinbart, sollte eine Einzellast von 10 kN auf einer Fläche von 0,1 x 0,1 m angenommen werden

3.3.1.2 Horizontallasten

Nach Eurocode beträgt die Horizontallast:

Maximalwert aus:

- 10% aus Lastmodell 1
- 60% aus Lastmodell 2

3.3.2 Windlasten

Der Einfluss von Windlasten auf die Fußgängerbrücke muss sorgfältig geprüft werden, da er vom Ort abhängt. Nach EN 1991-1-4:2005 sollte man Windkräfte in x, y und z Richtung berücksichtigen. Das Verhältnis Brückendeckbreite zu Höhe der Tragkonstruktion und die Höhe der Brücke über Grund bestimmen die Winddruckwerte.

3.4 Dynamik

Durch immer schlankere und leichtere Fußgängerbrücken können dynamische Einwirkungen zu Gebrauchstauglichkeitsproblemen, in Extremfall auch zu Sicherheitsproblemen führen. Durch Fußgänger wird der Großteil von dynamischen Einwirkungen durch das Gehen und Laufen erzeugt. Nach [44] kann dem entgegen in der Entwurfsphase folgen nachgegriffen werden:

- Erzeugung vom numerischen/Bemessungs- Modell

3. Funktionale und statische Anforderungen

- Lastmodelle wählen (Einzelperson und/oder Gruppe von Menschen)
- Analysierung von den Frequenzen und Beschleunigungen
- Vergleich mit den Grenzwerten

Pauschal kann eine Frequenzbegrenzung als grobe Maßnahme angewendet werden. Nach *EN 1990* ist die Begrenzung der Vertikalschwingungen 5 Hz und für Horizontal- und Torsionsschwingungen 2.5 Hz. Bei niedrigeren Werten soll ein Nachweis der Komfortkriterien durchgeführt werden.

4. Entwurf

4.1 Anfangsbedingungen

Dieser Entwurf entsteht nach der fundamentalen Bedingung, eine Wasserstraße ohne zusätzliche Stützen, zu überqueren. Ebenfalls sind nächste Anforderungen gestellt

- Die Spannweite beträgt zwischen 24 und 32 m.
- Der Krümmungsradius beträgt 45 bis 60 m
- Die Deckenbreite liegt zwischen 2.0 und 3.5 m
- Ein Dienst/Betriebs-Fahrzeug muss in die Bemessung berücksichtigt werden
- Begrenzung des Horizontalschubs am Auflager auf 1 MN
- Minimaler Schalungsaufwand

Das Material, als UHFB gewählt, soll mit den Bogenförmigen Tragwerk eine leichte, robuste und wirtschaftlich akzeptable Lösung darstellen. Die Bauausführung auf der Baustelle würde folgendermaßen ablaufen:

- Verbindung der Fertigteile auf vorübergehenden Stützen
- Initiale Vorspannung zur Sicherstellung der Kontinuität des Bogens
- Montage von zusätzlichen Zuggliedern an Bogensohle
- Anhebung und Absetzung des Tragwerks auf die Fundamente
- Vorspannung mit nachträglichem Verbund und Entfernung der Zugglieder

4.2 Geometrie

Der Einfluss der Brückenbreite ist marginal auf die Inneren Kräfte des Systems verglichen mit der Gradienten Führung i , die mit der Spannweite L und der Krümmung R definiert sind. Angenommen das die Auflagerpunkte horizontal unver-schieblich sind, entstehen bei vertikalen Lasten horizontale Auflagerkräfte, die mit grösser werdender Spannweite L und kleiner werdendem Pfeil f wachsen:

$$H = \frac{M_0}{f} \quad (11)$$

M_0 – Biegemoment des Ersatzbalkens [kNm]

f – stich [m]

Für den Querschnitt der vorgeschlagenen UHFB-Bogenbrücke können unter Berücksichtigung der Breite folgende Varianten in Abb. 4.2 vorgeschlagen werden.

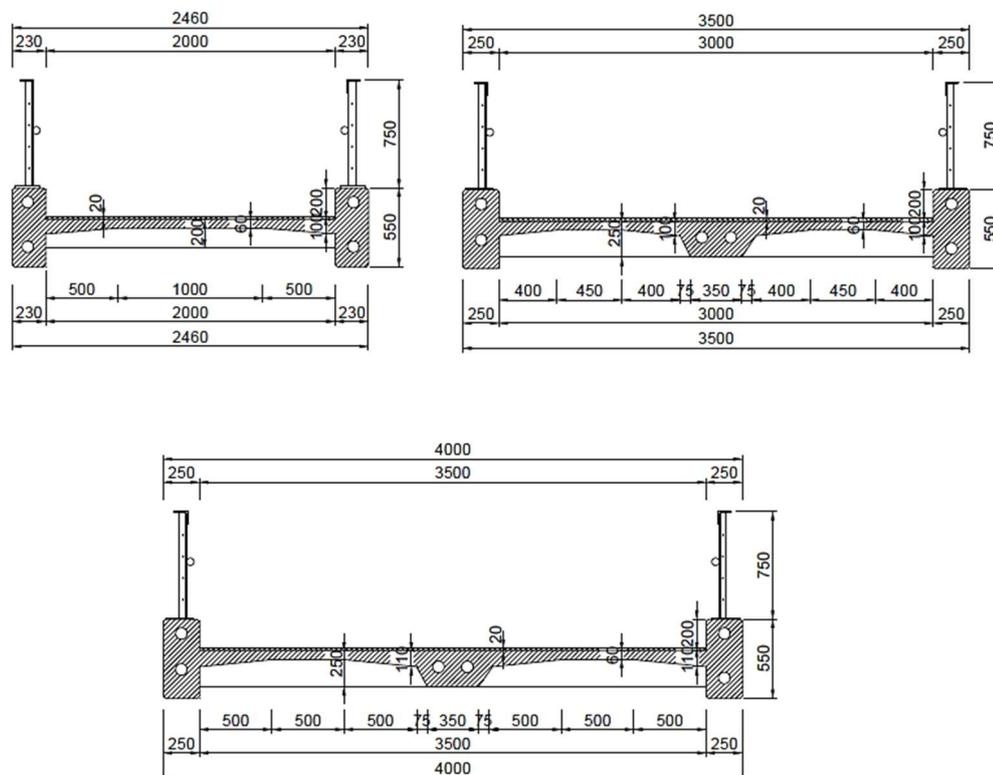


Abbildung 4.1: Querschnittsgestaltung für verschiedene Deckbreiten

Es folgt ein Vergleich der Gefälle, für verschiedene Kombinationen von Spannweiten (L) und Krümmungen (R) unter Berücksichtigung des Horizontalschubs. In Tabelle 4. sind für eine Bogenbrücke mit Höhe als Pfeil (f) ausgeglichen, Beispiele in Hinsicht der vorher erwähnten Parameter angegeben:

L[m]	R [m]	f[m]	i_m [%]	i_b [%]
24.00	45	1.63	13.58	27.67
26.00	50	1.72	13.23	26.93
28.00	55	1.81	12.94	26.32
30.00	60	1.91	12.70	25.82
32.00	65	2.00	12.50	25.40

Tabelle 4: Analysierung der Längsgefälle

Die mittlere Steigung überschreitet den Großteil der beschriebenen Normen. Die Steigung am Übergang auf das Bauwerk ist nicht angemessen für ältere Personen und Rollstuhlfahrer. Was für Beziehungen zwischen Spannweite und Krümmungsradius zu angenehmen Brückenübergängen führt ist in Tabelle 5 dargestellt.

L[m]	R [m]	f[m]	i_m [%]	Z (Schwierigkeitsgrad) [m]
24.00	60.00	1.21	10.10	0.061
26.00	65.00	1.31	10.10	0.066
28.00	70.00	1.41	10.10	0.071
30.00	75.00	1.52	10.10	0.077
32.00	80.00	1.62	10.10	0.082

Tabelle 5: Geforderte L-R Parameter für optimalen Schwierigkeitsgrad

Um eine angemessene Neigung zu behalten, muss die Krümmung bei größerer Spannweite auch wachsen. Für weitere Untersuchungen werden diese Kombinationen (L-R), wegen angemessener mittlerer Neigung angenommen. Der kritische Teil der Geometrie ist i_b . Um eine akzeptable Neigung für Fußgänger, Radfahrer und mögliche Fahrzeuge zu gewährleisten, muss besondere

Aufmerksamkeit dem Übergang gewidmet werden. In Tabelle 6 wird angezeigt, wie sich die Steigung entlang der Bogenspannweite, für $L=24$ und $R=60$ m, ändert.

L[m]	R[m]	x [m]	i_x [%]
24	60	0	20.41
		2	16.90
		4	13.45
		6	10.05
		8	6.68
		10	3.34
		12	0.00

Tabelle 6: Veränderung der Steigung in Längsrichtung

Eine mögliche Lösung für die Abminderung der kritischen Anfangsneigung wäre die Absenkung des Tragwerks unter Bodenniveau. Für die oben angegebene Geometrie würde eine Senkung von ca. 40 cm die Neigung i_b auf 16.9 % reduzieren ($x=2.0$ m). Die endgültige Gestaltung am Kämpferpunkt des Bogens bleibt derzeit offen.

4.3 Horizontalschub

Es wird ein Vergleich der Horizontalen Auflagerkräfte für diverse Kombinationen von Spannweite, Krümmungsradius und Querschnittsdimension angegeben. Die in Tabelle 7 angezeigten Werte sollen als Vordimensionierung dienen.

Zu unterscheiden ist der Horizontalschub von Eigengewicht + Verkehrslasten (H_G+Q_2) und Eigengewicht + Betriebsfahrzeug (H_G+Q_1). Für das Fahrzeug wurde eine Last von 70 kN angenommen. Es wurden charakteristische Werte benutzt. Die Schnittkraftermittlung folgt vereinfachend durch Gl. 7.

L [m]	R [m]	l_b [%]	l_m [%]	f[m]	B [m]	H_{G+Q1} [kN]	H_{G+Q2} [kN]
24.00	45.00	27.67	13.58	1.630	2.00	727	693
26.00	45.00	30.18	14.76	1.919	2.00	717	704
28.00	45.00	32.74	15.95	2.233	2.00	710	714
30.00	45.00	35.36	17.16	2.574	2.00	705	724
32.00	45.00	38.04	18.38	2.941	2.00	702	734
34.00	45.00	40.80	19.62	3.335	2.00	689	733
24.00	50.00	24.72	12.18	1.461	2.50	847	871
26.00	50.00	26.93	13.23	1.720	2.50	839	885
28.00	50.00	29.17	14.29	2.000	2.50	835	900
30.00	50.00	31.45	15.35	2.303	2.50	833	915
32.00	50.00	33.78	16.43	2.629	2.50	832	929
34.00	50.00	36.15	17.52	2.979	2.50	818	928
24.00	60.00	20.41	10.10	1.212	3.00	1064	1166
26.00	60.00	22.19	10.96	1.425	3.00	1059	1188
28.00	60.00	24.00	11.83	1.656	3.00	1057	1209
30.00	60.00	25.82	12.70	1.905	3.00	1059	1231
32.00	60.00	27.67	13.58	2.173	3.00	1063	1252
34.00	60.00	29.54	14.46	2.459	3.00	1046	1251
24.00	65.00	18.78	9.31	1.117	3.50	1202	1393
26.00	65.00	20.41	10.10	1.313	3.50	1201	1421
28.00	65.00	22.06	10.90	1.526	3.50	1203	1449
30.00	65.00	23.72	11.70	1.754	3.50	1209	1476
32.00	65.00	25.40	12.50	2.000	3.50	1218	1503
34.00	65.00	27.10	13.31	2.262	3.50	1200	1502

Tabelle 7: Auflagerkräfte für verschiedene L-R Kombinationen

Um die in Kapitel 4.2 erwähnten Bedingungen des Schwierigkeitsgrades zu erfüllen, fällt ein Krümmungsradius von $R \leq 60$ m aus. Für das Berechnungsmodell wird die Kombination mit $R= 65$ m und $L= 30$ m ausgewählt. Mit dem Verhältnis $f/L = 0.06$ kann dieser Bogen als sehr flach kategorisiert werden und weiterhin als Zweigelenkiger in Betracht gezogen werden.

4.4 Bemessungsergebnisse

Für die Statische Berechnung wurde das Programm Sofistik benutzt.

Nach den Empfehlungen in [23] und [22] können vorläufig folgende repräsentative Werte für die Bemessung benutzt werden:

Tabelle 8: Werte für die Vorbemessung

Charakteristische Druckfestigkeit f_{ck}	150 Mpa
Bemessungswert der Druckfestigkeit f_{cd}	85 Mpa
Mittelwert der zentrischen Matrixzugfestigkeit $f_{ctm,el}$	9 MPa
Mittelwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit f_{ctfm}	10 MPa
Charakteristischer Wert der zentrischen Matrixzugfestigkeit $f_{ctk,el}$	9 Mpa
Charakteristischer Wert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit $f_{ctk,el}$	10 MPa
Elastizitätsmodul E_{cm}	50 GPa
Globaler Faktor zur Berücksichtigung der Faserverteilung K_{global}	1.25
Lokaler Faktor zur Berücksichtigung der Faserverteilung K_{local}	1.75

4.4.1 Bemessungsmodell

Es wurden zwei FE-Modelle erstellt. Zu unterscheiden ist ein Modell als einfacher Stab mit konstantem Querschnitt (Abb. 4.2), was für den Vergleich der Schnittkräfte aus Tabelle 7, sowie für den Montagevorgang, benutzt wurde.

Für die Verkehrslasten wurde eine Gleichlast von 2,5 kN/m² und ein Fahrzeug mit einer Gesamtlast von 70 kN angenommen.

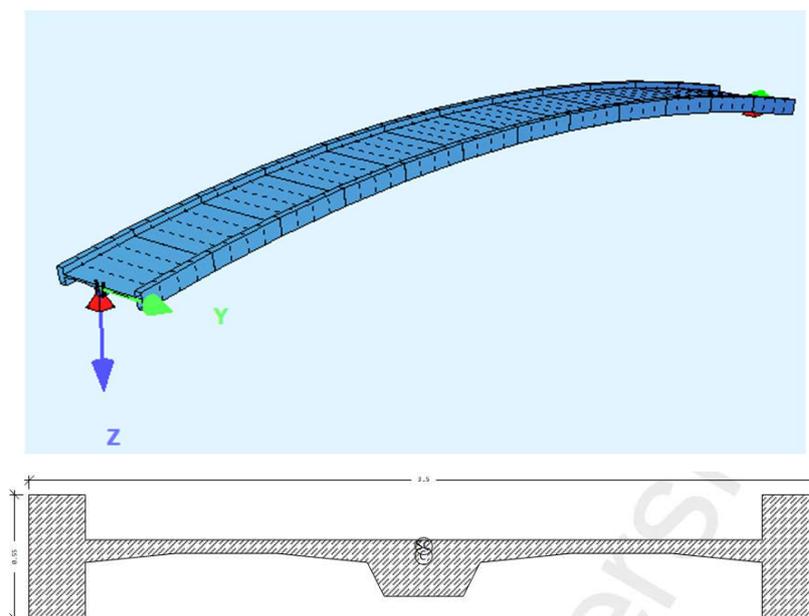


Abbildung 4.2: FE-Modell aus Sofistik (Stabmodell) mit Querschnitt

Das zweite Modell besteht aus drei Stäben, die den Achsen der Spanngliedern folgen, mit Plattenelementen im Zwischenbereich (Abb. 4.3). Dieses Modell wurde für alle folgende Nachweise verwendet.

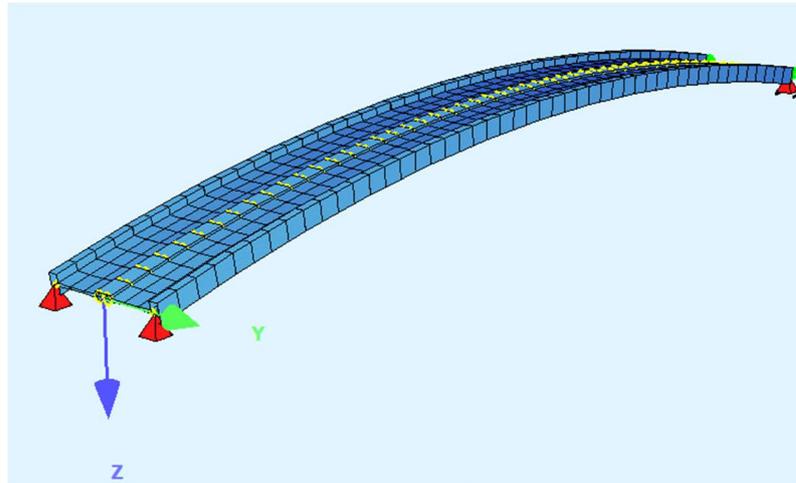


Abbildung 4.3: Modell mit drei Stäben aus Sofistik

In Anlehnung auf das im Kapitel 4.1 beschriebene Bauablauf, folgt das Modell den Phasen mit Aktivierung und Deaktivierung von Seil- und Federelement.

Wegen der erwähnten Empfindlichkeit des Bogens auf Horizontalverschiebungen und des Fehlenden Geotechnischen Berichts, der vom Standort der Brücke abhängig ist, wurde der horizontale Bettungsmodul folgendermaßen simuliert:

Nach *DIN 1054:2010-12* ist die zugelassene charakteristische Horizontalverschiebung quer beanspruchter Pfähle auf 2,0 cm begrenzt. Mit diesem Wert wurde reversibel auf die Federkonstante zugegangen (Tabelle 9).

Tabelle 9: Zugband- und Federwerte (Zugglied entnommen aus [50])

Seilelement			
Elastizitätsmodul	$E_s=$	160000000	kN/mm ²
Durchmesser	$d_s=$	115	mm
Fläche	$A_s=$	10382	mm ²
	$A_{s,tot}=$	0.020763	m ²
Charakt. Bruchkraft	$z_{B,k}=$	4220	kN
Grenzzugkraft	$z_{R,d}=$	2558	kN
Stabelement			
Spannweite	$L=$	30	m

4. Entwurf

Stich	$f=$	1.754	m
Radius	$R=$	65	m
Brückenfläche	$A_{deck}=$	90	m ²
Fläche	$A_{brutto}=$	0.56	m ²
Dichte	$\rho_c=$	25	kN/m ³
Moment für Gebrauch.	$M_o=$	2250.0	kNm
Horizontalschub	$H=$	1282.8	kN
Verschiebung	$\Delta L_1=$	0.0116	m
Federkonstante	$k=$	64139	kN/m
Versch. nach Zugbandentfernung	$\Delta L_2=$	0.0160	m
Verschiebung insgesamt	$\Delta L_{1+2}=$	0.0276	m

Es wird eine Federkonstante von 50000 kN/m angenommen. Diese Bedingung muss als Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit einem Geotechniker weiter untersucht und beschlossen werden.

4.4.2 Dekompressionsnachweis und Begrenzung der Verformung (GZG)

Für die folgenden Untersuchungen wird das Drei-Stabmodell benutzt. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird auf überdrückte Fugen gezielt. Gemäß *ÖNORM EN 1990/A1* gelten folgende ψ -Faktoren (Abb. 4.4).

Einwirkung	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Verkehrslasten	gr1	0,40	0,40	0
	Q_{twk}	0	0	0
	gr2	0	0	0
Windkräfte	F_{Wk}	0,3	0,2	0
Temperatur	T_k	0,6 ^a	0,6	0,5
Schneelasten	$Q_{Sn,k}$ (während der Bauausführung)	0,8	—	0
Lasten aus Bauausführung	Q_c	1,0		1,0

^a Der empfohlene Zahlenwert für ψ_0 für thermische Einwirkungen kann für die Grenzzustände der Tragfähigkeit EQU, STR und GEO in den meisten Fällen auf 0 abgemindert werden. Siehe auch Eurocodes für die Bemessung.

Abbildung 4.4: Zahlenwerte für ψ für Fußgängerbrücken [51]

Dafür wurden zwei Bemessungssituationen geprüft:

1. Quasi-Ständige Kombination:

$$\sum G_{k,j} + P_k \quad (12)$$

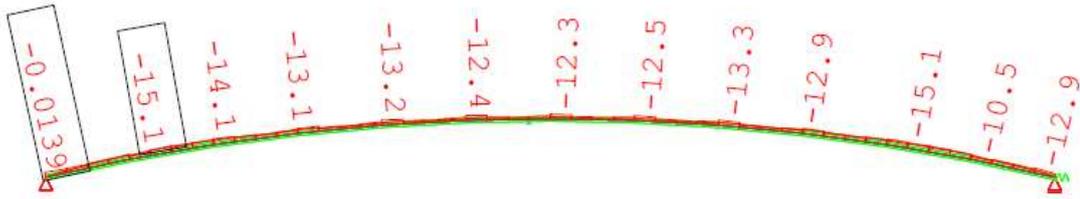


Abbildung 4.5: Maximale Randzugspannungen unter Quasi-Ständiger Kombination (in MPa)

2. Häufige Kombination:

$$\sum G_{k,j} + P_k + \psi_1 * Q_{k,j} \quad (13)$$

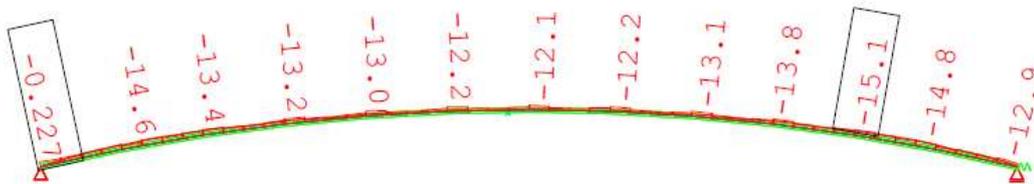


Abbildung 4.6: Maximale Randzugspannungen unter Häufiger Kombination (in MPa)

Für die erforderlichen Mengen an Spannstahl wurde iterativ mithilfe von Sofistik auf folgende Litzenanzahl und Spannstahlfläche gekommen (Abb.

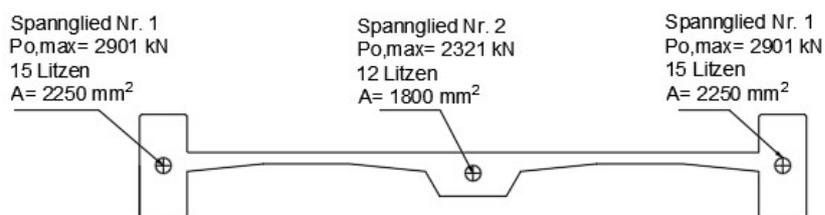


Abbildung 4.7: Querschnitt mit Spannglieddaten

4. Entwurf

Für die Knotenverschiebung in x-Richtung wurde auch die Quasi-Ständige Kombination benutzt. Mit einem Wert von knapp 59 mm liegt die Durchbiegung des Bogens unter $l/500 = 60$ mm.

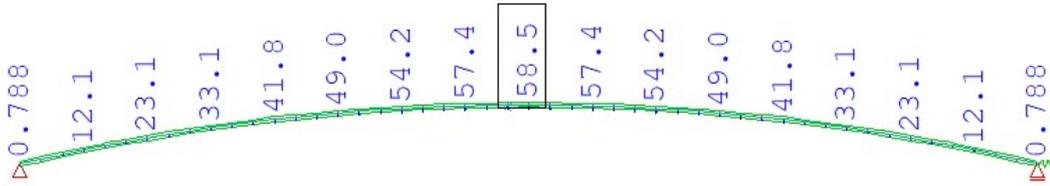


Abbildung 4.8: Knotenverschiebung in Global Z (in mm)

4.4.3 Fugennachweis (GZT)

Für den Fugennachweis werden die Querkräfte unter Grundkombination entnommen:

$$\sum \gamma_G * G_k + \gamma_P * P_k + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (14)$$

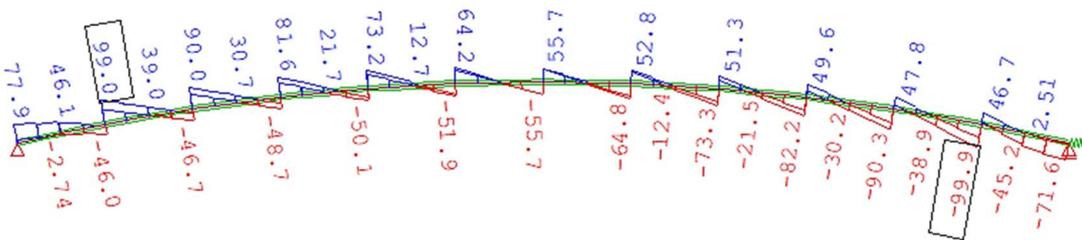


Abbildung 4.9: Querkraftverlauf Vz (in kN)

Es wird nur der Scheitelpunkt betrachtet, weil hier die Fugenöffnung stattfindet (Abb. 4.10).

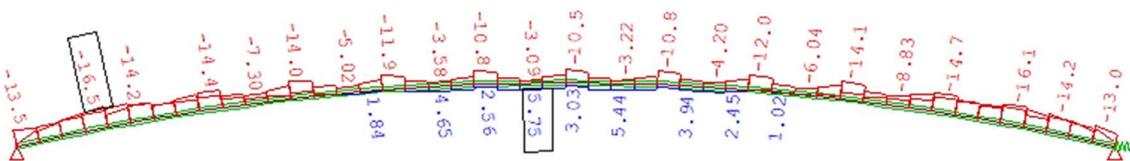


Abbildung 4.10: Maximale Randzugspannungen (in MPa)

Unter Annahme einer linearen Spannungsverteilung wird konservativ nur ein Hauptträger (ein Stab) betrachtet.

Mit:

$$V_d = 56 \text{ kN}, \sigma_{MAX} = 39 \text{ MPa}, \sigma_{min} = -5.5 \text{ MPa}, \mu = 0,65$$

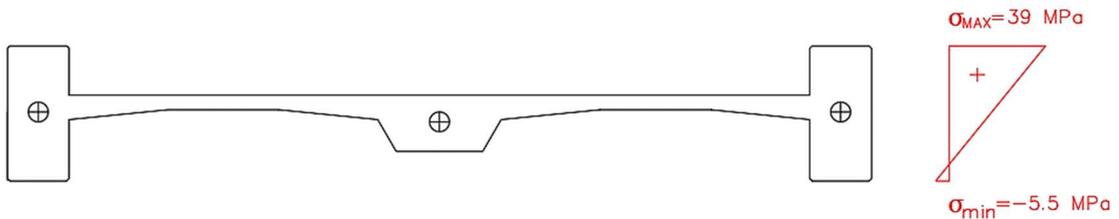


Abbildung 4.11: Spannungen im GZT für Fugennachweis

Die übrige Stoßfläche beträgt $A = (55 - 6,8) * 25 = 1205 \text{ cm}^2$,

Für die Druckspannung wird der Mittelwert genommen.

Mit Gleichung (4) ergibt sich

$$V_{Fd} = \frac{1}{1,7} * 0,65 * \frac{1,675 \text{ kN}}{\text{cm}^2} * 1205 \text{ cm}^2 = 771,73 \text{ kN} > V_{Ed} = 100 \text{ kN}$$

4.4.4 Überprüfung der Eigenfrequenzen

Die Frequenzabstimmung zeigt niedrige Werte für Vertikalschwingungen, womit ein Nachweis der Komfortkriterien durchgeführt werden sollte. Weiter wird vorgeschlagen, die Verkehrslasten realistisch auf das Modell zu übertragen und somit genauere Eigenfrequenzen zu bestimmen.

Eigenform 1: Vertikalschwingungen bei 2,6 Hz

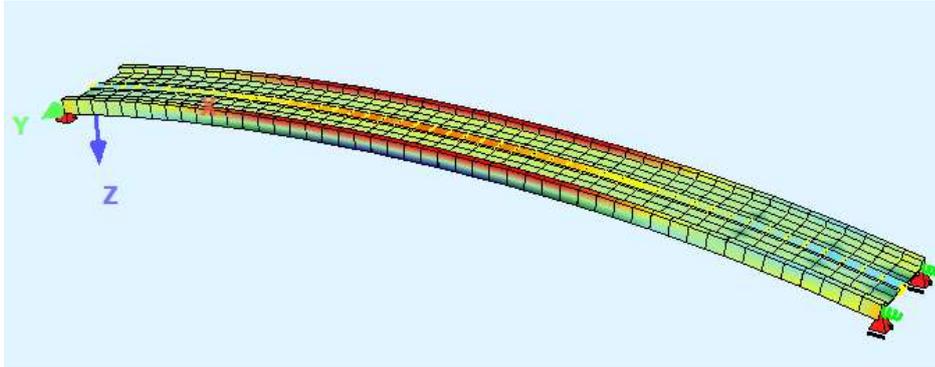


Abbildung 4.12: Eigenform 1

Eigenform 2: Vertikalschwingungen bei 3,4 Hz

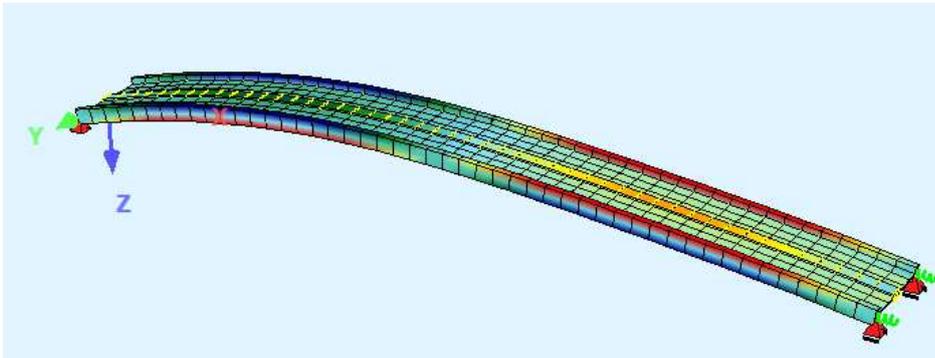


Abbildung 4.13: Eigenform 2

Eigenform 3: Torsionsschwingungen bei 5,73 Hz

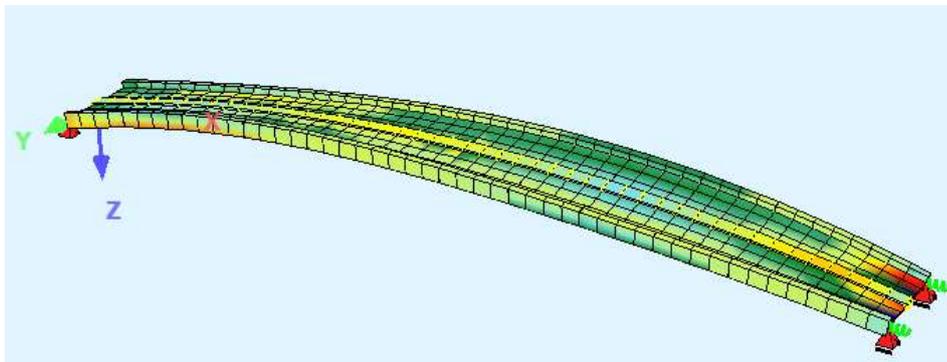


Abbildung 4.14: Eigenform 3

5. Herstellung

5.1 Fertigteilwerk

Für den Mischungsentwurf sollen nach den Empfehlungen aus [23] folgende Punkte definiert werden:

- die Bezeichnung und das Gewicht jeder Klasse von Zuschlägen (trockene Bestandteile),
- Bezeichnung und Gewicht des Zements
- Bezeichnung und Trockengewicht jeder Zugabe (Silikastaub, Zusatzstoffe, Flugasche, Schlacke),
- Gesamtwassermenge: Volumen des Wassers in der Mischung und Wassermenge in jedem Bestandteil

Die Dosierungstoleranzen für Vormischungen werden von dem Hersteller festgelegt, sollten aber nicht größer als 2% betragen. Bei Pulvern ist diese Toleranz auf 1% zu reduzieren.

Initiale Forschung und Entwicklung einer modularen Fußgängerbrücke aus UHFB wurden am Institut für Betonbau der TU Graz durchgeführt. Eine mögliche Lösung für die Stahlpräzisionsschalung ist in Abb. 5.1 dargestellt.

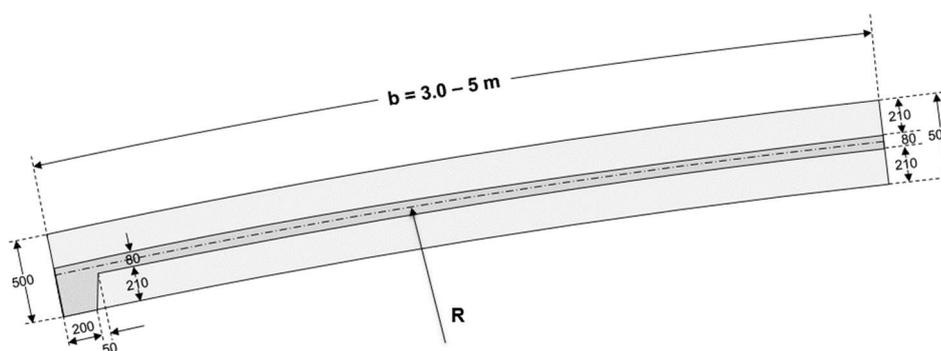


Abbildung 5.1: Fertigteil Segment [52]

Die Länge des Segments ist in erster Reihe eine Frage der Wirtschaftlichkeit. Kurze Elemente fordern längere Bauzeiten im Fertigteilwerk, längere

Bearbeitung der Stoßbereiche, mehr Koppelbereiche der Hüllrohre, umfangreicheres Traggerüst und längere Bauzeiten an der Baustelle. Längere Elemente könnten zu Problemen bei den Nachweisen der Fugentragfähigkeit und in den Grenzzuständen der Segmente führen.

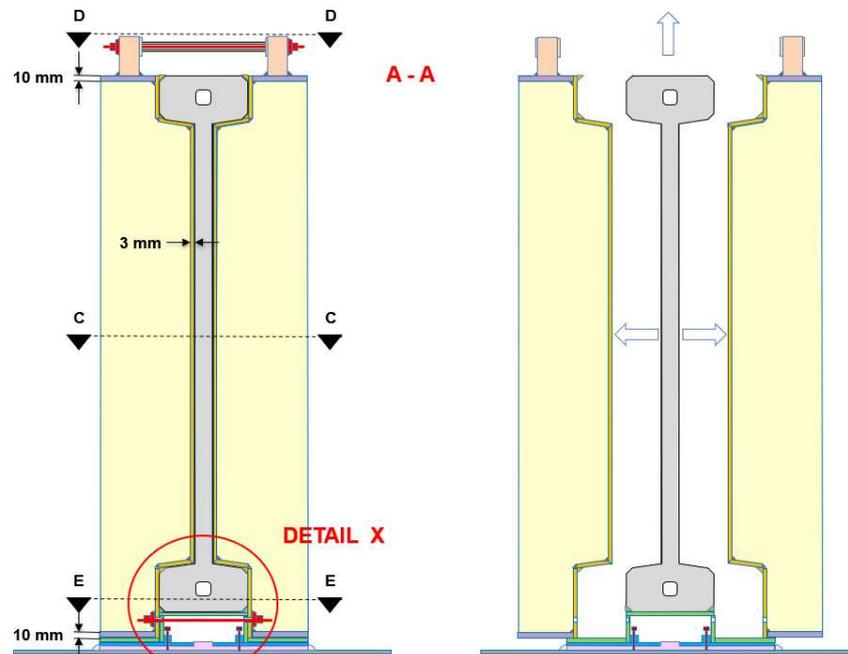


Abbildung 5.2 Schalungsplan [52]

Nachdem der Mischung die Verarbeitbarkeit nachgewiesen wurde, wird für den Einbau ein kontinuierliches Gießen empfohlen, aus einer Höhe nicht grösser als 0.5 m. Erfahrungen an vergangenen Projekten (z.B. Wild-Brücke) haben gezeigt das während des Einbaus die Stahlfasern eine Tendenz haben, sich in der Richtung der Schalung zu Orientieren. Dieser Effekt ist besonders bei schlanken Elementen ausgeprägt. Dem entsprechend sollen die UHFBC Elemente so aufgestellt werden, dass eine günstige Faserorientierung während der Einbauphase angestrebt wird. Bei schlanken und auf druck beanspruchten Platten wird angenommen das die Faser in Querrichtung der Brücke bei dem übernehmen von Querspannungen beitragen. Ob die gewünschte Ausrichtung der Faser im Segment erzielt wurde wird mit dem Eignungstest bewiesen. Die in Abb. 5.2 vorgestellte Lage der Schalung soll auch eine einfache Ausschalung nach kurzer Zeit ermöglichen.

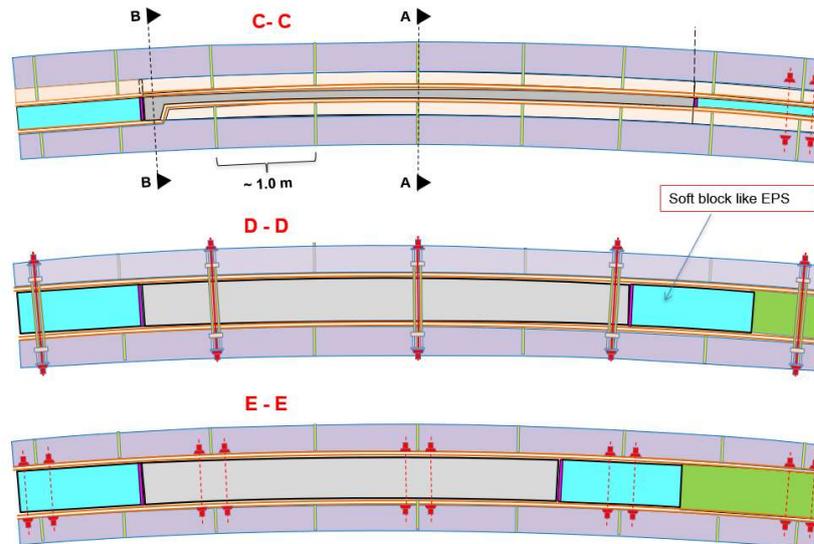


Abbildung 5.3: Schalungsplan, Schnitte [52]

Es sollen zwei Typen von Segmenten innerhalb der ausgewählten Geometrie unterschieden werden: das erste und letzte Segment mit Aussparungen für die Ankerköpfe und deutlicher Verdickung des Querschnittes am Anfang/ende um eine sinnvolle Lagerung zu ermöglichen und Zwischensegmente die einen konstanten Querschnitt erhalten.

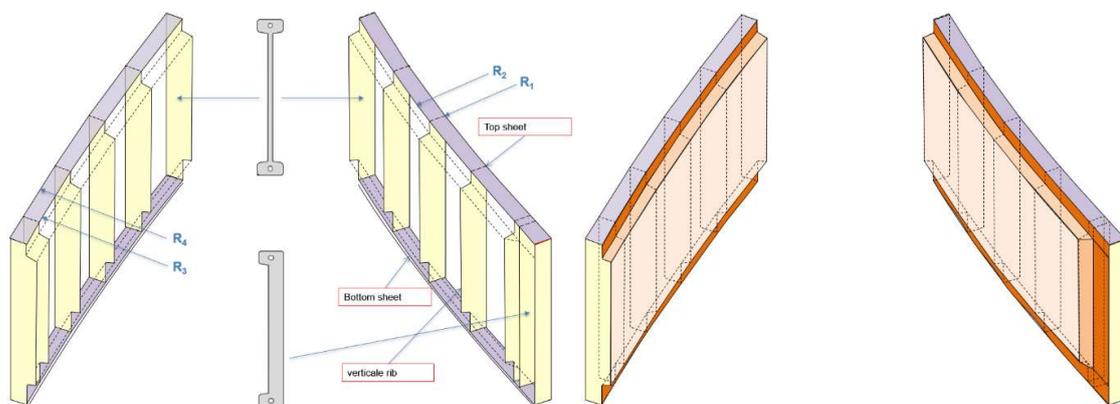


Abbildung 5.4: Schalungsplan, Übersicht [52]

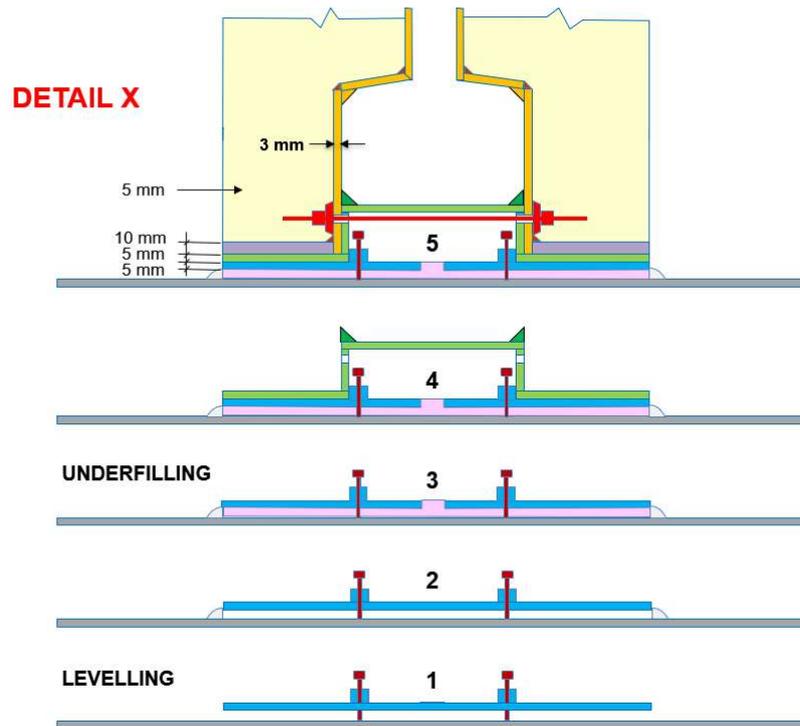


Abbildung 5.5: Schalungsplan, Detail X [52]

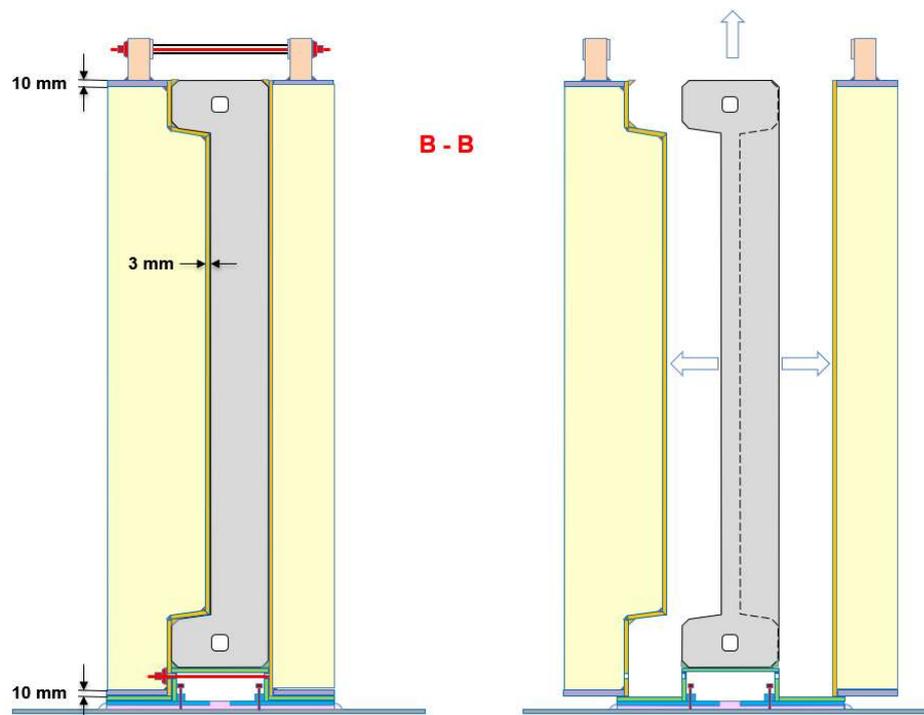


Abbildung 5.6: Schalungsplan, Schnitt B-B [52]

Zur Platzierung und Stabilisierung der Hüllrohre wird empfohlen Unterstützungsbügel in der Schalung einzusetzen. Diese Unterstützungsbügel sollen im

dünneren Mittelteil des Querschnittes versichern das Umlenkspannungen über der Schwerachse des Querschnitts geleitet werden.

5.2 Transport und Montage

Mit einer Querschnittsfläche von 0,56 m² und einer Länge von 30 m beträgt das Gesamtgewicht der Brücke ca. 44 t. ohne zusätzliche Schalung und Montageausrüstung. Für die vorgeplante Ausführung mit Mobilkran könnte dieses Gesamtgewicht zu aufwändiger Mechanisierung führen. Die Spannweite der Brücke fordert einen langen Auszug des Hebearms, was zu einen Mobilkran mit einer Traglast von 300 t führt. In Anbetracht des Hebevorgangs würden die konzentrierten Lasten zur Dekompression im Bauzustand führen (Abb. 5.7), was zusätzliche Schalung an der Plattenunterseite verlangt und den Hebevorgang somit sehr umständlich machen würde.

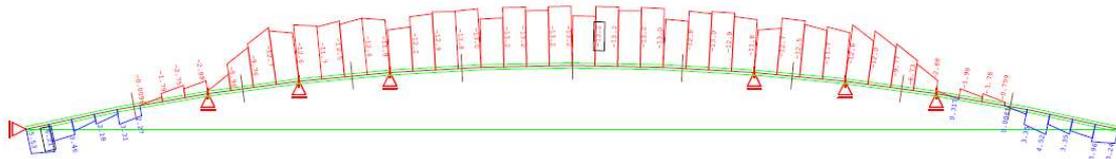


Abbildung 5.7: Spannungen infolge Hebung mit Mobilkran

Wegen den oben genannten Gründen wird vorgeschlagen die Segmente stückweise auf die Rüstung zu ordnen (Abb. 5.8).

Bei begrenztem Zugang zu der Planstelle bietet sich die Möglichkeit eines Schiffstransportes mit Kran.

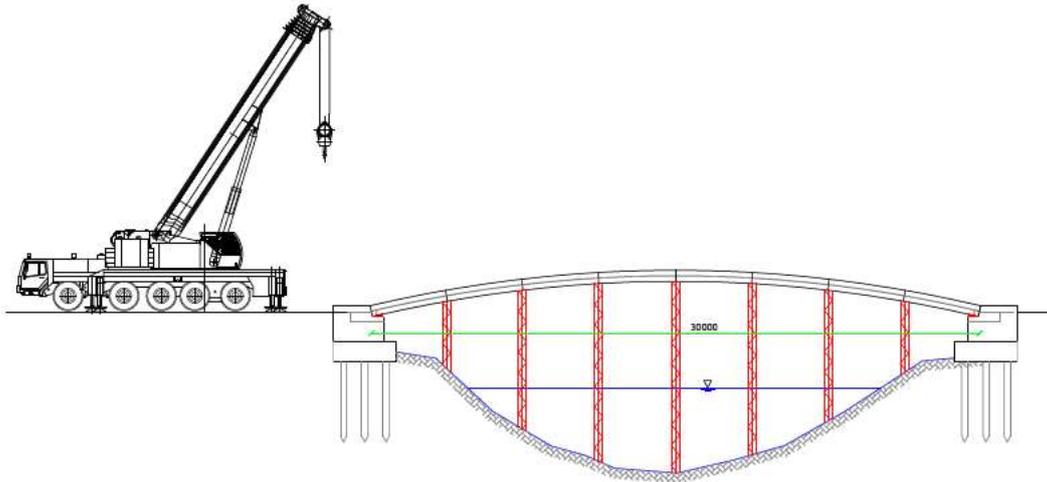


Abbildung 5.8: Stückweïße Montage auf Rüstung

5.3 Rüstung

Die Fertigteile werden mit einem Kran und Hebezubehör wie z.B. eine Quertraverse mit vier Lasthaken auf die temporäre Rüstung angeordnet. Um eine sichere Übertragung zu garantieren und wegen der schiefen Lage der Segmente wird vorgeschlagen Transportanker wie in Abb. 5.9 dargestellt, zu benutzen.

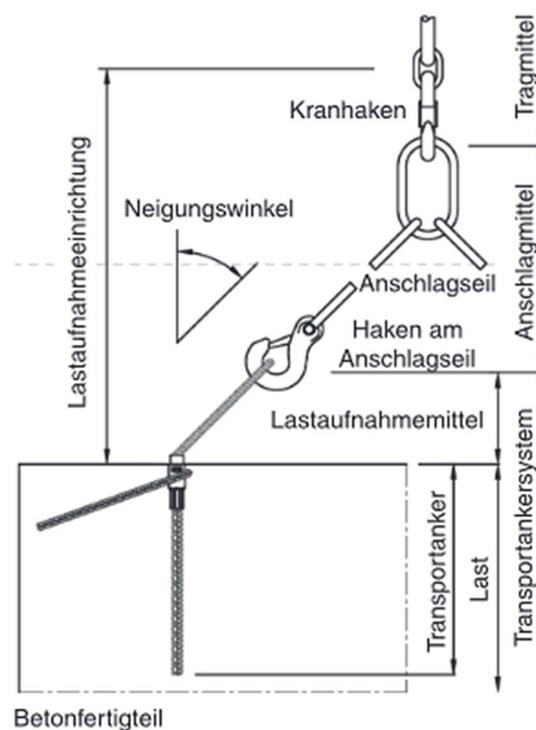


Abbildung 5.9: Transportanker [53]

Die Rüstung unter jedem Fugenbereich sollte mit Zwei Hydraulikpressen ausgestattet sein, um während der Montage Kalibrierung mit Überhöhung zu ermöglichen, bzw. nach der Teilvorspannung leichtere Beseitigung der Rüstung zu gewährleisten. Die Rüstung ist so auszuführen, das Spannpressen genügend Platz am Kampferbereich haben,

Am Auflagerbereich müssen aus dem gleichen Grund vorübergehende Stützen festgelegt werden, die nach der vollen Vorspannung entfernt werden können.

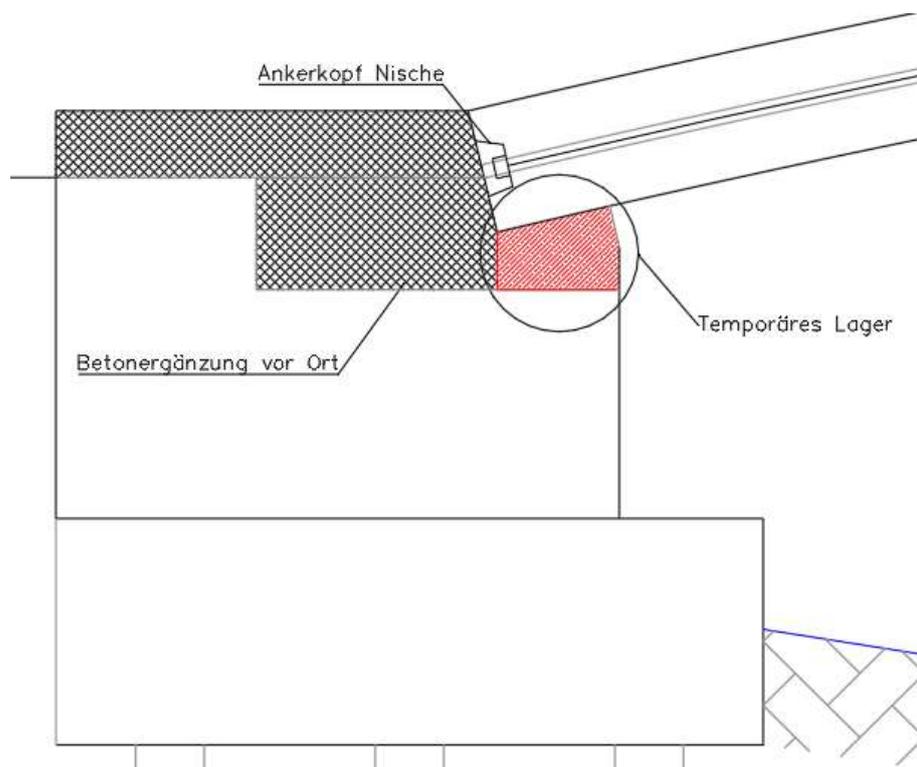


Abbildung 5.10: Detail am Widerlager

5.4 Vorspannung

Die Spannglieder werden nach dem anordnen aller Segmente auf temporärer Rüstung in die Hüllrohre eingeschossen. Um eine geordnete Lage zu erlangen sollen alle Litzen per Spannglied gleichzeitig in das Hüllrohr eingebracht werden. Vor der Vorspannung muss eine freie Verformung des Bogens sichergestellt sein. Zum Vorspannsystem müssen außerdem folgende Tatsachen in Betracht gezogen werden:

- Bei glatten trockenfugen kann eine absolute Wasserdichtigkeit auch mit nachträglicher CNC-Bearbeitung nicht garantiert werden. Konventionelle Blechhüllrohre sind ausgeschlossen. Die Anwendung von Kunststoff-Hüllrohren mit Kopplungselementen (Abb. 5.11) wird vorgeschlagen. Weitere Untersuchungen und Beratung mit Auftragnehmer der Vorspanntechnik müssen wegen der Frage der Nachbehandlung bei hoher Temperatur und dessen Wirkung auf die Kunststoff-Hüllrohre durchgeführt werden.



Abbildung 5.11: Kopplung von Hüllrohren [49]

- Nach dem *Model Code 2010* [9] müssen zugbeanspruchte Elemente und Verankerungen mit einem geeigneten dauerhaften Korrosionsschutz versehen werden, der dem vorgesehenen Verwendungszweck, den zu erwartenden Umgebungsbedingungen und der Exposition sowie der Lebensdauer der Konstruktion, in der die Spannglieder angeordnet sind, angepasst ist. In dem Zusammenhang werden drei Schutzstufen (Protection levels oder PL) vorgeschlagen:
 - Schutzstufe 1 (PL 1): für alle Spannglieder, die in Umgebungen eingesetzt werden, die eine relativ geringe Aggressivität aufweisen und die durch die Struktur gut geschützt sind;
 - Schutzstufe 2 (PL 2): für alle Spannglieder, die in allen anderen Kombinationen von Umgebungen und/oder Exposition und Sicherheit, die nicht in den Schutzstufen PL1 und PL3 der Struktur enthalten sind;
 - Schutzstufe 3 (PL 3): für alle Spannglieder, die in aggressiven Umgebungen und/oder bei starker Exposition und mit geringem Schutz durch die Konstruktion verwendet werden.

5. Herstellung

Das Schweizer Bundesamt für Strassen hat für den Bereich Kunstbauten in der Veröffentlichung *Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in Kunstbauten* [54] eine anschauliche Tabelle für die erwähnten Schutzstufen vorgeschlagen (Abb. 5.12).

Konstruktiver Schutz Einwirkungen	hoch	mittel	gering
	z.B. - Versiegelung + Abdichtung - Kontrollierbare Entwässerung - Einfache, bewährte Details - Betonüberdeckung > 80 mm ²	z.B. - Abdichtung - Betonüberdeckung 60 – 80 mm ³	z.B. - Segmentfugen ⁴ - Keine Abdichtung möglich - Tragwerksteil nicht überwachbar
hoch z.B. - Streustrom - Intensive Tausalzeinwirkung (Kontakt- und Spritzwasserbereich) - Häufige Feuchtigkeitswechsel	b / c*	b / c*	c
mittel z.B. - Tausalzeinwirkung (Sprühnebelbereich) - Wenige Feuchtigkeitswechsel	a / b**	b	b
gering z.B. - Schädigende Einwirkungen wenig wahrscheinlich	a / b**	a / b**	b

Abbildung 5.12: Spanngliedkategorie nach [54]. Hier PL 1=a, PL 2=b, PL 3=c.

Eine Kategorisierung in Schutzgrad 3 (Protection level 3) würde elektrisch isolierte Spannglieder fordern. Dies würde weiterhin Messkasten an der Brücke beanspruchen, um das Monitoring durchzuführen.

- Zur Versicherung einer vollständigen Füllung des Einpressmörtels müssen Einpressröhre an beiden Verankerungsseiten und Entlüftungsröhre am Scheitelpunkt an allen Hüllrohren gesichert werden. Aussparungen in der Schalung müssen dementsprechend geformt und ausgeführt werden.
- Die Nischen der Ankerköpfe sollten nach der vollen Vorspannung mit schwindarmem Beton zubetoniert werden.

6. Anwendung

Dank den in Kapitel 2.2.3 beschriebenen Dauerhaftigkeitseigenschaften könnte dieses Projekt Anwendung in erster Reihe in maritimen Bereichen finden; in Häfen und Küstennähe. Küsten- und Offshore-Meeresbauwerke sind gleichzeitig physikalischen und chemischen Zerstörungsprozessen ausgesetzt (Abb. 6.1).

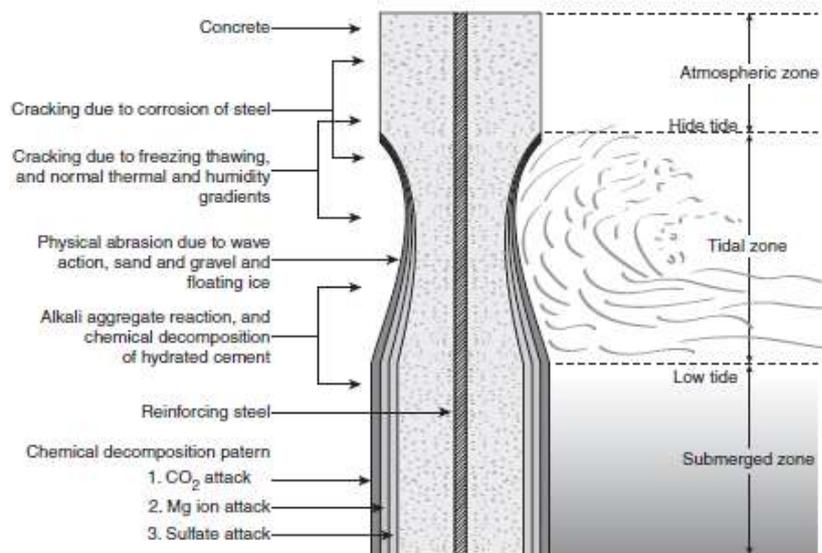


Abbildung 6.1: [28]

Auch indirekt können Bauwerke dem Meereswasser ausgesetzt werden, z.B. durch Winde die Dämpfe des Meereswasser über einige Kilometer in Landesinnere tragen [28]. Bei der schon erwähnten Sakata-Mirai Brücke in Japan wurde vor Ort ein Experiment mit Versuchskörpern im Querschnitt durchführt (Abb. 6.2). Die Versuchskörper wurden fünf Jahre lang innerhalb des Querschnitts aufbewahrt, um Chloridgehalte Festigkeitsänderungen zu untersuchen. Das Experiment hat einen Chloriddiffusionskoeffizienten von $0.000148 \text{ cm}^2/\text{a}$ vorhergesagt, was die Werte aus [23] und [27] bestätigt (Abb. 6.3).



Abbildung 6.2: Sakata-Mirai: Versuchskörper im Querschnitt [41]

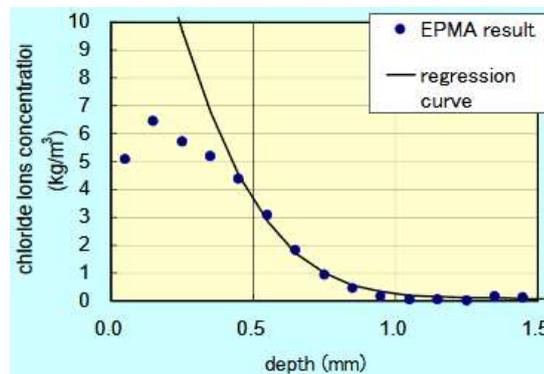


Abbildung 6.3: Chlorid Konzentration [41]

Es ist davon auszugehen, dass die Prüfung von anderen ausgeführten Brücken in den nächsten Jahren auch hervorragende Dauerhaftigkeitseigenschaften zeigen.

Einige Beispiele von angemessenen Standorten sind Hafenstädte mit Kleinbooten als Verkehrsmittel, Städte mit Binnengewässern für Frachtschiffe, oder zahlreiche Sporthafen die sich am Mittelmeerraum befinden (Abb. 6.4).



Abbildung 6.4: Sporthafen in Valbandon, Kroatien [55]

7. Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge dieser Arbeit wurde auf Probleme und mögliche Lösung einer UHFB-Fußgängerbrücke eingegriffen.

Für die Steigung des Gehwegs von Fußgängerbrücken werden immer größere Geometrische Begrenzungen gesetzt. Für die ausgewählte Geometrie der Brücke wurde ein Schwierigkeitsgrad berücksichtigt.

Anhand einer Literaturrecherche wurde gezeigt das hohe Präzision von Stirnflächen mithilfe von Hochpräzisionsschalungen und CNC-bearbeitung erzielbar sind. Wegen der Auslassung einer Abdichtung des Gehwegs, wird empfohlen beide Techniken im Produktionsablauf anzuwenden.

Wegen der Ausführung einer glatten Trockenfuge mit internen Spannglieder wurde vorgeschlagen Kunststoff Hüllrohre mit Kopplungselementen einzuwenden. Da keine Experimente für diese Segmentbauweise gefunden wurden, unterliegt dieses Thema weiterer Untersuchung.

Von dem Hersteller, oder unter seiner Verantwortung, muss ein Designtest durchgeführt werden und darauffolgend ein Eignungstest, um die vorausgesetzten Eigenschaften des Baustoffs zu validieren. Um das Schwindmaß und die Kriechzahl zu verringern, sollen beide Wärmebehandlungen im Fertigteilwerk durchführt werden: TT1 und TT2.

Die Anordnung von Fertigteilen auf Rüstung neben dem Standort und Aufhebung der gesamten Konstruktion auf Widerlager würde eine relativ große Maschinenausstattung fordern. Als alternative Lösung könnte die Rüstung unter der genauen Lage der zukünftigen Brücke angeordnet und die Segmente teilweise über Transportanker montiert werden.

Als Anwendungsbereich wurden in erster Reihe Meeresbauwerke vorgeschlagen, wie z.B. Geh- und Radwege die Sporthafen überqueren, oder Bereiche die Stützenfrei überspannt werden sollen.

Literaturverzeichnis

- [1] H.-J. Vockrodt, D. Feistel und S. Jürgen, Handbuch Instandsetzung von Massivbrücken, Basel: Springer Basel AG, 2003.
- [2] E. Brühwiler und C. Menn, Stahlbetonbrücken, 3. Hrsg., Wien: Springer Verlag, 2003.
- [3] E. Britannica, „Encyclopaedia Britannica,“ 2019. [Online]. Available: <https://www.britannica.com/topic/Pont-du-Gard#/media/1/225706/120352>.
- [4] G. Mehlhorn und M. Curbach, Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten, Wiesbaden: Springer Vieweg, 2014.
- [5] R. Cortright, „brueckenweb.de,“ September 2000. [Online]. Available: <https://www.brueckenweb.de/2content/datenbank/bruecken/3brueckenblatt.php?bas=1883>.
- [6] F. Leonhardt, Vorlesungen über Massivbau, Sechster Teil: Grundlagen des Massivbrückenbaus, Berlin, Heidelberg, New York: Springer Verlag, 1979.
- [7] B. Nebel, „Brücken aus Beton,“ 21 Mai 2019. [Online]. Available: http://www.bernd-nebel.de/bruecken/index.html?/bruecken/6_technik/beton/beton.html.
- [8] G. Girmscheid, Bauverfahren des Brückenbaus, Zürich: IBI – Institut für Bau- und Infrastrukturmanagement. – Zürich: Eigenverlag des IBI an der ETH, 2012.
- [9] I. F. f. S. C. (fib), fib Model Code for Concrete Structures 2010, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2013.
- [10] B. f. Straßenwesen, „Infrastruktur-, Verkehrs- und Unfalldaten: Brücken an Bundesfernstraßen,“ 1 März 2019. [Online]. Available: https://www.bast.de/BASt_2017/DE/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.pdf?__blob=publicationFile&v=12.
- [11] S. Woodruff und D. P. Billington, „Aesthetics and Economy in Pedestrian Bridge Design,“ *International Journal of Space Structures Vol. 22 No. 1*, pp. 81-89, 2007.

- [12] K. Bergmeister, F. Fingerloos und J.-D. Wörner, *Betonkalender 2010*, Berlin: Ernst & Sohn, 2010.
- [13] M. Behloul und K. C. Lee, „Ductal® Seonyu footbridge,“ *Structural Concrete Journal*, Bd. IV, Nr. 4, pp. 195-201, 2003.
- [14] P. Marti, *Baustatik: Grundlagen, Stabtragwerke, Flächentragwerke*, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2014.
- [15] P. Block, M. DeJong und J. Ochsendorf, „As Hangs the Flexible Chain: Equilibrium of Masonry Arches,“ *Nexus Network Journal Vol. 8 No. 9*, pp. 9-19, 2006.
- [16] J. L. Moro, M. Weißbach, M. Rottner und B. Alihodzic, *Baukonstruktion: von Prinzip zum Detail Band 2*, Berlin Heidelberg: Springer Verlag, 2009.
- [17] E. Heinle und J. Schlaich, „Zum Tragverhalten von Kuppeln,“ in *Kuppeln aller Zeiten, aller Kulturen*, Deutsche Verlags-Anstalt DVA, 1996, pp. 196-222.
- [18] M. Schmidt, E. Fehking, S. Frölich und J. Thiemicke, *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 22: Nachhaltiges Bauen mit ultrahochfestem Beton, Ergebnisse des Schwerpunktprogrammes 1182 gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG)*, Kassel: kassel university press GmbH, 2014.
- [19] E. Fehling, M. Schmidt, J. Walraven, T. Leutbecher und S. Fröhlich, „Ultrahochfester beton; UHPC,“ in *Beton-Kalender 2013: Lebensdauer und Instandsetzung – Brandschutz*, Berlin, Ernst & Sohn GmbH & Co KG, 2013, pp. 117-241.
- [20] D. A. f. S. (DAfStb), *Sachstandbericht: Ultrahochfester Beton (Heft 561)*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2007.
- [21] F. Standard, NF P 18-470, *Concrete – Ultra-high performance fibre-reinforced concretes – Specifications, performance, production and conformity*, La Plaine Saint-Denis Cedex: AFNOR, 2016.
- [22] French Standard, NF P 18-710: *National addition to Eurocode 2 - Design of concrete structures: specific rules for Ultra-High Performance Fibre-*

- Reinforced Concrete (UHPFRC), La Plaine Saint-Denis Cedex: © AFNOR, 2016.
- [23] A. F. d. G. C. (AFGC), Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes: Recommendations, Paris: AFGC, Juni 2013..
- [24] J. Jungwirth, Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton, EPFL, Lausanne: PHD Thesis, 2006.
- [25] French Standard, NF P18-470, Concrete – Ultra-high performance fibre-reinforced concretes – Specifications, performance, production and conformity, La Plaine Saint-Denis Cedex: AFNOR, 2016.
- [26] K. Sungwook, P. Jungjun, Y. Dooyeoul und Y. Yungsoo, „Shrinkage Behavior of Ultra High Performance Concrete at the Manufacturing Stage,“ in *Ultra-High Performance Concrete and Nanotechnology in Construction*, Kassel, University Kassel Press, 2012, pp. 317-324.
- [27] H. G. Russell und B. A. Graybeal, Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community, Georgetown, Pike: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2013.
- [28] K. P. Mehta und P. J. M. Monteiro, Concrete: Microstructure, Properties and Materials, San Francisco: McGraw-Hill, 2006.
- [29] S. Palecki und M. J. Setzer, „Ultra-high-performance concrete under frost and de-icing salt attack,“ in *Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the second International Symposium of Ultra High Performance Concrete*, Kassel, Uni Press Kassel, 2008, pp. 443-451.
- [30] G. Rombach und A. Specker, „Ein Beitrag zur Konstruktion und Bemessung von Segmentbrücken,“ *Beton- und Stahlbetonbau* 96, pp. 654-662, Heft 10 2001.
- [31] J. Schoening, R. della Pietra, J. Hegger und N. Viet Tue, „Verbindungen von Fertigteilen aus UHPC,“ *Bautechnik*, Bd. 90, Nr. Heft 5, pp. 304-313, 2013.
- [32] Turmo und Jose, „Industrialized Construction of Medium Span Concrete Bridges Using Movable False Work,“ in *CIGOS 2019, Innovation for Sustainable Infrastructure: Proceedings of the 5th International Conference*

- on Geotechnics, Civil Engineering Works and Structures*, Singapore, Springer, 2019, pp. 13-23.
- [33] N. R. Hewson, *Prestressed Concrete Bridges: Design and Construction*, London: ICE Publishing, 2011.
- [34] M. Reichel, *Dünnwändige Segmentfertigteilbauweisen im Brückenbau aus gefasertem Ultrahochleistungsbeton (UHFB): Tragverhalten, Bemessung und Konstruktion*, Graz: TU Graz, 2010.
- [35] A. Specker, *Der Einfluss der Fugen auf Die Qerkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken*, Technische Universität Hamburg-Harburg: Dissertation, 2001.
- [36] S. Jaewoo, *Ultra-High Performance Concrete (UHPC): Precast Segmental Bridges- Flexural Behaviour and Joint Design* -, Technischen Universität Hamburg-Harburg: Dissertation, 2016.
- [37] W. Theiler, *Entwicklung und Beschreibung des Tragverhaltens von modularen Trmen aus Beton für Windenergieanlagen*, Technische Universität Graz: Dissertation, 2018.
- [38] F. Toutlemonde und J. Resplendino, *Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development*, London, UK; Hoboken, USA: ISTE Ltd and John Wiley & Sons, Inc., 2011.
- [39] M. Reichel, L. Sparowitz und B. Freytag, „Wildbrücke Völkermarkt – vorgespanntes Bogentragwerk aus UHFB-Segmentfertigteilen - Teil 1,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 106, Nr. Heft 11, pp. 760-769, 2011.
- [40] M. Reichel, „Stoffliche und konstruktionsbezogene Besonderheiten beim Einsatz von UHFB im Brückenbau am Beispiel von drei Pilotprojekten,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 104, Nr. Heft 9, pp. 589-598, 2009.
- [41] Y. Tanaka, H. Musha, S. Tanaka und M. Ishida, „Durability performance of UFC sakata-mira footbridge under sea environment,“ in *Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures: High Performance, Fiber Reinforced Concrete, Special Loadings and Structural Applications* , Korea, Korea Concrete Institute, 2010, pp. 1648-1654.

- [42] i. Delft, Brief Dutch Design Manual for Pedestrian and Bicycle Bridges: English summary of the CROW design guide, Delft: ipv Delft, Juni 2015.
- [43] A. Keil, Fußgängerbrücken: Stege und Rampen, Entwurf, Konstruktion, München: Detail, 2012.
- [44] M. Schlaich, K. Brownlie, J. Conzett, J. Sobrino, J. Strasky und K. Takenouchi, fib Bulletin No. 32: Guidelines for the design of footbridges, Switzerland: fédération internationale du béton (fib), 2005.
- [45] J. Weiss, „<http://www.brueckenweb.de/>,“ 8 Dezember 2007. [Online]. Available: <http://www.brueckenweb.de/2content/datenbank/bruecken/3brueckenblatt.php?bas=4147>.
- [46] N. Janberg, „<https://structurae.net/>,“ 8 August 2009. [Online]. Available: <https://structurae.net/de/fotos/147159-fussgaengerbruecke-toess/>.
- [47] P.-j. / W. Commons, „<https://structurae.net/>,“ 22 October 2006. [Online]. Available: <https://structurae.net/en/photos/213029-mostar-bridge>.
- [48] T. Zordan, B. Briseghella und E. Siviero, „The Fourth Bridge over the Grand Canal in Venice: From Idea to Analysis and Construction,“ *Structural Engineering International*, Bd. 1, pp. 6-12, 2010.
- [49] G. Rombach, Spannbetonbau, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2010.
- [50] „Pfeiffer,“ Pfeiffer, [Online]. Available: <https://www.pfeifer.info/de/produkte-leistungen/produkte/leichtbau-architektur/seile-und-stabsysteme/pe-seilzugglieder.html>. [Zugriff am Dezember 2019].
- [51] Ö. EN-1990/A1, Grundlagen der Tragwerksplanung, Änderung 1: Anwendung bei Brücken, Wien: Austrian Standards Institute/, 2013.
- [52] T. G. Institut für Betobau, „Short Span UHPC Bridges under light Traffic,“ Intern, TU Graz, 2019.
- [53] VDI/BV-BS6205:2012, Transportanker und Transportankersysteme für Betonfertigteile, Düsseldorf: Verein Deutscher Ingenieure e.V., 2012.
- [54] A.-M. Bundesamt für Strassen SBB AG, Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in Kunstbauten, Bern:

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, 2001.

- [55] „IstriaSun.com,“ 2018. [Online]. Available: <http://www.istriasun.com/istra/valbandon>.
- [56] H. Unterweger, LV BRÜCKENBAU - GRUNDLAGEN v3, Manuskript, 2010.
- [57] U. Baus und M. Schlaich, Footbridges: Construction, Design, History, Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser, 2007.
- [58] K. Bergmeister, F. Fingerloos und J.-D. Wörner, Beton-Kalender 2015, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2015.
- [59] M. Reichel, L. Sparowitz und B. Freytag, „Wildbrücke Völkermarkt – vorgespanntes Bogentragwerk aus UHFB-Segmentfertigteilen - Teil 2,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 106, Nr. Heft 12, pp. 827-835, 2011.
- [60] D. E. 15050, Betonfertigteile: Fertigteile für Brücken; Deutsche Fassung EN 15050:2007 + A1:2012, Brüssel: CEN, 2012.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Pons Mulvius, Rom, Italien [1].....	3
Abbildung 2.2: Pont du Gard, Nîmes, Frankreich [3].....	4
Abbildung 2.3: Anji-Brücke, China [5].....	4
Abbildung 2.4: Wiesener Viadukt, Schweiz [2].....	5
Abbildung 2.5: Brücke über die Ourthe, Belgien, 1904 [2]	6
Abbildung 2.6: Aktueller Stand der Brücken an Bundesfernstraßen in Deutschland [10].....	8
Abbildung 2.7: Zustandsnoten nach Brückenfläche [10]. Note nach Punktzahl: sehr gut (1.0-1.4), gut (1.5-1.9), befriedigend (2.0-2.4), ausreichend (2.5-2.9), nicht ausreichend (3.0-3.4), ungenügender zustand (3.5-4.0)	8
Abbildung 2.8: Links: Bogenbrücke über die M30 in Madrid, Spanien; rechts: Ansicht und Querschnittsgestaltung [57].....	9
Abbildung 2.9: Links: Fußgängerbrücke über die Enz; rechts: Querschnittsgestaltung [57]	9
Abbildung 2.10: Töss Brücke [11]	10
Abbildung 2.11: Gesamtansicht der Seonyu Fußgängerbrücke [13].....	11
Abbildung 2.12: Querschnitt der Seonyu Brücke [13]. Alle Massen sind in mm	11
Abbildung 2.13: Montage der Seonyu Brücke [13].....	12
Abbildung 2.14: Analogie zwischen Seillinie und Stützlinie [16].....	13
Abbildung 2.15: Lokale Abweichung der Stützlinie [16].....	13
Abbildung 2.16: Abplatzen von Steinkanten bei stark ausmittiger Belastung [17]	14
Abbildung 2.17: Verformungen und Momentenverlauf infolge Auflagerverschiebung [17]	14
Abbildung 2.18: Mittlere Zusammensetzung von UHFB, Angaben in [kg/m ³]. Entnommen und bearbeitet aus [19].....	16

Abbildung 2.19: Spannungs- Dehnungs- Diagramm für UHFB im Druckbereich [19].....	16
Abbildung 2.20: Empfohlene σ - ε Beziehungen: a) für Fertigteile aus UHFB mit $f_{ck}=180$ MPa nach [20] b) [23]	17
Abbildung 2.21: Schematisierte Spannungs-Dehnungs-Linie für UHFB unter Zugbeanspruchung nach [24]	19
Abbildung 2.22: Konventionelle Bemessungskurven im Zugbereich nach [25]	20
Abbildung 2.23: Gesamte Verformung (links) und autogenes Schwindmaß (rechts) für Fein- und Grobkörnigen UHFB [20]	20
Abbildung 2.24: Porengrößenverteilung von UHFB in Vergleich zu Normal- und Hochleistungsbeton [20]	22
Abbildung 2.25: Eindringtiefe im Chloridwiderstandstest (links) und Permeabilitätsmessungen (rechts). Entnommen aus [20].....	22
Abbildung 2.26: Abwitterungsmengen der Mischung M2Q (w/b=0,19+ Fasern) und Variation der Nachbehandlung sowie des Testalters innerhalb des CDF/ CIF-Tests. [29]	23
Abbildung 2.27: Fugenausbildung [30].....	24
Abbildung 2.28: Versuchsaufbau für Druck-Schubversuche (Oben), Reibbeiwert für schalungsglatte Trockenfugen (Unten links), Reibbeiwert für geschliffene Trockengugen (Unten rechts). Entnommen aus [31]	25
Abbildung 2.29: Erläuterungen der Geometrie nach Gleichung 3 und 4 [35] ...	27
Abbildung 2.30: Diskretisierung der Trockenfuge durch Federn im Modell, aus [37].....	28
Abbildung 2.31: Fugenabdichtung mit Epoxidharz [33]	28
Abbildung 3.1: Beziehung zwischen Gehgeschwindigkeit und Verkehrsdichte [43]	35
Abbildung 3.2: Räumliche Bedürfnisse von unterschiedlichen Brückennutzern [42].....	37
Abbildung 3.3: Räumliche Bedürfnisse von Radfahrern [42]	37

Abbildung 3.4: Definierte Neigungen des Bogens.....	38
Abbildung 3.5: Fußgängerbrücke über den Allmandring, Stuttgart [45].....	40
Abbildung 3.6: [46]	41
Abbildung 3.7: [47]	41
Abbildung 3.8: [20]	42
Abbildung 3.9: Die Ponte della Costituzione in Venedig [48]	42
Abbildung 3.10: Nutzlast in Abhängigkeit von der Spannweite für Spannweiten von 0-50 m [44].....	44
Abbildung 3.11: Asymmetrische Verkehrsbelastung [43]	44
Abbildung 3.12: Lastmodell 2 nach Eurocode [43]	45
Abbildung 4.2: Querschnittsgestaltung für verschiedene Deckbreiten	48
Abbildung 4.3: FE-Modell aus Sofistik (Stabmodell) mit Querschnitt	52
Abbildung 4.4: Modell mit drei Stäben aus Sofistik	53
Abbildung 4.5: Zahlenwerte für ψ für Fußgängerbrücken [51].....	54
Abbildung 4.6: Maximale Randzugspannungen unter Quasi-Ständiger Kombination (in MPa)	55
Abbildung 4.7: Maximale Randzugspannungen unter Häufiger Kombination (in MPa)	55
Abbildung 4.8: Querschnitt mit Spannglieddaten	55
Abbildung 4.9: Knotenverschiebung in Global Z (in mm)	56
Abbildung 4.10: Querkraftverlauf Vz (in kN).....	56
Abbildung 4.11: Maximale Randzugspannungen (in MPa)	56
Abbildung 4.12: Spannungen im GZT für Fugennachweis.....	57
Abbildung 4.13: Eigenform 1	58
Abbildung 4.14: Eigenform 2	58
Abbildung 4.15: Eigenform 3	58
Abbildung 5.1: Fertigteil Segment [52]	59
	79

Abbildung 5.2 Schalungsplan [52].....	60
Abbildung 5.3: Schalungsplan, Schnitte [52].....	61
Abbildung 5.4: Schalungsplan, Übersicht [52].....	61
Abbildung 5.5: Schalungsplan, Detail X [52]	62
Abbildung 5.6: Schalungsplan, Schnitt B-B [52]	62
Abbildung 5.7: Spannungen infolge Hebung mit Mobilkran.....	63
Abbildung 5.8: Stückweiße Montierung auf Rüstung.....	64
Abbildung 5.9: Transportanker [53]	64
Abbildung 5.10: Detail am Widerlager	65
Abbildung 5.11: Kopplung von Hüllrohren [49].....	66
Abbildung 5.12: Spanngliedkategorie nach [54]. Hier PL 1=a, PL 2=b, PL 3=c.	67
Abbildung 6.1: [28]	68
Abbildung 6.2: Sakata-Mirai: Versuchskörper im Querschnitt [41]	69
Abbildung 6.3: Chlorid Konzentration [41].....	69
Abbildung 6.4: Sporthafen in Valbandon, Kroatien [55].....	69

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Vor- und Nachteile der Anwendung von Trocken- und Epoxifugen .	29
Tabelle 2: Geometriebegrenzungen von Fußgängerbrücken. Entnommen und bearbeitet aus [9]	36
Tabelle 3: Maximale Steigung von Fußgängerbrücken nach verschiedenen Vorschriften [44].....	38
Tabelle 4: Analysierung der Längsgefälle	49
Tabelle 5: Geforderte L-R Parameter für optimalen Schwierigkeitsgrad	49
Tabelle 6: Veränderung der Steigung in Längsrichtung	50

Tabelle 7: Auflagerkräfte für verschiedene L-R Kombinationen	51
Tabelle 8: Werte für die Vorbemessung	52
Tabelle 9: Zugband- und Federwerte (Zugglied entnommen aus [50])	53

