



DIPLOMARBEIT Master Thesis

Bypass – Brücken zur Vostbrücke über die Donau – Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. **Johann Kollegger**

und

Dipl.-Ing. **Sara Foremniak**

E212-2

Institut für Tragkonstruktionen

Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Klaus Hausleitner, B.Sc.

0926986

Dolleschelgasse 5, 3001 Mauerbach

Wien, am

Danksagung

Mein Dank gilt allen Personen, die mich während meines Studiums und dem Verfassen dieser Arbeit unterstützt haben.

An O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger richtet sich dieser Dank im Besonderen, für das Thema der Arbeit, die hervorragende Betreuung derselben und für seine Förderung, nicht zuletzt im Rahmen dieser Diplomarbeit.

Ebenso danke ich Dipl.-Ing. Sara Foremniak für die Betreuung meiner Arbeit.

Ein herzliches Dankeschön sei Dipl.-Ing. Ulrich Eder ausgesprochen, der es ermöglicht hat, dass ich Einblick in die Arbeit eines erfahrenen und erfolgreichen Projektteams erhalten durfte.

Ein spezieller Dank gilt meinen Mitstudenten Melanie Latschenberger, Nora Sonderegger, Eva Binder, Michael Jonke und Thomas List für die gegenseitige Unterstützung und den Beitrag zur Kurzweiligkeit der Studienzeit.

Petra Kumbusch, Lukas Jäger, Florian Schadauer, Stephan Broucek und Christoph Pröbstl danke ich für alle gemeinsamen Aktivitäten, die für Abwechslung im Studienalltag gesorgt haben.

Meinen Eltern Maria und Heinrich Hausleitner danke ich für das Ermöglichen eines Studiums an der Technischen Universität Wien und die Unterstützung während dieser Ausbildungszeit.

Kurzfassung

Die Technische Universität Wien unterstützte das Ingenieurbüro FCP bei der Teilnahme an einem Realisierungswettbewerb für den Neubau zweier Donaubrücken in Linz.

Da diese Neubauten direkt neben einer bestehenden Brücke, der Voestbrücke, gebaut werden sollen, liegt es nahe sich zuerst mit dem Bestandsobjekt zu beschäftigen. Als zweiter Schritt werden die wichtigsten Punkte der Ausschreibung zusammengefasst.

Nach dieser Grundlagenermittlung beginnt die eigentliche Planungsarbeit. Das Hauptaugenmerk dieser Arbeit richtet sich auf den vom Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau entwickelten dünnwandigen Halbfertigteil für die Brückenelemente, der bei diesem Wettbewerbsprojekt zum Einsatz kommen soll.

Um das Verhalten des Halbfertigteils unter Belastung zu überprüfen, wurde bereits ein Großversuch durchgeführt. Nun sollen mit dessen Ergebnissen statische Berechnungsmodelle kalibriert werden, um für weitere Untersuchungen zuverlässige Prognosen zu ermöglichen. Dabei ist im Besonderen das unterschiedliche Verhalten der einzelnen Bestandteile des Halbfertigteils zu beachten. Mithilfe dieser Erkenntnisse wurde für den beim Wettbewerb eingereichten Querschnitt ein Konstruktionsvorschlag ausgearbeitet.

Weiters erfolgt eine Betrachtung der Brückenkonstruktion in Längsrichtung im Zuge derer, die zwei Konstruktionsarten Durchlaufträger und Schrägkabelbrücke in statischer Hinsicht verglichen wurden. Auch der Bauablauf wird kurz umrissen.

Abschließend werden die eingereichten Projektunterlagen dargelegt und eine Auswertung des Wettbewerbs, der leider nicht im Sinne der TU-Wien und FCP entschieden wurde, vorgenommen.

Abstract

The Vienna University of Technology participated together with the engineering office FCP in a competition for the construction of two bridges across the Danube river in Linz.

Since these new bridges are situated next to the existing „Voestbrücke“, the first step was to collect some hard facts about the main bridge. The second step was to deal with the requirements of the invitation to tender whose essential points are summarized in this thesis.

After these basic evaluations the actual planning work began. The main focus of this thesis is on the bridge girders out of hollow wall elements and ultra – thin precast elements developed by the Institute for Structural Engineering which were used in the competition project.

An experiment had already been conducted to verify the behavior of the bridge girders under load. With the results a static calculation model was calibrated to allow reliable predictions for further examinations. Using this knowledge, a construction suggestion for the bridge girders out of hollow wall elements and ultra – thin precast elements used in the competition was made. Further calculations concerning the main direction of the bridge compared the two construction types continuous beam and cable-stayed bridge.

Due to the fact that the construction process with the prefabricated elements differed in many aspects from a conventional construction method, the building phases strongly influence both the calculation process as well as the planning process.

An overview of all submitted documents which were handed in by FCP, is also part of this thesis.

Finally all submitted projects and the results of the competition are evaluated.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	1
1.1 Ziel der Arbeit.....	2
2 Voestbrücke	3
3 EU-weiter, offener, 1 stufiger Realisierungswettbewerb.....	5
3.1 Verkehrssituation	6
3.2 Entwurfs – Randbedingungen.....	7
3.3 Kosten und Termine	8
3.4 Abzugebende Unterlagen	9
4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen	10
4.1 Brückenquerschnitt.....	11
4.1.1 Nachrechnen des Versuchs.....	13
4.1.2 Bemessung für den Brückenquerschnitt	32
4.2 Längsrichtung	45
4.2.1 Stützweiten	45
4.2.2 Variantenstudie	46
4.2.3 Vergleichsrechnung	47
4.2.4 Gewähltes Modell.....	58
4.3 Bauablauf	59
4.3.1 Herstellung der Brückenelemente.....	59
4.3.2 Bauablauf	63
4.4 Eingereichtes Entwurfsprojekt des Ingenieurbüros FCP, Wien	65

4.4.1 Gestalterisches Konzept	66
4.4.2 Gründung und Unterbau	67
4.4.3 Instandhaltung	68
4.4.4 Vorstatik.....	69
4.4.5 Massen und Kosten.....	70
5 Ergebnis des Realisierungswettbewerbes	71
5.1 Beurteilungssitzung des Preisgerichts.....	72
5.2 Plätze 1 – 3	74
5.3 Übersicht der Arbeiten.....	77
6 Fazit.....	82

1 Einleitung

Am 18. November 2013 wurde ein europaweiter, offener, 1-stufiger, anonymer Realisierungswettbewerb für die Errichtung der „Bypass“-Brücken zur Voestbrücke über die Donau im Zuge der A7 Mühlkreisautobahn ausgeschrieben. Das Ingenieurbüro FCP Fritsch, Chiari & Partner ZG GmbH nahm, unterstützt durch das Architekturbüro Treusch architecture ZT GmbH und das Institut für Tragkonstruktionen BETONBAU E212-2, der Technischen Universität Wien, an diesem Planungswettbewerb teil.

Das mit großer Erfahrung im Bereich des Donaubrückenbaus ausgestattete Ingenieurbüro FCP (Eisenbahnbrücke Tulln, Donaubrücke Traismauer) konnte für die am Institut für Betonkonstruktionen entwickelte Bauweise mit dünnwandigen Fertigteilen begeistert werden. Natürlich mussten im Zuge des Planungsprozesses auch andere Alternativen (Verbundbrücke, Stahlbrücke) untersucht werden. Schließlich entschloss man sich für eine reine Betonkonstruktion, dessen die Donau überspannende Teile, aus den Halbfertigteilen hergestellt werden.

Somit stellte sich auch gleich eine Arbeitsverteilung dar, bei der das Ingenieurbüro die allgemeine Planung und statischen Berechnungen übernahm, das Architekturbüro die gestalterische Auslegung und das Institut für Betonkonstruktionen bei der Bemessung des Halbfertigteilquerschnittes und der Planung des Bauablaufes unterstützte.

Schließlich entstand ein durchdachtes und wirtschaftliches Projekt, das zur Begutachtung durch die Jury eingereicht wurde.

1.1 Ziel der Arbeit

Diese Diplomarbeit fasst einige Bearbeitungspunkte der TU-Wien im Zuge des Realisierungsbewerbes zusammen. Die Hauptaufgabe und somit auch der Zweck dieser Arbeit, bestand in der Weiterentwicklung der neuen Herstellungsart mit dünnwandigen Fertigteilen, sowie ihrer Umsetzbarkeit in der Baupraxis. Der Wettbewerbscharakter aus dem Realisierungsbewerb war dabei noch ein zusätzlicher Ansporn, da es sich um ein reales Projekt handelte und nicht um eine rein fiktive Betrachtung. Grob kann man 3 Aufgabengebiete unterteilen:

Querrichtung: Erfreulicherweise wurde bereits ein Versuch mit einem Querschnitt aus dünnwandigen Fertigteilen an der TU-Wien durchgeführt und so gab es schon Daten mit denen gearbeitet werden konnte. Das Last – Verformungs - Diagramm des Versuches zeigte ein nichtlineares Verhalten mit einigen Unstetigkeitsstellen. Um des Verhalten des Querschnittes besser zu verstehen war es deshalb unabdingbar die Ursachen dieser Unstetigkeiten mit einer EDV-unterstützten Vergleichsrechnung zu ergründen. Danach begann die eigentliche Arbeit für den Realisierungswettbewerb. Auf Basis der Erkenntnisse aus dem Versuch sollte ein Konstruktionsentwurf für die Bypass-Brücken ausgearbeitet werden. Das Ziel war schließlich die auf statischen Berechnungen aufbauende Vordimensionierung der Fertigteile – Bestandteile in Plänen wiederzugeben.

Längsrichtung: Auf die Überlegungen in Längsrichtung hatten die dünnwandigen Fertigteile zwar kaum Einfluss, aber für die Auslegung der Brücke ist die Längsrichtung natürlich der Hauptaspekt. Diesen Punkt übernahm in weiterer Folge das Ingenieurbüro FCP, aber bei der grundlegenden Entscheidung zwischen den Konstruktionsarten Durchlaufträger – Schrägseilbrücke wurden unterstützende Berechnungen durchgeführt.

Bauablauf: Beim Bauablauf kann diese Bauweise ihre Stärken ausspielen. Allerdings braucht es für einen reibungslosen Herstellungsprozess vorab einige Überlegungen um alle Eventualitäten abzudecken.

2 Voestbrücke

Die Daten zur Voestbrücke wurden aus Maximiliane Piseckers Diplomarbeit über die Donaubrücken im Raum Österreich und Bayern [1] und den Artikeln in der Zeitschrift *Der Stahlbau* [2], [3] und [4] entnommen.

Die 1972 fertiggestellte Voestbrücke ist eine sechsspurige Straßenbrücke (3 Spuren je Fahrtrichtung ohne Pannestreifen) und dient zur Überführung der Mühlkreisautobahn (A7). Im äußeren Bereich der Brücke wird der unmotorisierte Verkehr geführt. Daraus ergibt sich eine minimale Tragwerks Gesamtbreite von 34,86 m von denen je 12,5 m auf die Fahrbahnbereiche entfallen.

In der Draufsicht ist die Brücke gerade. Die Fahrbahn weist eine Querneigung von 1,5% auf und im Längsschnitt wurde eine leichte Kuppelausrundung hergestellt.

Der markante Punkt der Voestbrücke ist ohne Frage, der ungefähr 65 m aufragende Pylon mit seinen 3 zueinander parallelen, harfenförmigen Abspannungen auf beiden Seiten. Diese ermöglichen die große Spannweite von 215 m über der Donau. Auf der anderen Seite des Pylons, im Vorlandbereich, sind die Stützweiten mit 2-mal 60 m und 72 m deutlich geringer. Hier werden die Abspannungen an den Pfeilern beziehungsweise dem Widerlager verankert.

Der reine Stahlquerschnitt mit orthotroper Fahrbahnplatte besitzt 4 Hauptträger, die im Abstand von 8,4 m angeordnet sind und Höhen von 3,76 m bis 5,49 m aufweisen. In den Endbereichen der Stromöffnung wird zur Aufnahme der Torsionsmomente eine durchgehende Bodenplatte unter allen 4 Hauptträgern vorgesehen. Zur Queraussteifung sind alle 12 m Fachwerksquerscheiben, bei den Seileinleitungspunkten vollwandige Querscheiben ausgeführt.

Für den Brückenträger wurde, wie könnte es anders sein, großteils Voest-Feinkornbaustahl Alfort und St 44 (heute S 275) verwendet. Die Abspannungen bestehen aus je 22 bis 26, in 3 Lagen, rechteckig angeordneten Seilen. Die Seile haben einen Durchmesser von 69 mm und eine Nennfestigkeit von 1470 N/mm².

2 Voestbrücke

Aufgrund des ca. 111.800 kN großen Pylonauflegerdruckes muss das Fundament des Strompfeilers bis 7 m unter das Flussbett geführt werden. Alle anderen Pfeiler stehen auf 12 m bis 15 m langen Bohrfählen mit 90 cm Durchmesser.

Zur Herstellung der Voestbrücke mussten etwa 5.800 t Baustahl bewegt werden. Die Montage erfolgte vom Vorlandbereich aus im Freivorbau mit Schüssen von 12 m bis zum Strompfeiler. Nach dem Zusammenbau des Pylons konnte untere Zuhilfenahme der Abspannungen auch das große Donaufeld im Freivorbau errichtet werden.

Baubeginn war im Jahr 1969. Ende des Jahres 1972 wurde die Voestbrücke für den Verkehr freigegeben. Durch das hohe Verkehrsaufkommen von derzeit 100.000 Kfz/24h ist die Brücke stark belastet und muss in den nächsten Jahren saniert werden.

Abbildung 2.1 zeigt eine Skizze und Abbildung 2.2 eine Fotografie der Voestbrücke

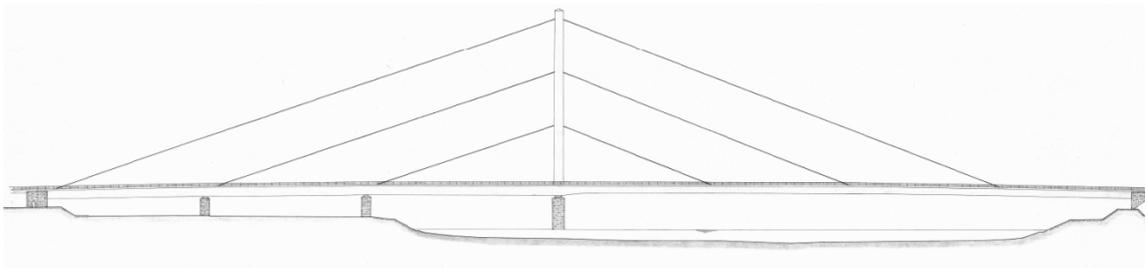


Abbildung 2.1: Voestbrücke – Skizze [5]



Abbildung 2.2: Voestbrücke – Fotografie [5]

3 EU-weiter, offener, 1 stufiger Realisierungswettbewerb

Sämtliche Angaben dieses Abschnittes beziehen sich auf den Auslobungstext der ASFINAG [5].

Am 18. November 2013 schrieb die ASFINAG Bau Management GmbH einen Realisierungswettbewerb für ein Entwurfskonzept für die „Bypass“ – Brücken aus. Die Teilnehmer hatten bis 17. Februar 2014 Zeit die geforderten Unterlagen einzureichen.

Aufgrund der geschätzten Auftragssumme musste der Realisierungswettbewerb europaweit als offener Wettbewerb ausgeschrieben werden. Die Entscheidung über das Siegerprojekt wurde anschließend in einer Entscheidungsstufe gefällt.

Ein wesentlicher Punkt der Ausschreibung stellte die Anonymität der Wettbewerbsteilnehmer dar. Hinweise auf das erstellende Unternehmen durften in keinen der Jury vorgelegten Unterlagen enthalten sein.

Teilnahmeberechtigt waren:

- Natürliche Personen, mit dem Hauptsitz ihrer Tätigkeit in einem Staat der EU, des EWR oder der Schweiz
- Juristische Personen, sofern deren satzungsgemäßer Gesellschaftszweck auf Planungsleistungen ausgerichtet ist, und einer der vertretungsbefugten Geschäftsführer, die an natürliche Personen gestellten Anforderungen erfüllt.

Eine Einschränkung der potentiellen Teilnehmer erfolgte durch die Festlegung der Wettbewerbssprache Deutsch, weil dadurch alle Unterlagen und Korrespondenzen in dieser Sprache verfasst werden mussten.

Das Ergebnis des Wettbewerbs wurde schließlich im März 2014 bekanntgegeben.

Im Folgenden werden die technischen und wirtschaftlichen Aspekte der Ausschreibungsunterlagen zusammengefasst.

3.1 Verkehrssituation

Die Voestbrücke mit ihrem Regelquerschnitt von 3+3 Fahrstreifen, ohne Pannestreifen, hat nach 40 Jahren unter Verkehr ihre technische Lebensdauer erreicht. Für die nun erforderliche Sanierung sollen 2 Bypass - Brücken errichtet werden, um den Verkehr während der Bauarbeiten aufrecht zu erhalten. Diese sollen nach Abschluss der Sanierung erhalten bleiben und den Verflechtungsbereich der alten Voestbrücke übernehmen, sodass auf dieser nur mehr der Durchzugsverkehr auf 2+2 Fahrstreifen mit Pannestreifen abgewickelt wird. Zudem besteht durch die Erhaltung der Bypass – Brücken im Falle weiterer Sanierungen eine bewährte Möglichkeit zur Verkehrsumleitung.

Um den Verkehr auch während der Bauzeit aufrecht zu erhalten ist es unerlässlich, dass der Querschnitt, der Bypass – Brücken, die Verkehrslast der Voestbrücke abwickeln kann. Somit muss es möglich sein, auf jeder Bypass – Brücke 3 Fahrstreifen unterzubringen. Nach Abschluss der Sanierung reicht für die Abwicklung des Verflechtungsverkehrs eine zweistreifige Verkehrsführung.

Auch der Fußgänger- und Radverkehr muss während der Sanierung über die Bypass – Brücken führen.

In Tabelle 3.1 sind die zuvor beschriebenen Verkehrssituationen dargestellt.

Tabelle 3.1: Veränderung der Verkehrssituation während der Sanierung

	Voestbrücke	Je Bypass - Brücke
Vor der Sanierung	3+3 Fahrstreifen ohne Pannestreifen (Durchzugs- und Verflechtungsverkehr) Fußgänger- und Radweg	In Planung / Im Bau
Während der Sanierung	Sanierung	3 Fahrstreifen ohne Pannestreifen (Durchzugs- und Verflechtungsverkehr) Fußgänger- und Radweg
Nach der Sanierung	2+2 Fahrstreifen mit Pannestreifen (Durchzugsverkehr) Radweg	2 Fahrstreifen ohne Pannestreifen (Verflechtungsverkehr) Fußgänger- und Radweg

3.2 Entwurfs – Randbedingungen

Die wesentlichen Punkte der Entwurfs – Randbedingungen sind:

- Durch die Instandsetzung wird das Erscheinungsbild der Voestbrücke keine Veränderung erfahren. Weiters ist die Voestbrücke kein Bestandteil dieses Wettbewerbs. Daher ist eine Veränderung der Bestandsbrücke untersagt. Die Bypass – Brücken und die Voestbrücke sollen eine stimmige Gesamtheit bilden.
- Die Bypass - Brücken müssen während der Sanierung die volle Verkehrslast der Voestbrücke übernehmen (d.h. 3 Fahrstreifen). Danach werden die Fahrstreifen auf 2 reduziert. Die Abmessungen des Regelquerschnittes Abbildung 3.1 sind einzuhalten.
- Der Mindestabstand zur Bestandsbrücke darf 6 m nicht unterschreiten.
- Geh- und Radweg sind mit einer Mindestbreite von 3 m vorzusehen.

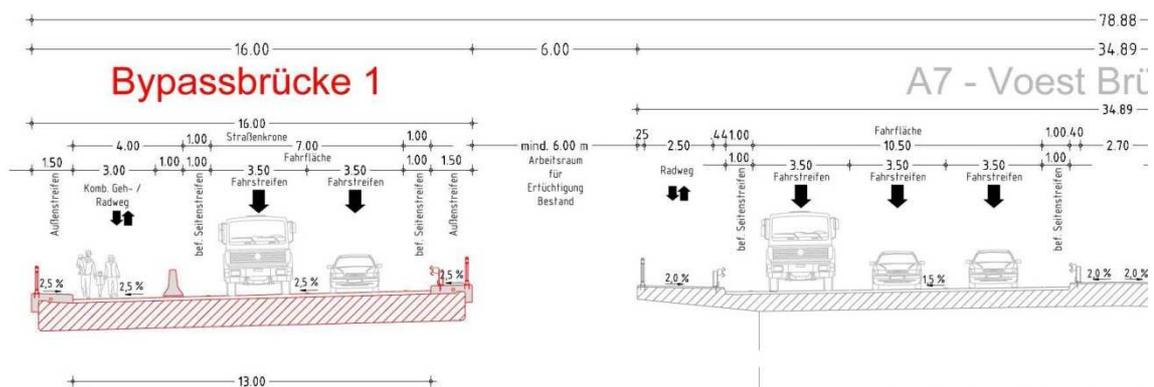


Abbildung 3.1: Regelquerschnitt der Bypass – Brücken nach der Sanierung [5]

- Für die Aufrechterhaltung der Schiffbarkeit darf die Brückenunterkante über eine Breite von 100 m, auch während der gesamten Bauzeit, die Marke von 260,17 m über A. (höchster Schifffahrtswasserstand (HSW2010) + 8 m) nicht unterschreiten.
- Einschränkungen des Hochwasserabflussquerschnittes, die über punktuelle Baumaßnahmen hinausgehen, sind zu vermeiden.
- Lärmschutzkonzepte sind kein Bestandteil dieses Wettbewerbes, es sollte jedoch darauf geachtet werden, dass in den Wettbewerbsarbeiten die Möglichkeit der technischen Integration deutlich gemacht wird.
- Einhaltung des „Leitkonzept Gestaltung Brücke“ der ASFINAG

3.3 Kosten und Termine

Das Gesamthonorar für die Planungstätigkeit darf maximal 2.968.000 € betragen. Für den Wettbewerb ist das Honorarangebot nicht relevant. Vor der Vergabe der Leistung findet mit dem Sieger des Wettbewerbes ein Gespräch bezüglich des Honorars statt. Kommt es aufgrund von Leistungsänderungen zu einer Überschreitung des maximalen Honorars, ist die auslobende Stelle berechtigt, die Verhandlung abubrechen und den Zweitplazierten zu kontaktieren.

Für die Kosten der Brückenkonstruktionen gibt es keine Vorgaben. In den Beurteilungskriterien wird die Wirtschaftlichkeit und Umsetzbarkeit erst als letzter Punkt nach der Gestaltungsqualität und der Funktionalität genannt. Vor dieser Auflistung wird explizit darauf hingewiesen, dass die Reihenfolge auch die Bedeutung der einzelnen Punkte widerspiegelt. Weiteres wird in der Bezeichnung der Unterpunkte zur Wirtschaftlichkeit nur von Angemessenheit gesprochen. Die angebotene Lösung soll wirtschaftlich und somit umsetzbar sein.

Wie bei den Kosten gibt es auch bei den Terminen viel Planungsspielraum. Es wurden nur einige Eckdaten genannt:

Die Planung ist zeitgerecht abzuschließen, sodass für alle Bauabläufe und damit zusammenhängenden Maßnahmen eine ausreichend lange Vorlaufzeit eingehalten werden kann.

Die Errichtung der Bypass – Brücken ist für den Zeitraum von 2017 bis 2019 geplant.

Anschließend erfolgt die Sanierung der Voestbrücke bis 2020.

Eine uneingeschränkte Benutzung durch den Verkehr wird ab 2021 angestrebt.

3.4 Abzugebende Unterlagen

Da es sich um einen anonymen Wettbewerb handelt, darf aus keiner der technischen Unterlagen ein Rückschluss auf das einreichende Unternehmen ableitbar sein. Im Wesentlichen lassen sich die abzugebenden Unterlagen in 5 Gruppen einteilen:

- 1) Plandarstellungen: Auf 5 Plakaten sollen die wichtigsten Konstruktionselemente dargestellt und beschrieben werden. Diese Visualisierungen stellen einen wesentlichen Faktor für die Entscheidungsfindung der Jury dar. Nach Bekanntgabe der Ergebnisse des Wettbewerbes werden sie im Zuge einer Ausstellung der Öffentlichkeit zugänglich gemacht. Die Plakate sollen folgendes darstellen:
 - Lageplan inklusive Auf- und Zufahrten
 - Grundriss, Ansichten und Schnitte des Brückenprojektes
 - Regelquerschnitte
 - Schaubilder der vorgegebenen Pflichtperspektiven
 - Die letzte Darstellung ist von den Teilnehmern frei wählbar.
- 2) Technischer Bericht: Hierin soll das gestalterische Konzept, das Bauwerk und die Brückenausrüstung beschrieben werden. Weiters sind Überlegungen zur geplanten Herstellungsart und die Instandhaltung anzugeben. Zusätzlich sind Berechnungen zur Massenermittlung und eine Vorstatik anzufertigen. Aufgrund des großen Umfangs dieser Unterlagen, kann der Jury nicht zugemutet werden den technischen Bericht bei allen Projekten zu lesen. Deshalb wird er während der Vorprüfung aufbereitet und den Jurymitgliedern als zusätzliche Informationen im Zuge der Bewertungssitzung präsentiert.
- 3) Abschätzung der Baukosten: Hierfür wird von der ausschreibenden Stelle eine Vorlage erstellt, die von den Wettbewerbsteilnehmern auszufüllen ist.
- 4) Verfasserbrief: Dieser wird erst nach der Ermittlung der Platzierungen geöffnet um die Identität der prämierten Projekte festzustellen. Außerdem sind hier auch der Nachweis der Befugnis und Referenzprojekte beizulegen.
- 5) Honorarangebot

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Wie bereits in der Einleitung erwähnt, konnte das Ingenieurbüro FCP Fritsch, Chiari & Partner ZG GmbH für die an der TU-Wien entwickelte Brückenbauweise mit dünnwandigen Fertigteilen begeistert werden. Gemeinsam mit dem Architekturbüro Treusch architekture ZT, das die gestalterische Ausbildung der Brücke übernahm, ging es nun darum, diese im Brückenbau noch nie verwendete Bauweise entsprechend zu untersuchen und aufzubereiten, sodass der Wettbewerbsjury ein plausibler und umsetzbarer Entwurf vorgelegt werden konnte.

Aufgrund der großen Erfahrung von FCP übernahmen das Ingenieurbüro alle für den Wettbewerb nötigen Aufgaben, wie zum Beispiel:

- Statische Berechnungen der Brücke, inklusive Spannkabelführungen sowohl für den Bauzustand, als auch für den Endzustand
- Plandarstellungen
- Daten zur Wirtschaftlichkeit inklusive Lebenszykluskosten
- Ausarbeitung der einzureichenden Unterlagen

Die Hauptaufgabe der TU-Wien bestand in der Berechnung und Auslegung der Brückenelemente für die Bauzustände und damit einhergehenden Betonierlasten. Weiters wurde sie auch in der Formfindungsphase (Schräggabelbrücke – Durchlaufträger) eingebunden um die Konstruktionsart der Brücke festzulegen. Einen wesentlichen Einfluss auf die Brückenelemente haben die Bauphasen der Brückenerrichtung, wodurch auch diese mit ausgearbeitet wurden.

Im Folgenden werden die Lösungswege und Ergebnisse dieser Aufgaben erörtert.

4.1 Brückenquerschnitt

Die ersten Überlegungen zur Verwendung dünnwandiger Fertigteile für den Brückenbau gab es im Zuge der Entwicklung des Brückenklappverfahrens [6] [7]. Durch Verringerung des Gewichts, der aufzuklappenden Brückensegmente, sollte die Wirtschaftlichkeit dieses Herstellungsverfahrens verbessert werden. Begonnen wurde mit dünnwandigen Fertigteilen aus Doppelwänden für Plattenbalkenbrücken [8] [9], bei denen auch bereits in Versuchen positive Resultate erzielt werden konnten. Im Zuge der Weiterentwicklung des Verfahrens gingen die Ideen in Richtung Hohlkastenquerschnitt [10]. Um auch hier eine Gewichtsreduktion zu erzielen, sollten ebenfalls dünnwandige Fertigteile Verwendung finden. Zwar gibt es noch keine Versuche mit dem Brückenklappverfahren, allerdings wurden theoretische und praktische Untersuchungen an einem Versuchsquerschnitt vorgenommen. Selbstverständlich soll diese Art der Hohlkastenherstellung nicht nur dem Klappbrückenverfahren vorbehalten bleiben, sondern kann für viele andere Anwendungsgebiete verwendet werden [11].

Zum Beispiel kann der Spannbeton – Brückenbau mit dieser Technologie auch in Bereichen, die zuvor hauptsächlich dem Stahlbau vorbehalten waren, wirtschaftliche Lösungsansätze anbieten. Bei dem gegenwärtigen Projekt müsste zum Beispiel das Freihalten des beschiffbaren Bereichs, während der Bauzeit mit einer Schalung für den freien Vorbau, genauer untersucht werden. Mit der Teilfertigteilösung braucht es hingegen keine Rüst- und Schalungskonstruktion und die Brückenelemente können wie bei Stahlkonstruktionen einfach eingeschwommen und versetzt werden. Die auskragenden Teile der Fahrbahn können anschließend, zum Beispiel mit der ParaTop Schalung der Firma doka [12], mit geringem Schalungsaufwand hergestellt werden. Dabei ist es möglich, auf dem fertigen Hohlkasten, bereits die benötigten Materialien anzuliefern und abzulegen.

Für die Herstellung der Brückenelemente werden nur Standard - Fertigteilenelemente des Hochbaus verwendet [13]. Somit entstehen keine zusätzlichen Kosten durch spezielle Anforderungen an das Fertigteilwerk.

Die obere Platte besteht aus Elementdecken. Hier gibt es einen kleinen Unterschied zu den klassischen Elementen im Hochbau. Die Gitterträger werden in Querrichtung des Fertigteils (spätere Brückenlängsrichtung) eingelegt. Um die Betonierlast der

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Fahrbahnplatte aufnehmen zu können muss in Längsrichtung des Elementes ein modifizierter Gitterträger mit einem verstärkten Obergurt eingelegt werden. Diese Abänderungen der Gitterträgerausrichtung verändern den Ablauf der Fertigteilherstellung jedoch nicht und deshalb entstehen nur durch den erhöhten Materialbedarf der Einlagen etwas höhere Kosten. Abbildung 4.1 zeigt diesen Unterschied. Die größere Anzahl an Gitterträger rührt allerdings auch daher, dass im Brückenbau viel höhere Lasten, als im Hochbau auftreten.

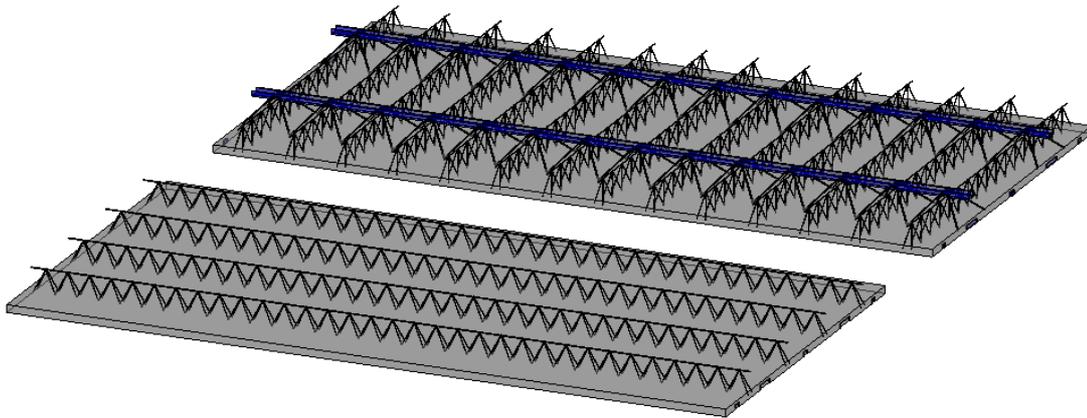


Abbildung 4.1: Elementdecke für Hohlkasten (oben) beziehungsweise Hochbau (unten)

Für die Stegelemente werden Doppelwandelemente verwendet. Der Abstand zwischen den Wandelementen kann wie im Hochbau üblich mit Gitterträgern, oder durch KAP Wellträger sichergestellt werden. Zu beachten ist allerdings, dass derzeit herstellungsbedingt nur eine maximale Stegbreite von 50 cm möglich ist.

Die untere Platte wird am Vormontageplatz für die einzelnen Brückenelemente durchgehend in Ortbeton hergestellt. Auch sie erhält zur Aufnahme der späteren Betonierlasten eine in Querrichtung verlaufende Verstärkung mit modifizierten Gitterträgern. Eine Verbindung zu den Stegfertigteilen wird durch das Ausbetonieren des unteren Bereiches der Doppelwände erzielt.

4.1.1 Nachrechnen des Versuchs

Zur Überprüfung der Tragwirkung des Halbfertigteils wurde ein Probeelement hergestellt und einer Versuchsbelastung unterzogen. Im Folgenden wird versucht, mit dem Stabwerksprogramm R-Stab 7, die Probebelastung nachzubilden um die Kräfte in den Querschnittsteilen auswerten zu können und Rückschlüsse auf das Tragverhalten des Probekörpers zu gewinnen.

Für Berechnungen wurden die Normen EN 1992-1-1 [15] und EN 1993-1-1 [16] sowie das Skriptum zur Vorlesung Betonbau 1 [17] (im folgenden als Eurocode 2, Eurocode 3 und Betonbauskript bezeichnet) verwendet.

4.1.1.1 Versuchsaufbau

Eine genauere Erklärung des Versuchsaufbaues ist in der Projektarbeit von Johannes Weilhartner [14] enthalten. Die für die Nachrechnung wichtigsten Punkte werden hier zusammengefasst.

In Abbildung 4.2 ist der Versuchsaufbau dargestellt. Die von Hohlkolbenpressen erzeugte Kraft wird mittels Gewindestangen auf das Brückenelement aufgebracht. Um diese möglichst gleichmäßig zu verteilen wurden DOKA-Träger und Kanthölzer untergelegt. Die Kraftmessung erfolgte über an den Gewindestangen angeschlossene Kraftmessdosen. Die Durchbiegungen der oberen und unteren Platte wurden im Abstand von 1,30 m von der Steginnenkante, sowie in der Mitte des Fertigteilquerschnittes gemessen.

Abbildung 4.2: Versuchsaufbau [14]

13

4.1.1.2 Modellierung der oberen Platte

In Abbildung 4.3 sind die Abmessungen des Stabwerkmodells der oberen Platte dargestellt.

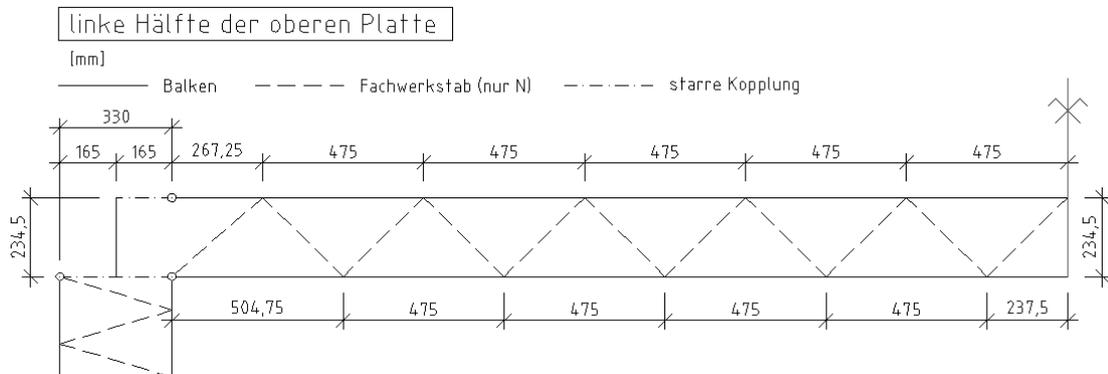


Abbildung 4.3: Abmessungen des Stabwerkmodells der oberen Platte

Die 4 wesentlichen Konstruktionselemente sind:

- Obergurt als U-Profil (Balkenstab)
- Fachwerksdiagonalen (Fachwerkstab nur N)
- Untergurt aus Beton Fertigteilenelementen (Balkenstab)
- Anschluss an die Doppelwandelemente des Steges mittels I-Träger

Spezielle Überlegungen zum Verhalten der Elemente werden im Folgenden behandelt.

4.1.1.2.1 Obergurt als U-Profil

Der Obergurt wird als U-Profil der Größe U80 und der Stahlgüte S235J0 als Balkenstab modelliert.

4.1.1.2.2 Fachwerksdiagonale

Die Diagonalen sind je 2 Bewehrungsstäbe mit 10 mm Durchmesser. Im Modell werden sie als Fachwerksstäbe, die nur Normalkräfte aufnehmen können, modelliert. Das Problem bei dieser Annahme stellt die Unterschätzung der Knicklast dar. Erstens wird vernachlässigt, dass die Diagonalen noch teilweise im Betonfertigteil einbetoniert sind und zweitens entsprechen die tatsächlichen Lagerungsbedingungen nicht der gelenkigen Lagerung des statischen Modells.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Im Modell ergibt sich die Knicklast pro Bewehrungsstab folgendermaßen:

$$\text{Querschnitt: } A = \frac{10^2 \cdot \pi}{4} = 78,54 \text{ mm}^2 \quad I = \frac{10^4 \cdot \pi}{64} = 490,87 \text{ mm}^4 \quad (4-1)$$

$$\text{Werkstoff: } E = 200.000 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yk} = 550 \text{ N/mm}^2$$

Die Knicklänge im Modell beträgt aufgrund der beidseitigen gelenkigen Lagerung:

$$l_k = \sqrt{(475/2)^2 + 234,5^2} = 334 \text{ mm} \quad (4-2)$$

Die Bemessung der Knicklast erfolgt nach Eurocode 3 [16]. Für runde Vollquerschnitte ist Knicklinie c maßgebend.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_k^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 490,87}{334^2} = 8.685,7 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{78,54 \cdot 550}{8.685,7}} = 2,23; \quad \alpha_{\text{Knicklinie c}} = 0,49 \quad (4-3)$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(2,23 - 0,2) + 2,23^2] = 3,48$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{3,48 + \sqrt{3,48^2 - 2,23^2}} = 0,16$$

$$N_{b,Rk} = A \cdot f_{yk} \cdot \chi = 78,54 \cdot 550 \cdot 0,16 = 6.911 \text{ N} = 6,9 \text{ kN}$$

Die Knicklast im Modell ergibt sich zu 6,9 kN/Bewehrungsstab, was aufgrund der falschen Knicklänge viel zu klein ist. Zur Bestimmung der realen Knicklänge muss zuerst die freie Länge der Diagonalen ermittelt werden. Anhand von Abbildung 4.4 kann diese Berechnung nachvollzogen werden.

Zuerst wird die schräge Länge im Grundriss ermittelt:

$$l_1 = \sqrt{100^2 + 237,5^2} = 257,7 \text{ mm} \quad (4-4)$$

Nun kann im Schnitt 1-1 die Gesamtlänge der Diagonalen errechnet werden:

$$l_2 = \sqrt{257,7^2 + 234,5^2} = 348,4 \text{ mm} \quad (4-5)$$

Da ein Teil dieser Länge von Beton umschlossen ist und somit nicht ausknicken kann, muss folgender Anteil noch abgezogen werden:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{234,5}{257,7}\right) = 42,3^\circ \Rightarrow l_3 = \frac{35}{\sin(42,3)} = 52 \text{ mm} \quad (4-6)$$

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Daraus folgt die freie Länge der Diagonalen:

$$l_f = l_2 - l_3 = 348,4 - 52 = 296,4 \text{ mm} \quad (4-7)$$

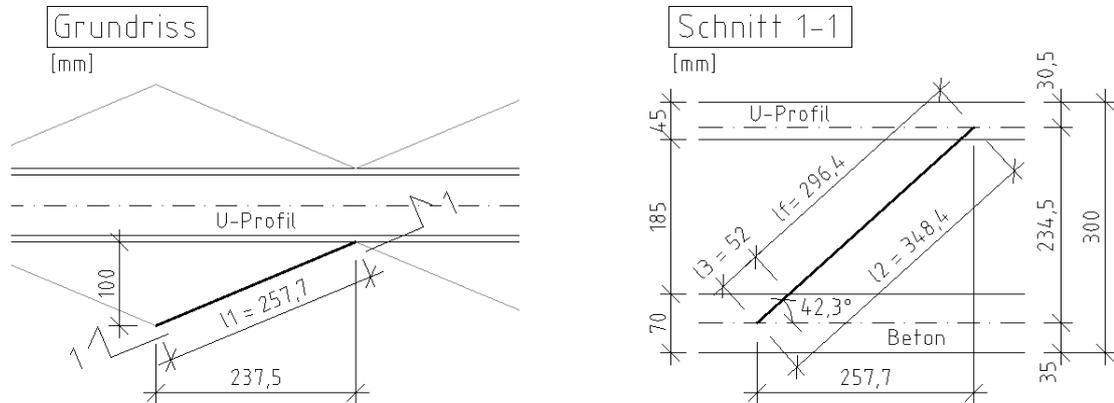


Abbildung 4.4: Ermittlung der freien Länge der Diagonalen

Der nächste Punkt ist die Betrachtung der Lagerungsbedingungen. Der untere einbetonierte Bereich hat die Wirkung einer Einspannung, der obere mit dem U-Profil verschweißte Bereich ist weicher als eine Volleinspannung. Somit liegt der gegenwärtige Knickfall zwischen Eulerfall 3 und 4.

$$0,5 \cdot l_f < l_k < 0,7 \cdot l_f \Rightarrow \text{gewählt } l_k \approx 0,55 \cdot l_f = 0,55 \cdot 296,4 = 163 \text{ mm} \quad (4-8)$$

Mit dieser Knicklänge wird nun die reale Knicklast errechnet. Die Werkstoff- und Querschnittswerte bleiben dieselben, wie zuvor unter (4-1).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_k^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 490,87}{163^2} = 36.469 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{78,54 \cdot 550}{36.469}} = 1,09; \quad \alpha_{\text{Knicklinie } c} = 0,49$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(1,09 - 0,2) + 1,09^2] = 1,31 \quad (4-9)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,31 + \sqrt{1,31^2 - 1,09^2}} = 0,49$$

$$N_{b,Rk} = A \cdot f_{yk} \cdot \chi = 78,54 \cdot 550 \cdot 0,49 = 21.166 \text{ N} = 21,2 \text{ kN}$$

Die tatsächliche Knicklast pro Stab -21,2 kN- ist wesentlich höher als jene, die sich aus dem Modell ergeben würde -6,9 kN-. Im Modell bilden immer 2 Diagonalen einen Fachwerksstab damit liegt die Knicklast bei 42,4 kN.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Beim Berechnungsvorgang wird nach jeder Laststufe die Normalkraft in den Diagonalen mit der realen Knicklast verglichen. Solange sie darunter liegt, bleibt das Modell stabil, auch wenn laut RStab bereits ein Ausknicken stattgefunden hätte.

4.1.1.2.3 Betonfertigteil

Bei den Betonfertigteilen stellen die Materialparameter eine gewisse Unsicherheit dar. Laut Oberdorfer-Produktbeschreibung entspricht der Beton einer Güteklasse C25/30, erfahrungsgemäß liegen die Festigkeiten aber deutlich darüber. In der Baupraxis ist diese Überhöhung selbstverständlich gerne gesehen, da sie zusätzliche Sicherheit bringt, für die Nachrechnung des Versuches stellt sie jedoch ein Problem dar. Bei der Erstprüfung des Betons, der für die Fertigteilherstellung benutzt wird, wurde eine Würfeldruckfestigkeit von $49,3 \text{ N/mm}^2$ erreicht (Erstprüfungsprotokoll siehe Anhang A). Deshalb wird für die nachfolgende Versuchsberechnung von einem Beton der Güte C 35/45 ausgegangen. Daraus ergeben sich folgende Werte für die Festigkeiten und Steifigkeit:

$$f_{ck} = 3,5 \text{ kN/cm}^2 \quad f_{ctm} = 0,32 \text{ kN/cm}^2 \quad E_{cm} = 3.400 \text{ kN/cm}^2 \quad (4-10)$$

Gemeinsam mit dem U-Profil wirkt das Betonfertigteil wie ein Plattenbalken. Die mitwirkende Breite wird nach Eurocode 2 [15] ermittelt:

$$l_0 = 528,45 \text{ cm (gesamte Feldlänge)}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}; \quad b_1 = b_2 = b - b_w = \frac{200 - 30}{2} = 85 \text{ cm}$$

$$b_{eff,1,2} = 0,2 b_{1,2} + 0,1 l_0 = 0,2 \cdot 85 + 0,1 \cdot 528,45 = 70 \text{ cm} < 0,2 \cdot l_0 = 106 \text{ cm} \quad (4-11)$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 70 + 30 = 170 \text{ cm} < b = 200 \text{ cm}$$

Im Auflagerbereich muss sich die mitwirkende Breite erst entwickeln. Ausgehend von der Kontaktfläche mit dem IPE-Träger Anschlussbereich an das Doppelwandelement von 16 cm nimmt sie mit 38° zu und erreicht somit nach 97,9 cm ihre volle Breite. Dies ist in Abbildung 4.5 dargestellt.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

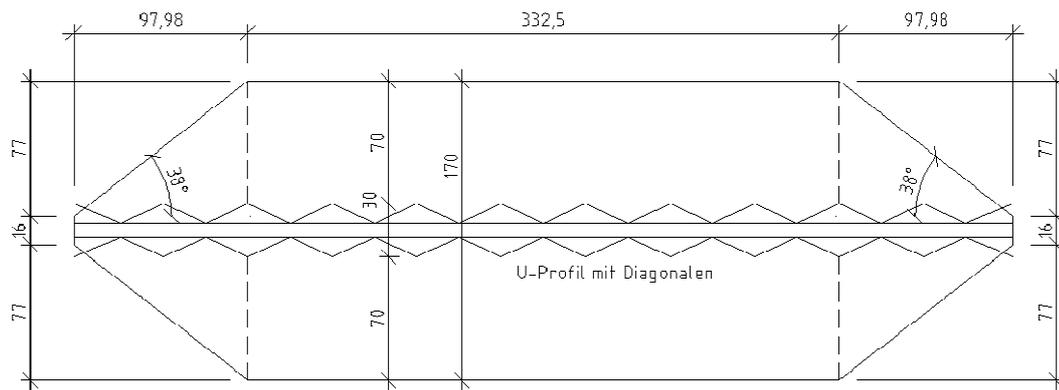


Abbildung 4.5: Mitwirkende Plattenbreiten

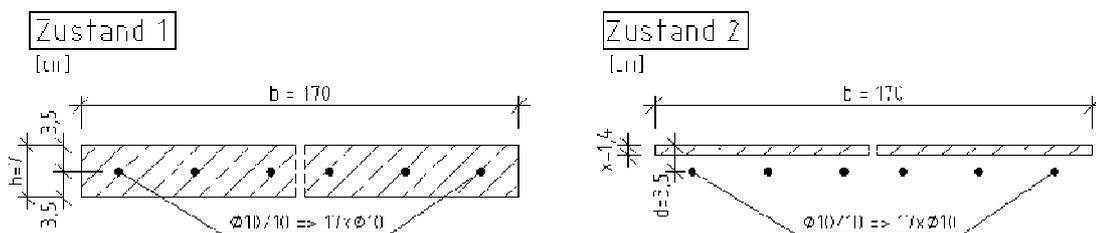


Abbildung 4.6: Betonquerschnitt in Zustand 1 und 2

Zusätzlich kommen bei dem Betonquerschnitt noch die unterschiedlichen Steifigkeiten im Zustand 1 und 2 hinzu. Im Zustand 1 wird er als Balkenstab mit einer Breite von 170 cm und einer Höhe von 7 cm modelliert (Abbildung 4.6). Die eingelegte Bewehrung im Bereich der mitwirkenden Breite, insgesamt 17 Bewehrungsstäbe im Abstand von 10 cm - Ø10/10 -, liegt genau in der Mitte des Querschnittes und wirkt deshalb nur bei der Normalkraft mit.

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c} = \frac{20.000}{3.400} = 5,88$$

$$A_i = A_c + A_s \cdot (\alpha_s - 1) = 170 \cdot 7 + 17 \cdot \frac{1^2 \cdot \pi}{4} (5,88 - 1) = 1.255 \text{ cm}^2$$

(4-12)

$$I_i = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{170 \cdot 7^3}{12} = 4.859 \text{ cm}^4$$

$$W_i = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{170 \cdot 7^2}{6} = 1.388 \text{ cm}^3$$

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Durch die kombinierte Momenten- und Normalkraftbeanspruchung wird zur besseren Veranschaulichung ein Interaktionsdiagramm erstellt (Abbildung 4.7). Basierend auf der bekannten Formel zur linear elastischen Spannungsberechnung

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \quad (4-13)$$

kann durch Festlegen der zulässigen Spannung (hier $\sigma = f_{ctm} = 0,32 \text{ kN/cm}^2$) und Umformen, die aufnehmbare Normalkraft (N_{zul}) in Abhängigkeit vom Moment dargestellt werden.

$$N_{zul} = A_i \cdot \left(f_{ctm} - \frac{M}{W_i} \right) \quad (4-14)$$

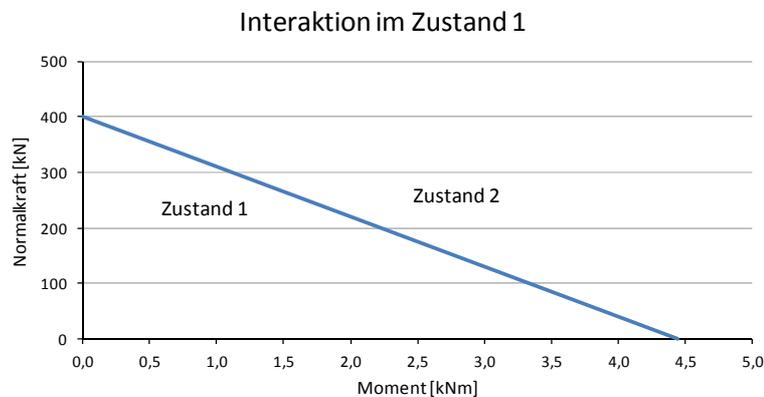


Abbildung 4.7: Momenten – Normalkraft Interaktion

Beim Überschreiten der Linie tritt der erste Riss auf und der Betonquerschnitt geht in den Zustand 2 über. Dadurch ändern sich die Steifigkeiten im gerissenen Bereich. Um dies im Berechnungsmodell abzubilden, werden nun die Querschnittswerte für den Zustand 2 ermittelt.

Die Berechnung erfolgt mithilfe der Formeln aus dem Betonbauskript [17]. Diese gelten zwar für den Fall der reinen Biegung mit linear elastischen Materialverhalten, sollten aber auch für diese Beanspruchung ausreichend genaue Ergebnisse liefern.

$$x = \frac{\alpha_s A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d}{\alpha_s A_s}} - 1 \right) = \frac{5,88 \cdot 13,4}{170} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 170 \cdot 3,5}{5,88 \cdot 13,4}} - 1 \right) = 1,4 \text{ cm} \quad (4-15)$$

$$I_{II} = \frac{bx^3}{3} + A_s \alpha_s (d - x)^2 = \frac{170 \cdot 1,4^3}{3} + 13,4 \cdot 5,88 \cdot (3,5 - 1,4)^2 = 502 \text{ cm}^4$$

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Für die Aufnahme von Zugnormalkräften wird nur mehr die Fläche der Bewehrung herangezogen.

$$A_{II} = A_s \cdot \alpha_s = 13,4 \cdot 5,88 = 78,80 \text{ cm}^2 \quad (4-16)$$

Schon in Abbildung 4.6 ist zu erkennen, dass der Querschnitt durch den Übergang in den Zustand 2 deutlich an Steifigkeit verliert (etwa 90%). Für den Berechnungsvorgang hat dies folgende Auswirkungen:

Nach jeder Laststufe werden die Zugspannungen im Betonquerschnitt errechnet und überprüft ob der Zustand 1 noch eingehalten wird. Sobald der Beton reißt, werden die Steifigkeiten der jeweiligen Bereiche auf den Zustand 2 geändert und die höheren Laststufen an diesem neuen, weicheren System ermittelt.

4.1.1.2.4 Anschluss an die Seitenwände

Die Betonfertigteillemente liegen am inneren Element der Doppelwandelemente auf. Dies entspricht einer gelenkigen Lagerung.

Der Anschluss des Obergurt – U Profils erfolgt über ein IPE 330 Trägerstück. Um im Stabwerksmodell die Abmessungen und Wege der Kräfte entsprechend abzubilden werden starre Kopplungen eingeführt. Dies ist in Abbildung 4.8 veranschaulicht.

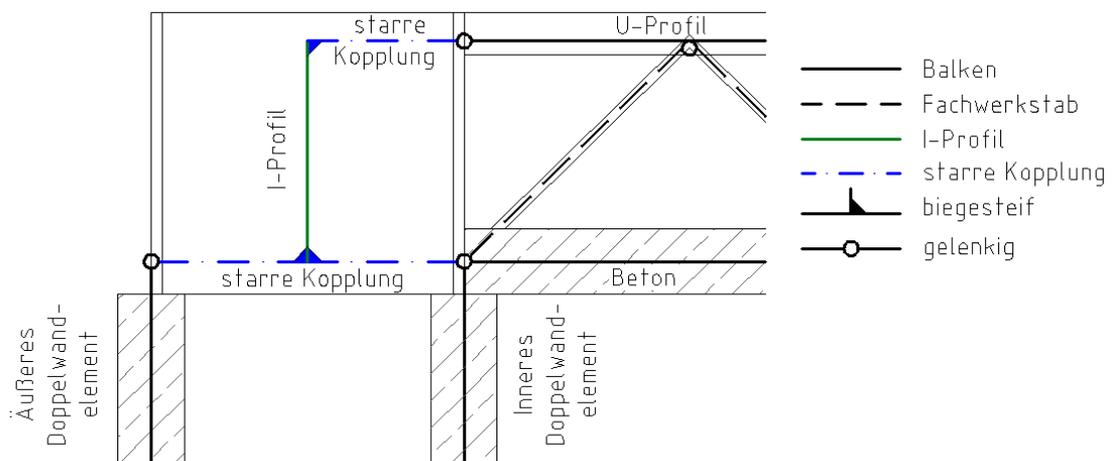


Abbildung 4.8: Anschluss an die Doppelwandelemente

4.1.1.3 Modellierung der Stegelemente

Abbildung 4.9 zeigt die Modellierung der Stegelemente. Diese bestehen aus Doppelwandelementen. Als Abstandhalter der beiden Betonelemente wurden Gitterträger eingelegt. Beim Anschluss an die obere Platte werden die Zugkräfte mit zusätzlichen Bewehrungsstäben in die Doppelwand eingeleitet.

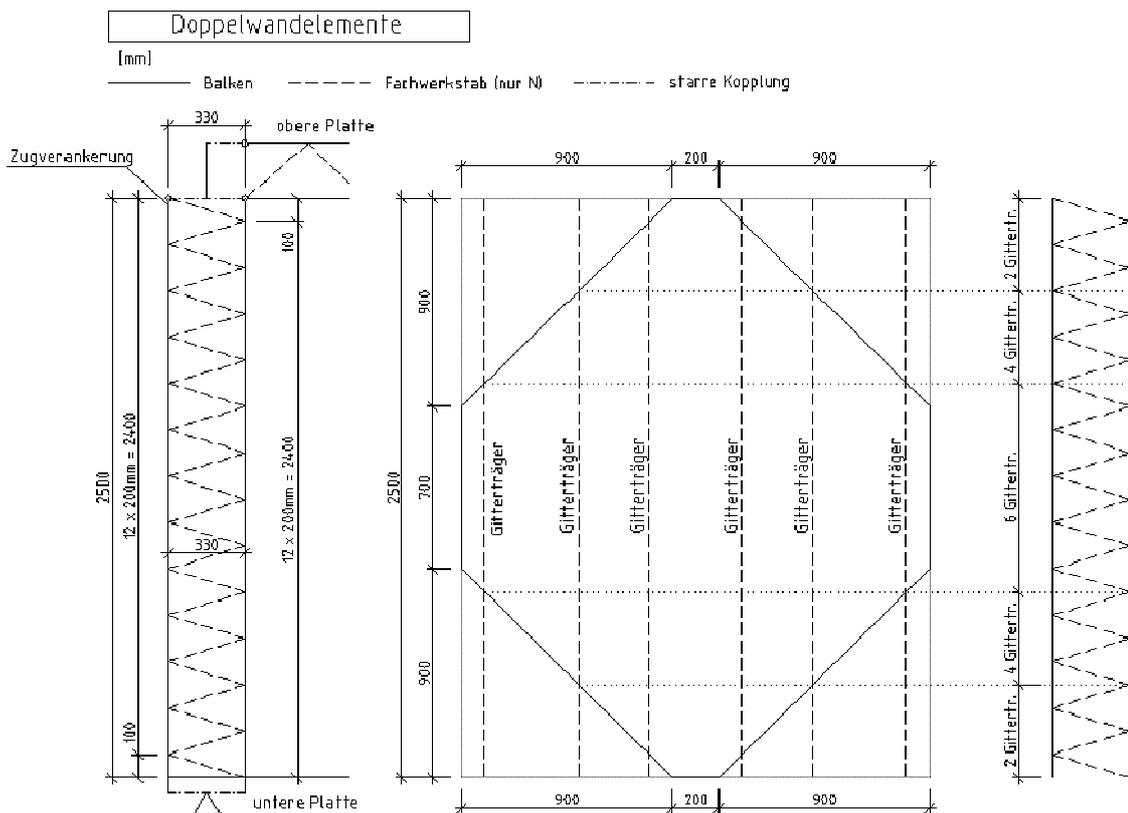


Abbildung 4.9: Stegelement

4.1.1.3.1 Betonelement

Die Betonelemente der Doppelwand werden als Balken mit einer Dicke von 7 cm und einer Betongüte von C 35/45 modelliert. Die Lastenleitung in die Betonteile erfolgt oben und unten, konzentriert auf einer Breite von 20 cm und breitet sich dann im Winkel von 45° auf die volle Querschnittsbreite aus.

Im Bereich des Anschlusses der oberen Platte muss die Zugverankerung genauer betrachtet werden. Diese erfolgt mit 6 $\varnothing 10$ Bewehrungsstäben, die eine Länge von 40 cm haben. Somit steht eine Verbundfläche (Mantelfläche der Bewehrungsstäbe) von 754 cm^2 zur Verfügung.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

$$A_{Verbund} = 6 \cdot (\phi \cdot \pi \cdot l) = 6 \cdot (1,0 \cdot \pi \cdot 40,0) = 754 \text{ cm}^2 \quad (4-17)$$

Die maximale Verbundfestigkeit des Betons darf nach Eurocode 2 [15] folgendermaßen ermittelt werden:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{ct,0,05k}}{\gamma_c} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,22}{1,5} = 0,33 \text{ kN/cm}^2 \quad (4-18)$$

$$F_{bd} = A_{Verbund} \cdot f_{bd} = 754 \cdot 0,33 = 249 \text{ kN}$$

Die einzuleitende Zugkraft darf bei keiner Laststufe diese 249 kN überschreiten.

4.1.1.3.2 Fachwerksdiagonalen

Die Diagonalen der Gitterträger werden als Fachwerksstäbe modelliert. Sie bestehen bei jedem Gitterträger aus 2 $\emptyset 7$. Da keine große Belastung auf die Diagonalen der Doppelwände entsteht, werden sie für das Modell zu einem Rundstab mit äquivalenter Querschnittsfläche zusammengefasst. In Abbildung 4.9 ist zu erkennen, dass in den Bereichen der Lasteinleitung nicht alle Gitterträger im aktivierten Bereich liegen. Deshalb erfolgt eine Abstufung der Querschnitte. Für die ersten 4 Diagonalen werden 2 Gitterträger und die nächsten 4 Diagonalen 4 Gitterträger berücksichtigt.

$$2 \text{ GT: } A_{2GT} = 2 \cdot \left(2 \cdot \frac{0,7^2 \cdot \pi}{4} \right) = 1,54 \text{ cm}^2 \rightarrow d_{\text{äqu},2GT} = \sqrt{\frac{1,54 \cdot 4}{\pi}} = 1,4 \text{ cm}$$

$$4 \text{ GT: } A_{4GT} = 4 \cdot \left(2 \cdot \frac{0,7^2 \cdot \pi}{4} \right) = 3,08 \text{ cm}^2 \rightarrow d_{\text{äqu},4GT} = \sqrt{\frac{3,08 \cdot 4}{\pi}} = 2,0 \text{ cm} \quad (4-19)$$

$$2 \text{ GT: } A_{6GT} = 6 \cdot \left(2 \cdot \frac{0,7^2 \cdot \pi}{4} \right) = 4,62 \text{ cm}^2 \rightarrow d_{\text{äqu},6GT} = \sqrt{\frac{4,62 \cdot 4}{\pi}} = 2,4 \text{ cm}$$

4.1.1.4 Modellierung der Bodenplatte

Die Bodenplatte besteht aus einem gevouteten Plattenbalken und einer 7 cm dicken Platte, bei der wieder die mitwirkende Breite zu berücksichtigen ist (Abbildung 4.10). Im Gegensatz zur oberen Platte kann aufgrund der Einspannung die komplette mitwirkende Breite bereits im Auflagerbereich genutzt werden. Allerdings muss beachtet werden, dass sich das l_0 im Einspannbereich und der Feldmitte unterscheidet.

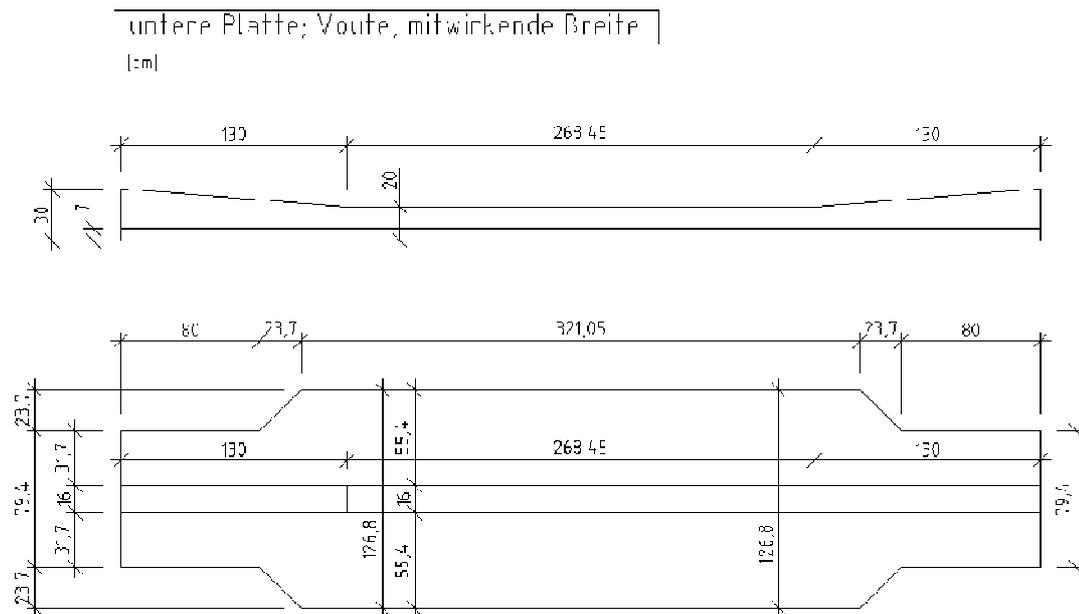


Abbildung 4.10: Voute des Überzugs und mitwirkende Breite der unteren Platte

Im Einspannbereich ergibt sich die mitwirkende Breite zu:

$$l_0 = 2 \cdot 0,15 \cdot 528,45 = 158,5 \text{ cm}$$

$$b_w = 16 \text{ cm}; b_1 = b_2 = b - b_w = \frac{200 - 16}{2} = 92 \text{ cm}$$

$$b_{eff,1,2} = 0,2 b_{1,2} + 0,1 l_0 = 0,2 \cdot 92 + 0,1 \cdot 158,5 = 34,25 \text{ cm} \quad (4-20)$$

$$< 0,2 \cdot l_0 = 31,7 \text{ cm} \rightarrow b_{eff,1,2} = 31,7 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 31,7 + 16 = 79,4 \text{ cm} < b = 200 \text{ cm}$$

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Im Feldbereich:

$$l_0 = 0,7 \cdot 528,45 = 369,9 \text{ cm}$$

$$b_w = 16 \text{ cm}; \quad b_1 = b_2 = b - b_w = \frac{200 - 16}{2} = 92 \text{ cm}$$

$$b_{eff,1,2} = 0,2 b_{1,2} + 0,1 l_0 = 0,2 \cdot 92 + 0,1 \cdot 369,9 = 55,4 \text{ cm} \quad (4-21)$$

$$< 0,2 \cdot l_0 = 74 \text{ cm} \rightarrow b_{eff,1,2} = 55,4 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 55,4 + 16 = 126,8 \text{ cm} < b = 200 \text{ cm}$$

Der Überzug ist an der Oberseite mit 4 Ø16 und unterseitig mit 3 Ø16 bewehrt. Zusätzlich kommt noch die Bewehrung der Platte mit Ø10/10 hinzu.

Die maximalen Schnittgrößen treten an der Einspannstelle und im Angriffspunkt der Last auf. Die dort vorliegenden Querschnitte sind in Abbildung 4.11 dargestellt.

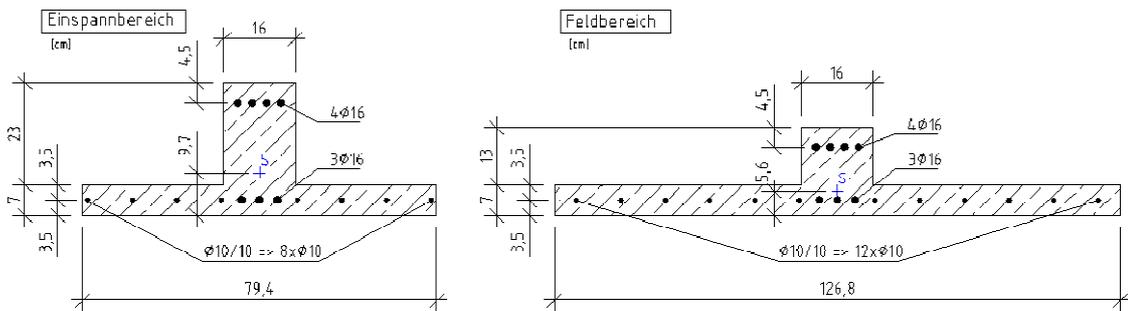


Abbildung 4.11: Plattenbalkenquerschnitte

Die Querschnittswerte für den Einspannbereich:

$$A_{s,1} = 3 \cdot \frac{1,6^2 \cdot \pi}{4} + 8 \cdot \frac{1,0^2 \cdot \pi}{4} = 12,32 \text{ cm}^2; \quad A_{s,2} = 4 \cdot \frac{1,6^2 \cdot \pi}{4} = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_i = 79,4 \cdot 7 + 23 \cdot 16 + (12,32 + 8,04) \cdot (5,88 - 1) = 1.023 \text{ cm}^2$$

$$z_{S,i} = \frac{79,4 \cdot \frac{7^2}{2} + 23 \cdot 16 \cdot \left(7 + \frac{23}{2}\right) + 4,88 \cdot (12,32 \cdot 3,5 + 8,04 \cdot (30 - 4,5))}{1.023} = 9,7 \text{ cm} \quad (4-22)$$

$$I_i = \frac{79,4 \cdot 7^3}{12} + 79,4 \cdot 7 \cdot (9,7 - 3,5)^2 + \frac{16 \cdot 23^3}{12} + 16 \cdot 23 \cdot \left(7 + \frac{23}{2} - 9,7\right)^2 + 12,32 \cdot (9,7 - 3,5)^2 + 12,32 \cdot (30 - 4,5 - 9,7)^2 = 70.849 \text{ cm}^4$$

$$W_{i,o} = \frac{70.849}{30 - 9,7} = 3.490 \text{ cm}^3; \quad W_{i,u} = \frac{70.849}{9,7} = 7.304 \text{ cm}^3$$

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Die Querschnittswerte für den Feldbereich (ohne Rechengang):

$$A_{s,1} = 15,46 \text{ cm}^2; \quad A_{s,2} = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_i = 1.210 \text{ cm}^2$$

$$z_{s,i} = 5,60 \text{ cm} \tag{4-23}$$

$$I_i = 24.308 \text{ cm}^4$$

$$W_{i,o} = 1.689 \text{ cm}^3; \quad W_{i,u} = 4.335 \text{ cm}^3$$

4.1.1.5 Belastung

Zusätzlich zu den Prüflasten muss das Eigengewicht ebenfalls berücksichtigt werden.

4.1.1.5.1 Eigengewicht

Da im Modell, bei der oberen und unteren Platte nur die mitwirkenden Breiten eingegeben wurden, müssen die wegfallenden Querschnittsteile durch Flächenlasten ersetzt werden. In Abbildung 4.5, für die obere Platte und Abbildung 4.11 für die untere Platte, müssen die Breiten auf 2 m ergänzt werden.

Obere Platte:

$$g_{konst} = (b_{ges} - b_{eff}) \cdot d \cdot \rho = (2,0 - 1,7) \cdot 0,07 \cdot 25 = 0,53 \text{ kN/m} \tag{4-24}$$

$$g_{Aufkl} = (b_{eff} - b_w) \cdot d \cdot \rho = (1,7 - 0,2) \cdot 0,07 \cdot 25 = 2,63 \text{ kN/m}$$

Untere Platte:

$$g_{Einsp} = (b_{ges} - b_{eff}) \cdot d \cdot \rho = (2,0 - 0,794) \cdot 0,07 \cdot 25 = 2,11 \text{ kN/m} \tag{4-25}$$

$$g_{Feld} = (b_{ges} - b_{eff}) \cdot d \cdot \rho = (2,0 - 1,268) \cdot 0,07 \cdot 25 = 1,28 \text{ kN/m}$$

4.1.1.5.2 Prüflasten

Die Aufbringung der Prüflast erfolgt im Versuch mit Gewindestangen. Somit bilden die obere und untere Kraft ein Kräftepaar. Die Benennung der Laststufen gibt die Summe der Belastung, die durch die beiden Kräftepaare aufgebracht wird, wieder. Das heißt bei der Laststufe 20 kN haben die beiden Kräftepaare jeweils 10 kN. Die Gesamtlast wird pro Laststufe um 5 kN gesteigert (2,5 kN/Kräftepaar). Die Angriffspunkte der Prüflasten sind in Abbildung 4.12 dargestellt.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

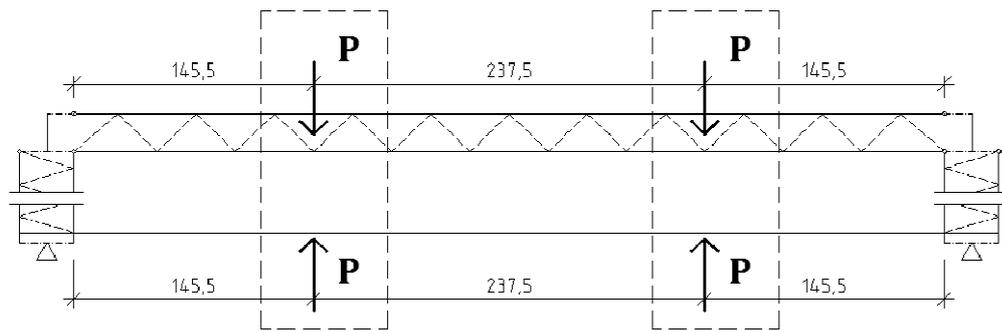


Abbildung 4.12: Anordnung der Prüflast

4.1.1.6 Auswertung

Die Auswertung der Spannungen erfolgt an den maßgebenden Punkten (Abbildung 4.13). Für die obere (O1-O3) und untere Platte (PB1-PB3) sind das die Anschlussbereiche an die Doppelwände, die Stellen der Lastaufbringung und die Feldmitten. Von den Diagonalen (D1-D3) werden nur die knickgefährdeten Stäbe betrachtet. Bei den U-Profilen (U1&U2) ist die größte Beanspruchung am Auflager und in Feldmitte auszumachen. Schließlich wird noch die Verankerung der Zugkräfte in die Doppelwandelemente bei der Anschlussstelle der oberen Platte kontrolliert (Z).

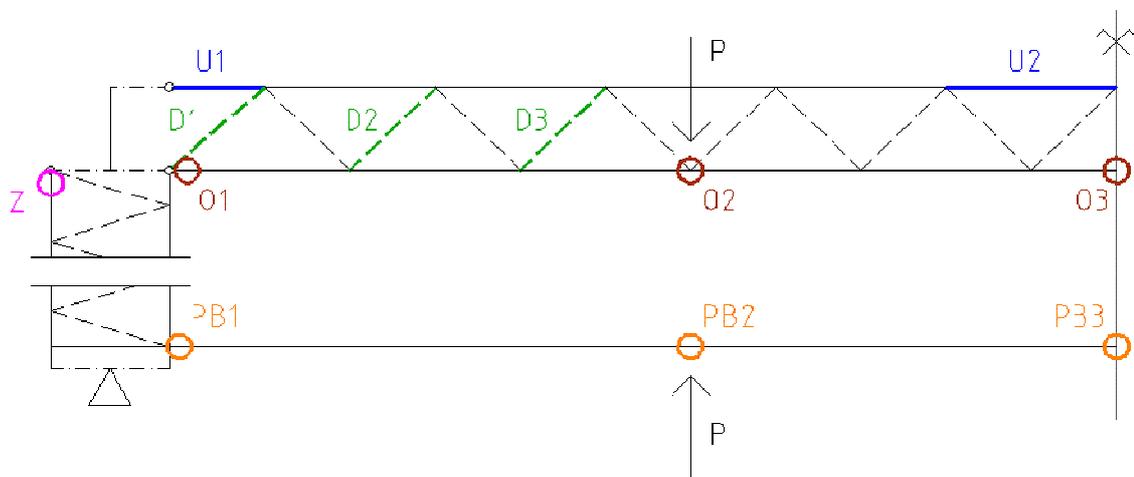


Abbildung 4.13: Auswertungspunkte

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

4.1.1.6.1 Bis Laststufe 30

Sämtliche in den nachfolgenden Tabellen verwendeten Querschnittswerte wurden in den vorhergehenden Unterpunkten ermittelt, bzw. bei dem U-Profil aus Bautabellen übernommen.

Wie in Tabelle 4.1 zu erkennen ist, wirkt die Probelastung für die untere Platte entlastend, da sie dem Eigengewicht entgegenwirkt. Dadurch bleibt sie über die gesamte Zeit im linear elastischen Zustand.

Tabelle 4.1: Spannungen untere Platte (PB1-PB3)

	PB1				PB2				PB3			
A_i	1023 cm ²				1210 cm ²				1210 cm ²			
$W_{i,o}$	3490 cm ³				1689 cm ³				1689 cm ³			
$W_{i,u}$	7304 cm ³				4335 cm ³				4335 cm ³			
σ_{max}	0,32 kN/cm ²				0,32 kN/cm ²				0,32 kN/cm ²			
σ_{min}	-4,50 kN/cm ²				-4,50 kN/cm ²				-4,50 kN/cm ²			
	N	M	σ_o	σ_u	N	M	σ_o	σ_u	N	M	σ_o	σ_u
LF	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]
EG	0,0	-8,79	0,25	-0,12	0,0	2,43	-0,14	0,06	0,0	5,26	-0,31	0,12
5	0,0	-6,02	0,17	-0,08	0,0	1,56	-0,09	0,04	0,0	4,39	-0,26	0,10
10	0,0	-3,25	0,09	-0,04	0,0	0,70	-0,04	0,02	0,0	3,53	-0,21	0,08
15	0,0	-0,48	0,01	-0,01	0,0	-0,17	0,01	0,00	0,0	2,66	-0,16	0,06
20	0,0	2,29	-0,07	0,03	0,0	-1,04	0,06	-0,02	0,0	1,80	-0,11	0,04
25	0,0	5,06	-0,14	0,07	0,0	-1,91	0,11	-0,04	0,0	0,93	-0,06	0,02
30	0,0	7,83	-0,22	0,11	0,0	-2,77	0,16	-0,06	0,0	0,06	0,00	0,00

In Tabelle 4.2 sieht man, dass die Druckkraft in der ersten Diagonale (D1) schon beinahe die Knicklast erreicht hat. Bei den weiteren Diagonalen ist noch etwas mehr Spielraum vorhanden. Die Zugeinleitung ist hingegen noch weit von der Maximallast entfernt. Bei den U-Profilen muss hervorgehoben werden, dass diese, obwohl als Balken modelliert, aufgrund ihrer geringen Biegesteifigkeit, die Lasten hauptsächlich über Normalkräfte abtragen.

Tabelle 4.2: Kräfte/Spannungen Diagonalen (D1-D3), Zugeinleitung (Z), U-Profil (U1&U2)

	D1	D2	D3	Z	U1				U2			
P_{max}	-42,4 kN	-42,4 kN	-42,4 kN	249,00								
	N	N	N	N	N	M	σ_o	σ_u	N	M	σ_o	σ_u
LF	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]
EG	-12,4	-8,5	-6,4	13,3	20,9	0,00	1,90	1,90	-26,9	0,03	-2,92	-2,22
5	-16,2	-11,6	-8,7	19,47	29,8	0,00	2,70	2,70	-32,6	0,04	-3,60	-2,67
10	-20,0	-14,7	-11,0	25,93	38,6	0,00	3,51	3,51	-38,3	0,05	-4,27	-3,11
15	-23,9	-17,7	-13,3	32,24	47,4	0,00	4,31	4,31	-44,1	0,05	-4,79	-3,63
20	-27,7	-20,8	-15,6	38,56	56,3	0,00	5,11	5,11	-49,8	0,06	-5,47	-4,08
25	-31,5	-23,9	-17,8	44,87	65,1	0,00	5,92	5,92	-55,5	0,06	-5,99	-4,60
30	-35,3	-27,0	-20,1	51,19	73,9	0,00	6,72	6,72	-61,2	0,07	-6,66	-5,04

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

In Tabelle 4.3 zeigt sich schließlich, dass bei der Laststufe 30 kN im Punkt O2 die zulässige Zugspannung überschritten wird. Hier kommt es nun zu einer Rissbildung im unteren Plattenbereich und einem Übergang des betroffenen Abschnittes in den Zustand 2. Dadurch muss in diesem Bereich das Modell auf die zuvor ermittelten Querschnittswerte in Zustand 2 aufgeweicht und die weitere Belastung an dem neuen Modell aufgebracht werden.

Tabelle 4.3: Spannungen obere Platte (O1-O3)

	O1				O2				O3			
A_i	140 cm ²				1255 cm ²				1255 cm ²			
$W_{i,o}$	163 cm ³				1388 cm ³				1388 cm ³			
$W_{i,u}$	163 cm ³				1388 cm ³				1388 cm ³			
σ_{max}	0,32 kN/cm ²				0,32 kN/cm ²				0,32 kN/cm ²			
σ_{min}	-4,50 kN/cm ²				-4,50 kN/cm ²				-4,50 kN/cm ²			
	N	M	σ_o	σ_u	N	M	σ_o	σ_u	N	M	σ_o	σ_u
LF	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]
EG	-18,4	0,00	-0,13	-0,13	14,1	0,97	-0,06	0,08	20,2	1,38	-0,08	0,12
5	-24,0	0,00	-0,17	-0,17	19,2	1,61	-0,10	0,13	26,2	1,60	-0,09	0,14
10	-29,7	0,00	-0,21	-0,21	24,2	2,11	-0,13	0,17	32,2	1,82	-0,11	0,16
15	-35,4	0,00	-0,25	-0,25	29,3	2,68	-0,17	0,22	38,1	2,04	-0,12	0,18
20	-41,1	0,00	-0,29	-0,29	34,4	3,25	-0,21	0,26	44,1	2,25	-0,13	0,20
25	-46,8	0,00	-0,33	-0,33	39,5	3,81	-0,24	0,31	50,1	2,47	-0,14	0,22
30	-52,5	0,00	-0,38	-0,38	44,6	4,38	-0,28	0,35	56,1	2,69	-0,15	0,24

4.1.1.7 Ab Laststufe 30

Auch bei den weiteren Laststufen am weicheren System bleibt die untere Platte ungerissen. Allerdings liegt die Zugspannung im Punkt PB2 bereits sehr nahe an der zulässigen Spannung von 0,32 kN/cm² (Tabelle 4.4).

Tabelle 4.4: Spannungen untere Platte (PB1-PB3) am weicheren System

	PB1				PB2				PB3			
	N	M	σ_o	σ_u	N	M	σ_o	σ_u	N	M	σ_o	σ_u
LF	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]
30	0,0	8,40	-0,24	0,12	0,0	-2,73	0,16	-0,06	0,0	0,11	-0,01	0,00
35	0,0	11,11	-0,32	0,15	0,0	-3,58	0,21	-0,08	0,0	-0,75	0,04	-0,02
40	0,0	13,81	-0,40	0,19	0,0	-4,44	0,26	-0,10	0,0	-1,61	0,10	-0,04

In Tabelle 4.5 erkennt man, dass die erste Diagonale bei Laststufe 40 kN die Knicklast erreicht. Durch diesen Ausfall, beziehungsweise ihrer weit geringeren Resttragfähigkeit, werden nun die anderen Diagonalen stärker beansprucht. Somit entsteht ein deutlich weiches Tragsystem, bei dem die Durchbiegungen stark zunehmen. Das Verhalten des Systems nach dem Ausknicken ist mit dem verwendeten Programm nicht abbildbar, deshalb wurde die Berechnung hier abgebrochen. Die

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Zugverankerung weist weiterhin deutliche Reserven auf, ebenso wie das U-Profil, welches noch immer hauptsächlich mit Normalkraft beansprucht wird.

Tabelle 4.5: Kräfte/Spannungen Diagonalen (D1-D3), Zugeinleitung (Z), U-Profil (U1&U2) am weicheren System

	D1	D2	D3	Z	U1				U2			
P _{max}	-42,4 kN	-42,4 kN	-42,4 kN	249,00	N	M	σ _o	σ _u	N	M	σ _o	σ _u
LF	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]
30	-36,0	-30,1	-25,6	59,05	85,3	0,00	7,76	7,76	-52,0	0,03	-5,20	-4,50
35	-40,0	-33,6	-28,7	66,37	95,6	0,00	8,69	8,69	-56,7	0,04	-5,78	-4,85
40	-43,9	-37,0	-31,7	73,69	105,9	0,00	9,63	9,63	-61,4	0,04	-6,21	-5,28

Durch die geringere Steifigkeit in Punkt O2 verlagern sich die Schnittkräfte. Wie in Tabelle 4.6 zu sehen ist, werden die Momente kleiner und die Normalkraftbeanspruchung nimmt zu. Zu erwähnen ist noch, dass beim Punkt O2 die untere Spannung nicht mehr im Beton, der in diesem Bereich gerissen ist, sondern in der Bewehrung auftritt. Somit ist die einwirkende Zugspannung von 1,05 kN/cm² immer noch deutlich geringer als die zulässige Spannung (55 kN/cm²).

Tabelle 4.6: Spannungen obere Platte (O1-O3) am weicheren System

	O1				O2 (Zustand 2)				O3			
	N	M	σ _o	σ _u	N	M	σ _o	σ _u	N	M	σ _o	σ _u
LF	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]
30	-64,4	0,00	-0,46	-0,46	42,6	0,80	-0,22	0,88	45,9	1,72	-0,09	0,16
35	-71,6	0,00	-0,51	-0,51	47,5	0,93	-0,26	1,00	50,7	1,84	-0,09	0,17
40	-78,8	0,00	-0,56	-0,56	52,4	1,05	-0,29	1,11	55,6	1,96	-0,10	0,19

4.1.1.8 Vergleich Modell – Versuch

Modell und Versuch lassen sich über die gemessenen und berechneten Durchbiegungen in der Mitte der oberen und unteren Platte vergleichen.

Beim Kraft-Verschiebungs Diagramm der oberen Platte, dargestellt in Abbildung 4.14, sieht man, dass das Berechnungsmodell deutlich zu steif ist. Dies liegt ziemlich sicher daran, dass der Anschlusspunkt der oberen Platte an die Doppelwand mit einem Stabwerkssystem nicht realitätsgetreu nachgebildet werden kann. Die etwas komplexeren Kraftflüsse im IPE-Trägerstück bedürfen wohl eher einer Finiten Elemente Analyse. Trotzdem können anhand des Vergleichs der Berechnungs- mit den Versuchsergebnissen einigen Punkten spezielle Ereignisse zugeordnet werden.

Bis zur Laststufe 30 kN verhält sich der Versuchskörper annähernd linear elastisch. Das kleine Plateau bei 30 kN kann mit dem Übergang in Zustand 2 in Verbindung gesetzt

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

werden und führt anschließend auch zu einer leichten Aufweichung des Systems. Ab 40 kN beginnt das Ausknicken der Diagonalen und die Durchbiegung nimmt rapide zu.

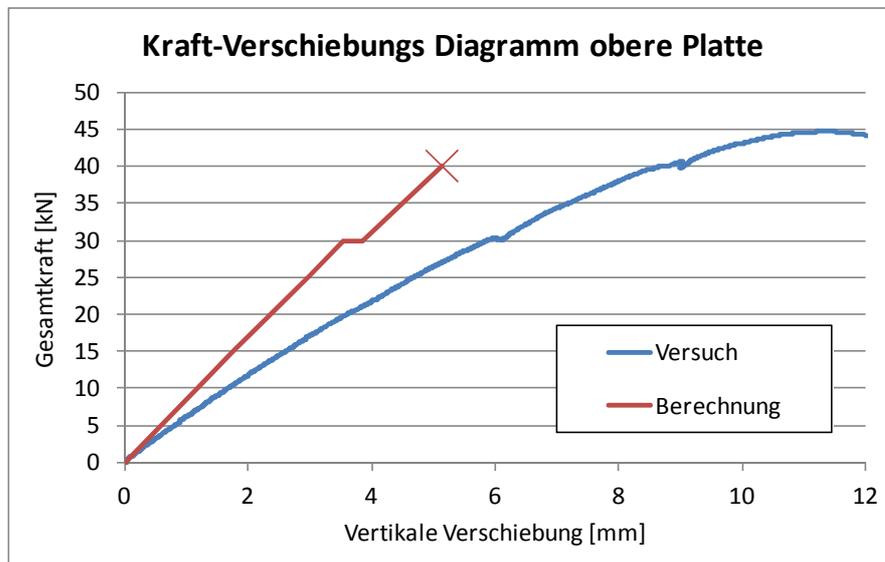


Abbildung 4.14: Kraft-Verschiebungs Diagramm der oberen Platte

Indessen zeigt das Kraft-Verschiebungs Diagramm der unteren Platte (Abbildung 4.15) eine gute Übereinstimmung zwischen Berechnung und Versuch. Dies liegt wahrscheinlich daran, dass der biegesteife Anschluss der unteren Platte einfacher zu simulieren ist, als der komplexe der oberen Platte. Weiters vereinfacht sich die Sache dadurch, dass die untere Platte während der gesamten Belastung im Zustand 1 verbleibt.

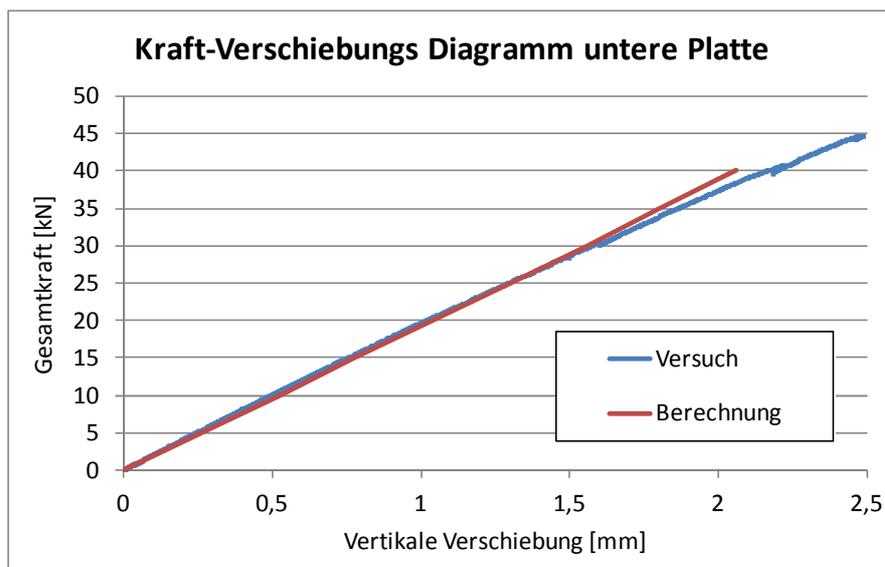


Abbildung 4.15: Kraft-Verschiebungs Diagramm der untere Platte

4.1.1.9 Erkenntnisse aus dem Versuch

Auch, wenn die Berechnung nicht zu 100 % mit dem Versuch übereinstimmt, lassen sich doch einige Punkte für die weitere Auslegung der Querschnitte mit dünnwandigen Fertigteilen ableiten:

- Durch den Übergang der oberen Platte in den Zustand 2 kommt es zu einer Aufweichung des Systems und damit einhergehend zu größeren Durchbiegungen. Dies sollte, wenn möglich, verhindert werden.
- Der Übergang in den Zustand 2 führte nur zu einer Aufweichung des Systems, das Ausknicken der Diagonalen hingegen zu einem kompletten Systemversagen und hätte wohl auch große Schäden am Brückenelement hervorgerufen, wenn der Versuch nicht rechtzeitig beendet worden wäre. Dadurch ist es unerlässlich für die Diagonalen dickere Bewehrungsstäbe zu verwenden.
- Das U-Profil der oberen Platte wurde nur auf Normalkraft beansprucht. Deshalb könnte angedacht werden es durch einen Flachstahl mit ähnlicher Querschnittsfläche zu ersetzen. Dies hätte den Vorteil, dass der Achsabstand von Ober- und Untergurt vergrößert würde, was die Lastabtragung begünstigt. Die daraus resultierende größere Belastung der Diagonalen muss bei deren Auslegung zusätzlich beachtet werden.

4.1.2 Bemessung für den Brückenquerschnitt

Nun sollen die dünnwandigen Fertigteile für die Herstellung der Brückenelemente dimensioniert werden. Die wesentlichen Unterschiede zum Versuchsquerschnitt sind die deutlich größeren Dimensionen des Hohlkastens, die Verwendung eines Gitterträgers in der unteren Platte anstelle des Überzuges, sowie die Tatsache, dass die untere Platte tatsächlich ausbetoniert wird und somit eine Anschlussbewehrung an die Stege benötigt.

Alle Berechnungen dieser Bemessung beziehen sich auf die Brückenquerrichtung. Während des Berechnungsverlaufes wurde ersichtlich, dass die Doppelwandelemente der Stege, zufolge der Berechnung in Brückenquerrichtung, nicht wesentlich beansprucht werden. Deshalb erfolgt eine genauere Betrachtung nur in den Anschlusspunkten der unteren Platte. Das Hauptaugenmerk der Nachweisführung richtet sich auf die obere und untere Platte. Neben den unterschiedlichen Lastfällen und Baufortschritten wird auch hier wieder die unterschiedliche Steifigkeit der Betonelemente in Zustand 1 und 2 berücksichtigt. Bei allen Bemessungen werden die Nachweise nach dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und/oder Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) in den wesentlichen Konstruktionselementen geführt. Auf die genaueren Spezifikationen wird im jeweiligen Bemessungsfall eingegangen.

Um eine möglichst realitätsgetreue Abbildung der Spannungszustände zu erhalten, muss auch bei der Berechnung der Baufortschritt eingehalten werden. Die Betoniervorgänge in den Bauzeiträumen 1 bis 5 zeigt Abbildung 4.16.

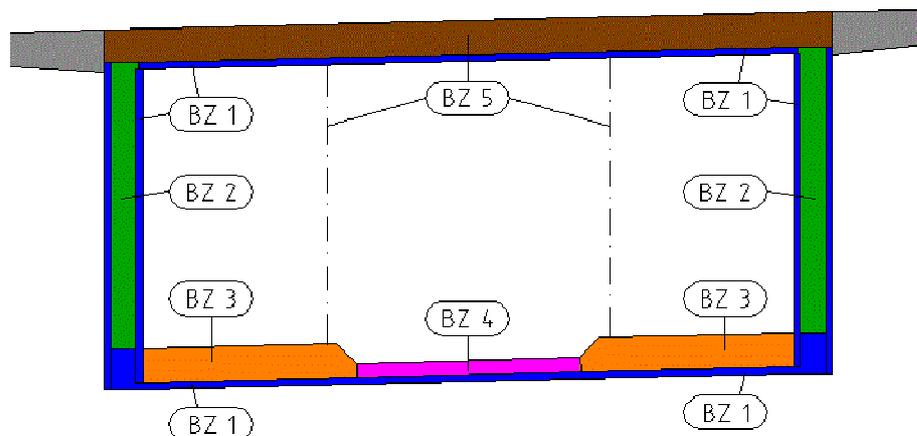


Abbildung 4.16: Betonagen in den Bauzeiträumen 1 bis 5

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Im ersten Bauzeitraum (BZ 1) wird das Brückensegment aus den dünnwandigen Fertigteilen zusammengesetzt und an den Einsatzort gebracht. Hier wirkt in Querrichtung nur das Eigengewicht der Fertigteile.

Danach werden in BZ 2 die Doppelwände ausbetoniert. Für die obere und untere Platte bedeutet dies eine Beanspruchung aus dem Eigengewicht und zusätzlich wird für die Bauführung eine Nutzlast von 1 kN/m^2 angesetzt.

Die nun folgende Betonage der unteren Platte geschieht in 2 Abschnitten, um die Schnittgrößen und Durchbiegungen möglichst gering zu halten. Zunächst werden in Bauzeitraum 3 die ersten 2,20 m (bis nach der Dickenänderung) fertiggestellt. Dadurch kann für den Bauzeitraum 4 – Herstellung der restlichen unteren Platte - bereits die Anschlussbewehrung an die Stegelemente aktiviert werden.

Für die anschließende Herstellung der oberen Platte in BZ 5 ist es nötig eine Unterstellung zu errichten. Diese belastet die fertige untere Platte.

Danach ist die Bauführung am Querschnitt fürs Erste abgeschlossen und der Hohlkasten hergestellt. Die Beanspruchung aus den nachträglich anbetonierten Kragarmen wird, unabhängig von den Fertigteilen, über die Quervorspannung abgetragen und hier nicht mehr betrachtet. Allerdings muss bei der unteren Platte der Lastfall während der Nutzung untersucht werden, da dies einen Einfluss auf die Ausbildung der Doppelwandelemente hat.

4.1.2.1 Lastfälle

Folgende Lastfälle werden untersucht:

4.1.2.1.1 LF 1 Eigengewicht

Das Eigengewicht wird vom Bemessungsprogramm automatisch auf das Modell aufgebracht. Um die Gitterträger in Brückenlängsrichtung, die nicht modelliert wurden, zu berücksichtigen, wird über einen globalen Faktor das Eigengewicht um 5 % erhöht.

4.1.2.1.2 LF 2 Nutzlast während der Bauführung

Die Baunutzlast wird mit 1 kN/m^2 auf oberer und unterer Platte als veränderliche Last angesetzt.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

4.1.2.1.3 LF 3 Betonierlasten

Die Betonierlast wird während der Beton „flüssig“ ist als veränderliche Last angenommen. Das Ausbetonieren der Stege hat auf die Bemessung in Querrichtung keinen Einfluss und wird deshalb vernachlässigt. Bei den Platten ist die Gesamtdicke im Regelfall 42 cm, im Mittelbereich der unteren Platte 22 cm. Für die Ermittlung der Betonierlast müssen noch die 7 cm der Fertigteile in Abzug gebracht werden.

$$42 \text{ cm: } q_{\text{Beton},42} = (d_{\text{ges}} - d_{\text{FT}}) \cdot \rho = (0,42 - 0,07) \cdot 25 = 8,75 \text{ kN/m}^2 \quad (4-26)$$

$$22 \text{ cm: } q_{\text{Beton},22} = (d_{\text{ges}} - d_{\text{FT}}) \cdot \rho = (0,22 - 0,07) \cdot 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

Bei der unteren Platte wird dieser Lastfall zusätzlich in die beiden Fälle LF 3 A (Anschlussbereich) und LF 3 F (Feldbereich) unterteilt.

4.1.2.1.4 LF 4 Nutzlast auf der unteren Platte im Endzustand

Diese Nutzlast wird mit 5 kN/m² angesetzt.

4.1.2.2 Bemessungsmodell und Elemente

Da das Stabwerksmodell bei der Versuchsnachrechnung gewisse Schwächen aufwies, erfolgt die Schnittgrößenermittlung für die Bemessung mit dem Finite Elemente Programm RFEM 4.

Aufgrund der sich ändernden Bauzustände mussten 4 Berechnungsmodelle erstellt werden.

- M1: Zur Bemessung der oberen und unteren Platte, die sich im Zustand 1 befinden.
- M2: Zur Bemessung der unteren Platte, die sich im Anschlussbereich an die Stege sowie in Feldmitte in Zustand 2 befindet.
- M3: Zur Bemessung der unteren Platte. Die ersten 2,20 m sind bereits ausgehärtet und es erfolgt die Betonage der Feldmitte.
- M4: Betonage der oberen Platte, die währenddessen auf die fertige untere Platte abgestützt wird.

An Materialien wird Beton der Güte C 50/60, Baustahl der Festigkeit 235, und der übliche Betonstahl BSt 550 verwendet.

Im Folgenden wird auf die einzelnen Konstruktionselemente näher eingegangen.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

4.1.2.2.1 Deckenelement und untere Platte

Wie bei dem Versuch ist hier zwischen Zustand 1 und 2 zu unterscheiden. Der eingesetzte Beton C 50/60 hat eine mittlere Zugfestigkeit (f_{ctm}) von 0,41 kN/cm². Bewehrt werden die 7 cm dicken Platten mit $\varnothing 10/10$ in Plattenmitte.

Wie bei der Nachrechnung des Versuches tritt der Übergang in den Zustand 2 ein, wenn in der Randfaser die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird. Im Zustand 1 können vereinfachend folgende Querschnittswerte verwendet werden:

$$A = 7 \cdot 100 = 700 \text{ cm}^2/m$$
$$W = \frac{7^2 \cdot 100}{6} = 817 \text{ cm}^3/m \quad (4-27)$$

Für die Querschnittswerte des Zustands 2 werden erneut die Formeln aus dem Betonbauskript [17] verwendet.

$$x = \frac{\alpha_s A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d}{\alpha_s A_s}} - 1 \right) = \frac{20.000}{3.700} \cdot 7,85 \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 3,5}{20.000 \cdot 7,85}} - 1 \right)$$
$$= 1,35 \text{ cm} \quad (4-28)$$

$$I_{II} = \frac{bx^3}{3} + A_s \alpha_s \cdot (d - x)^2 = \frac{100 \cdot 1,35^3}{3} + 7,85 \cdot \frac{20.000}{3.700} \cdot (3,5 - 1,35)^2$$
$$= 278 \text{ cm}^4$$

Damit für den Zustand 2 in RFEM ein Plattenelement eingegeben werden kann, erfolgt über das Trägheitsmoment I_{II} die Ermittlung einer fiktiven Plattendicke. Diese erhält man durch Umformen der bekannten Gleichung für das Trägheitsmoment eines Rechteckquerschnittes.

$$I_{II} = \frac{b \cdot h_{fiktiv}^3}{12} \rightarrow h_{fiktiv} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{II}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 278}{100}} = 3,2 \text{ cm} \quad (4-29)$$

Gewählt wurde eine Höhe von 3 cm.

Sowohl bei der unteren, als auch bei der oberen Platte treten zusätzlich zur Momentenbeanspruchung auch noch Normalkräfte auf. Da in der linear elastischen Berechnung für Zustand 2 im Beton keine Zugspannungen zugelassen sind, ist die Ermittlung der genauen Spannungsverteilung etwas aufwendiger. Die Herleitung erfolgt anhand Abbildung 4.17.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

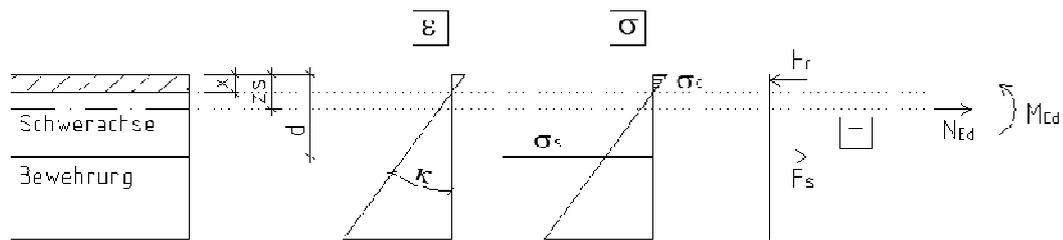


Abbildung 4.17: Spannungsermittlung im Zustand 2 mit Normalkraft

$$\sigma_c = E_c \cdot (\kappa \cdot s) \quad (4-30)$$

$$\sigma_s = E_s \cdot (\kappa \cdot (d - x))$$

Die beiden Spannungen sind gesucht, allerdings sind die Krümmung κ und die Druckzonenhöhe x unbekannt. Die folgenden Schritte führen zur Lösung des Problems:

$$F_c = \int_0^x \sigma_c \cdot dA = \int_0^x E_c \cdot (\kappa \cdot s) \cdot b \cdot ds = E_c \cdot \kappa \cdot b \cdot \int_0^x s \cdot ds = E_c \cdot \kappa \cdot b \cdot \frac{x^2}{2} \quad (4-31)$$

$$F_s = \sigma_s \cdot A_s = E_s \cdot \kappa \cdot (d - x) \cdot A_s$$

Für das Kräftegleichgewicht wird die Lage der Schwerkraftsachse benötigt. Als Ausgangspunkt dient die obere Randfaser.

$$z_s = \frac{b \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s \cdot d}{b \cdot x + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s} \quad (4-32)$$

Nun werden die bekannten Schnittkräfte mit den aus den Spannungen resultierenden Größen gleichgesetzt.

$$\Sigma H = 0 \rightarrow N_{Ed} = F_s - F_c \quad (4-33)$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow M_{Ed} = F_s \cdot (d - z_s) + F_c \cdot \left(z_s - \frac{x}{3}\right)$$

Somit erhält man für die beiden Unbekannten κ und x zwei Bestimmungsgleichungen. Dieses Gleichungssystem löst man am besten mit einem Mathematikprogramm. Als Lösung werden dann 4 Wertepaare angeboten von denen eines die gesuchten Größen darstellt. Einsetzen dieser Lösungswerte in (4-30) liefert die gesuchten Spannungen.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

4.1.2.2.2 Gitterträger der unteren Platte

Im Bereich der 42 cm dicken unteren Platte besteht der Obergurt aus einem Flachstahl (50x20 mm) und die Diagonalen aus Bewehrungsstäben mit $\varnothing 16$ mm. Der Obergurt wird in diesem Bereich nur auf Zug beansprucht und weist dadurch keine Stabilitätsgefährdung auf. Die Diagonalen sind zumindest teilweise unter Druck und knickgefährdet. Die Überlegungen zur Knicklänge und Knicklast sind dieselben wie schon unter 4.1.1.2.2 und im Anhang B zu finden. Für die Diagonalen $\varnothing 16$ mm ergibt sich eine charakteristische Knicklast von $N_{b,Rk} = 52,0$ kN.

Bei der dünneren Platte (22 cm) wird der große Gitterträger in 2 kleinere Sonderträger aufgelöst. Diese können bei jedem Bewehrungserzeuger bestellt werden. Die gewählten Gitterträger haben einen Obergurt mit $\varnothing 14$ mm ($N_{b,Rk} = 48,0$ kN) und Diagonalen mit $\varnothing 6$ mm ($N_{b,Rk} = 4,13$ kN).

Abbildung 4.18 zeigt die Modellierung des unteren Gitterträgers im Berechnungsprogramm.

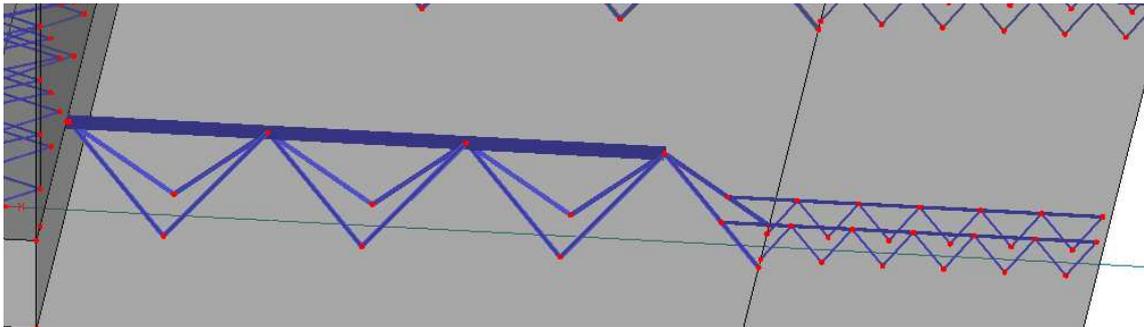


Abbildung 4.18: Modellierung des unteren Gitterträgers in RFEM

4.1.2.2.3 Anschluss untere Platte – Steg

Da die oberen 35 cm der unteren Platte erst nachträglich betoniert werden, stellt der Anschlussbereich eine Arbeitsfuge dar. Um diese zu überbrücken, müssen aus dem Steg Bewehrungsstäbe in die Platte geführt werden. Fertigungsbedingt können diese Stäbe aber nicht bereits bei der Herstellung der Doppelwände eingelegt werden. Deshalb müssen Aussparungen vorgesehen werden, um die Bewehrung beim Zusammenbau der Brückenelemente einlegen zu können. Auch die Verankerung des Gitterträgers – Obergurtes ist hier zu untersuchen. Abbildung 4.19 zeigt die vorgesehenen Aussparungen, sowie die Lage der Gitterträger in den Doppelwänden. Für die Bemessung sind die Lastfälle mit der Abstützung der oberen Platte oder der Nutzungs-Lastfall der fertigen Platte maßgebend.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

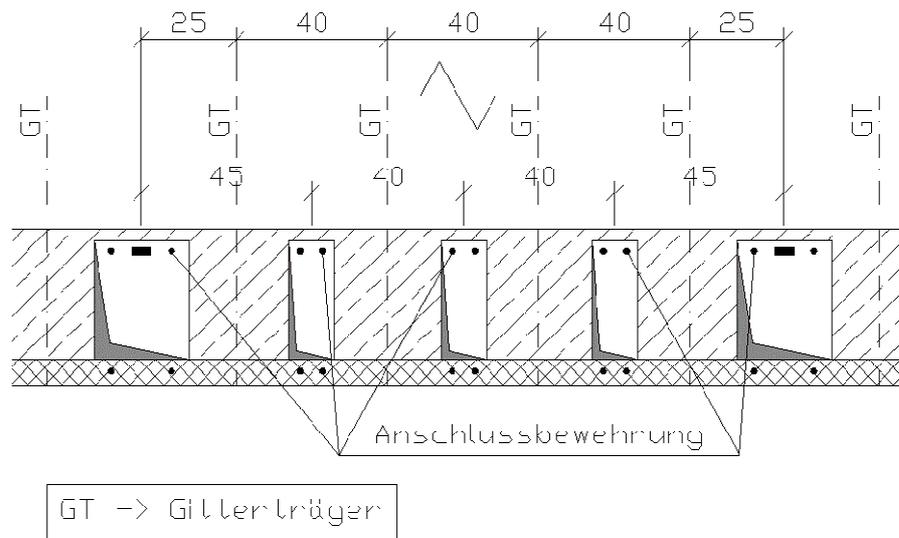


Abbildung 4.19: Lage der Gitterträger und Anschlussbewehrung in den Doppelwänden

Als Anschlussbewehrung werden Bewehrungsstäbe mit $\varnothing 16$ mm gewählt. Aufgrund der in Abbildung 4.19 dargestellten Anordnung der Schlitzte, befinden sich immer mindestens 4 Bewehrungsstäbe in einem 1 m breiten Streifen. Daraus ergibt sich das maximal aufnehmbare negative Moment an der Einspannstelle zu $-132,3$ kNm/m.

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 35 \text{ cm}; \quad f_{c,d} = 3,33 \text{ kN/cm}^2; \quad f_{y,d} = 47,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$a_{s,4\varnothing 16} = 8,04 \text{ cm}^2$$

(4-34)

$$x_b = \frac{a_s \cdot f_{y,d}}{b \cdot f_{c,d}} = \frac{8,04 \cdot 47,8}{100 \cdot 3,33} = 1,15 \text{ cm}$$

$$M_{R,d} = a_s \cdot f_{y,d} \cdot \left(d - \frac{x_b}{2} \right) = 8,04 \cdot 47,8 \cdot \left(35 - \frac{1,15}{2} \right) 10^{-2} = 132,3 \text{ kNm/m}$$

4.1.2.2.4 Gitterträger der oberen Platte

Der Obergurt besteht wie bei der unteren Platte aus einem Flachstahl (50x20 mm). Allerdings ist er hier aufgrund der auftretenden Druckkräfte knickgefährdet. Die Ermittlung der Knicklast erfolgt in Anhang B und ergibt sich zu $N_{b,Rk} = 112,98$ kN. Die Diagonalen sind ebenfalls dieselben wie schon in der unteren Platte ($N_{b,Rk} = 52,0$ kN).

4.1.2.3 Auswertung

Die nun folgende Auswertung vergleicht in den wesentlichen Konstruktionspunkten die zuvor ermittelten Widerstände mit den einwirkenden Belastungen. Die grafische Darstellung der Schnittgrößen findet sich im Anhang C.

4.1.2.3.1 Untere Platte inkl. Gitterträger

Entsprechend dem Bauablauf wird zunächst die untere Platte betrachtet. Die Schnittgrößen der einzelnen Elemente sind für die jeweiligen Lastfälle und Bemessungsmodelle in Tabelle 4.7 dargestellt.

Tabelle 4.7: Schnittgrößen in den Konstruktionselementen der unteren Platte

Nr	LF	Mod.	Untere Platte Anschlussbereich		Untere Platte Feldmitte		OG	Zug D	Druck D	OG	Zug D	Druck D
			n	m	n	m	Bl 50x20	Ø 16	Ø 16	Ø 12	2 x Ø 6	2 x Ø 6
							N	N	N	N	N	N
			[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
U1	1	M1	-23,6	-1,90	11,5	1,07	31,4	3,7	-5,0	-3,0	0,9	-0,9
U2	2	M1	-13,1	-1,04	6,5	0,62	17,4	2,1	-2,8	-1,8	0,5	-0,5
U3	3 A	M1	-60,4	-5,50	17,1	1,23	-	-	-	-	-	-
U4	1	M2	-24,2	-0,31	16,6	0,29	34,0	6,0	-6,1	-4,7	1,0	-1,0
U5	2	M2	-14,7	-0,19	11,0	0,21	20,9	3,6	-3,6	-3,3	0,7	-0,7
U6	3 A	M2	-66,0	-1,27	29,0	0,41	80,8	19,6	-18,5	-6,3	1,3	-1,3
U7	3 F	M3	-	-	7,1	0,21	-	-	-	-4,3	1,2	-1,2

Diese Schnittgrößen werden nun zum Nachweis der Spannungen in den Bauzeiträumen folgendermaßen kombiniert:

Im Bauzeitraum 1 tritt nur das Eigengewicht (U1), in BZ 2 zusätzlich die Nutzlast (U1+U2) auf. In beiden Fällen kann der Beton die Last im Zustand 1 abtragen (Modell 1).

Durch die im BZ 3 aufgebrachte Betonierlast (U1+U2+U3) entstehen die ersten Risse und das Bemessungsmodell muss auf M2 gewechselt werden. Dadurch wirken auch das Eigengewicht und die Nutzlast am System im Zustand 2 (U4+U5+U6). Da dies der maßgebende Belastungsfall für den großen Gitterträger ist, wird hier noch der Grenzzustand der Tragfähigkeit untersucht ($1,35 \cdot U4 + 1,5 \cdot [U5+U6]$).

Nach Aushärten des Betons findet der Modellwechsel auf M3 statt. Zusätzlich zu den Lasten aus M2 kommen hier noch die Betonierlasten des mittleren Bereichs der unteren Platte hinzu. Der kleine Gitterträger wird ebenfalls im GZT nachgewiesen.

Diese Spannungs- und Kraftnachweise finden sich in Tabelle 4.8 und Tabelle 4.9 und werden in allen Bemessungsfällen erfüllt.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Tabelle 4.8: Spannungen in den Betonelementen der unteren Platte

			Untere Platte Einspannung						Untere Platte Feldmitte					
			700 cm ²						700 cm ²					
			817 cm ³						817 cm ³					
			n	m		$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	σ_s	n	m		$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	σ_s
BZ	Kombi	GZ	[kN/m]	[kNm/m]		[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN/m]	[kNm/m]		[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]
1	U1	GZG	-23,6	-1,90	Z1	0,20	-0,27	-	11,5	1,07	Z1	0,15	-0,11	-
2	U1+U2	GZG	-36,8	-2,94	Z1	0,31	-0,41	-	18,0	1,69	Z1	0,23	-0,18	-
3	U1+U2+U3	GZG	-97,1	-8,44	Z1	0,89	-1,17	-	35,1	2,92	Z1	0,41	-0,31	-
3	U4+U5+U6	GZG	-104,9	-1,77	Z2	-	-1,34	4,73	56,6	0,91	Z2	-	-0,12	7,40
3	1,35*U1+ 1,5*(U5+U6)	GZT	-153,7	-2,61	Z2	-	-1,98	7,00	82,4	1,32	Z2	-	-0,17	10,80
4	1,35*U1+1,5*(U5+U6+U7)	GZT	-	-	-	-	-	-	93,1	1,64	Z2	-	-0,24	12,38

Tabelle 4.9: Normalkräfte im Gitterträger der unteren Platte

		OG	Zug D	Druck D	OG	Zug D	Druck D
		Bl 50x20	Ø 16	Ø 16	Ø12	2 x Ø 6	2 x Ø 6
N _{Rk}		235,0 kN	110,6 kN	-52,0 kN	-48,0 kN	15,6 kN	-8,3 kN
N _{Rd}		235,0 kN	96,2 kN	-45,2 kN	-41,8 kN	13,5 kN	-7,2 kN
		N	N	N	N	N	N
BZ	LF	GZ	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	U1	GZG	31,4	3,7	-5,0	-3,0	0,9
2	U1+U2	GZG	48,8	5,7	-7,7	-4,8	1,4
3	U4+U5+U6	GZG	135,8	29,2	-28,2	-14,3	3,1
3	1,35*U1+ 1,5*(U5+U6)	GZT	198,5	42,9	-41,4	-20,7	4,5
4	1,35*U1+1,5*(U5+U6+U7)	GZT	-	-	-	-27,1	6,3

Da in unterschiedlichen Modellen gearbeitet wurde, ist eine ganzheitliche Darstellung der Durchbiegungen nicht möglich. Abbildung 4.20 zeigt die Verschiebungen des Modells 2 unter Eigengewicht, Nutzlast und Betonierlast im Anschlussbereich. Zu den 1,07 cm in Feldmitte kommen aus der Betonage des mittleren Plattenabschnittes zusätzliche 0,15 cm hinzu. Daraus folgt eine maximale Durchbiegung in Feldmitte von 1,22 cm.

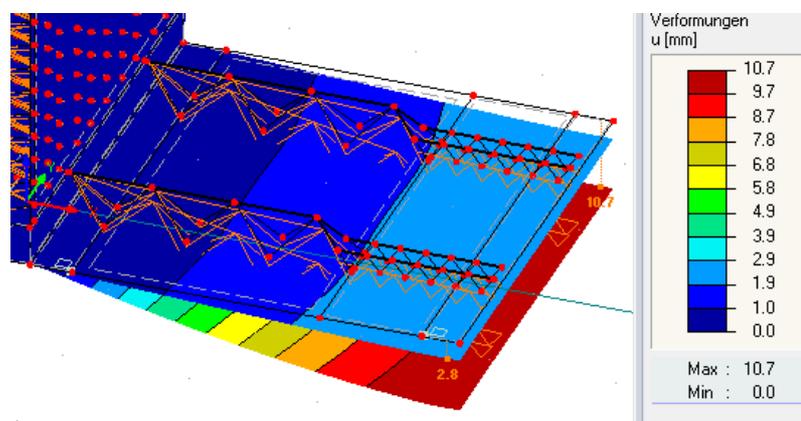


Abbildung 4.20: Durchbiegung unter Eigengewicht, Nutzlast und Betonierlast im Anschlussbereich

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

4.1.2.3.2 Verankerung Flachstahl

Die im Grenzzustand der Tragfähigkeit auftretende maximale Zugkraft von 198,5 kN im Obergurt, muss in den Stegen verankert werden. Einen Teil davon können die seitlich angeschweißten Diagonalen aufnehmen, diese müssen allerdings auch noch ihre eigene Zugbelastung von 42,90 kN einleiten. Da die Diagonalen an den Flachstahl angeschweißt sind, können nur etwa 70 % der Mantelfläche für die Verankerung herangezogen werden. Die mögliche Verankerungslänge beträgt 30 cm. Zusätzlich werden die Diagonalen an ihren Enden umgebogen. In den Berechnungen (4-35) wird die aufnehmbare Spannung zu Beginn der Verankerung nach den Formeln des Eurocode 2 [15] rückgerechnet. Abbildung 4.21 zeigt den Verankerungsbereich und die Kopfplatte des Obergurtes.

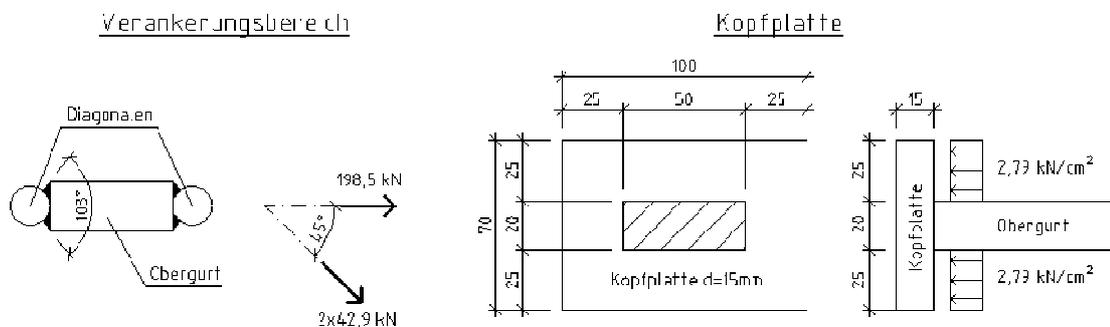


Abbildung 4.21: Verankerung des Obergurtes und der Diagonalen

$l_{bd} = 30 \text{ cm}$; $\varnothing = 1,6 \text{ cm}$; $f_{t,0,05k} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$; mäßige Verbundbedingungen

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{t,0,05k}}{\gamma_m} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,29}{1,5} = 0,305 \text{ kN/cm}^2$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \dots \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \Rightarrow l_{b,rqd} = \frac{l_{bd}}{\alpha_1 \cdot \dots \cdot \alpha_5} = \frac{30}{0,7 \cdot \dots \cdot 1,0} = 42,86 \text{ cm} \quad (4-35)$$

$$0,7 \cdot l_{b,rqd} = \frac{\varnothing \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} \Rightarrow \sigma_{zul} = \frac{0,7 \cdot l_{b,rqd} \cdot 4 \cdot f_{bd}}{\varnothing} = \frac{0,7 \cdot 42,86 \cdot 4 \cdot 0,305}{1,6} = 22,88 \text{ kN/cm}^2$$

Aus der maximal verankerbaren Spannung von 22,88 kN/cm² kann die aufnehmbare Kraft berechnet werden. Nach Subtraktion des horizontalen Anteils der Zugkraft in der Diagonale bleibt jene Kraft übrig, die vom Flachstahl abgezogen werden kann.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

$$F_{\text{Verkankert}} = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot \sigma_{\text{zul}} = \frac{1,6^2 \cdot \pi}{4} \cdot 22,88 = 46 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Rest}} = 2 \cdot (F_{\text{Verkankert}} - F_{\text{Diagonal,H}}) = 2 \cdot (46 - \frac{42,90}{\sqrt{2}}) = 31,33 \text{ kN} \quad (4-36)$$

$$F_{\text{Verankeung,Flachstahl}} = 198,5 - 31,33 = 167,2 \text{ kN}$$

Diese 167,2 kN werden mittels einer Kopfplatte (100x70 mm, d=15 mm) verankert.

$$\sigma_{\text{Beton}} = \frac{167,2}{A_{\text{Kopfpl.}} - A_{\text{OG}}} = \frac{167,2}{10 \cdot 7 - 5 \cdot 2} = 2,79 \text{ kN/cm}^2 < f_{\text{cd}} = 3,33 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bl}} = \frac{M}{W} = \frac{2,79 \cdot \frac{2,5^2}{2}}{\frac{1,5^2 \cdot 1}{6}} = 23,25 \text{ kN/cm}^2 < f_{\text{yd}} = 23,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (4-37)$$

Die Nachweise der Betondruckspannung und der Biegespannung in der Kopfplatte sind erfüllt.

4.1.2.3.3 Anschlussbewehrung

Die Belastungen für die Anschlussbewehrung ergeben sich während der Bauführung aus der Betonage des Feldbereichs der unteren Platte sowie aus der Abstützung der oberen Platte mit Nutz- und Betonierlasten (1,5·[U7+O3+O4]) und im Zeitraum der Nutzung aus dem Eigengewicht und der Nutzlast von 5 kN/m² (1,35·EG+1,5·NL). Wie in Tabelle 4.10 zu erkennen ist, wird das maximal aufnehmbare Moment bei keiner Lastkombination überschritten.

Tabelle 4.10: Biegemomente im Anschlussbereich an den Steg

Nummer	U7	O3	O4	EG	NL	Bau	Nutzung
Lastfall	3 F	2	3	Nutzung	Nutzung	1,5*	1,35*EG+
Modell	M3	M4	M4	Rstab	Rstab	(U7+O3+O4)	1,5*NL
m [kNm/m]	-11,05	-4,15	-36,32	-42,23	-27,22	-77,28	-97,84
						< M _{R,d} = -132,2 kNm/m	

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

4.1.2.3.4 Obere Platte inkl. Gitterträger

Die Schnittgrößen der einzelnen Elemente sind für die jeweiligen Lastfälle und Bemessungsmodelle in Tabelle 4.11 dargestellt.

Tabelle 4.11: Schnittgrößen in den Konstruktionselementen der oberen Platte

Nr	LF	Mod.	Obere Platte Stützachse		Obere Platte Feldmitte		Zug OG	Druck OG	Zug D	Druck D
			[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	Bl 50x20	Bl 50x20	Ø 16	Ø 16
			n	m	n	m	N	N	N	N
O1	1	M1	9,1	0,51	15,4	0,66	21,4	-30,5	7,2	-7,2
O2	2	M1	4,8	0,28	8,3	0,37	11,3	-17,2	3,9	-3,9
O3	2	M4	-3,0	-0,30	0,8	0,13	2,8	-3,4	1,1	-1,1
O4	3	M4	-18,1	-2,63	7,2	1,17	24,6	-30,1	9,3	-9,3

Diese Schnittgrößen werden nun zum Nachweis der Spannungen in den Bauzeiträumen folgendermaßen kombiniert:

Im Bauzeitraum 1 tritt nur das Eigengewicht (O1), in BZ 2 zusätzlich die Nutzlast auf (O1+O2). Danach wird die Abstützung eingebaut. Dies bedeutet, dass die Nutz- und Betonierlast nun im Modell M4 aufgebracht werden. Daraus ergibt sich die maßgebende Kombination O1+O3+O4.

In Tabelle 4.12 sieht man, dass das Betonelement stets in Zustand 1 verbleibt und Tabelle 4.13 zeigt, dass im Gitterträger die maximalen Kräfte nie überschritten werden.

Tabelle 4.12: Spannungen in den Betonelementen der oberen Platte

BZ	Kombi	GZ	Obere Platte Stützachse						Obere Platte Feldmitte					
			[kN/m]		[kNm/m]		[kN/cm ²]		[kN/m]		[kNm/m]		[kN/cm ²]	
			n	m	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	σ_s	n	m	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	σ_s		
			700 cm ²						700 cm ²					
			817 cm ³						817 cm ³					
			[kN/m]	[kNm/m]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]		
1	O1	GZG	9,1	0,51	Z1	0,08	-0,05	-	15,4	0,66	Z1	0,10	-0,06	-
2	O1+O2	GZG	13,8	0,79	Z1	0,12	-0,08	-	23,7	1,03	Z1	0,16	-0,09	-
4	O1+O3+O4	GZG	-12,0	-2,42	Z1	0,28	-0,31	-	23,4	1,96	Z1	0,27	-0,21	-

Tabelle 4.13: Normalkräfte im Gitterträger der oberen Platte

BZ	LF	GZ	Zug OG	Druck OG	Zug D	Druck D	
			Bl 50x20	Bl 50x20	Ø 16	Ø 16	
			N _{Rk}	235,0 kN	-113,0 kN	110,6 kN	-52,0 kN
			N _{Rd}	235,0 kN	-113,0 kN	96,2 kN	-45,2 kN
			N	N	N	N	
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	O1	GZG	21,4	-30,5	7,2	-7,2	
2	O1+O2	GZG	32,7	-47,7	11,1	-11,1	
4	O1+O3+O4	GZG	48,8	-64,0	17,5	-17,6	
4	1,35*O1+ 1,5*(O3+O4)	GZT	69,9	-91,5	25,2	-25,3	

4.1.2.4 Planliche Darstellung

Neben den zuvor nachgewiesenen Konstruktionselementen werden in den Plänen auch noch konstruktive Bewehrungselemente, wie zum Beispiel die Gitterträger in Brückenlängsrichtung oder die Schweißgründe zum Verbinden der oberen Platte mit den Doppelwänden, berücksichtigt. Die Bewehrungspläne der oberen und unteren Platte, sowie der Doppelwände findet sich im Anhang D. Weiters werden dort in einem Ablaufplan die Betonierphasen in der Endlage erläutert.

4.2 Längsrichtung

Nach der Abhandlung der Querrichtung erfolgt nun eine Betrachtung in der Haupttragrichtung. Allerdings fanden diese Überlegungen zeitlich vor der endgültigen Fixierung des Querschnittes statt.

4.2.1 Stützweiten

Das große Feld über der Donau, mit einer Spannweite von 215 m, prägt eindeutig das Bild der Voestbrücke. Für die Befahrbarkeit der Donau mit Schiffen wäre nur eine Mindestspannweite von 100 m verlangt. Weiters besitzen auch die ober- und unterwasserseitig gelegenen Brücken keine solch enormen Spannweiten. Dies führt zu dem Schluss, dass die enorme Feldlänge hauptsächlich aus Gründen der Gestaltung und Ästhetik resultiert. Zudem konnte dadurch zum Zeitpunkt der Erbauung ein Zeichen für die Leistungsfähigkeit des Stahl-Brückenbaus gesetzt werden.

Somit stand fest, dass die Spannweite der Bypass – Brücken geringer ausfallen würde, als die der Voestbrücke. Die dadurch einzubringenden Pfeiler sollten allerdings so gesetzt werden, dass sie nicht an ungünstigen Stellen das Gesamtbild der Brücke negativ beeinflussen. Die Lösung, die dabei sofort ins Auge springt, ist die Pfeiler an den Stellen der Abhängungen der Voestbrücke zu positionieren.

Um die Durchfahrtsbreite für den Schiffverkehr zu gewährleisten wird an der Stelle der ersten Abspannung kein Pfeiler platziert. Dadurch ergibt sich eine maximale Spannweite von 114 m. Dieses Feld wird letztlich für die Auslegung der Brücke maßgebend sein. Abbildung 4.22 zeigt die Wahl der Stützweiten und die Lage der neu zu errichtenden Pfeiler. Der Pylon mit der Abspannung ist optional und wird in der Folge näher untersucht.

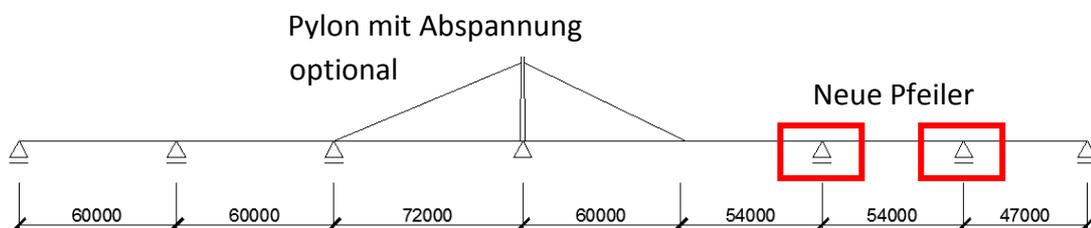


Abbildung 4.22: Erste Wahl der Stützweiten im Entwurf mit optionalen Pylon

4.2.2 Variantenstudie

Für die Bauweise mit den zuvor beschriebenen dünnwandigen Fertigteilen bieten sich 2 Konstruktionsvarianten an:

- Schrägkabelbrücke mit einer Abspannung im Hauptfeld
- Durchlaufträger ohne obenliegende Konstruktionselemente, gegebenenfalls mit Voute

Ein wesentlicher Faktor für die Auswahl einer Konstruktionsart ist natürlich die gestalterische Qualität. Deshalb wurde für das vorliegende Projekt ein grobes 3D Modell der Variante Schrägkabelbrücke erstellt, um vorab festzustellen, ob es Sinn macht, sich überhaupt mit dieser Variante zu beschäftigen. Weiters kann dabei auch gleich der Einfluss der neu zu errichtenden Brückenpfeiler überprüft werden. Abbildung 4.23 zeigt dieses Modell aus Sicht eines Fußgängers vom Ufer der Donau mit Blickrichtung stromabwärts.



Abbildung 4.23: Grobmodell Variante Schrägkabelbrücke (Bypass – Brücken in rosa)

Die beiden kleineren Pylone wirken mit dem Großen der Voestbrücke als „Familie“. Der große „Mutterpylon und seine beiden kleinen Kinder“ bilden ein stimmiges Gesamtbild. Durch dieselbe Neigung der neuen Abspannung, wie die der Voestbrücke erzeugt auch die Auflösung der Abspannung in 3 Kabel (zur einfacheren Verankerung) kein unruhiges oder gar ungeordnetes Bild. Folglich ist die Ausführungsvariante als Schrägkabelbrücke durchaus eine Option. Vom gestalterischen Gesichtspunkt wäre sie sogar noch über den reinen Durchlaufträger zu stellen. Mit den statischen Vor- und Nachteilen beschäftigen sich die nachfolgenden Abschnitte.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Was leider beide Varianten in der Ästhetik etwas verschlechtert sind die neuen Pfeiler, welche die beeindruckende Spannweite der Bestandsbrücke doch deutlich verdecken. Jedoch muss in diesem Punkt die Gestalt etwas hintan gestellt werden und auch die Wirtschaftlichkeit in Betracht gezogen werden. Jede Vergrößerung des Donaufeldes würde auch zu einer Steigerung der Herstellungskosten führen.

4.2.3 Vergleichsrechnung

In diesem Abschnitt werden die Varianten der Schrägkabelbrücke und Durchlaufträgerbrücke verglichen. Dafür müssen zuerst die Querschnitte und die Stabwerksmodelle festgelegt werden. Eine Auswertung erfolgt jeweils für die drei Lastfälle – Eigengewicht, Ausbaulast, Verkehrslast mit Lastmodell 1 nach Eurocode 1991-2 [18]. Schließlich werden die errechneten Schnittgrößen übereinandergelegt und miteinander verglichen.

Die statischen Berechnungen erfolgen mit der Berechnungssoftware von Dlubal:

- RStab 7 für die Stabwerksberechnung
- DICKQ 6 für die Querschnittswerte des Betonquerschnittes.

4.2.3.1 Querschnitte

4.2.3.1.1 Brückenquerschnitt

Der Brückenquerschnitt wird für das erste grobe Modell unter Vernachlässigung der Querneigung als symmetrischer Querschnitt behandelt. Außerdem erfolgt die Berechnung der Querschnittswerte im Zustand 1. Als Werkstoff wird C 30/37 für die Berechnung angesetzt.

Abbildung 4.24 zeigt den idealisierten Brückenquerschnitt, nach der Eingabe in das Berechnungsprogramm. Die Auswertung mit DICKQ 6 führte zu den in Tabelle 4.14 dargestellten Querschnittswerten.

Tabelle 4.14: Vereinfachte Querschnittswerte des Brückenquerschnitts

A	108.800 cm^2	$\Rightarrow p_k = 10,88 \cdot 25,0 = 272 \text{ kN/m}$
I _y	$1,9369 \cdot 10^9 \text{ cm}^4$	
I _z	$1,3902 \cdot 10^{10} \text{ cm}^4$	
I _T	$3,7288 \cdot 10^9 \text{ cm}^4$	

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

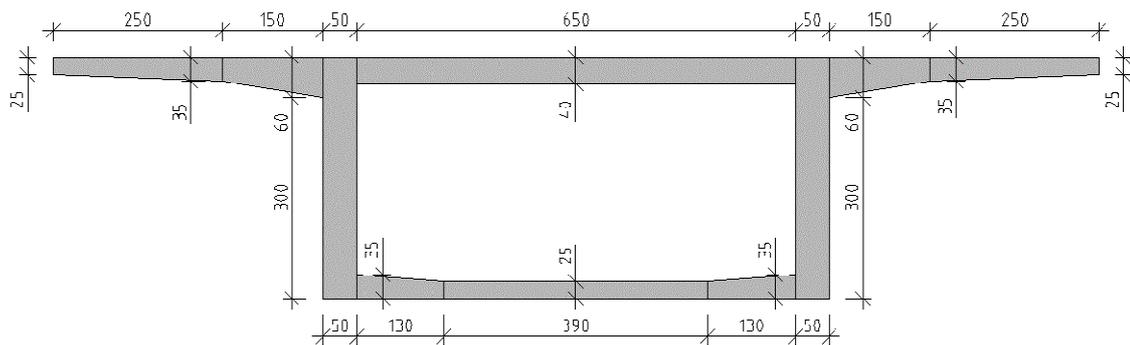


Abbildung 4.24: Idealisierter Brückenquerschnitt (Maße in cm)

Aus der Querschnittsfläche kann mittels Ansatz einer Wichte von 25 kN/m^3 auf das Gewicht der Brücke pro Laufmeter geschlossen werden. Diese ergibt sich zu 272 kN/m oder $27,2 \text{ t/m}$.

Aufgrund der großen Breite ist das Trägheitsmoment um die z-Achse beinahe um einen Zehnerfaktor größer als jenes um die y-Achse.

Wegen der Auslegung als Hohlkasten und der großen umschlossenen Fläche entsteht ein sehr großes Torsionswiderstandsmoment. Somit stellt die Abtragung von Torsionsmomenten bei diesem Querschnitt kein großes Problem dar.

4.2.3.1.2 Kabel

Je größer der Durchmesser eines Kabels, desto mehr Platz muss auch für die Verankerung eingeplant werden. Somit empfiehlt es sich für den gegenwärtigen Fall statt auf einen großen, auf drei kleinere Seildurchmesser, mit je $82,5 \text{ cm}^2$, zu setzen.

Für das statische Modell reicht zur Modellierung allerdings wiederum ein Seil. Somit werden die drei Kabel im Modell durch ein einziges, mit äquivalentem Querschnitt, abgebildet.

$$A_{\text{Kabel,gesamt}} = 3 \cdot 82,5 \text{ cm}^2 = 247,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi_{\text{Kabel,Modell}} = 17,7 \text{ cm} \quad (4-38)$$

Für die Abspannungen werden die Seile als Spannbetonlitze der Güte St 1660/1860 ausgeführt.

4.2.3.1.3 Pylon

Dem Pylon wird in den folgenden Berechnungen noch keine große Aufmerksamkeit zugewandt. Als erste Annahme werden die Abmessungen $1,5 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$ und die Betongüte C 30/37 verwendet.

4.2.3.2 Stabmodelle

Die Lasteinleitung in die Abspannung wird an der Außenseite des Steges situiert. Hier lässt sich sowohl die Verankerung, als auch die Vorspannung der Kabel am einfachsten durchführen. Dadurch entsteht eine Exzentrizität zur Brückenachse von 4,0 m.

Optimal wäre natürlich eine Lasteinleitung in der Brückenachse, dies ist aber aufgrund des unterschiedlichen Platzbedarfs der motorisierten und unmotorisierten Verkehrsteilnehmer nicht möglich.

Abbildung 4.25 zeigt die Lage der Abspannung und die Aufteilung der Brückenbreite unter den Verkehrsteilnehmern.

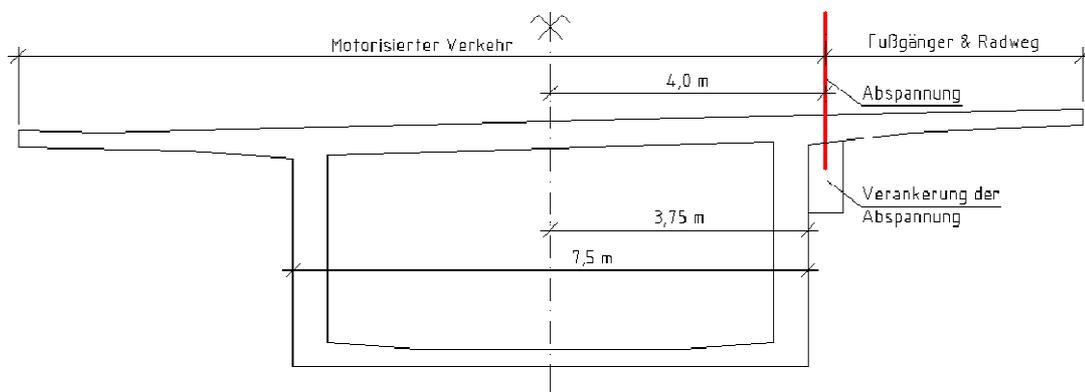


Abbildung 4.25: Darstellung des exzentrischen Spannkabelanschlusses

Diese exzentrische Lasteinleitung muss nun auch in das statische Modell übernommen werden. Hierfür wird im Berechnungsprogramm der Stabtyp Starre Kopplung mit einer Länge von 4,0 m verwendet.

Eine Vereinfachung der Lagerungsbedingungen erfolgt dadurch, dass nur das Lager beim Pylon als Festes ausgeführt wird.

Abbildung 4.26 zeigt die Lage und Ausführung der starren Kopplung, sowie die Lagerungsbedingungen.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

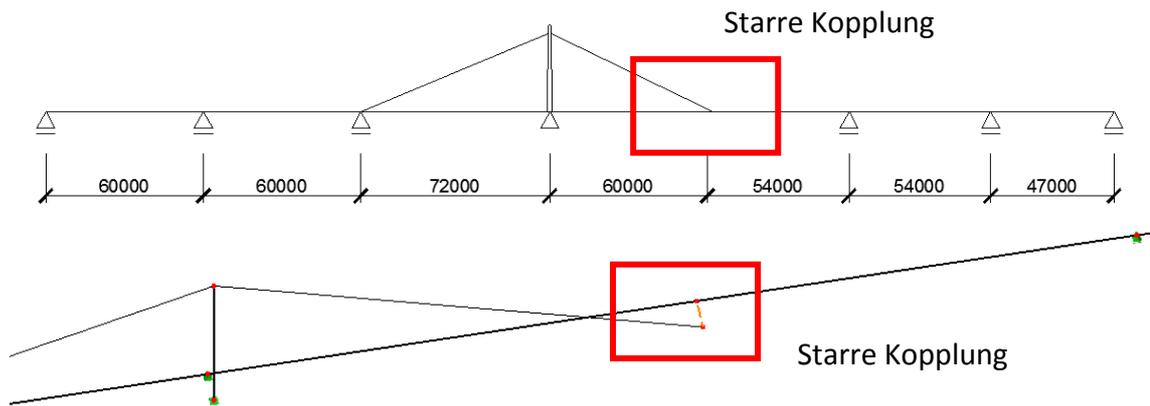


Abbildung 4.26: Darstellung des exzentrischen Spannkabelanschlusses

Für die Berechnung als Durchlaufträger werden die Kabel, der Pylon und die starre Kopplung entfernt, ansonsten jedoch dasselbe Modell verwendet.

4.2.3.3 Lastfälle

Um die beiden Varianten zu vergleichen werden 4 wesentliche Lastfälle untersucht:

- Eigengewicht der Konstruktion
- Vorspannung des Schrägkabels, für den Lastfall Eigengewicht der Schrägkabelvariante
- Ausbaulast
- Verkehrslast, Lastmodell 1 nach EN 1991-2 [18]

In den folgenden Unterpunkten werden die Lastwirkungen in den jeweiligen Lastfällen ermittelt.

4.2.3.3.1 Eigengewicht der Konstruktion

Das Eigengewicht wird von R-Stab automatisch in einem Lastfall berechnet. Wie schon in Tabelle 4.14 ermittelt, beträgt das Eigengewicht 272 kN/m. Für die beiden untersuchten Varianten wird dasselbe Stabmodell (ohne Pylon) verwendet, da die Vorspannung der Kabel erst danach erfolgt. Das Endergebnis für die Variante mit Pylon ergibt sich aus einer Überlagerung mit dem Lastfall Vorspannung des Schrägkabels.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

4.2.3.3.2 Vorspannung des Schrägkabels

Für das Modell mit Pylon wird nun eine Vorspannung aufgebracht. Die gewählten Kabel werden auf 50% ihrer Versagenslast vorgespannt:

$$F_u = 3 \cdot 82,5 \text{ cm}^2 \cdot 186,0 \text{ kN/cm}^2 = 46.035 \text{ kN} \quad (4-39)$$

$$0,5 \cdot F_u = 0,5 \cdot 46.035 \text{ kN} = 23.000 \text{ kN}$$

Der Winkel des Kabels zu Horizontalen wird mit 21° , entsprechend der Neigung der Abspannung der Voestbrücke, gewählt:

$$F_h = 23.000 \text{ kN} \cdot \cos(21) = 21.472 \text{ kN} \quad (4-40)$$

$$F_v = 23.000 \text{ kN} \cdot \sin(21) = 8.242 \text{ kN}$$

Abbildung 4.27 zeigt den Ansatzpunkt der Vorspannkraft am Ende der starren Kopplung. Hier aufgelöst in die zuvor errechneten horizontalen und vertikalen Anteile.

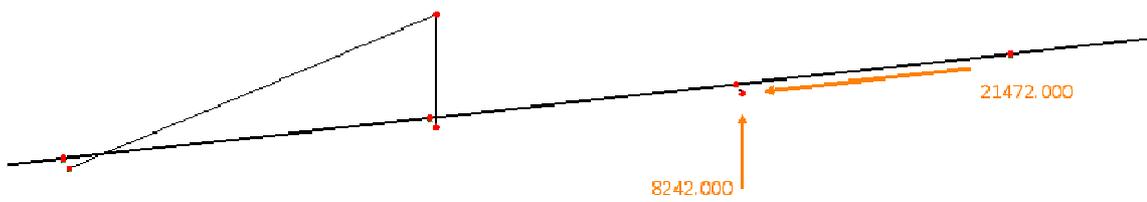


Abbildung 4.27: Ansatzpunkt der Vorspannkraft

Um anschließend den Lastfall Eigengewicht mit Vorspannung für die Schrägkabelvariante zu erhalten, erfolgt eine Überlagerung dieses Lastfalles mit dem zuvor beschriebenen Lastfall Eigengewicht der Konstruktion.

4.2.3.3.3 Ausbaulast

Die Ausbaulast wird mit einer 15 cm dicken Betonschicht abgeschätzt:

$$p_k = 15,5 \text{ m (Brückenbreite)} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3 = 58,125 \text{ kN/m} \quad (4-41)$$

=> gewählt: 55,0 kN/m über die gesamte Brückenlänge

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

4.2.3.3.4 Lastmodell 1 nach EN 1991-2 [18]

Die gesamte Fahrbahnbreite laut Regelplanung (Abbildung 3.1) ergibt sich zu:

$$b_{\text{Fahrbahn}} = 1,0 + 2 \cdot 3,5 + 1,0 = 9,0 \text{ m} \quad (4-42)$$

Im Eurocode ist ein rechnerischer Fahrstreifen mit einer Breite von 3,0 m definiert. Dadurch erhält man 3 rechnerische Fahrstreifen für das Lastmodell 1.

Für einen Vergleich der Varianten ist die ungünstigste und somit für die Bemessung maßgebende Lastanordnung von Interesse. Deshalb wird die Lage der Fahrstreifen so gewählt, dass sie für das Kabel möglichst entlastend und den Brückenträger belastend wirkt. Die in Abbildung 4.28 gezeigte Verteilung der Verkehrslast wird folgendermaßen gegliedert:

- Die Grundlast von $2,5 \text{ kN/m}^2$ wirkt über die gesamte Brückenbreite.
- Der äußerste Fahrstreifen erhält die Zusatzlast von $6,5 \text{ kN/m}^2$ und kommt somit auf eine Gesamtbelastung von $8,0 \text{ kN/m}^2$.
- Die Achslasten werden von außen nach innen mit absteigender Größe angeordnet.

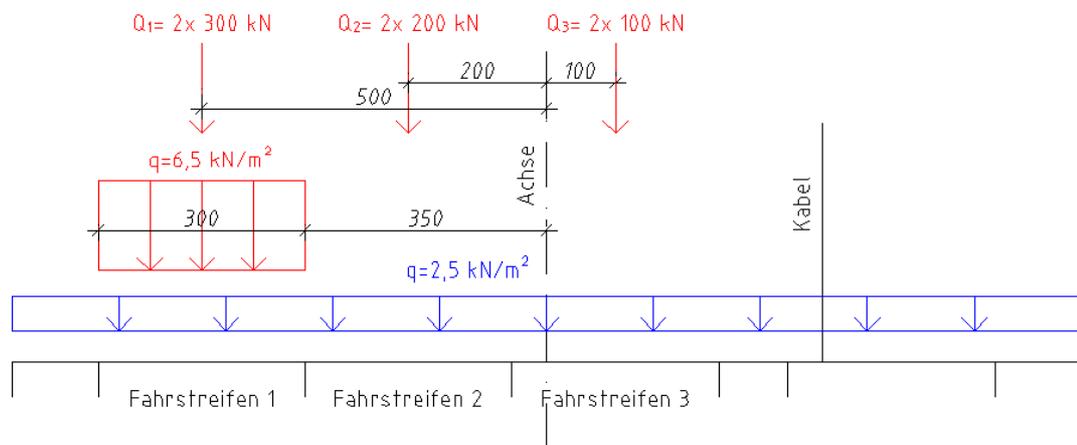


Abbildung 4.28: Verkehrslast am Querschnitt

Aufgrund der exzentrischen Anordnung der Verkehrslasten stellen sich Momente um die x-Achse – Torsionsmomente – ein. Die über die gesamte Brückenbreite verteilte Grundlast erzeugt noch keine Torsion, aber sowohl die Zusatzlast auf Fahrstreifen 1, als auch die 3 Achslasten führen zu einer Verdrehung des Querschnittes. Tabelle 4.15 erfasst die Kraft- und Torsionsmomentenwirkung der Verkehrslasten der Größe nach.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Die Grund- und Zusatzlast wirkt am Stabmodell als Linienlast, die Achslasten hingegen als Einzellasten.

Tabelle 4.15: Verkehrslasten inklusive Momente aus Exzentrizität

	Kraft	Torsionsmoment
Grundlast	$2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 15,5 \text{ m}$ $= 38,75 \text{ kN/m}$	$m = 0 \text{ kNm/m}$
Zusatzlast Fahrstreifen 1	$6,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m}$ $= 19,5 \text{ kN/m}$	$m = 6,5 \cdot 3,0 \cdot (3,5 + 3,0/2) = 97,5 \text{ kNm/m}$
Achslasten	$2 \cdot (300 + 200 + 100) = 1.200 \text{ kN}$	$M = 2 \cdot (300 \cdot 5,0 + 200 \cdot 2,0 - 100 \cdot 1,0) = 3.600 \text{ kNm}$

Der lineare Teil der Verkehrslast – Kraft- und Torsionsmomentenwirkung der Grund- und Zusatzlast – wird nur im großen Feld (Spannweite 114 m) aufgebracht. Die Einzellasten und Einzel-Torsionsmomente aus den Achslasten greifen an der Stelle der Abhängung mit der starren Kopplung an (siehe Abbildung 4.29 Kraftwirkung in blau, Torsionsmomente in braun).

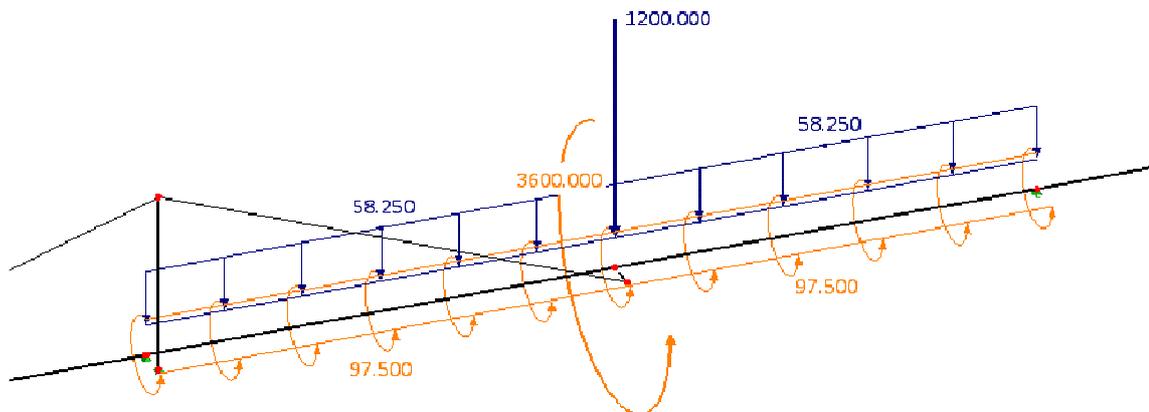


Abbildung 4.29: Verkehrslasten in Längsrichtung (Kraftwirkung in blau, Torsionsmoment in braun)

4.2.3.4 Schnittgrößen

4.2.3.4.1 Dargestellter Bereich

Um eine Lesbarkeit der Abbildungen zu gewährleisten wird im Folgenden nicht die gesamte Brückenlänge dargestellt. Logischerweise beeinflusst die Abspannung die Schnittgrößen hauptsächlich im großen Feld über der Donau. Somit konzentrieren sich die nachfolgenden Überlegungen und Auswertungen auf diesen Bereich. Siehe hierzu Abbildung 4.30.

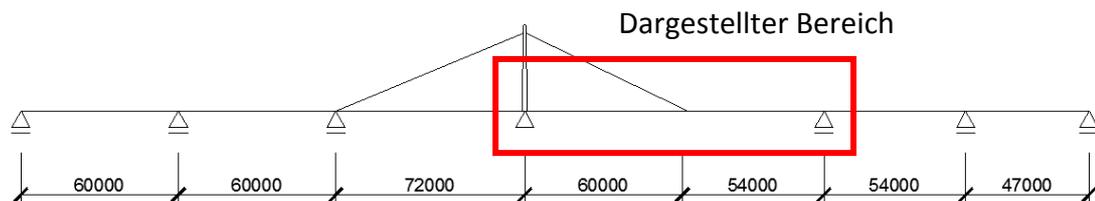


Abbildung 4.30: Dargestellter Bereich der Schnittgrößen

4.2.3.4.2 Eigengewicht

Beim Eigengewicht wirkt sich die Vorspannung des Schrägkabels am stärksten aus. Das Biegemoment um die y -Achse reduziert sich im Feld auf etwa 22 % des Biegemomentes des Durchlaufträgers und in den Bereichen der Stützmomente auf unter 67 %.

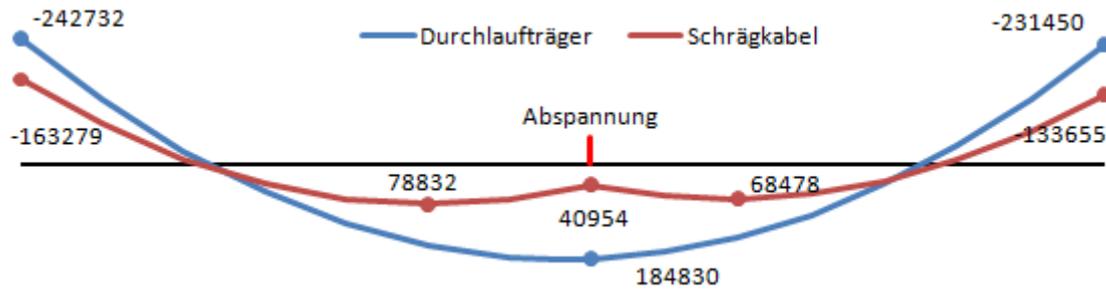
Im Gegenzug werden jedoch ein Moment um die x - und z -Achse eingebracht. Diese sind allerdings in der Ableitung wesentlich unproblematischer. Aufgrund der großen Breite des Querschnittes ist das Trägheitsmoment um die z -Achse um einen Zehnerfaktor größer, als das um die y -Achse (siehe Tabelle 4.14) und die Aufnahme des Torsionsmomentes ist bei einem Hohlkasten – Querschnitt kein großes Problem.

Die zusätzlich eingebrachte Druckkraft wirkt zudem für den Betonquerschnitt günstig. Hierbei ist aber zu beachten, dass die Lagerungsbedingungen in horizontaler Richtung noch sehr vereinfacht gewählt wurden.

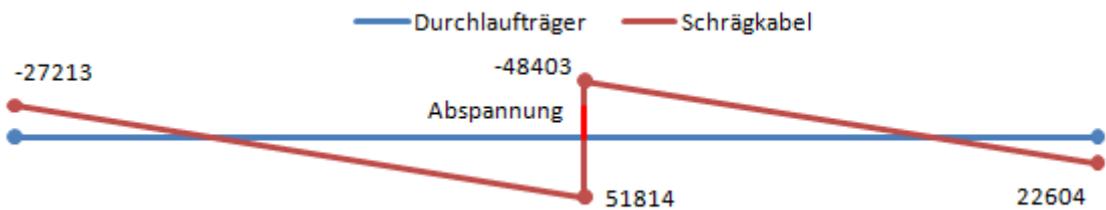
Die Schnittgrößen des Lastfalls Eigengewicht sind in Abbildung 4.31 dargestellt.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

My - Moment um die y-Achse



Mz - Moment um die z-Achse



M_T - Moment um die x-Achse



N - Normalkraft



Abbildung 4.31: Schnittgrößen zufolge Eigengewicht

4.2.3.4.3 Ausbaulast

Im Lastfall Ausbaulast ist der Einfluss der Abspannung kaum mehr auszumachen. Dies liegt daran, dass die Abspannung nur mehr als vertikales Federlager wirkt. Aufgrund des kleinen Kabeldurchmessers und der großen Seillänge ist die Federsteifigkeit allerdings so gering, dass keine nennenswerten Kräfte aufgenommen werden können.

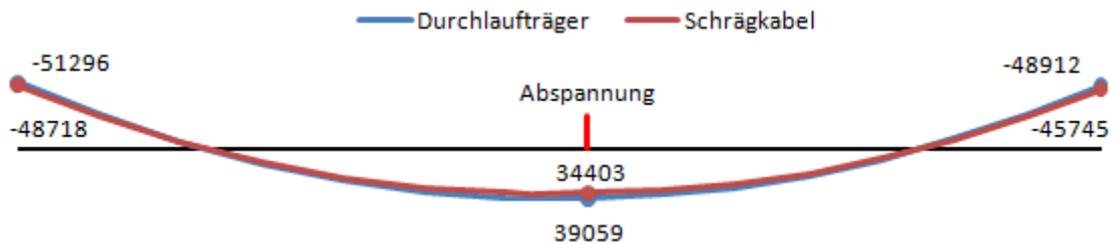
Wie schon im Lastfall Eigengewicht werden durch den exzentrischen Kabelanschluss Momente um die x- und z-Achse sowie eine Normalkraft eingebracht. Diese Schnittgrößen sind im Vergleich zum Eigengewicht sehr gering (ca. 3 - 4 %). Außerdem

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

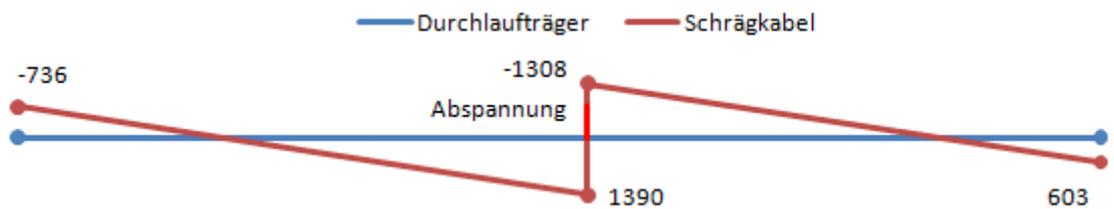
ist die Ableitung dieser Schnittkräfte, wie schon unter 4.2.3.4.2 beschrieben, unproblematisch.

Der Vergleich der Schnittgrößen des Lastfalls Ausbaulast findet sich in Abbildung 4.32.

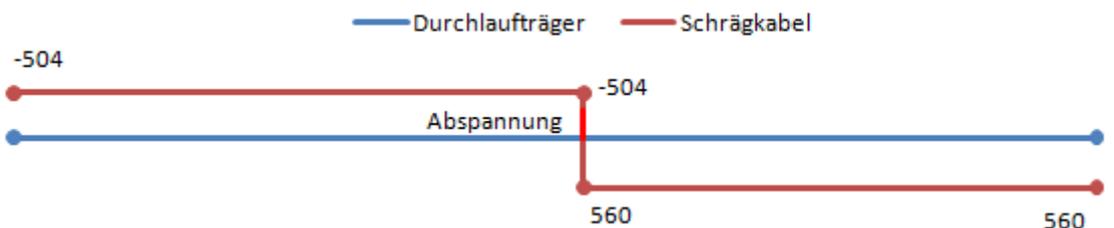
M_y - Moment um die y-Achse



M_z - Moment um die z-Achse



M_T - Moment um die x-Achse



N - Normalkraft

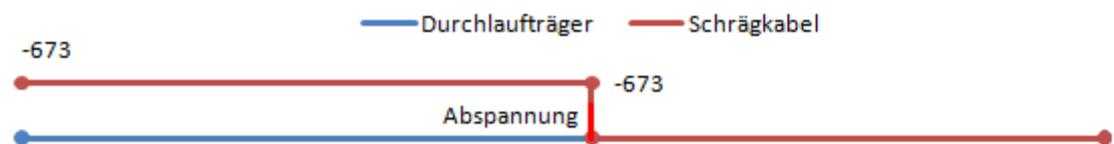


Abbildung 4.32: Schnittgrößen zufolge Ausbaulast

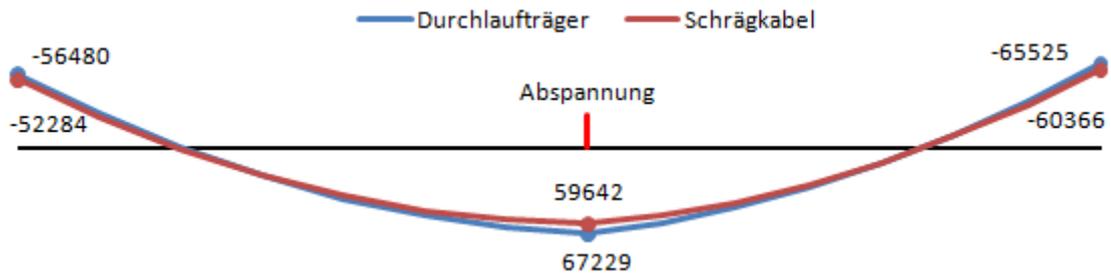
4.2.3.4.4 Lastmodell 1

Aus denselben Gründen, die schon unter 4.2.3.4.3 erläutert wurden, ist auch im Verkehrsfall mit dem Lastmodell 1 nach Eurocode kein wesentlicher Unterschied der

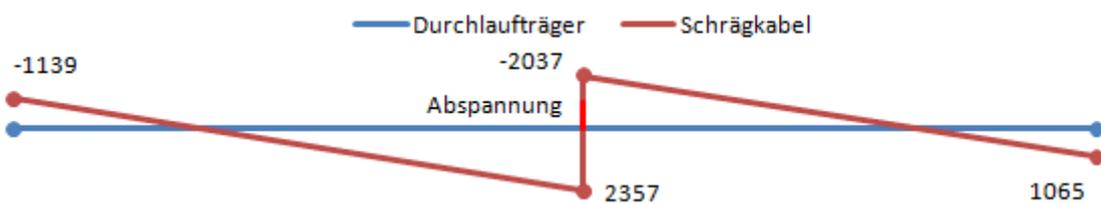
4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Schnittgrößen zwischen dem Durchlaufträger und der Schrägkabelvariante auszumachen. Siehe hierzu Abbildung 4.33.

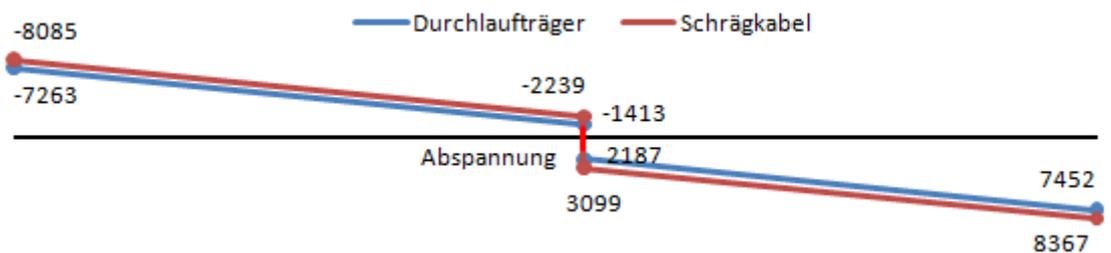
M_y - Moment um die y-Achse



M_z - Moment um die z-Achse



M_T - Moment um die x-Achse



N - Normalkraft



Abbildung 4.33: Schnittgrößen zufolge Lastmodell 1

4.2.3.4.5 Fazit

Aus statischer Sicht macht die Auslegung als Schrägkabelbrücke durchaus Sinn. Speziell im Lastfall Eigengewicht kann die Momentbeanspruchung deutlich reduziert werden. Im Ausbau- und Verkehrslastfall wirkt sich die Abspannung allerdings kaum mehr aus.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Für die Wahl des Tragwerkes müssen jedoch noch andere Faktoren, wie Wirtschaftlichkeit und Bauablauf, berücksichtigt werden.

4.2.4 Gewähltes Modell

Die Abschnitte 4.2.2 und 4.2.3 haben gezeigt, dass die Schrägkabelkonstruktion sowohl in gestalterischer, als auch in statischer Hinsicht einige Vorteile gegenüber der Durchlaufträgerlösung aufweist.

Aus wirtschaftlicher Hinsicht stellt sich die Frage, ob die Kosten für den Pylon und die Abspannung, sowie deren Verankerung durch die etwas günstigere Querschnittsauslegung kompensiert werden können. Erfahrungsgemäß ist zu erwarten, dass die Schrägkabelkonstruktion teurer als die Variante des Durchlaufträgers ist.

Ein wesentlicher Punkt, der in weiterer Folge auch maßgeblich für die endgültige Wahl der Konstruktionsart war, ist die Anpassungsfähigkeit des Verkehrsquerschnittes. Hier weist die Schrägkabelbrücke mit ihrem die Fahrbahn durchstoßenden Pylon und den Einleitstellen der Abspannkabel eindeutige Nachteile auf. Bei der Durchlaufträger Variante können die Fahrbahnen hingegen beliebig verschoben werden.

Das Projektteam entschloss sich schließlich zur Variante des Durchlaufträgers. Allerdings war es aufgrund des großen Stützmomentes nötig, bei dem Pfeiler vor dem Pylon der Voestbrücke, den Querschnitt anzuvouten um eine größere Konstruktionshöhe zu erreichen. Die Bewertungsjury sollte vor allem mit folgenden Punkten von dem Projekt überzeugt werden:

- Wirtschaftlichkeit sowohl in der Wahl des Baustoffs Spannbeton und der Konstruktionsart des Durchlaufträgers;
- Innovative und herstellungsfreundliche Hohlkastenträger mit Teilfertigteilen aus Doppelwandelementen;
- Flexible Wahl des Verkehrsquerschnittes durch das Ausbleiben oberliegender Konstruktionselemente.

4.3 Bauablauf

Bei den vielen Vorteilen, die der Werkstoff Beton mit sich bringt, ist doch der Bauablauf eine gewisse Schwachstelle. Bei reinen Betonbrücken ist die Möglichkeit der Vorfertigung sehr gering und es müssen die Aushärtezeiten eingehalten werden.

Des Weiteren soll beim gegenwärtigen Projekt das Lichtraumprofil für die Schifffahrt möglichst nicht und wenn unbedingt nötig nur kurzfristig eingeschränkt werden. Somit wird eine konventionelle Freivorbau Herstellung erschwert, da hierbei unter der Brückenunterkante auch noch ein gewisser Bereich für die Schalung und Rüstung freizuhalten ist.

Hier ist die Fertigteillösung klar im Vorteil. Die dünnwandigen Elemente dienen sowohl als Konstruktion und übernehmen zusätzlich die Funktion der Schalung. Nach dem Einheben und Fixieren können sie an ihrem Bestimmungsort ausbetoniert werden. Während der Füllbeton aushärtet, kann man bereits das nächste Fertigteil herstellen. Dadurch ergibt sich ein zügiger Bauablauf. Im Folgenden wird die Vorgangsweise bei der Herstellung der Brückenelemente und deren Zusammenfügen zu der Brückenkonstruktion aufgezeigt.

4.3.1 Herstellung der Brückenelemente

Die grundsätzlichen Überlegungen zu den dünnwandigen Fertigteilen wurden bereits in Kapitel 4.1 dargelegt, wobei dabei hauptsächlich auf die statische Auslegung des Querschnittes eingegangen wurde. Nun sollen die Aspekte der Herstellung behandelt werden. Die wesentlichen Bestandteile des Fertigteilquerschnittes sind:

- Die obere Platte, die aus einer mit modifizierten Gitterträger verstärkten Elementdecke besteht;
- Doppelwandelemente für die Stegquerschnitte;
- Eine am Vormontageplatz betonierte dünne untere Platte, die ebenfalls mit speziellen Gitterträgern verstärkt ist.

Sobald das dünnwandige Fertigteil an Ort und Stelle ist, kann ohne die Herstellung einer zusätzlichen Schalung der Hohlkastenquerschnitt ausbetoniert werden. Für die einzelnen Herstellungsschritte werden unterschiedliche Vorspannungen benötigt. Wie

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

in Abbildung 4.34 zu sehen ist lässt, sich die Führung der Spannglieder Dank der Fertigteile räumlich sehr gut trennen.

Für den Einhebevorgang sowie die Betonage der Stege und der Platten des Hohlkastens werden die Spannkabel in den Doppelwandelementen geführt. Auch die Belastung aus den weiteren Bauzuständen kann damit aufgenommen werden. Es empfiehlt sich eine gerade Führung der Litzen mit Umlenkpunkten an der Stegob- oder -unterkante.

Alternativ könnten auch interne Spannkabel in der Deck- und Bodenplatte für eine Überdrückung der Zugkräfte in den Bauphasen sorgen. Die Vorspannung erfolgt sobald die Platten ausgehärtet sind. Wenn möglich werden die Ankerköpfe mit dem nächsten Arbeitsschritt vollkommen einbetoniert, um einen guten Schutz der Verankerung zu erzielen.

Die zur Aufnahme der Ausbaulast und Verkehrslast bemessene externe Vorspannung kann im Inneren des Hohlkastens verlegt werden und weist dadurch bei guter Zugänglichkeit den bestmöglichen Schutz vor äußeren Einflüssen auf.

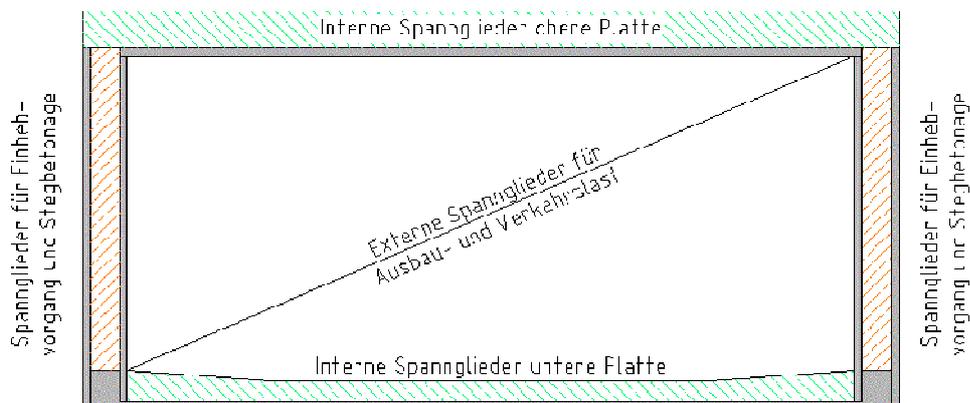


Abbildung 4.34: Verteilung der Vorspannglieder

4.3.1.1 Regelbereich

Für die Doppelwandelemente des Steges finden nur Standartelemente des Fertigteil – Herstellers Verwendung. Allerdings muss die Anlieferung auf die Baustelle im Straßenverkehr berücksichtigt werden. Daraus resultieren Beschränkungen für die Länge und Höhe der Elemente. Im Regelbereich wird die maximale Transporthöhe von 3,40 m komplett ausgenutzt. Bei den Deckenelementen gilt ebenfalls die Beschränkung auf 3,40 m Breite und so kommt man bei 3 nebeneinander liegenden

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Deckenelementen mit 2 cm Fuge auf eine Länge der Doppelwandelemente von 10,24 m. Das innere Wandelement ist dabei oben und unten um 7 cm kürzer um den Anschluss der unteren und oberen Platte zu ermöglichen.

Für den Zusammenbau werden, entsprechend der geplanten Länge des Brückenelementes, die Doppelwände aneinandergereiht und die untere Platte mit einer Dicke von 7 cm vor Ort betoniert. Dadurch erhält jeder Bauabschnitt eine durchgehende Bodenplatte. Ein möglichst biegesteifer Anschluss der unteren Platte an die Stege erfolgt durch Ausbetonieren der untersten 42 cm der Hohlwände. Danach werden die Deckenelemente aufgelegt und in regelmäßigen Abständen an Schweißgründen fixiert. Schließlich werden die Fugen vergossen. Somit ist das Brückenelement fertiggestellt und kann zu seinem Bestimmungsort eingeschommen werden.

4.3.1.2 Voute

Der Bauablauf des gevouteten Brückenelementes unterscheidet sich nur im Bereich der Voute, aufgrund der größeren Steghöhe, vom Regelbereich. Im Voutenbereich ist eine Steghöhe von bis zu 5,7 m gefordert. Deshalb müssen die Doppelwandelemente um 90° gedreht werden und haben nur mehr eine Länge von 3,4 m. Der geschwungene Verlauf der Voutenunterkante stellt in der Herstellung der Fertigteile kein großes Problem dar, es muss nur beachtet werden, dass die Bewehrung und sämtliche Einlagen ebenfalls gedreht werden. Diese kürzeren Doppelwandelemente werden so lange aneinander gereiht, bis die Steghöhe von 3,4 m erreicht ist. Danach können wieder die zuvor beschriebenen Elemente verwendet werden. In Abbildung 4.35 sieht man die Doppelwandelemente im Bereich der Voute und den Anschluss an den Regelbereich. Bemaßt sind nur die Doppelwandelemente. Zwischen ihnen befindet sich noch eine 2 cm breite vergossene Fuge.

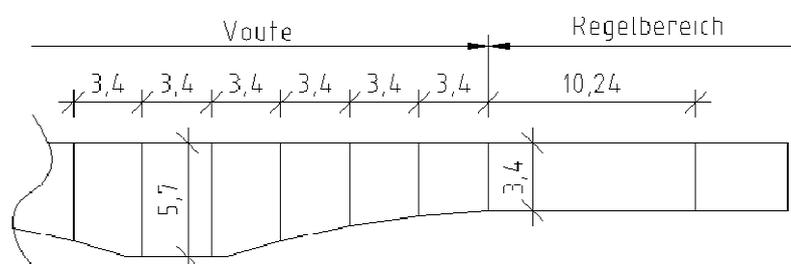


Abbildung 4.35: Doppelwände im Bereich der Voute

4.3.1.3 Fugenausbildung

Da die Bodenplatte der einzelnen Elemente durchgehend betoniert wird, müssen die 20 mm breiten Fugen zwischen den Doppelwandelementen vergossen werden. Dies erfolgt in einem eigenen Arbeitsschritt, bei dem jede Fuge abgeschalt wird. Um zumindest auf der sichtbaren Außenseite der Brücke ein Herausrinnen der Fugenmasse wie in Abbildung 4.36 zu vermeiden, empfiehlt sich die Verwendung von Fugeneinlagen. Dadurch ergibt sich eine saubere Fugenansicht.

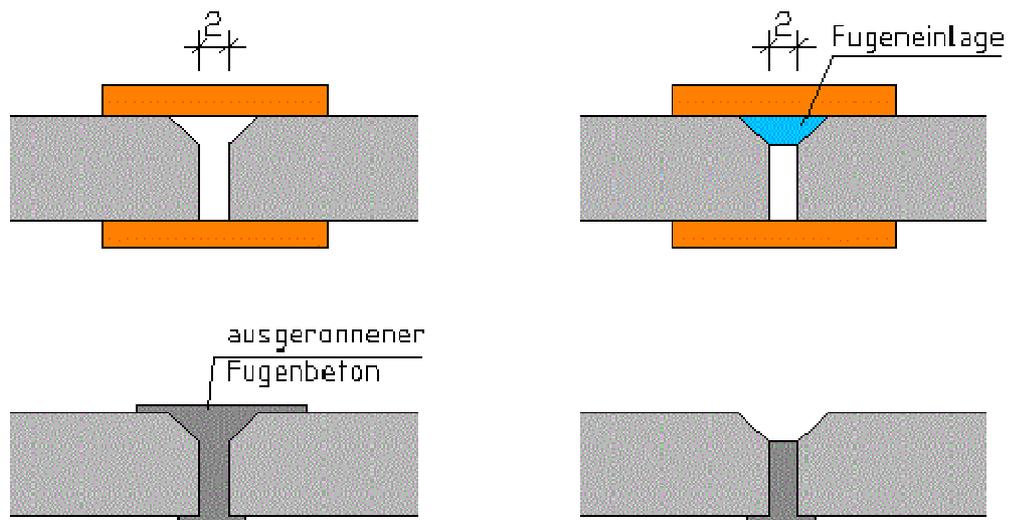


Abbildung 4.36: Fugenausbildung ohne und mit Fugeneinlage

In den Fugen zwischen den Doppelwandelementen wird keine Längsbewehrung eingelegt, da sämtliche Zugkräfte durch die Vorspannung überdrückt werden.

4.3.1.4 Vormontageplatz

Für die Herstellung der großen Brückenelemente wird ein Vormontageplatz mit ausreichend Platz benötigt. In der Ausschreibung wurde darauf hingewiesen, dass der Hochwasserabflussquerschnitt der Donau nur punktuell eingeschränkt werden darf. Deshalb wurde von der Errichtung eines Vormontageplatzes direkt neben der Brückenbaustelle abgesehen. Eine sehr gute Lage für den Vormontageplatz würde sich bei dem in unmittelbarer Nähe liegenden Winterhafen bieten. Hier wäre eine gute Anbindung an den Landweg, zur Anlieferung der Ausgangsstoffe, und den Wasserweg, zum Einschwimmen der fertigen Elemente, gegeben. Weiters wäre ausreichend Platz für die Manipulation der Materialien vorhanden.

4.3.2 Bauablauf

Der Bauablauf kann grob in die Errichtung der Vorlandbereiche mittels Ortbeton und das Herstellen der Abschnitte über der Donau mit den dünnwandigen Fertigteilen eingeteilt werden. Im Folgenden werden diese Abläufe näher beschrieben.

4.3.2.1 Vorlandbereich

Aufgrund des Anschlusses der Rampenkonstruktionen wäre im Vorlandbereich eine Herstellung mit den dünnwandigen Fertigteilen nicht praktikabel. Deshalb wird hier die konventionelle Herstellungsmethode mit Ortbeton auf Traggerüsten angewandt. Die dafür benötigten Abstützungen stellen nur punktuelle Einschränkungen des Hochwasserabflussquerschnittes dar und sind somit laut der Ausschreibung zulässig. In diesem Bereich wird sofort der gesamte Hohlkastenquerschnitt, inklusive der Auskragungen, hergestellt. Zuerst wird der kurze Abschnitt am Südufer betoniert, danach die beiden am Nordufer.

Abbildung 4.37 zeigt die Arbeitsschritte 1 bis 3 des Vorlandbereichs. Die unterschiedlichen Farben der Schraffur dienen nur der Übersichtlichkeit.

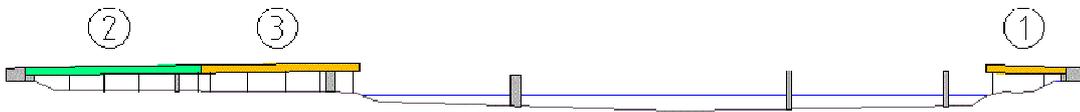


Abbildung 4.37: Arbeitsschritte 1 bis 3 in Ortbeton

4.3.2.2 Donaubereich

Im Donaubereich kann mit den dünnwandigen Fertigteilen gearbeitet werden und es müssen somit keine aufwendigen Schalungskonstruktionen verwendet werden. Vom Vormontageplatz werden die zusammengefügte Brückenelemente mit Längen von 20,5 m bis 60,4 m und Gewichten von 140 t bis 440 t zu ihren Einbauorten eingeschommen und eingehoben. Um die Fertigteile an den schon vorhandenen Brückenabschnitten auflagern zu können, sind Konsolen herzustellen. Falls erforderlich könne die beiden Abschnitte über Gewindestangen biegesteif verbunden werden.

Ist das Fertigteil somit in seiner endgültigen Lage fixiert, können die Stege ausbetoniert werden. Zur Aufnahme dieser Betonierlast und der Belastung durch das Einheben der Elemente können im Steg gegebenenfalls Spannkabel vorgesehen werden.

4 Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen

Nach dem Einlegen der internen Vorspannkabel in die Bodenplatte wird sie abschnittsweise betoniert. Für die Betonage der oberen Platte bedarf es aufgrund der hohen Betonierlast einer Abstützung. Auch hier werden zuerst die internen Vorspannkabel und zusätzlich die Hüllrohre für die Quervorspannung der Auskragungen eingelegt. Die internen Spannglieder werden, nachdem der Beton ausgehärtet ist, angespannt und verankert. Das Ausbetonieren des Querschnittes erfolgt nach jedem abgeschlossenen Arbeitsschritt.

In Abbildung 4.38 sind die Arbeitsschritte zur Herstellung des Bereichs über der Donau mit den dünnwandigen Fertigteilen dargestellt.

In Arbeitsschritt 4 und 5 werden am südseitigen Ufer die ersten zwei Felder geschlossen. Diese Fertigteile liegen jeweils auf einer Konsole des vorigen Elementes und einem Pfeiler auf. Danach wird in Arbeitsschritt 6 das längste (60,4 m) und schwerste (440 t) Halffertigteil als Waagebalken auf den großen Strompfeiler gehoben. Um die nachfolgenden Elemente einheben zu können, müssen auf dem Waagebalken und dem südseitigen Brückenabschnitt temporäre Hilfspylone mit Abspannungen errichtet werden. Das nun im 7. Schritt eingehobene Element liegt an einem Ende auf einer Konsole und das frei auskragende Ende wird durch die Abspannung gehalten.

Schließlich werden mit Arbeitsschritt 8 und 9 die Felder geschlossen und die Durchlaufwirkung hergestellt. Danach werden mittels Verbundschalwagen die Auskragungen betoniert und die Quervorspannung der Fahrbahn aufgebracht. Erst als letzter Schritt erfolgt der Einbau und das Anspannen der externen Vorspannung, um ein Überdücken des gesamten Querschnittes zu gewährleisten.

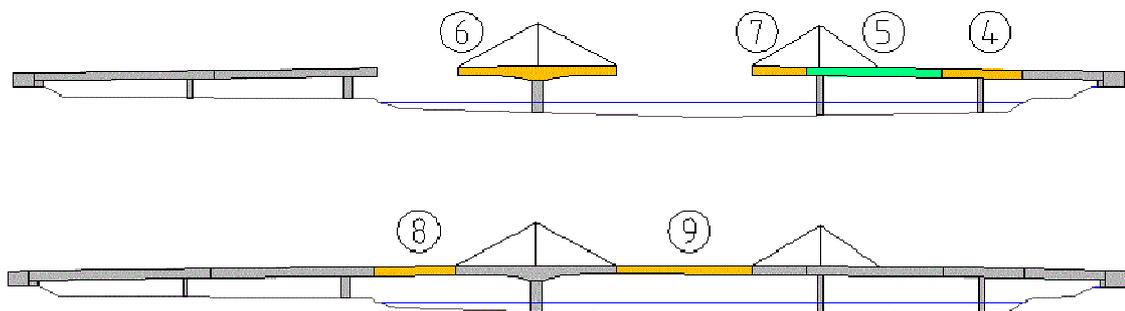


Abbildung 4.38: Arbeitsschritte 4 bis 9 über der Donau

4.4 Eingereichtes Entwurfsprojekt des Ingenieurbüros FCP, Wien

Die von der TU-Wien übernommenen Aufgaben stellten nur einen kleinen Teil des zu bewältigenden Aufwandes für die Einreichung des Projektes dar. Den Großteil der benötigten Unterlagen stellte das Ingenieurbüro FCP her. Einige Darstellungen des fertigen Entwurfes zeigen Abbildung 4.39 und Abbildung 4.40. Nachfolgend werden die wichtigsten Punkte der Einreichunterlagen [19] zusammenfassend wiedergegeben.

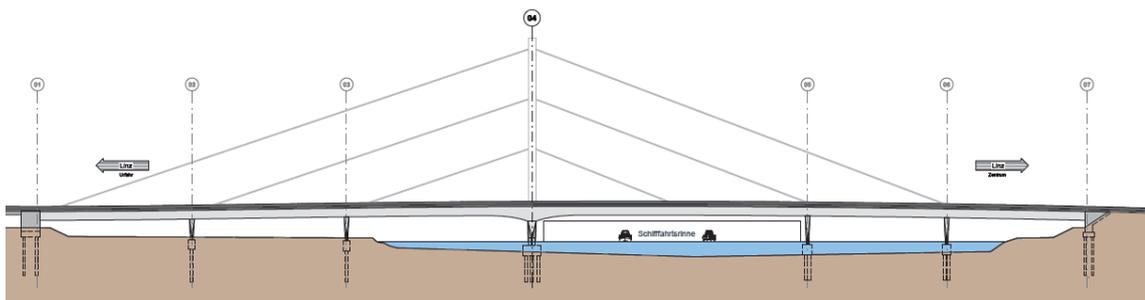


Abbildung 4.39: Plandarstellung FCP [19]



Abbildung 4.40: Fotomontage FCP [19]

4.4.1 Gestalterisches Konzept

Im Entwurf wird die Variante der Balkenbrücke als optimale Lösung herausgearbeitet. Begründet wird das dadurch, dass jede Ausführung mit obenliegenden Konstruktionselementen die Wirkung und den Charakter der Bestandsbrücke beeinflusst. Die Voestbrücke soll der zentrale Punkt der Donauüberführung bleiben und durch die neuen Bypass – Brücken dezent betont werden. Dies wird vor allem durch die Übernahme und Hervorhebung des Zentralpfeilers in der neuen Konstruktion erreicht. Im Gegensatz zur Bestandsbrücke befindet sich hier allerdings kein nach oben weisender Pylon sondern eine untenliegende Voute.

Generell musste die Pfeilerverteilung neu überdacht und an die neuen Anforderungen angepasst werden. Die große Stützweite der Voestbrücke wäre unter heutigen Gesichtspunkten wirtschaftlich nicht vertretbar und so wurde sie durch Einbringen dezenter Pfeiler verkleinert. Die Verbindung der Brücke mit den Pfeilern wird in integraler Bauweise ausgeführt und verringert durch die lagerlose Herstellung die Wartungs- und Instandhaltungskosten. Zusätzlich lässt sich durch den Einsatz der Brückenelemente aus dünnwandigen Fertigteilen ein rascher und ökonomischer Bauablauf erzielen.

Neben all diesen „großen gestalterischen Aspekten“ wurden allerdings auch Entwürfe für die untergeordneten Elemente ausgearbeitet um ein stimmiges Gesamtkonzept zu erhalten. So soll das Geländer des Fußgängerstreifens aus hell beschichteten Lochblechelementen, die in eine Konstruktion aus Edelstahl eingeklippt werden, bestehen. Die Beleuchtung der Verkehrsflächen erfolgt über Mastanlagen und einer zusätzlichen Geländerbeleuchtung. Weiters ist angedacht die Brückenkonstruktion in der Nacht von unten zu beleuchten um der Brückenfamilie größere Bedeutung zu verleihen.

4.4.2 Gründung und Unterbau

Es wird eine Tiefgründung mittels Bohrpfählen (Durchmesser 120 cm) hergestellt, die den nicht tragfähigen quartären Kies durchdringt und circa 3 Meter in den darunterliegenden Schlier mit gutem Tragverhalten einbindet. Somit weisen die Pfähle eine Gesamtlänge von etwa 10 Meter auf. Durch die Wahl der Tiefgründung sind geringe Setzungen zu erwarten und es besteht auch eine gewisse Nachgiebigkeit in horizontaler Richtung, wodurch sich die Zwangsschnittgrößen aus der integralen Bauweise reduzieren. Da die Erfassung der Baugrundsteifigkeiten nicht genau möglich ist, allerdings einen wesentlichen Einfluss auf die Berechnung der Zwangskräfte hat, wird eine Grenzfallbetrachtung mit einem oberen und unteren horizontalen Bettungsmodul angestellt.

Die auf die Tiefgründung aufgesetzten Pfeiler können als Fertigteile, oder konventionell unter Verwendung von Stahlspundwandkästen hergestellt werden. Dabei wird bei den Strompfeilern auf eine hydraulisch optimierte Form geachtet.

Der Unterbau besteht aus Ortbeton und wird im Zuge der integralen Bauweise monolithisch mit der Brückenkonstruktion verbunden. Durch den Wegfall der wartungsintensiven Lagerkonstruktionen reduzieren sich die Erhaltungskosten. Es verbleiben einzig 4 Lager pro Bypass - Brücke an den Widerlagern. Wie schon für die Gründung gilt auch beim Unterbau, dass durch eine ausreichende horizontale Nachgiebigkeit die Zwangsschnittgrößen verringert werden. Dadurch ergeben sich schlanke Abmessungen der Stützen. Der Lastfall Schiffsanprall kann trotz dieser schlanken Ausführung problemlos aufgenommen werden, da durch den monolithischen Verbund mit dem Überbau eine statisch günstige Einspannung entsteht.

4.4.3 Instandhaltung

Die Life Cycle Analyse (LCA) wurde nicht auf Basis der RVS durchgeführt, da hier die Berechnung der Lebenszykluskosten von den Errichtungskosten abhängt. Das Problem dabei ist, dass die meisten Maßnahmen, die eine Senkung der Erhaltungskosten hervorrufen, in der Herstellung teurer sind. Dies würde nach RVS zu einer Erhöhung der Erhaltungskosten führen, was sinnwidrig ist.

Deshalb ermittelte das Ingenieurbüro FCP die Erhaltungskosten mit einer maßnahmenorientierten Life Cycle Analyse. Auf Basis der hausinternen Bauwerksdatenbank, die aufgrund der großen Erfahrung im Brückenbau bereits sehr umfangreich ist, ergänzt um Lebensdauererwartungswerte aus der Literatur, können Prognosen gestellt werden, die alle Einzelheiten der Brücke berücksichtigen.

Die Gesamtlebensdauer der Brücken wurde mit 70 Jahren angesetzt. Mit der maßnahmenorientierten LCA konnten nun die voraussichtlichen Erhaltungsmaßnahmen ermittelt und in einen Zeitrahmen eingeteilt werden. Dabei wurde besonders auf ein Zusammenfassen der Zeitfenster geachtet, um die Verkehrsbeeinflussung so gering wie möglich zu halten. Weiters erfolgte eine Einteilung in Instandhaltungs- und Erneuerungsmaßnahmen.

Ein Überwachungsplan sieht alle 6 Jahre eine Brückenhauptprüfung durch einen sachkundigen Prüfsingenieur vor. Falls im Zuge von Kontrollen Schäden festgestellt werden, deren Einfluss nicht mit einfachen Prüfmethoden festgestellt werden können, sind Sonderprüfungen zu veranlassen.

Schließlich wurden jeder Erhaltungsmaßnahme und Inspektion geschätzte Kosten zugeordnet, die im Abschnitt 4.4.5 näher erläutert werden. Vorweggenommen sei, dass ein wesentlicher Anteil der Erhaltungskosten auf den Überbau entfällt, dieser aber durch die gewählte Bauweise mit den Brückensegmenten aus dünnwandigen Fertigteilen gegenüber einer herkömmlichen Überbau-Bauweise um 37 % verringert werden konnte.

4.4.4 Vorstatik

Die Vorstatik wurde größtenteils mit der Berechnungssoftware SOFiSTik erstellt und beinhaltet folgende Lasten:

- Das Eigengewicht beinhaltet das Tragwerk inklusive der Querträger in den Stützbereichen und Umlenkungen für die externe Vorspannung.
- Weitere ständige Lasten sind der Belag sowie die Ausbaulasten (Leitschienen, Jerseywände, Randbalken).
- Bei der Vorspannung ist sowohl jene in Längsrichtung mit internen und externen Kabeln, als auch die interne Quervorspannung der Fahrbahnplatte zu berücksichtigen.
- Schwinden spielt für die Bemessung des Überbaus und der Pfeiler eine Rolle. Durch die abschnittsweise Herstellung entstehen dabei Zwangsbeanspruchungen. Deshalb war es erforderlich den Bauablauf möglichst realitätsgetreu abzubilden.
- Kriechen führt zu Spannungsumlagerungen im Querschnitt und ruft mitunter auch günstige Effekte hervor, wenn sich die Vorbeanspruchung der dünnwandigen Fertigteile auf den Gesamtquerschnitt verlagert.
- Die Verkehrslasten berücksichtigen mit den Lastmodellen 1-4 nach Eurocode EN 1991-2 [18] die Lastfälle des Regelverkehrs, Sondertransporte und Menschenansammlungen.
- Für den Temperaturlastfall werden gleichmäßige und ungleichmäßige Temperaturverteilungen berücksichtigt.
- Wind
- Bei den Lager- und Stützenbewegungen sind vor allem die Setzungsdifferenzen zu untersuchen.
- Als außergewöhnliche Last wird in der Vorstatik nur der Schiffsanprall an einen Pfeiler untersucht, da die Erdbebenwirkung aufgrund der geringen Seismizität in dem Gebiet geringere Kräfte als der Temperaturlastfall hervorrufen würde.

Sämtliche Nachweise der Grenzzustände der Tragfähigkeit/Gebrauchstauglichkeit wurden im Bau- und Endzustand geführt.

Einen weiteren wesentlichen Punkt stellte die Bemessung der Pfeiler und Fundierung dar.

4.4.5 Massen und Kosten

Die Angaben zu den Massen und Kosten beziehen sich auf eine Hauptbrücke der Bypass – Brücken, ohne den Vorlandbereichen.

Für den Überbau ergibt sich laut Massenaufstellung ein Betonbedarf von ungefähr 3.600 m^3 . An Spannstahl müssen knapp 225 t verbaut werden, davon ein Viertel als Quervorspannung. Der Rest in Längsrichtung verteilt sich in etwa zu gleichen Teilen auf interne und externe Vorspannung. Für den Bewehrungsstahl wurde ein Ansatz von 300 kg/m^3 gewählt. Daraus folgt ein Bedarf von 1.000 t Stabstahl.

Es sind Tiefgründungen mit einer Bohrfahllänge von insgesamt 1000 m erforderlich. Der Betonbedarf für die Widerlager, Pfeiler und Stützen beträgt 2200 m^3 .

Die Errichtungskosten je Hauptbrücke betragen 9.000.000 €. Bei einer Brückenfläche von 4640 m^2 ergibt dies einen Quadratmeterpreis von 1950 €. Bei der Verteilung der Kosten auf die einzelnen Kostengruppen entfällt der größte Anteil mit 31 % auf den Überbau. Der Unterbau und die Brückenausrüstung schlagen mit 18 % beziehungsweise 15 % zu Buche. Zusätzlich werden 14 % für die Baustelleneinrichtung und 20 % für Unvorhergesehenes veranschlagt.

Die Betriebskosten ergeben nach der Berechnung auf Basis der maßnahmenbezogenen Lebenszyklusanalyse mit einer Lebensdauer der Brücke von 70 Jahren zu 4.500.000 €. Die Inspektionskosten sind hierbei ein kleinerer Posten, denn den Hauptanteil machen die material- und arbeitsintensive Instandhaltung und Instandsetzung/Erneuerung aus. Mit dieser Berechnungsweise wurde bei den Betriebskosten das Referenzmodell der ASFINAG um 26 % unterschritten.

Auch für die Abriss- und Entsorgungskosten wurden bereits Prognosen erstellt.

Somit ergibt sich für die gesamten Lebenszykluskosten einer Hauptbrücke der Bypass - Brücken ein Realwert von 14.860.000 €, oder 3.200 €/m^2 Brücke.

5 Ergebnis des Realisierungswettbewerbes

Insgesamt wurden 17 Projekte eingereicht, davon 12 von österreichischen Unternehmen und 5 von deutschen, wobei hier nur das erstgenannte Unternehmen gezählt wird. Um die Anonymität der Projekte zu gewährleisten, wurde jedem Projekt eine Nummer zugewiesen und die Öffnung der Verfasserbriefe erfolgte erst nachdem das Ergebnis des Wettbewerbes feststand.

Über den Ausgang des Wettbewerbes entschieden die 7 Hauptpreisrichter, zusammengesetzt aus 4 Fachpreisrichter und 3 Sachpreisrichter. Sie bewerteten die Projekte hinsichtlich folgender Kriterien (wobei die Reihenfolge auch die Bedeutung widerspiegelt):

1) Gestaltqualität:

- Wechselspiel zwischen Bestand, Neubau und Umraum
- Neubau für sich
- Maßnahmen in den Vorfeldern

2) Funktionalität:

- Verkehrssicherheit
- Erhaltung der Brücken und Straßen
- Richtlinien und Vorschriften des Straßenwesens
- Aufrechterhaltung des Betriebes während der Baudurchführung

3) Wirtschaftlichkeit und Umsetzbarkeit:

- Angemessenheit der Kosten
- Pflege- und Erhaltungsaufwand
- Aufwand aus Bauführung

5.1 Beurteilungssitzung des Preisgerichts

Am 12. März 2014 kam die Bewertungsjury zusammen um den Gewinner des Realisierungswettbewerbs zu ermitteln. Sämtliche Angaben in diesem Abschnitt beziehen sich auf das Protokoll der Beurteilungssitzung [20]. In mehreren Wahlgängen wurden die Projekte nacheinander eliminiert, bis schließlich der Sieger feststand. Dieses Verfahren ist in Abbildung 5.1 dargestellt und wird im Folgenden beschrieben.

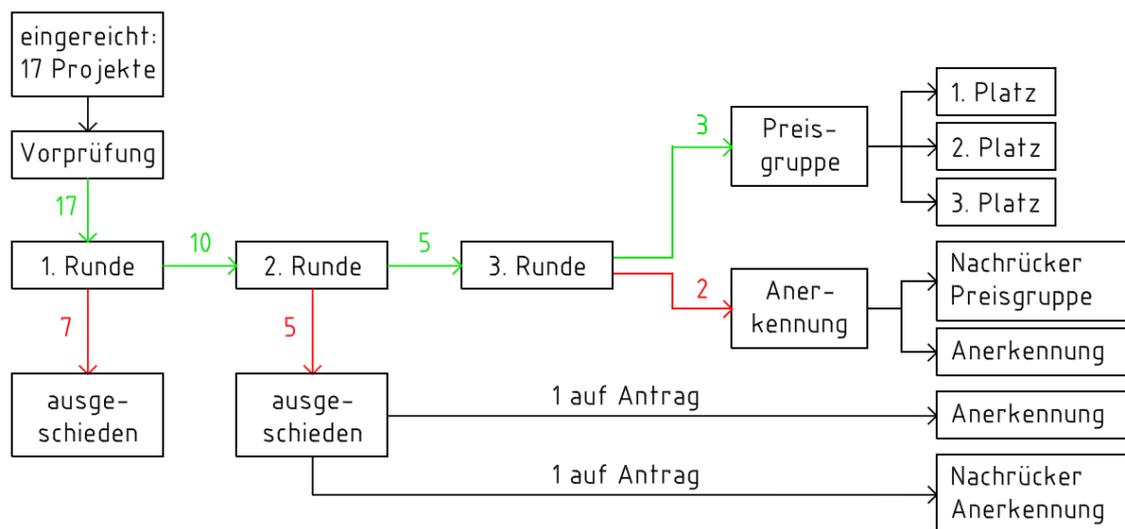


Abbildung 5.1: Schema der Entscheidungsfindung im Realisierungswettbewerb

Alle 17 eingereichten Projekte bestanden die technisch – wirtschaftliche Vorprüfung und erfüllten die formalen Bedingungen der Ausschreibung und erreichten dadurch den eigentlichen Wettbewerb.

In einem ersten, knapp 3 stündigen, Informationsrundgang präsentierten 3 Bearbeiter der Vorprüfung den Preisrichtern die eingereichten Projekte. Nachdem jedes Projekt vorgestellt wurde, schieden die Preisrichter in einem ersten Bewertungsdurchgang alle Projekte aus, die sie im Sinne der Gestaltung und Konstruktion für nicht umsetzbar hielten. Die Ausscheidung eines Projektes in der ersten Runde musste einstimmig erfolgen. 7 Projekte scheiterten, die restlichen 10 erreichten die nächste Runde.

Nun folgte eine Einteilung der Projekte in die Kategorien Schrägseilbrücke, konventionelle Lösung und Sonderlösung. Diese Typologien sollten in einem zweiten, ca. 1,5 stündigen, Rundgang vergleichend diskutiert werden. Zum Verbleib im

5 Ergebnis des Realisierungswettbewerbes

Wettbewerb benötigten die Projekte im zweiten Wahlgang eine einfache Mehrheit an Stimmen. Diese erreichten nur mehr 5 Projekte.

Nach dem dritten Beurteilungsrundgang wurden 3 Projekte der Preisgruppe und 2 der Anerkennung zugeteilt. In der Preisgruppe vergab jeder Preisrichter 1, 2 oder 3 Punkte an die verbleibenden Projekte. Die daraus resultierenden Platzierungen wurden anschließend in einem zweiten Wahlgang mit einfacher Mehrheit bestätigt.

Aus der Gruppe für die Anerkennungen bestimmte das Preisgericht einen Nachrücker für die Preisgruppe. Eine ausständige Anerkennung wurde auf Antrag eines Preisrichters einem in Beurteilungsrunde 2 ausgeschiedenen Projekt zugesprochen.

Genauso wurde auch der Nachrücker für die Anerkennung ausgewählt.

Wenn man möchte, kann man durch dieses Bewertungsverfahren die Reihung der eingereichten Projekte folgendermaßen vornehmen:

- Die Plätze 1 bis 3 wurden eindeutig vergeben. Der 1. Platz ist der Sieger des Wettbewerbs und wird mit der Realisierung des Projektes beauftragt
- Als 4. Platz kann der Nachrücker für die Preisgruppe angesehen werden.
- Platz 5 & 6 erhalten Anerkennungen und sind an sich nicht zu unterscheiden. Soll jedoch trotzdem eine Reihung vorgenommen werden, würde es sich anbieten, das in der dritten Runde für die Anerkennung gewählte Projekt als 5. Platz zu werten. Somit bliebe Platz 6 für das auf Antrag eines Preisrichters, aus dem Kreise der in Runde 2 ausgeschiedenen Projekte, für eine Anerkennung vorgeschlagene und gewählte Projekt. (siehe Abbildung 5.1)
- Platz 7 ergibt sich für den Nachrücker für die Anerkennungen, der ebenfalls aus den in Runde 2 ausgeschiedenen Projekten gewählt wurde.
- Die Plätze 8 – 10 gehen ohne Reihung an die verbleibenden 3 Projekte aus Runde 2.
- Die Plätze 11 – 17 teilen sich, ohne Reihung, die in Runde 1 eliminierten Arbeiten.

5.2 Plätze 1 – 3

Im Folgenden werden die prämierten Projekte der Preisgruppe kurz vorgestellt. Informationen zu den weiteren Wettbewerbsteilnehmern finden sich im Anhang. Die technischen Informationen über die eingereichten Projekte waren für die Öffentlichkeit von Anfang März bis 26.3.2014 im Amt der Oberösterreichischen Landesregierung in Linz zugänglich. Die in diesem Abschnitt und im Anhang dargestellten Fotos wurden im Zuge einer Besichtigung am 25.3.2014 angefertigt.

Platz 1

Einreicher	BERNARD Ingenieure ZT GmbH RWT plus ZT GmbH SOLID architecture ZT GmbH
Konstruktion	Schräggabelbrücke mit einem Seil pro Pylon
Material	Stahl

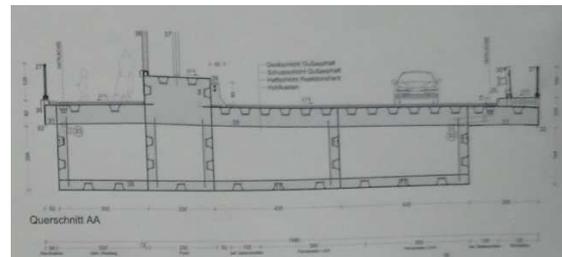


Abbildung 5.2: Siegerprojekt des Realisierungswettbewerbes

In Abbildung 5.2 sieht man die abgespannte Konstruktion des Siegerprojektes. Die Pylone der Bypass - Brücken werden am rechten Ufer, also gegenüber des Pylons der Voestbrücke, errichtet. Die Abspannung erfolgt mit einem Seil pro Pylon. Durch die kleinere Ausführung, aber gleichzeitige Beibehaltung der Seilneigung ergibt sich ein äußerst stimmiges Bild. Ein neuer Donaupfeiler pro Bypass - Brücke ist zu errichten, da aufgrund der geringeren Pylonhöhe die Feldweite der Voestbrücke nicht erreicht werden kann. Die geplante Spannweite von 132 m erfüllt die Anforderungen aus der Schifffahrt und lässt gleichzeitig eine wirtschaftliche Querschnittsauslegung zu. Der mehrzellige Hohlkasten hat über die gesamte Länge der Brücke eine konstante Höhe und kann die, durch den exzentrischen Anschluss des Schrägseils entstehende, Torsion

5 Ergebnis des Realisierungswettbewerbes

sehr gut aufnehmen. Des Weiteren wird die Fahrbahn für den motorisierten Verkehr durch den Pylon und die Seileinleitungsstellen auch räumlich von den Fuß- und Radwegen getrennt.

Die in den Unterlagen angegebenen hohen Herstellungskosten hielt das Bewertungsgremium für nicht plausibel und kam nach einer Überprüfung zu dem Schluss, dass das Projekt unter Einhaltung des Gebots der Wirtschaftlichkeit durchführbar ist.

Das Preisgericht hob besonders die disziplinierte Durcharbeitung des Projektes hervor und erkannte ihm eine herausragende Qualität zu.

Platz 2

Einreicher	schlaich bergemann und partner sbp gmbh DISSING+WEITLING BAUMANN + OBERHOLZER ZT GmbH
Konstruktion	Durchlaufträger mit aufgelöster Voute
Material	semiintegraler Verbund

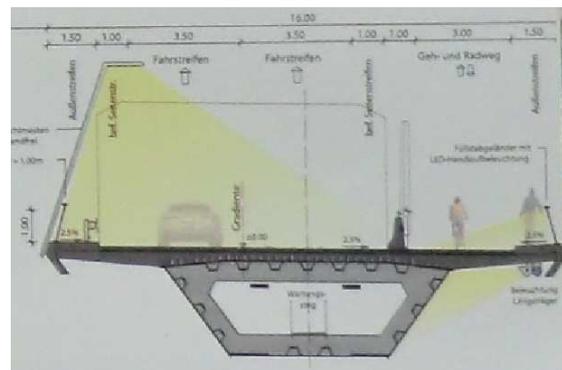


Abbildung 5.3: Platz 2

Bei der einzigen nicht abgespannten Brücke der prämierten Projekte, die in Abbildung 5.3 dargestellt ist, handelt es sich um eine semiintegrale Verbundkonstruktion. Diese Herstellungsart mit wenigen Lagern und Fugen entspricht dem Stand der Technik und ist problemlos ausführbar. Der Pfeiler vor dem Pylon der Vostbrücke wird über dem höchsten Hochwasserspiegel in eine flache V-förmige Voute aufgelöst. Dadurch wird eine beeindruckende Feldweite von 167 m erreicht. Die Höhe des Stahlkastenträgers ergibt sich aus der Anpassung an die Spannungsverläufe. Beim Übergang der Bypass - Brücke in die Rampenkonstruktionen im Vorlandbereich

5 Ergebnis des Realisierungswettbewerbes

kann der zweizellige Hohlkasten sehr einfach in zwei einzellige Querschnitte aufgeteilt werden.

Das Erscheinungsbild des neuen Brückensystems betont die Rangordnung der Brücken. Die Voestbrücke dominiert mit ihrem großen Pylon und die Bypass – Brücken treten optisch etwas in den Hintergrund. Durch die Spiegelung des Pylons in ihrer aufgelösten Voute können sie aber auch kleine gestaltprägende Akzente setzen.

Platz 3

Einreicher	SSF Ingenieure AG Quist Wintermans Architekten
Konstruktion	Schräggabelbrücke mit einem 2 Seilen pro Pylon
Material	Stahl

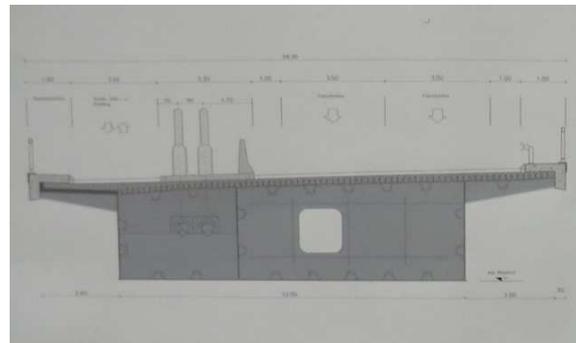


Abbildung 5.4: Platz 3

Beim dritten Platz (siehe Abbildung 5.4) werden die neuen Pylone vor bzw. hinter den der Voestbrücke gestellt. An zwei Abspannpunkten im Feld werden je 2 Seile, welche dieselbe Neigung wie die Abspannungen der Voestbrücke aufweisen, angeschlossen. Dadurch kann eine Spannweite von 165 m erreicht werden.

Um Gewicht zu sparen wird der Stahlhohlkasten in den kleinen Feldern (zwischen den Momentennullpunkten) zu einem offenen Profil aufgelöst. Im großen Feld bleibt er zum Abführen der Torsion ein Hohlkasten. Auch bei dieser Schräggabelbrücke wird die Ebene der Abspannung zur Trennung von motorisierten und unmotorisierten Verkehr benutzt. Hier bemängelte die Jury allerdings, dass nach dem derzeitigen Planungsstand keine 3 Fahrstreifen für die Aufnahme des Verkehrs während der Sanierung Platz hätten.

Erwähnenswert ist schließlich noch das Beleuchtungskonzept, welches die Pylone durch aufgesetzte Beleuchtungskörper besonders hervorheben soll.

5.3 Übersicht der Arbeiten

Nach der Vorstellung der Siegerprojekte soll nun eine Auswertung des Wettbewerbs vorgenommen werden. In Tabelle 5.1 findet sich eine Zusammenstellung der eingereichten Objekte. Die Punkte in der Kopfzeile haben folgende Bedeutung:

- **Platzierung:** In der Tabelle werden die Projekte nach ihrer Reihung im Wettbewerb angeordnet. P1, P2, P3 steht für die Plätze 1 bis 3. Das N bedeutet, dass das Projekt als Nachrücker für die nächsthöhere Gruppe ausgewählt wurde. Für Projekte, die in Runde 1 oder 2 ausschieden, wurde keine Reihung vorgenommen. Hier werden sie in der Tabelle mit aufsteigender Projektnummer aufgelistet.
- **PN** steht für die Projektnummer. Diese wurde vom Protokoll der Beurteilungssitzung übernommen und wird hier angeführt um ein schnelles Auffinden des Projektes im Protokoll zu ermöglichen.
- **Erstgenannter** ist das im Protokoll erstgenannte Unternehmen. Es wird davon ausgegangen, dass dieses die Leitung des Projektes übernommen hat.
- **Konstruktion:** Hierbei wird zwischen den Konstruktionsvarianten Schrägkabel- und Durchlaufträgerbrücke unterschieden. In die Gruppe der Schrägkabelbrücken wurden nur jene Projekte eingeordnet, die einen deutlich ausgeprägten Pylon beinhalteten. In der danebenliegenden Spalte werden Bemerkungen zu einigen Punkten der Konstruktion gemacht. Bei den Schrägkabelbrücken beziehen sich diese auf die Anzahl der Seile, oder die Form des Pylons, bei den Durchlaufträgern auf Voutenausbildungen und andere spezielle Konstruktionsarten.
- **Material:** Es erfolgt eine Unterteilung in die Materialien Stahl, Spannbeton, Verbundkonstruktion und eine Mischbauweise aus Stahlbeton/Verbund. Bei der Mischbauweise wurden zumeist aus Gewichtsgründen das große Feld über der Donau als Verbundkonstruktion und der Vorlandbereich mit geringern Spannweiten als Stahlbetonkonstruktion ausgelegt. In den Bemerkungen finden sich zusätzliche Informationen zu den verwendeten Baustoffen.
- **Max. Spannweite:** Die maximale Spannweite des großen Feldes, unter dem die Schifffahrt stattfindet. Bei Konstruktionen mit aufgelösten Vouten wird der Abstand der Pfeiler herangezogen.

5 Ergebnis des Realisierungswettbewerbes

Tabelle 5.1: Übersicht der Projekte

Platzierung	PN	Erstgenannter	Ort	Konstruktion	Bemerkung	Material	Bemerkung	max Spannweite	
Top 3 (gereiht)	P1	BERNARD Ingenieure ZT GmbH	Hall in Tirol	Schräggabel	1 Abspannung	Stahl	mehrzelliger Hohlkasten	132 m	
	P2	schlaich bergemann und partner sbp gmbh	Stuttgart	Durchlaufträger	aufgelöste Voute	Verbund	semiintegral	167 m	
	P3	SSF Ingenieure AG	München	Schräggabel	2 Abspannungen	Stahl	Hohlkasten / offen	165 m	
Anerkennung	N	SBV ZT GmbH	Salzburg	Schräggabel	mehrere Seile	Stahl	Hohlkasten / Outrigger	160 m	
	-	KMP ZT-GmbH	Linz	Schräggabel	2 Abspannungen	Stahl	Hohlkasten / Fahrbahnplatte aus Leichtbeton	183 m	
	-	König und Heunisch Planungs GmbH	Leipzig	Schräggabel	mehrere Seile	Spannbeton	Hohlkasten	215 m	
keine Reihung	N	Leonhardt, André & Partner Beratende Ing. VBI	Stuttgart	Durchlaufträger	V-Pfeiler	Verbund		168 m	
	Runde 2	1	Rinderer & Partner ZT KG	Graz	Durchlaufträger		Spannbeton	Faserbewehrte UHPC - Fertigteile im Flussbereich	110 m
		7	FCP ZT GmbH	Wien	Durchlaufträger	Voute	Spannbeton	dünnwandige Fertigteile	108 m
	Runde 1	14	Boll und Partner Beratende Ing. VBI	Stuttgart	Durchlaufträger	V Pfeiler	Spannbeton / Verbund	im Hauptfeld Verbund	139 m
		2	Öhlinger + Partner Ing ZT-GmbH	Wien	Durchlaufträger	obenliegende Voute	Stahl	dreizellig	184 m
		3	Thomas Lorenz ZT GmbH	Graz	Durchlaufträger	spezielle Fachwerkskonstr.	Stahl		117 m
		5	Kppk ZT gmbh	Wien	Schräggabel	gekrümmte Pylone	Stahl		166 m
		8	Mayer Ingenieur-leistungen ZT GmbH	Wien	Durchlaufträger	massive Voute	Spannbeton / Verbund	bis zur Voute Beton, dann Verbund	163 m
		10	PCD ZT-GmbH	Wien	Durchlaufträger	spezielle Abhängungen	Verbund		140 m
		16	SDO ZT GmbH	Graz	Schräggabel	1 Pylon für beide Brücken	Verbund	zweizellig	237 m
		17	Werner Consult ZT GmbH	Wien	Durchlaufträger	gevoutet	Verbund	Betondruckplatte bei Stütze	135 m

5 Ergebnis des Realisierungswettbewerbes

In den ausgestellten Unterlagen gab es keine Angaben zu den Kosten und auch das vorgesehene Bauverfahren wurde nicht bei allen Projekten näher erläutert. Somit konnten diese in der Übersicht nicht berücksichtigt werden.

Durch die grobe Einteilung der Brücken hinsichtlich Konstruktion und Material kann Tabelle 5.1 nun ausgewertet werden. In Tabelle 5.2 sind die Projekte in die beiden Konstruktionstypen Schrägkabelbrücke und Durchlaufträger aufgeteilt. Zu jedem Material in der Kategorie gibt es Informationen zur Anzahl der Ausführungen, den maximalen und minimalen Spannweiten sowie der durchschnittlichen Spannweite. In der letzten Spalte werden alle Brücken des Konstruktionstyps, unabhängig vom Material, betrachtet.

Tabelle 5.2: Auswertung hinsichtlich Konstruktion, Material und Spannweite

		Stahl	Spannbeton	Verbund	Spannbeton /Verbund	Gesamt
Schrägkabel	Anzahl	5	1	1	-	7
	l_{\max}	183	215	237	-	-
	l_{mittel}	161,2	215	237	-	179,7
	l_{\min}	132	215	237	-	-
Durchlaufträger	Anzahl	2	2	4	2	10
	l_{\max}	184	110	168	163	-
	l_{mittel}	150,5	109	152,5	151	143,1
	l_{\min}	117	108	135	139	-

Die Interpretation von Tabelle 5.2 lässt folgende Rückschlüsse auf die Herangehensweise der Wettbewerbsteilnehmer zu:

- **Konstruktion:** Etwas mehr als die Hälfte der einreichenden Unternehmen konzipierten ihre Entwürfe als Durchlaufträger.
- **Material:** In der Ausführung als Schrägkabelbrücke dominierte eindeutig der Werkstoff Stahl. 5 der 7 Schrägkabelprojekte entschieden sich für dieses Material. Je 1 Brücke wurde in Spannbeton und Verbundkonstruktion konzipiert.

Bei den Durchlaufträgern gab es keine so eindeutige Tendenz zu einem Werkstoff. Etwas öfter, nämlich bei 4 der 10 Durchlaufträgerbrücken, wurde die Verbund – Lösung gewählt. Zusätzlich planten 2 Projekte aus Gründen der Gewichtsersparnis das große Feld über der Donau in Verbundbauweise und die Vorlandbereiche in Stahlbeton. Die beiden reinen Spannbetonentwürfe benutzten vorgefertigte Elemente (UHPFRC bzw. Doppelwandelemente), die wie bei Stahlkonstruktionen

5 Ergebnis des Realisierungswettbewerbes

eingeschwommen und eingehoben werden. Schließlich gab es noch 2 Ausführungen in Stahl.

- **Maximale Spannweite:** Bei der Spannweite schieden sich die Geister. Die Streuung reichte von 108 m bis 237 m. Grob kann man die Brücken in 3 Gruppen einteilen:
 - Die erste bevorzugte sehr geringe Feldweiten, welche die Vorgabe von 100 m Minstdurchfahrtsbreite gerade noch einhielt. Dies nutzten 3 Durchlaufträger, weil dadurch die Konstruktionshöhen wirtschaftlicher ausgelegt werden konnten. Einen gestalterischen Nachteil stellt der Bedarf eines zweiten neu einzubringenden Pfeilers dar.
 - Die mittleren Spannweiten um von 132 bis 184 m erforderten dagegen nur einen zusätzlichen Pfeiler und wurde von etwa 2/3 der Wettbewerbsteilnehmer gewählt.
 - 2 Projekte kamen ohne zusätzlichen Pfeiler aus und übernahmen die sehr große Spannweite der Voestbrücke.

Wie schon zuvor erwähnt gab es keine öffentlich einsichtlichen Unterlagen zu den Bauabläufen und der Wirtschaftlichkeit. Daher kann für diese beiden Aspekte kein Vergleich durchgeführt werden.

Nach der Auswertung der technischen Daten lässt sich auch noch eine interessante Analyse des Wettbewerbsverlaufs vornehmen. Die eingereichten Projekte werden in Tabelle 5.3 hinsichtlich der Konstruktionsart, des Materials und ihrem Fortschritt im Wettbewerb gegliedert. Dabei bedeuten, die in der zweiten Spalte angeführten Wettbewerbsstufen folgendes:

- **Gesamt:** Alle Projekte, die die Vorprüfung überstanden haben und für die Bewertung durch die Jury zugelassen wurden.
- **Nach R1:** Bezeichnet jene Projekte, die nach dem ersten Bewertungsdurchgang noch im Wettbewerb verblieben.
- **Prämiert:** Die 6 Arbeiten, die einen Preis oder eine Anerkennung erhielten.
- **Top 3:** Platz 1,2 und 3 des Realisierungswettbewerbes

5 Ergebnis des Realisierungswettbewerbes

Tabelle 5.3: Auswertung hinsichtlich Fortschritt im Wettbewerb

		Stahl	Spannbeton	Verbund	Spannbeton /Verbund	Gesamt
Schräggabel	Gesamt	5	1	1	-	7
	nach R1	4	1	-	-	5
	prämiert	4	1	-	-	5
	Top 3	2	-	-	-	2
Durchlaufträger	Gesamt	2	2	4	2	10
	nach R1	-	2	2	1	5
	prämiert	-	-	1	-	1
	Top 3	-	-	1	-	1

Von den 17 eingereichten Projekten wurden 7 als Schräggabel und 10 als Durchlaufträger ausgeführt.

Nach dem ersten Wahldurchgang verblieben je 5 Brücken der beiden Konstruktionsarten im Wettbewerb. In dieser Runde wurden hauptsächlich die etwas unkonventionelleren Projekte eliminiert. Unter anderem das Projekt mit der Nummer 13, welches einen Pylon für beide Brücken vorsah, oder Projekt Nummer 3 mit seiner speziellen Fachwerkkonstruktion.

Bei den prämierten Arbeiten lässt sich eine eindeutige Tendenz der Wettbewerbsjury in Richtung der Schräggabel – Lösung ausmachen, denn alle 5 Schräggabelbrücken, welche die erste Bewertungsrunde überstanden, erhielten auch eine Prämierung. Von der Durchlaufträgervariante erreichte hingegen nur 1 der 5 Brücken die Preisklasse.

Den Wettbewerb gewann in Endeffekt eine Schräggabelbrücke, Platz 2 ging an einen Durchlaufträger und Dritter wurde wieder eine Schräggabelbrücke. Dadurch blieben für die Anerkennungen nur Schräggabelbrücken übrig.

Alles in allem betrachtete die Jury die Schräggabellösung offensichtlich als die Ansprechendere.

6 Fazit

Das Ergebnis, mit dem Ausscheiden in der 2. Runde des Realisierungswettbewerbes, erfüllt selbstverständlich nicht die Erwartungen des Projektteams. Das sauber durchgeplante und sowohl in der Errichtung, als auch in der Erhaltung äußerst wirtschaftliche Brückenprojekt wurde wahrscheinlich aufgrund der gewählten Konstruktionsart (Durchlaufträger) nicht in die Preisklasse aufgenommen. In dieser dominierten ganz klar die Schrägkabelbrücken. Dies ist insofern enttäuschend, als in der Entwurfsphase auch eine abgespannte Variante untersucht wurde. Dabei stellte sich heraus, dass diese in Sachen Ästhetik und Lastabtragung gewisse Vorteile gegenüber dem Durchlaufträger aufweist, allerdings zulasten der Wirtschaftlichkeit und Anpassungsfähigkeit der Verkehrsführung. Letztlich entschied sich das Projektteam allerdings letztere Faktoren zum Kernpunkt der Planung zu machen und somit führte kein Weg an der Durchlaufträgerlösung vorbei.

Trotzdem konnten, zumindest von Seiten der TU-Wien, auch einige sehr positive Erfahrungen aus dem Realisierungswettbewerb gewonnen werden.

Der wohl bedeutsamste Punkt ist, dass mit FCP ein bekanntes und erfahrenes Ingenieurbüro für die Teilfertigteil - Bauweise begeistert werden konnte. Vor allem durch die praxiserprobten Berechnungen hinsichtlich Errichtungs-, Wartungs- und Instandhaltungskosten konnten Nachweise für die Wirtschaftlichkeit dieses Verfahrens erbracht werden. Speziell die Verringerung der Wartungskosten des Überbaus gegenüber den konventionellen Betonbrücken um 37 % soll an dieser Stelle nochmals besonders hervorgehoben werden. Dadurch zeigt sich, dass diese Herstellungsart durchaus Zukunftspotential aufweist und vielleicht auch einmal von anderen Unternehmen aufgegriffen wird. Für den Ausbau der Bekanntheit wäre es allerdings wichtig, dass tatsächlich eine Brücke mit dieser Bauweise hergestellt wird.

Weiters wurde das Verhalten der Fertigteile während des Versuches durch die Berechnung nachvollziehbar. Auch wenn das Berechnungsmodell bei den Kraft-Verschiebungs Diagrammen nicht komplett identische Ergebnisse wie der Versuch

lieferte, konnten den Unstetigkeitsstellen doch eindeutige Ursachen zugeordnet werden. So wurde der Übergang des Betons in den Zustand 2 und der Zeitpunkt des Ausknickens der Diagonalen identifiziert. Auf Basis dieser Ergebnisse konnten für die Bemessung der Brückenelemente für das Wettbewerbsobjekt sowohl konstruktive (Flachstahl anstelle des U-Profils, dickere Diagonalen) als auch berechnungstechnische (Finite Elemente Programm statt Stabberechnung) Verbesserungen vorgenommen werden.

In der statischen Vorbemessung wurden zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Bauzustände mehrere Berechnungsmodelle erstellt, um die wesentlichen Elemente der Fertigteile (Gitterträger, Betonelemente, Verankerungsbereiche) vorzudimensionieren. Im Vergleich zum Versuchsquerschnitt war der zu bemessende Hohlkasten deutlich größer und es musste zudem berücksichtigt werden, dass die untere Platte tatsächlich betoniert wird und somit eine Anschlussbewehrung an die Brückenstege benötigt. Dabei stellte sich heraus, dass eine abschnittsweise Herstellung der unteren Platte die sinnvollste Variante darstellt, weil dadurch schon im Bauzustand die Anschlussbewehrung aktiviert werden kann. Für die Betonage der oberen Platte konnten die Schnittgrößen und Durchbiegungen durch eine Abstützung auf die fertige untere Platte in zulässigen Grenzen gehalten werden.

Dieser Bemessungsaufwand mag etwas größer sein als bei konventionellen Betonbrücken, aber spätestens wenn man den Bauablauf betrachtet kann die Teilfertigteillösung ihre gesamten Stärken ausspielen. Die Herstellung der Brückenelemente erfolgt auf einem in der Nähe gelegenen Vormontageplatz und mittels Schiff werden die Elemente zu ihren Einbauort eingeschwommen und eingehoben. Dort kann ohne zusätzlicher Rüstung und Schalung der Hohlkastenquerschnitt ausbetoniert und vorgespannt werden. Durch diesen parallelen Fertigungsprozess kann die Bauzeit stark reduziert werden.

Somit ist die Brückenbauweise mit dünnwandigen Fertigteilen eine Herstellungsvariante die in einigen Punkten deutliche Vorteile gegenüber den konventionellen Bauarten aufweist. Allerdings gilt zu beachten, dass diese Technologie trotz allem noch am Beginn steht und es sicher noch einiger Untersuchungen und Berechnungen bedarf.

Literaturverzeichnis

- [1] M. Pisecker: "*Donaubrücken im Raum Österreich und Bayern ab Regensburg : Zusammenstellung und Vergleich*"; Dipl.-Arb., TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen, 1991
- [2] O. Schimetta: "*Die 2. Donaubrücke in Linz – 1.Teil: Generelle Planung, Ausschreibung, Wahlentwürfe*"; *Der Stahlbau*, 42. Jahrgang, Heft 11 November 1973; S. 321&322
- [3] L.Burgholzer & E. Garn: "*Die 2. Donaubrücke in Linz – 2.Teil: Ausführungsentwurf*"; *Der Stahlbau*, 42. Jahrgang, Heft 11 November 1973; 323-329
- [4] L.Burgholzer & E. Garn: "*Die 2. Donaubrücke in Linz – 3.Teil: Fertigung und Montage*"; *Der Stahlbau*, 42. Jahrgang, Heft 11 November 1973; 329-332
- [5] "*Auslobungsunterlagen offener, 1-stufiger, anonymer Realisierungswettbewerb A7 „Bypass“-Brücken zur Voestbrücke über die Donau*"; ASFINAG Bau Management GmbH; Fassung vom 15.11.2013
- [6] J. Kollegger, S. Blail: "*Balanced Lift Method for Bridge Construction*"; *Structural Engineering International*, Volume 18 (2008), 3/2008; S. 283 - 289.
- [7] S. Blail, J. Kollegger: "*Feldversuche mit dem Brückenklappverfahren*"; *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 2 (2009), 104; S. 97 - 104.
- [8] D. Wimmer: "*Thin-walled precast concrete girders for bridge construction and civil engineering*"; *BFT International*, 79 (2013), 8; S. 44 - 51.
- [9] D. Wimmer, M. Kleiser: "*Precast Reloaded - Fertigteile im Brückenbau wieder im Vormarsch*"; *F & E Schriftenreihe der ASFINAG*, Nr. 7 (2013), S. 19 - 26.
- [10] S. Foremniak, J. Kollegger: "*Bridge girders out of hollow wall elements an ultra-thin precast elements*"; 10th fib International Phd Symposium in civil Engineering, 2014 Quebec
- [11] J. Schlaich, H. Scheef: "*Beton-Hohlkastenbrücken*"; *Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau*; 1982

- [12] doka Die Schalungstechniker: "*Brückenschalung ParaTop*"; Anwenderinformation Aufbau- und Verwendungsanleitung; 11/2012
- [13] A. Steinle, V. Hahn: "*Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau*"; Berlin: Ernst; 1998
- [14] J. Weilhartner: "*Anwendung von Brückenquerschnitten aus Halbfertigteilen im Hinblick auf das Brückenklappverfahren*"; Projektarbeit, TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen, 2013
- [15] ÖNORM EN 1992-1-1:2011-12-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [16] ÖNORM EN 1993-1-1:2012-03-01, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [17] J. Kollegger u. a.: "*Skriptum zur Vorlesung BETONBAU 1 nach EC 1992-1-1*"; Lehrskriptum, TU Wien, Institut für Tragkonstruktion, 2011
- [18] ÖNORM EN 1991-2:2012-03-01, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
- [19] FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH: "*A7 „Bypass“-Brücken zur Voestbrücke über die Donau – Technischer Bericht*"; anonyme Einreichunterlagen zum Realisierungswettbewerb A7 „Bypass“-Brücken zur Voestbrücke über die Donau
- [20] "*Protokoll der Beurteilungssitzung des Preisgerichtes vom 12. März 2014*"; ASFINAG Bau Management GmbH; Schriftführerin: A. Detzlhofer; 12.März 2014 10:00 – 17:30

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Voestbrücke – Skizze [5].....	4
Abbildung 2.2: Voestbrücke – Fotografie [5].....	4
Abbildung 3.1: Regelquerschnitt der Bypass – Brücken nach der Sanierung [5]	7
Abbildung 4.1: Elementdecke für Hohlkasten (oben) beziehungsweise Hochbau (unten)	12
Abbildung 4.2: Versuchsaufbau [14].....	13
Abbildung 4.3: Abmessungen des Stabwerksmodells der oberen Platte.....	14
Abbildung 4.4: Ermittlung der freien Länge der Diagonalen.....	16
Abbildung 4.5: Mitwirkende Plattenbreiten.....	18
Abbildung 4.6: Betonquerschnitt in Zustand 1 und 2.....	18
Abbildung 4.7: Momenten – Normalkraft Interaktion	19
Abbildung 4.8: Anschluss an die Doppelwandelemente	20
Abbildung 4.9: Stegelement	21
Abbildung 4.10: Voute des Überzugs und mitwirkende Breite der unteren Platte	23
Abbildung 4.11: Plattenbalkenquerschnitte.....	24
Abbildung 4.12: Anordnung der Prüflast	26
Abbildung 4.13: Auswertungspunkte	26
Abbildung 4.14: Kraft-Verschiebungs Diagramm der oberen Platte.....	30
Abbildung 4.15: Kraft-Verschiebungs Diagramm der untere Platte.....	30
Abbildung 4.16: Betonagen in den Bauzeiträumen 1 bis 5	32
Abbildung 4.17: Spannungsermittlung im Zustand 2 mit Normalkraft	36
Abbildung 4.18: Modellierung des unteren Gitterträgers in RFEM	37
Abbildung 4.19: Lage der Gitterträger und Anschlussbewehrung in den Doppelwänden	38
Abbildung 4.20: Durchbiegung unter Eigengewicht, Nutzlast und Betonierlast im Anschlussbereich	40
Abbildung 4.21: Verankerung des Obergurtes und der Diagonalen	41

Abbildung 4.22: Erste Wahl der Stützweiten im Entwurf mit optionalen Pylon	45
Abbildung 4.23: Grobmodell Variante Schrägkabelbrücke (Bypass – Brücken in rosa) .	46
Abbildung 4.24: Idealisierter Brückenquerschnitt (Maße in cm)	48
Abbildung 4.25: Darstellung des exzentrischen Spannkabelanschlusses.....	49
Abbildung 4.26: Darstellung des exzentrischen Spannkabelanschlusses.....	50
Abbildung 4.27: Ansatzpunkt der Vorspannkraft	51
Abbildung 4.28: Verkehrslast am Querschnitt.....	52
Abbildung 4.29: Verkehrslasten in Längsrichtung (Kraftwirkung in blau, Torsionsmoment in braun)	53
Abbildung 4.30: Dargestellter Bereich der Schnittgrößen	54
Abbildung 4.31: Schnittgrößen zufolge Eigengewicht.....	55
Abbildung 4.32: Schnittgrößen zufolge Ausbaulast.....	56
Abbildung 4.33: Schnittgrößen zufolge Lastmodell 1.....	57
Abbildung 4.34: Verteilung der Vorspannglieder	60
Abbildung 4.35: Doppelwände im Bereich der Voute	61
Abbildung 4.36: Fugenausbildung ohne und mit Fugeneinlage.....	62
Abbildung 4.37: Arbeitsschritte 1 bis 3 in Ortbeton.....	63
Abbildung 4.38: Arbeitsschritte 4 bis 9 über der Donau	64
Abbildung 4.39: Plandarstellung FCP [19]	65
Abbildung 4.40: Fotomontage FCP [19].....	65
Abbildung 5.1: Schema der Entscheidungsfindung im Realisierungswettbewerb.....	72
Abbildung 5.2: Siegerprojekt des Realisierungswettbewerbs.....	74
Abbildung 5.3: Platz 2	75
Abbildung 5.4: Platz 3	76

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Veränderung der Verkehrssituation während der Sanierung	6
Tabelle 4.1: Spannungen untere Platte (PB1-PB3)	27
Tabelle 4.2: Kräfte/Spannungen Diagonalen (D1-D3), Zugeinleitung (Z), U-Profil (U1&U2)	27
Tabelle 4.3: Spannungen obere Platte (O1-O3).....	28
Tabelle 4.4: Spannungen untere Platte (PB1-PB3) am weicheren System	28
Tabelle 4.5: Kräfte/Spannungen Diagonalen (D1-D3), Zugeinleitung (Z), U-Profil (U1&U2) am weicheren System.....	29
Tabelle 4.6: Spannungen obere Platte (O1-O3) am weicheren System	29
Tabelle 4.7: Schnittgrößen in den Konstruktionselementen der unteren Platte.....	39
Tabelle 4.8: Spannungen in den Betonelementen der unteren Platte	40
Tabelle 4.9: Normalkräfte im Gitterträger der unteren Platte.....	40
Tabelle 4.10: Biegemomente im Anschlussbereich an den Steg.....	42
Tabelle 4.11: Schnittgrößen in den Konstruktionselementen der oberen Platte	43
Tabelle 4.12: Spannungen in den Betonelementen der oberen Platte.....	43
Tabelle 4.13: Normalkräfte im Gitterträger der oberen Platte	43
Tabelle 4.14: Vereinfachte Querschnittswerte des Brückenquerschnitts.....	47
Tabelle 4.15: Verkehrslasten inklusive Momente aus Exzentrizität.....	53
Tabelle 5.1: Übersicht der Projekte	78
Tabelle 5.2: Auswertung hinsichtlich Konstruktion, Material und Spannweite	79
Tabelle 5.3: Auswertung hinsichtlich Fortschritt im Wettbewerb	81

Anhang

- A Protokoll der Erstprüfung
- B Ermittlung der Knicklasten
- C Schnittgrößen der Bemessung
- D Pläne
- E Projektübersicht

Anhang B: Ermittlung der Knicklasten

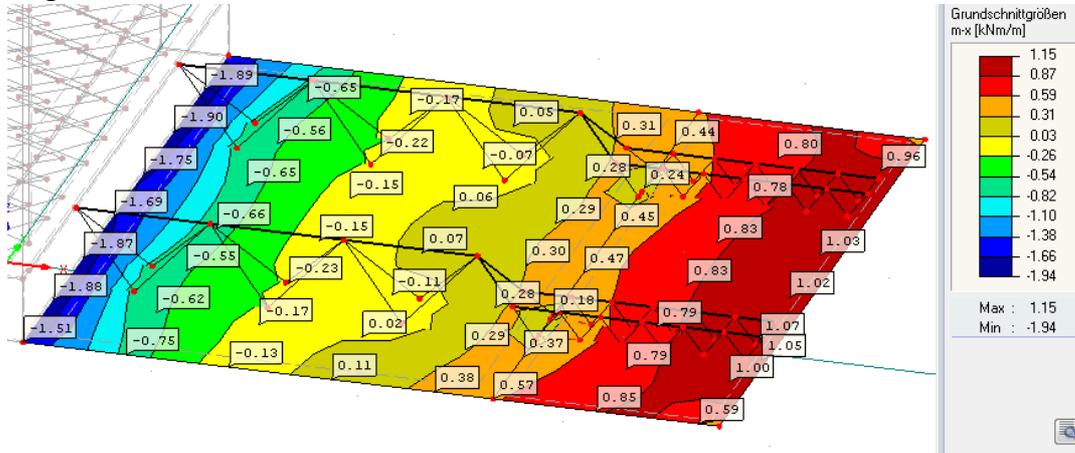
Knickgefährdete Elemente - Untere Platte								
Diagonalen Ø16 mm			Obergurt Ø14 mm			Diagonalen Ø6 mm		
d	16	mm	d	14	mm	d	6	mm
A	201	mm ²	A	154	mm ²	A	28	mm ²
I	3217	mm ⁴	I	1886	mm ⁴	I	64	mm ⁴
i	4	mm	i	4	mm	i	2	mm
l _k	270	mm	l _k	200	mm	l _k	150	mm
E	200000	N/mm ²	E	200000	N/mm ²	E	200000	N/mm ²
f _y	550	N/mm ²	f _y	550	N/mm ²	f _y	550	N/mm ²
N _{cr}	87107	N	N _{cr}	93058	N	N _{cr}	5581	N
Nach EN 1993-1-1			Nach EN 1993-1-1			Nach EN 1993-1-1		
$\bar{\lambda}$	1,13		$\bar{\lambda}$	0,95		$\bar{\lambda}$	1,67	
α_c	0,49	c	α_c	0,49	c	α_c	0,49	c
ϕ	1,36		ϕ	1,14		ϕ	2,25	
χ	0,47		χ	0,57		χ	0,27	
N _{b,Rk}	52,00	kN	N _{b,Rk}	48,02	kN	N _{b,Rk}	4,13	kN

Knickgefährdete Elemente - Obere Platte								
Obergurt BI 50/20			Diagonalen Ø16 mm					
b	50	mm						
h	20	mm	d	16	mm			
A	1000	mm ²	A	201	mm ²			
I	33333	mm ⁴	I	3217	mm ⁴			
i	6	mm	i	4	mm			
l _k	600	mm	l _k	270	mm			
E	210000	N/mm ²	E	200000	N/mm ²			
f _y	235	N/mm ²	f _y	550	N/mm ²			
N _{cr}	191909	N	N _{cr}	87107	N			
Nach EN 1993-1-1			Nach EN 1993-1-1					
$\bar{\lambda}$	1,11		$\bar{\lambda}$	1,13				
α_c	0,49	c	α_c	0,49	c			
ϕ	1,33		ϕ	1,36				
χ	0,48		χ	0,47				
N _{b,Rk}	112,98	kN	N _{b,Rk}	52,00	kN			

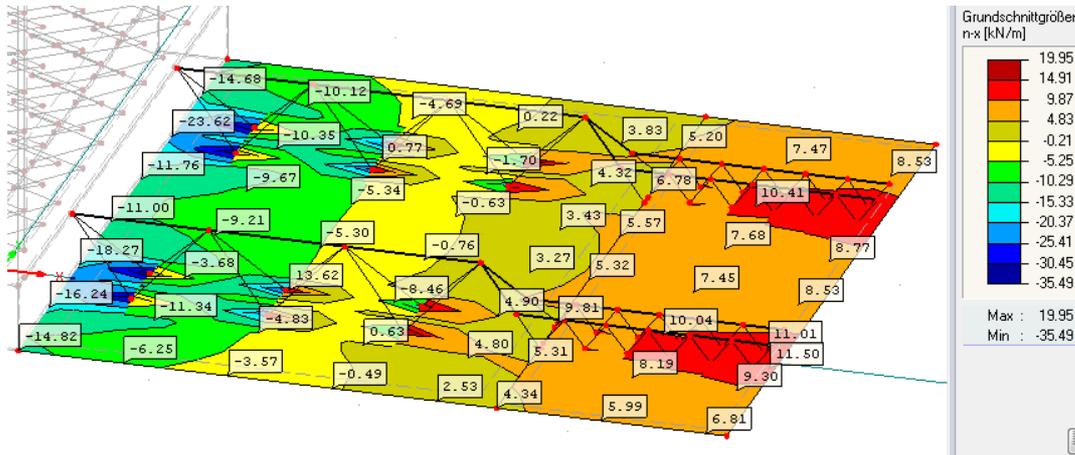
Anhang C: Schnittgrößen der Bemessung

U1) Untere Platte Zustand 1; LF 1 Eigengewicht (M1)

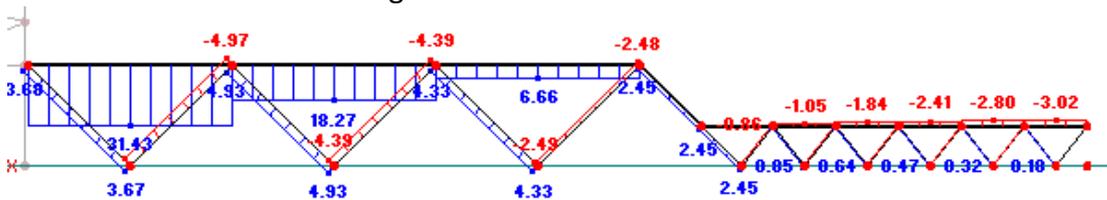
Biegemoment m_x



Normalkraft n_x



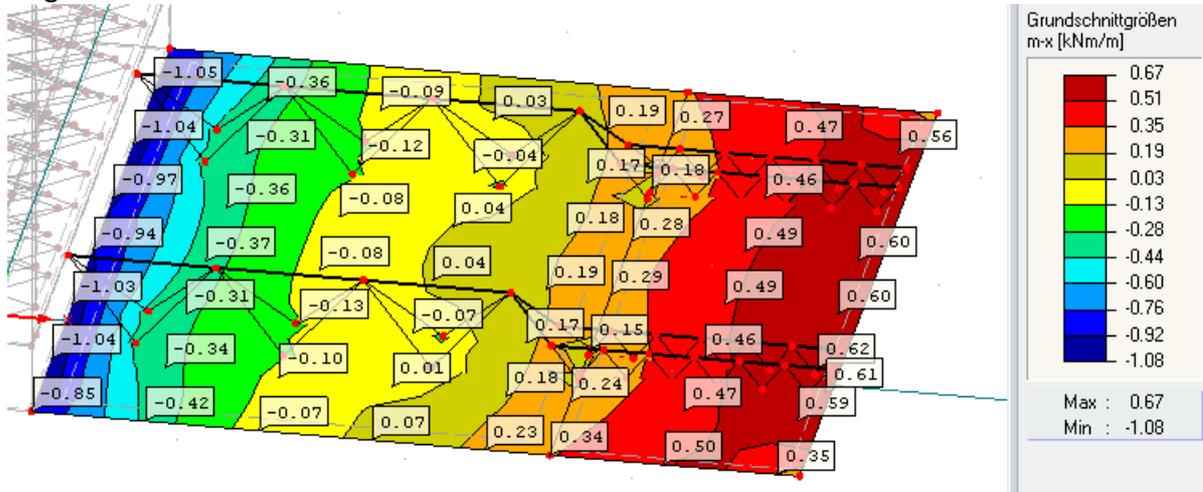
Normalkräfte in den Gitterträgern



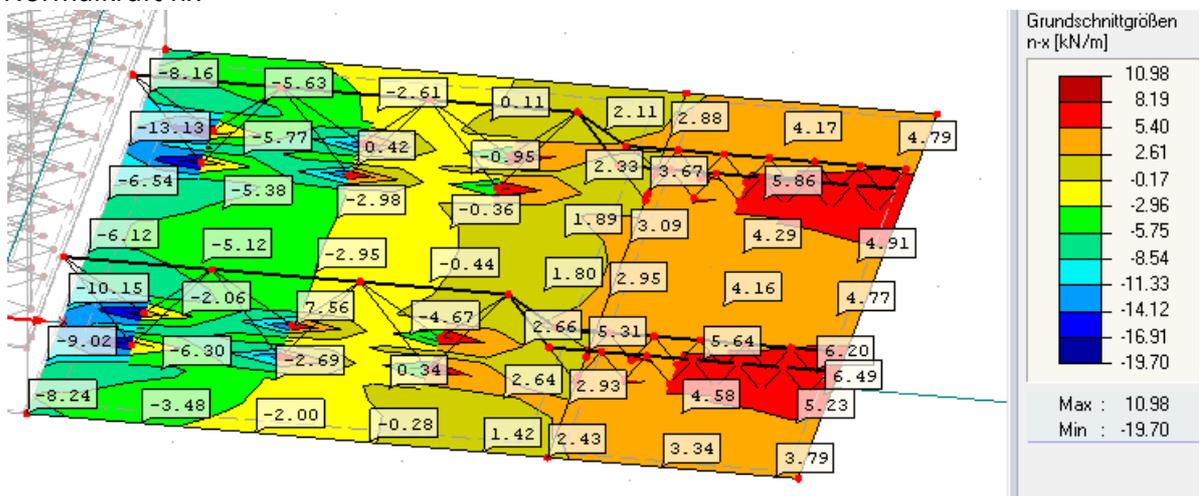
Anhang C: Schnittgrößen der Bemessung

U2) Untere Platte Zustand 1; LF 2 Nutzlast (M1)

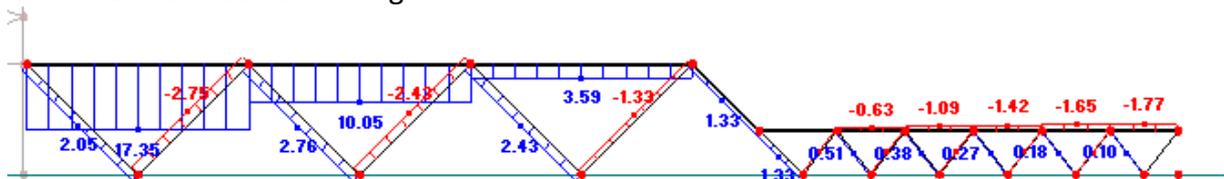
Biegemoment m_x



Normalkraft n_x

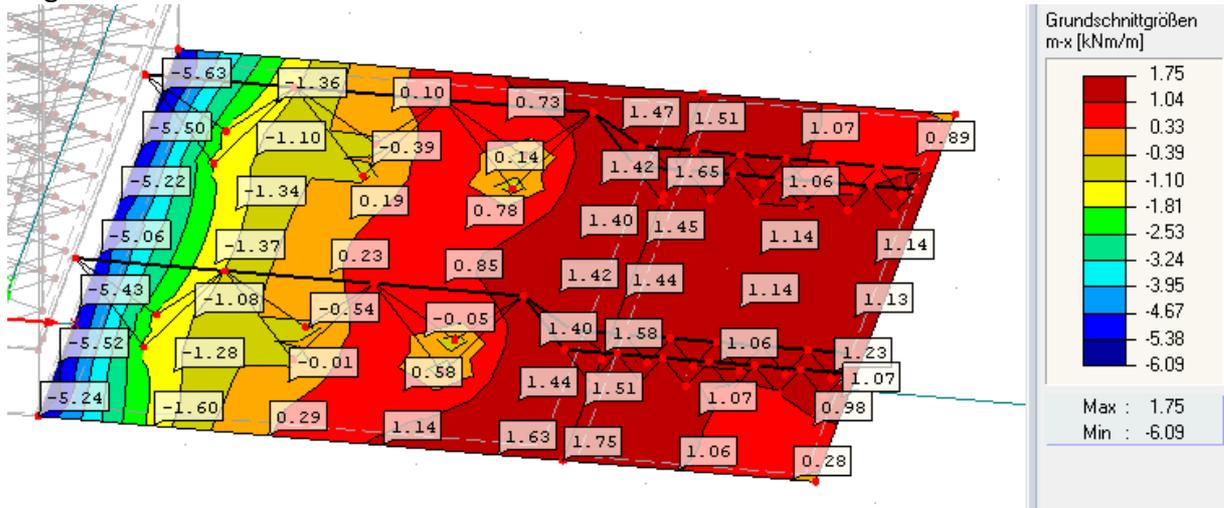


Normalkräfte in den Gitterträgern

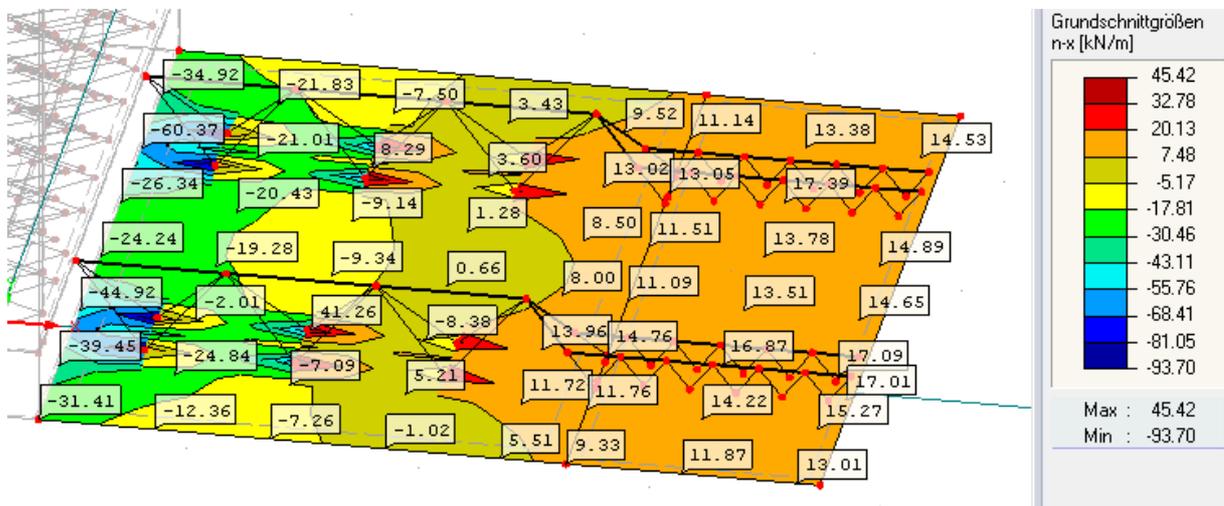


U3) Untere Platte Zustand 1; LF 3 A Betonierlast im Anschlussbereich (M1)

Biegemoment m_x



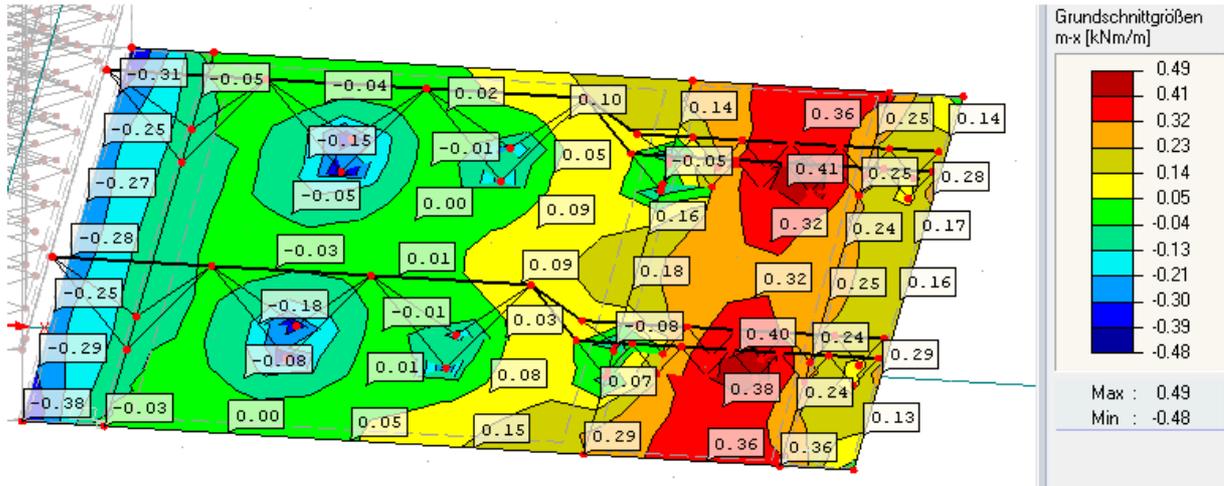
Normalkraft n_x



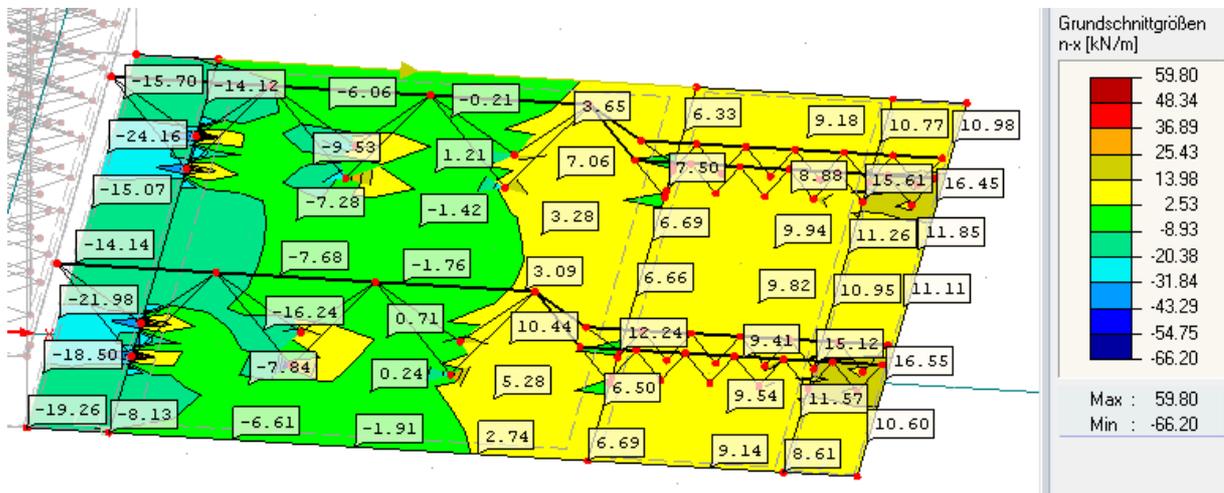
Anhang C: Schnittgrößen der Bemessung

U4) Untere Platte Zustand 2; LF 1 Eigengewicht (M2)

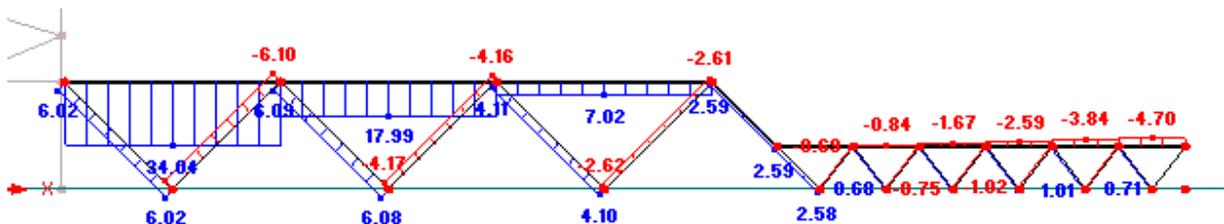
Biegemoment m_x



Normalkraft n_x

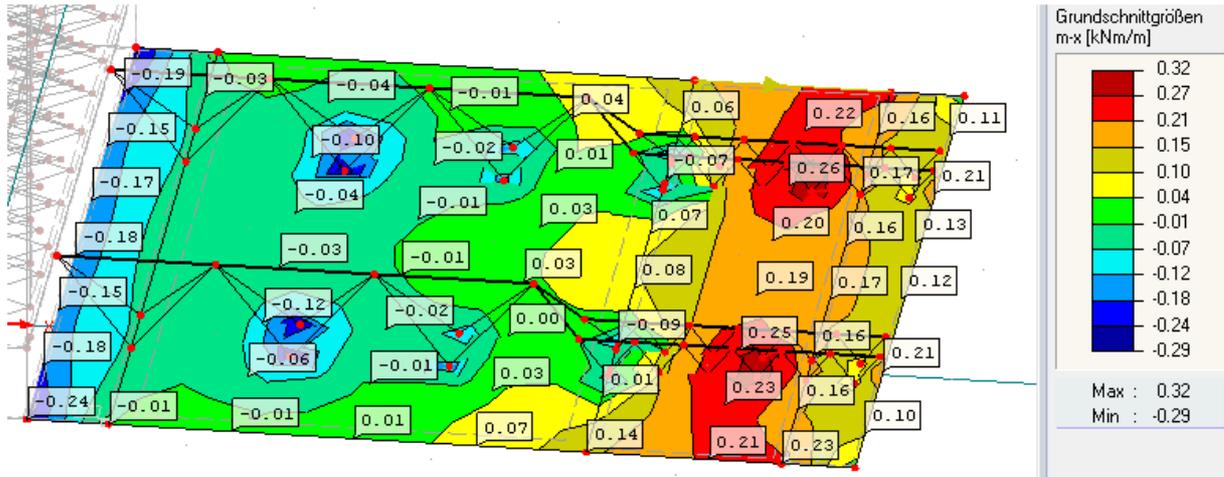


Normalkräfte in den Gitterträgern

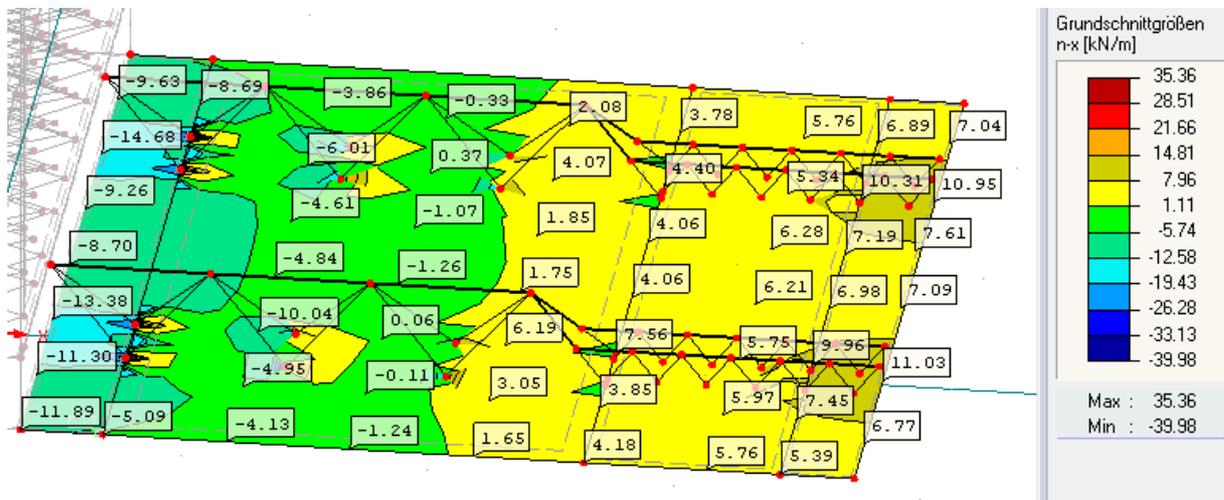


U5) Untere Platte Zustand 2; LF 2 Nutzlast (M2)

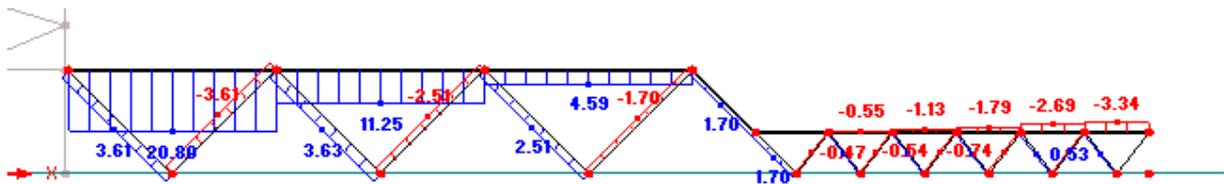
Biegemoment m_x



Normalkraft n_x

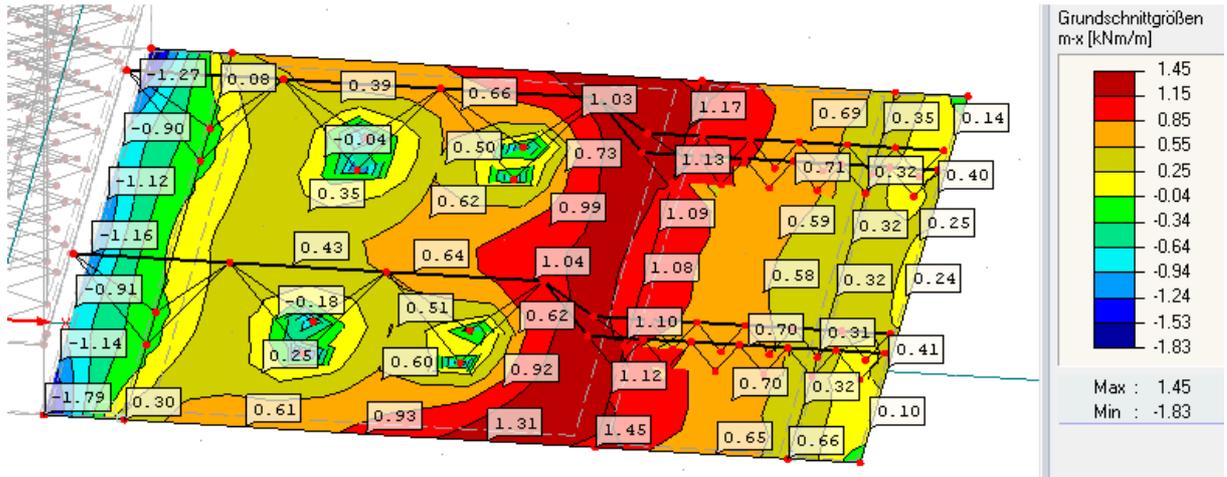


Normalkräfte in den Gitterträgern

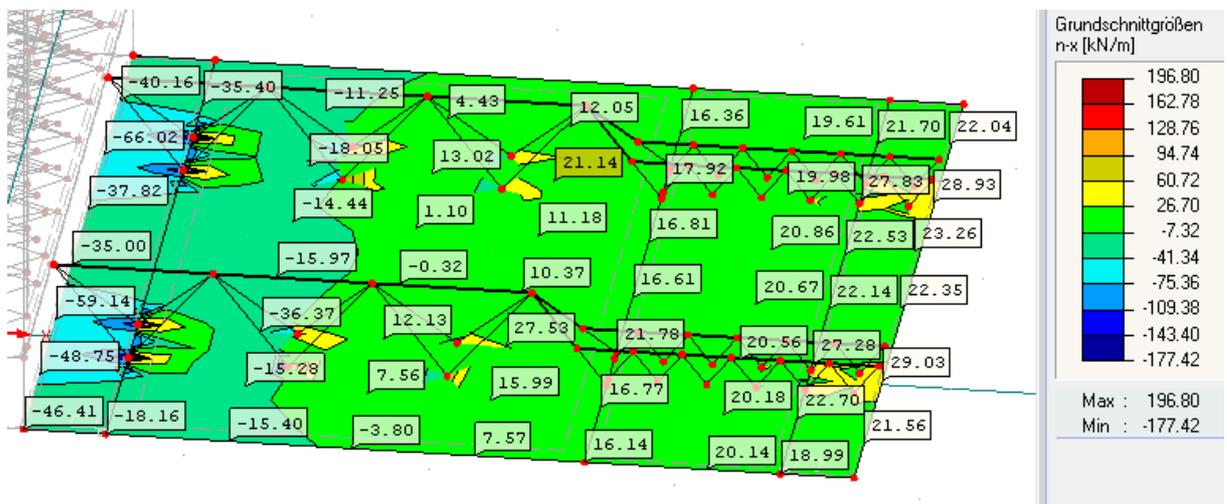


U6) Untere Platte Zustand 2; LF 3 A Betonierlast im Anschlussbereich (M2)

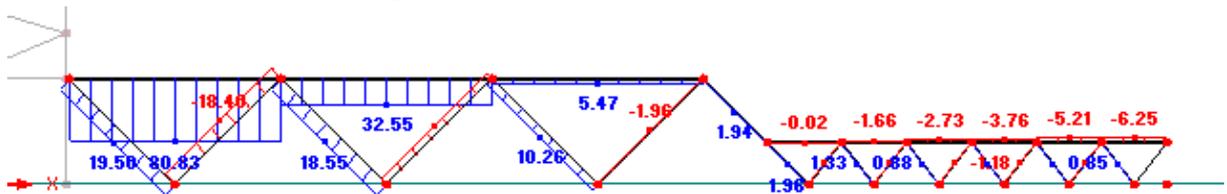
Biegemoment m_x



Normalkraft n_x



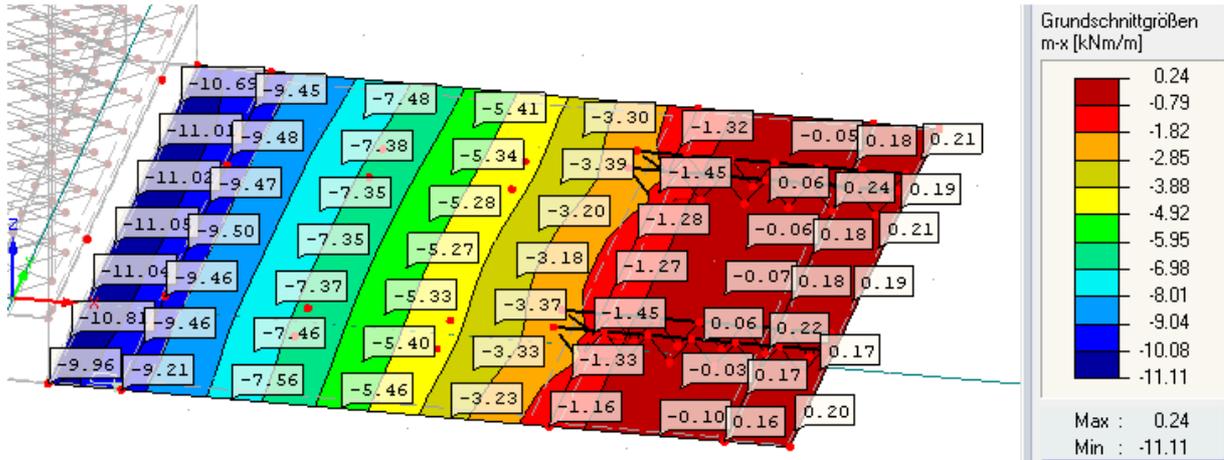
Normalkräfte in den Gitterträgern



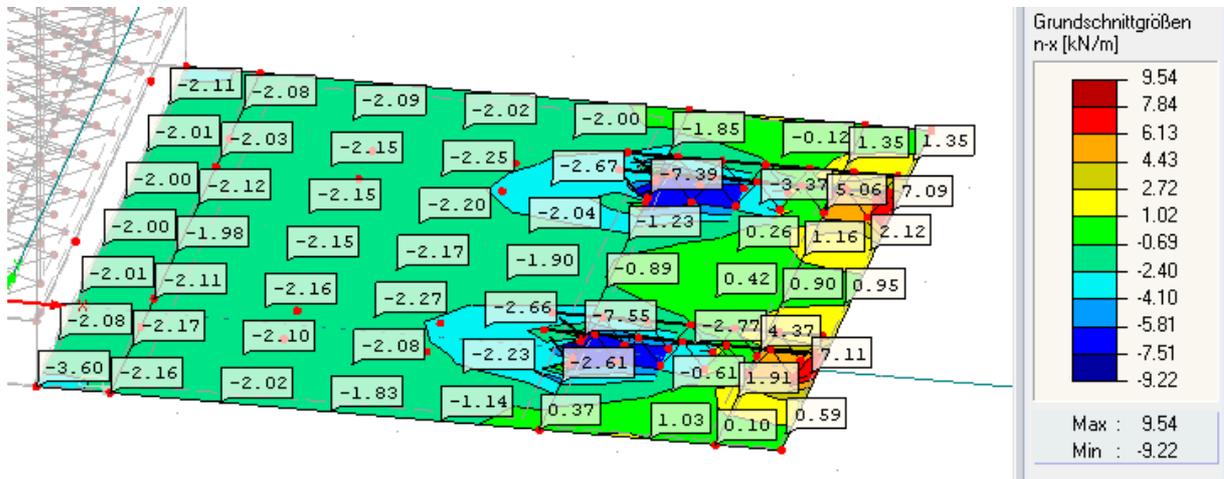
Anhang C: Schnittgrößen der Bemessung

U7) Untere Platte Zustand 2; LF 3 F Betonage Feldmitte (M3)

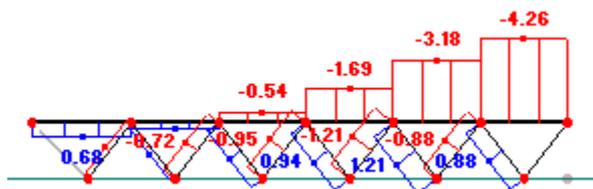
Biegemoment m_x



Normalkraft n_x

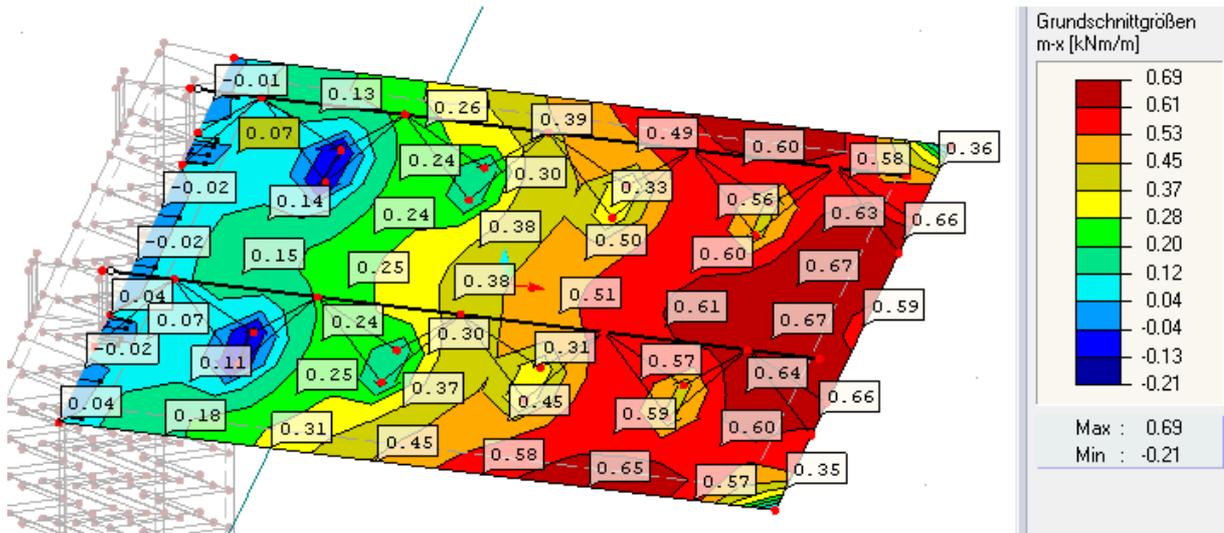


Normalkräfte in den Gitterträgern

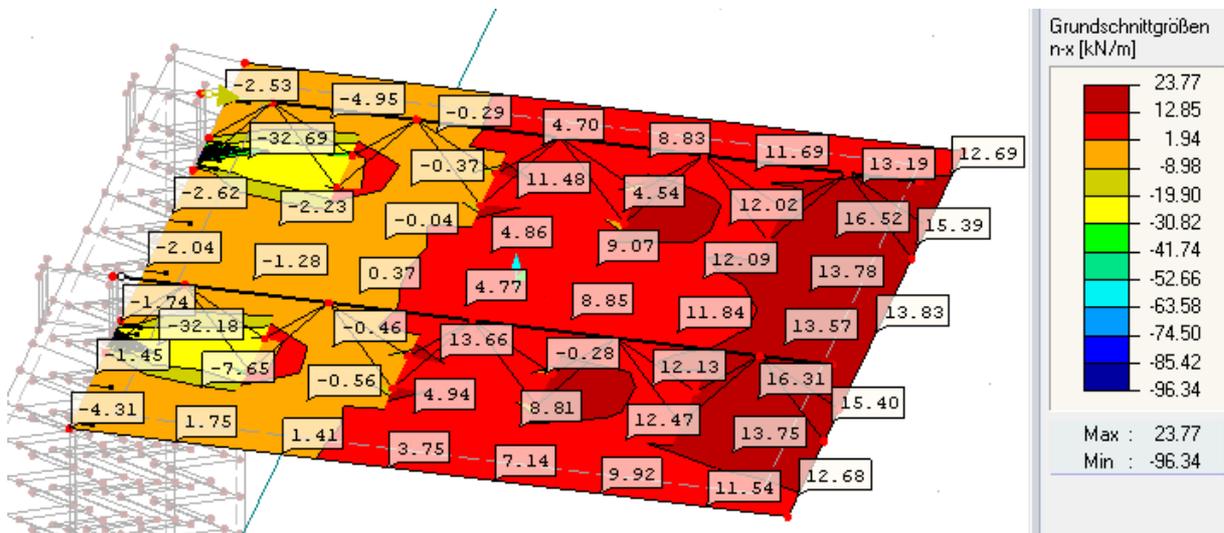


O1) Obere Platte Zustand 1; LF 1 Eigengewicht (M1)

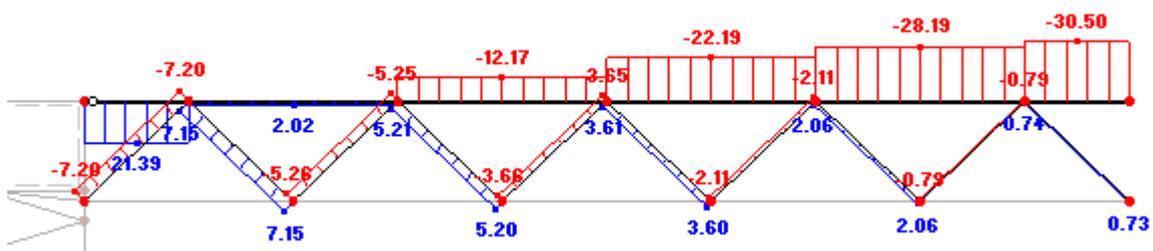
Biegemoment m_x



Normalkraft n_x

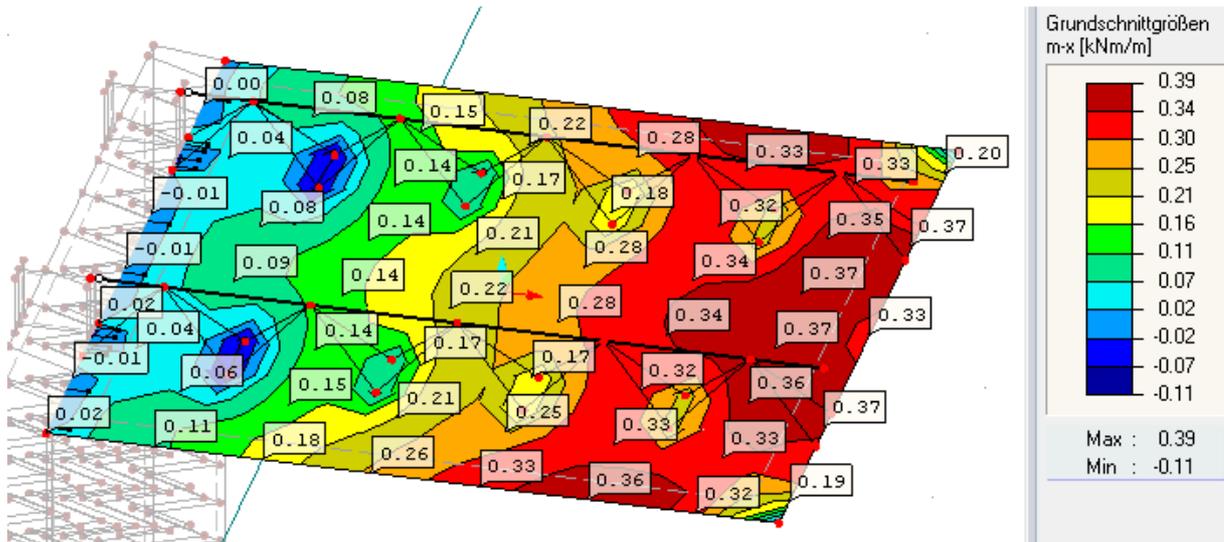


Normalkräfte in den Gitterträgern

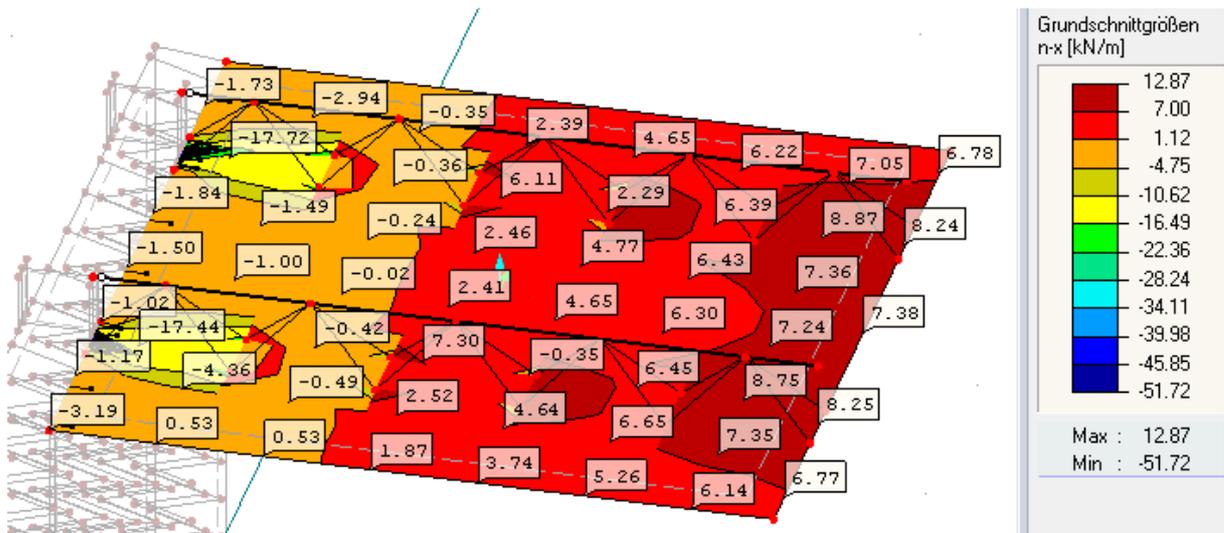


O2) Obere Platte Zustand 1; LF 2 Nutzlast (M1)

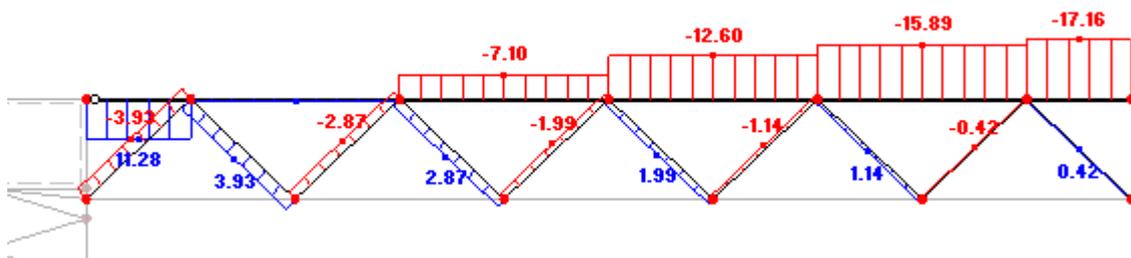
Biegemoment m_x



Normalkraft n_x

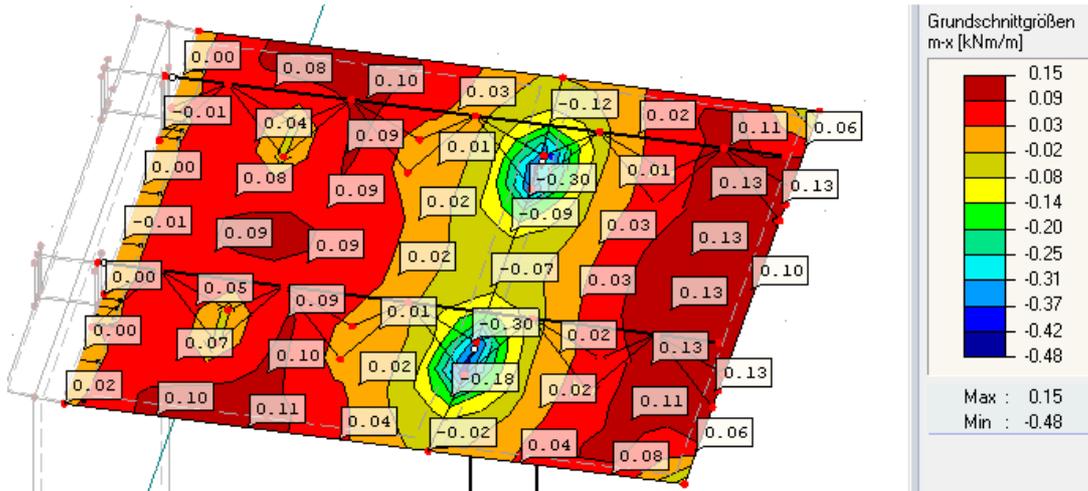


Normalkräfte in den Gitterträgern

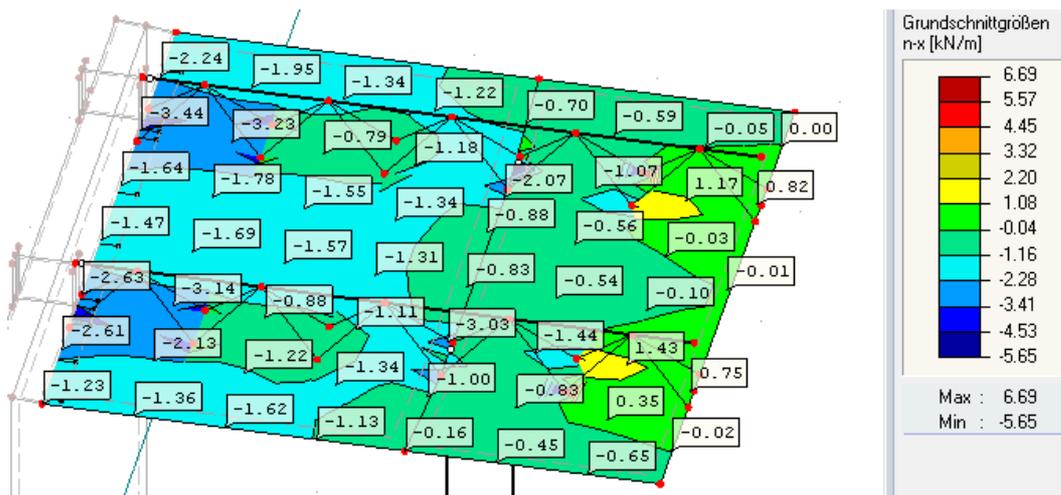


03) Obere Platte Zustand 1; LF 2 Nutzlast abgestützt (M4)

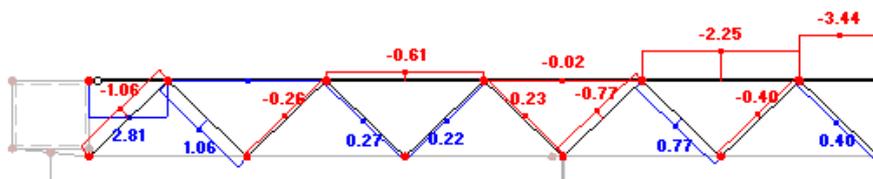
Biegemoment m_x



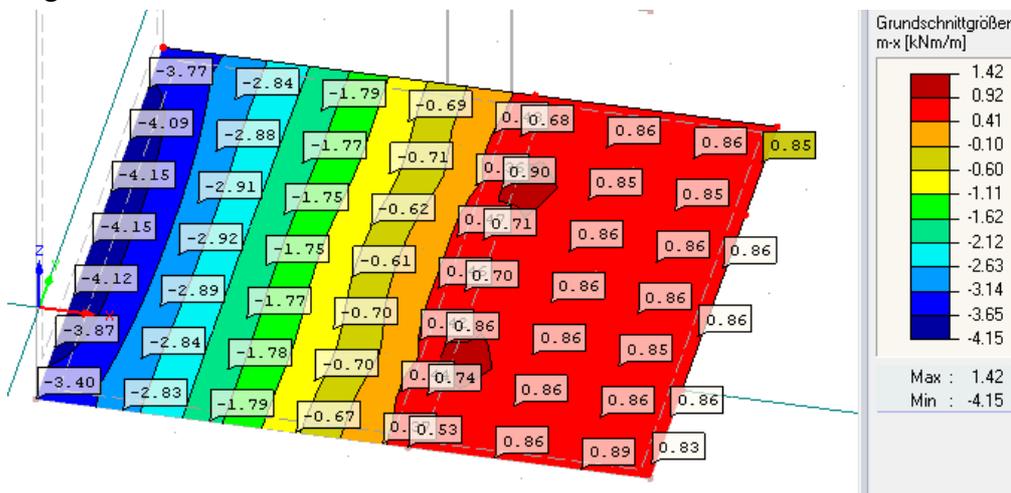
Normalkraft n_x



Normalkräfte in den Gitterträgern

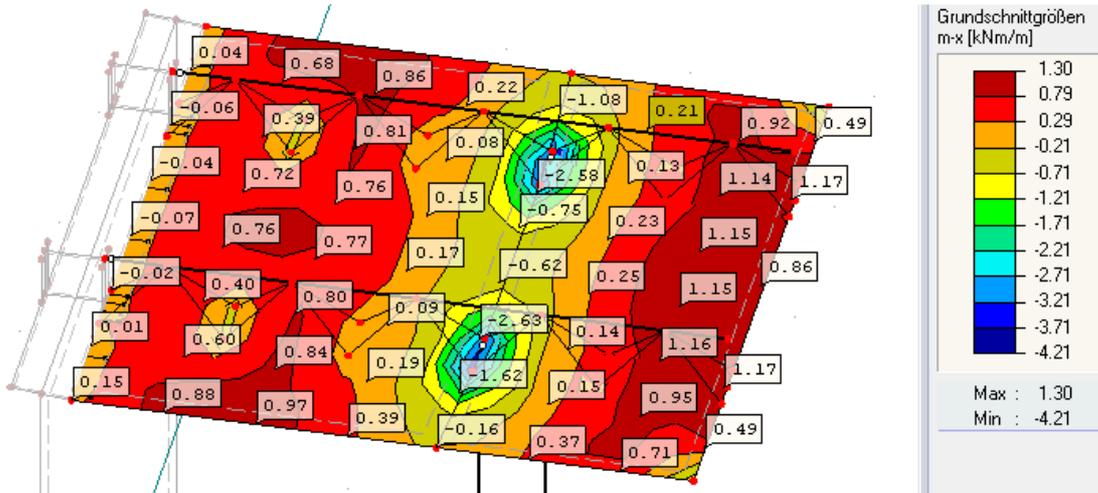


Biegemoment der unteren Platte m_x

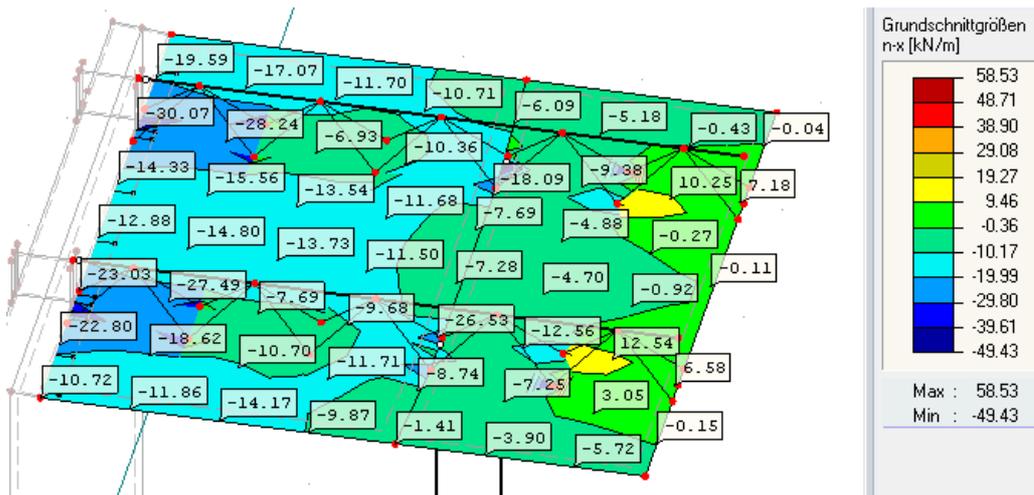


04) Obere Platte Zustand 1; LF 3 Betonage oben abgestützt (M4)

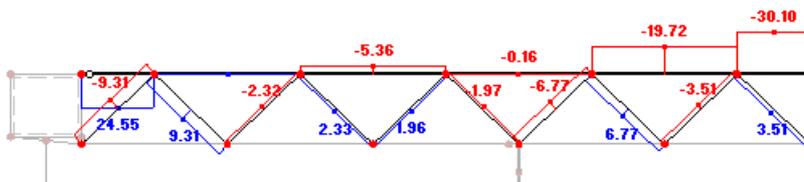
Biegemoment m_x



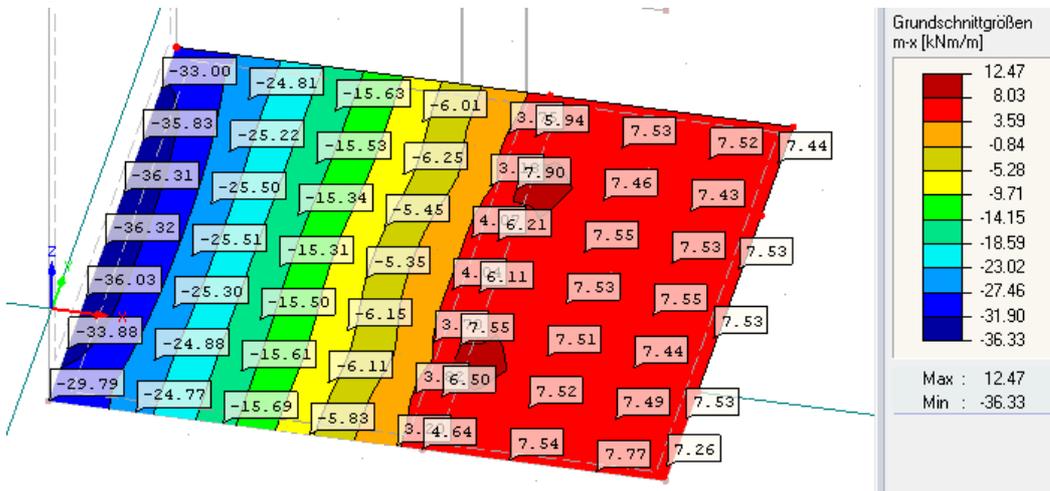
Normalkraft n_x



Normalkräfte in den Gitterträgern



Biegemoment der unteren Platte m_x



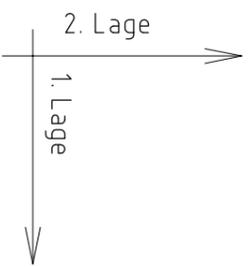
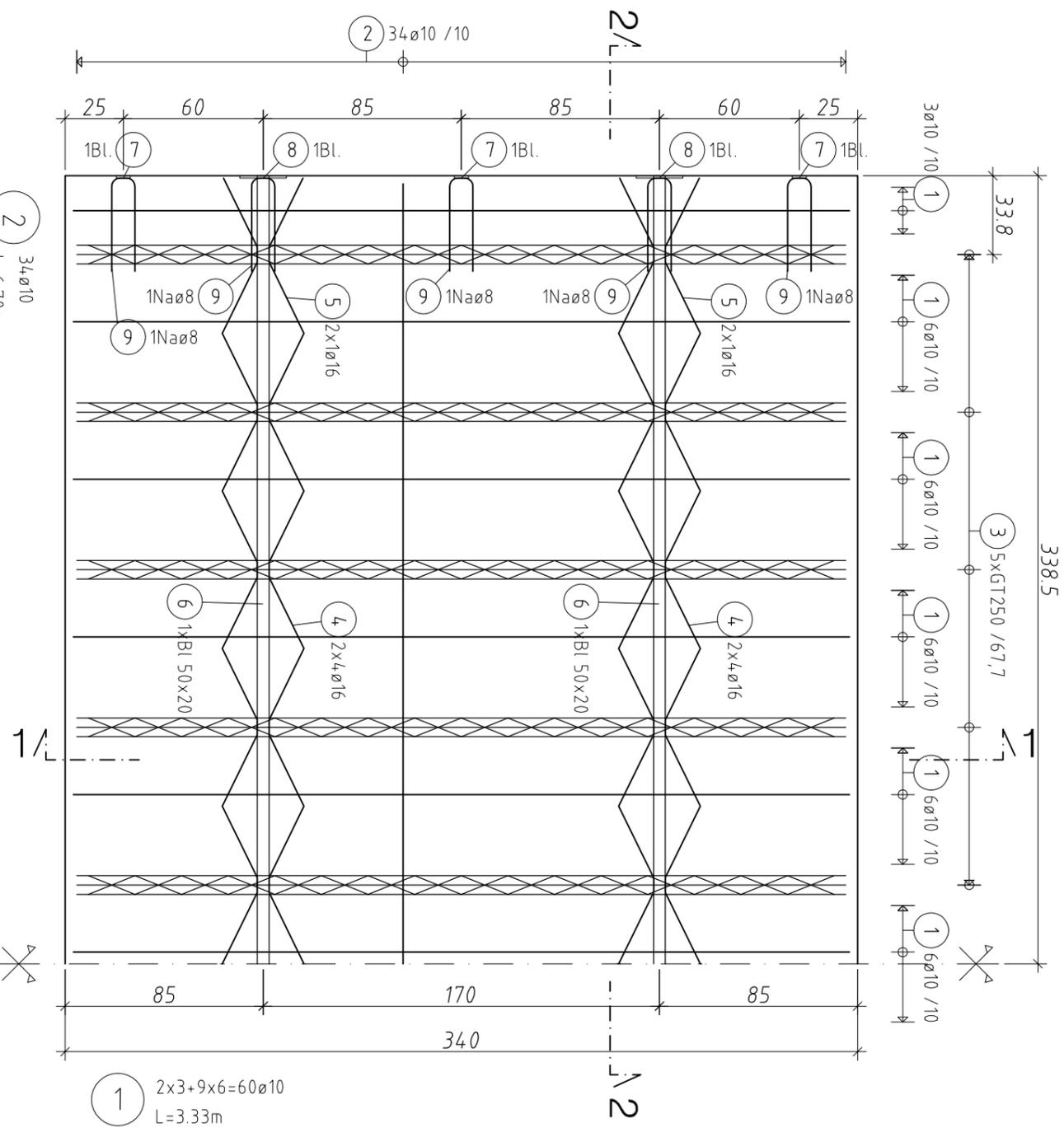
Anhang D: Pläne

Übersicht:

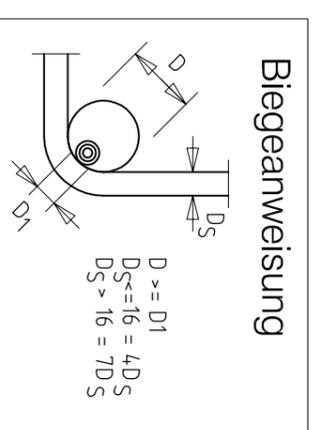
Plan Nr	Planinhalt
D1	Bewehrungsplan FT Obere Platte 1:25 A3
D2	Bewehrungsplan Ansicht Doppelwände 1:25 A3
D3	Bewehrungsplan Schnitte Doppelwände 1:25 A4
D4	Bewehrungsplan untere Platte 1:25 A3
D5	Betonierablauf Brückenelement 1:50 A4

Bewehrungsplan FT obere Platte d=7,0 cm

M 1:25

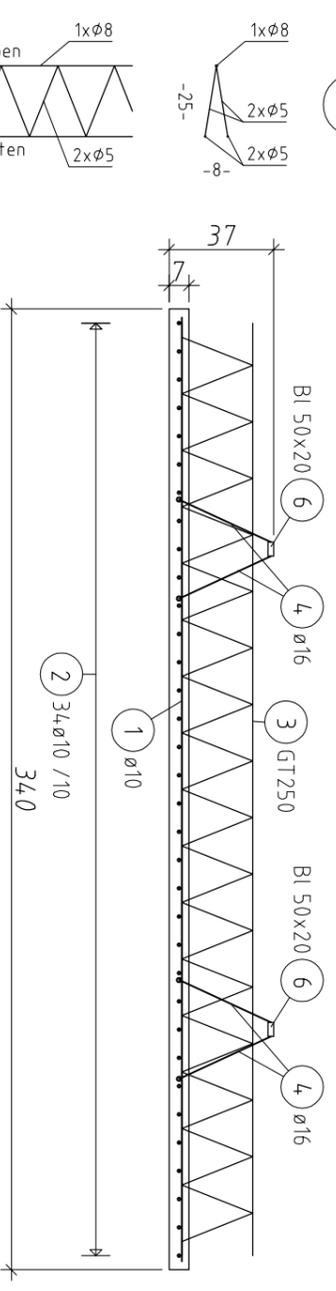


Beton C 50/60
$c_{unten} = 3,0 \text{ cm}$



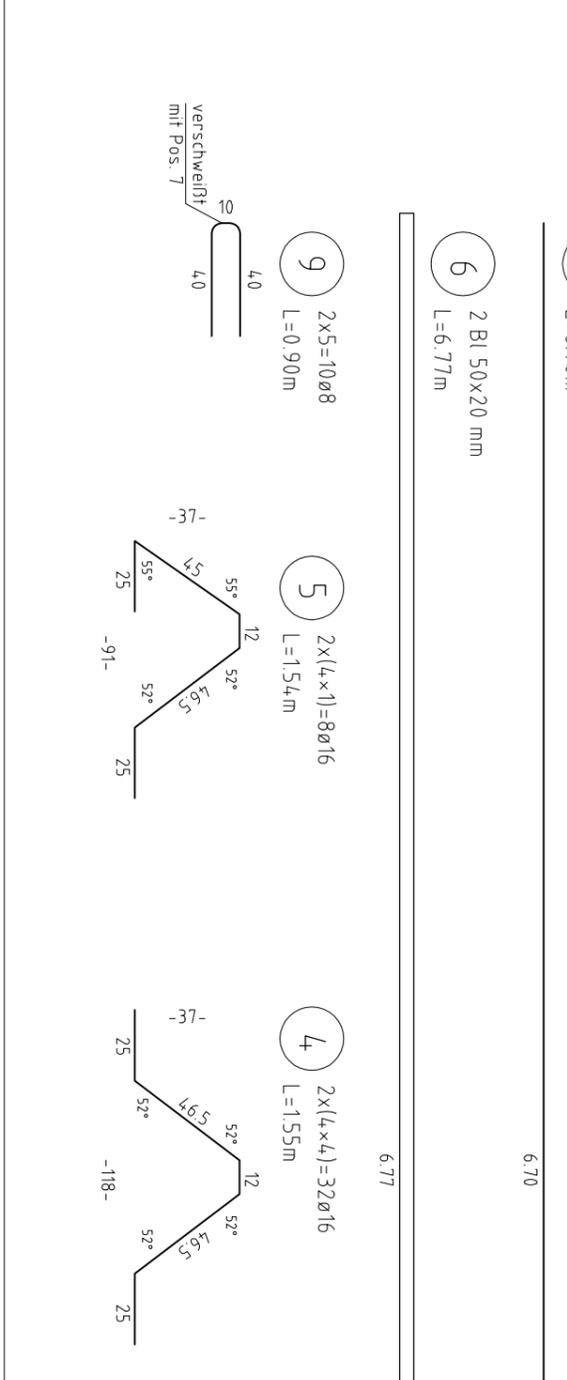
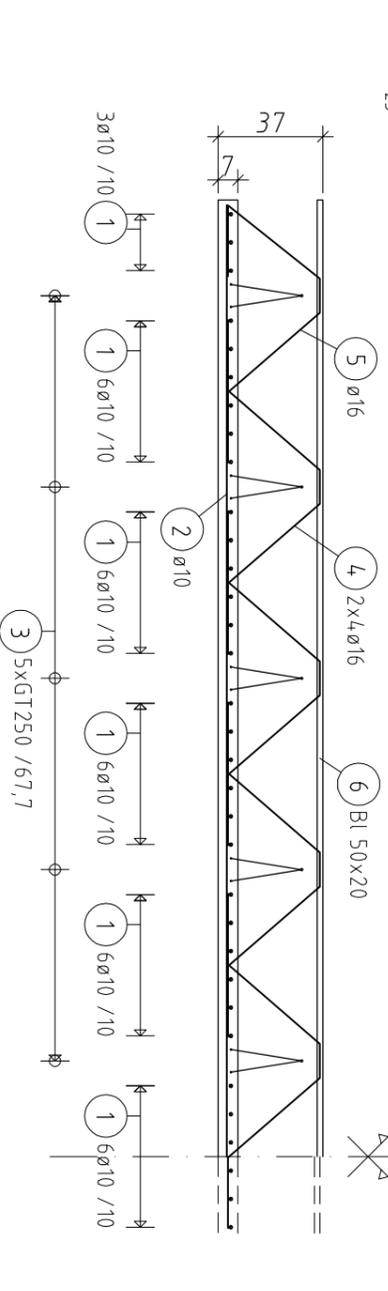
Schnitt 1-1

M 1:25



Schnitt 2-2

M 1:25

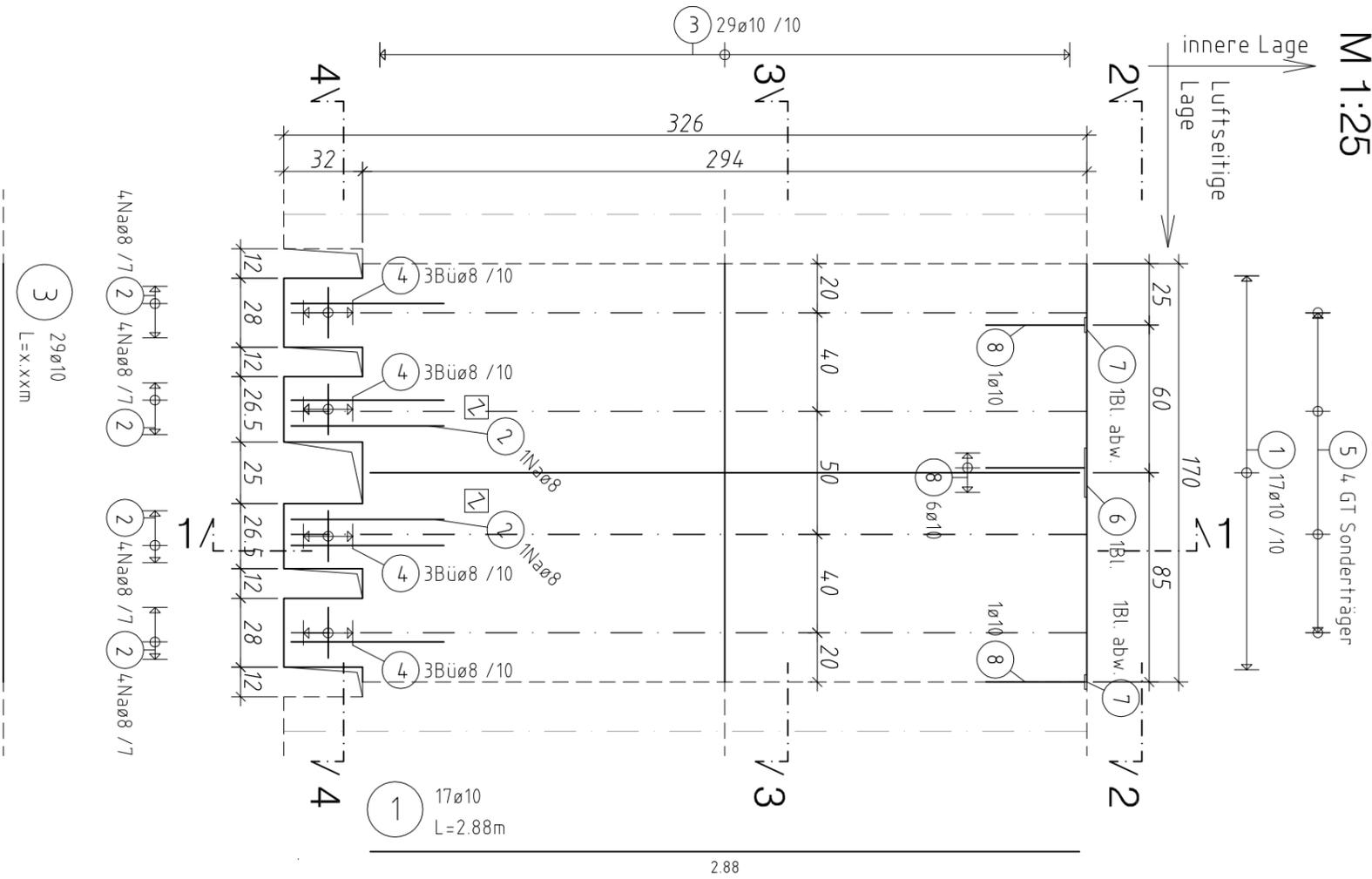


Planinhalt:	Bewehrungsplan FT obere Platte
Massstab:	1:25
Datum:	20.05.2014
Bearbeiter:	Hausleitner
Plannummer:	D1

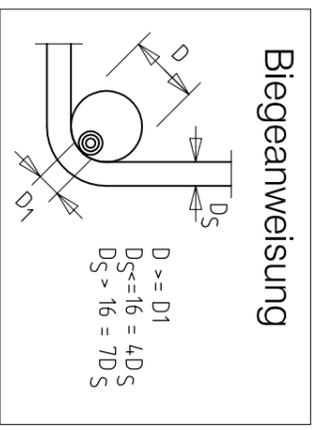
Bewehrungsplan Innere Doppelwand

d=7,0 cm

M 1:25



Beton C 50/60
C Luftseitig = 3,0 cm

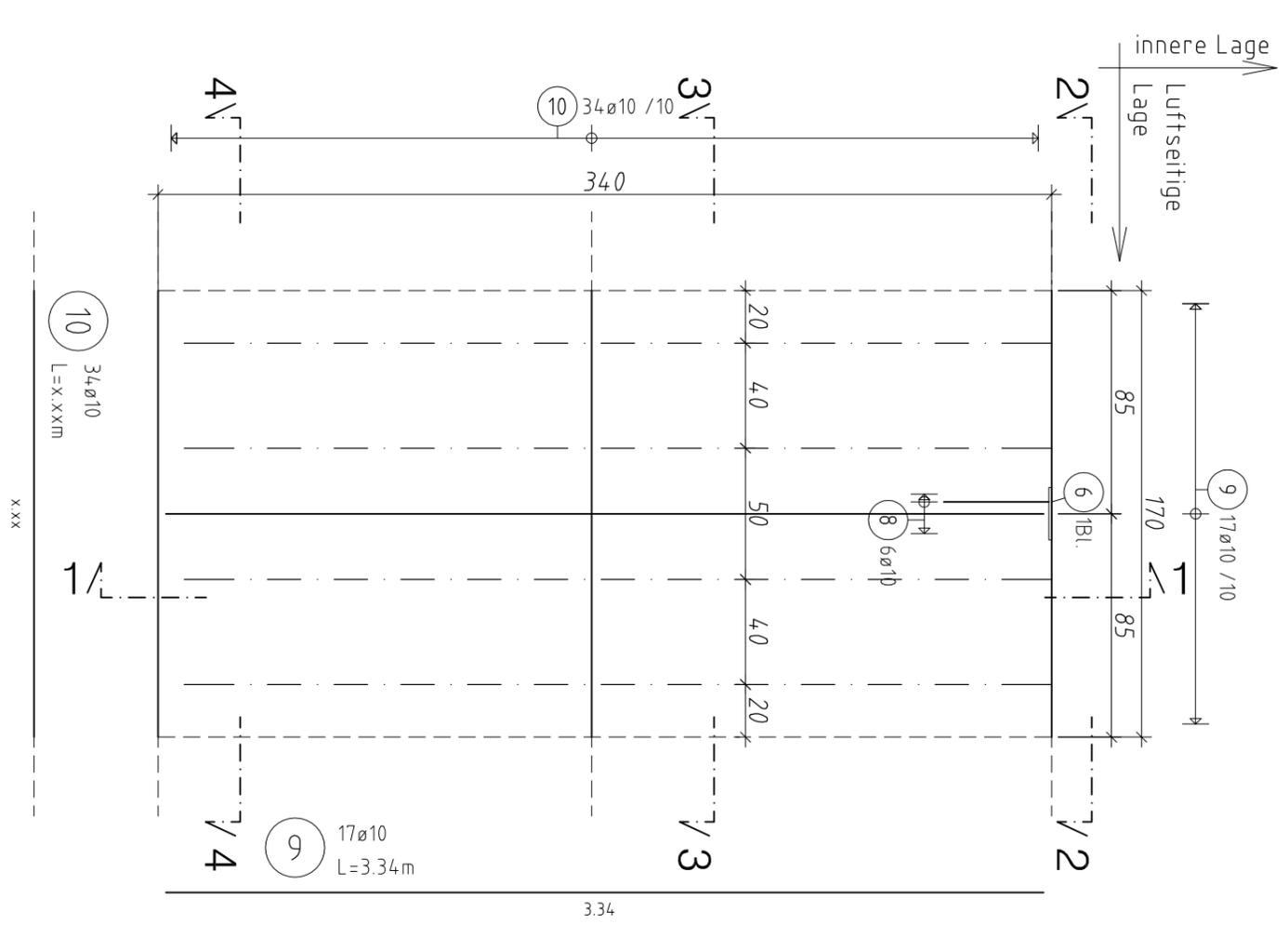


- 1 17ø10
L=2.88m
- 2 4x4+2x1=18ø8
L=1.29m
- 3 29ø10 / 10
- 4 3Büø8 / 10
- 5 4 GT Sonderträger
L=3.20m
- 6 Bl.
t=10mm
- 7 Bl.
t=10mm

Bewehrungsplan Äußere Doppelwand

d=7,0 cm

M 1:25



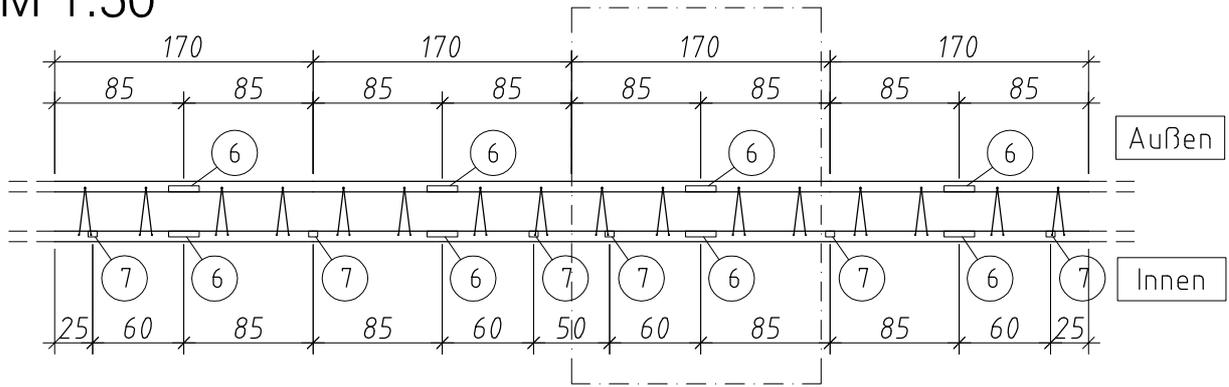
Planinhalt:
Bewehrungsplan
Ansicht Doppelwände

Massstab:	1:25
Datum:	20.05.2014
Bearbeiter:	Hausleitner
Plannummer:	D2

Schnitt 2-2

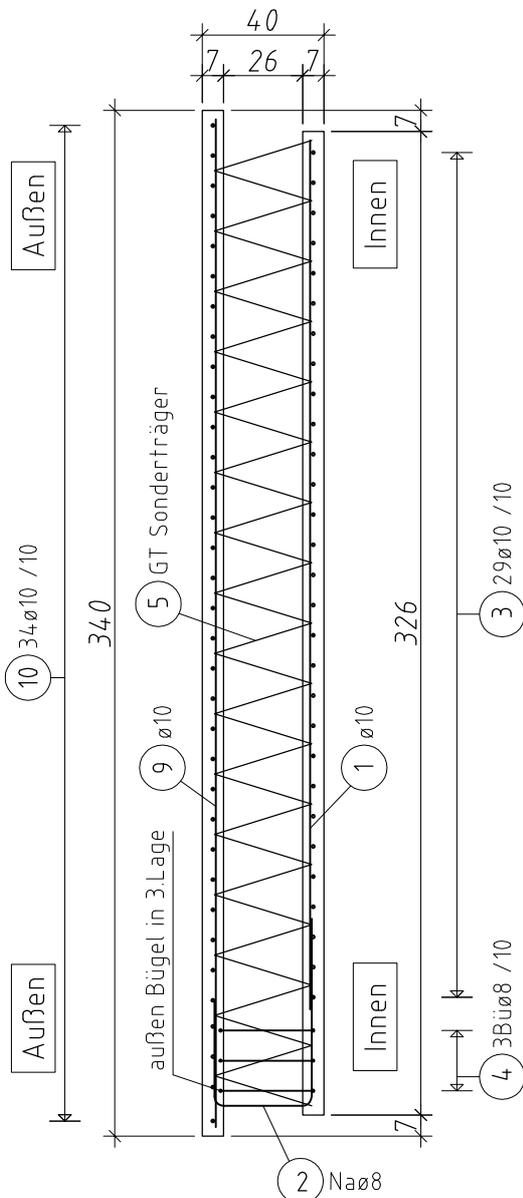
M 1:50

in Ansicht dargestellter Bereich



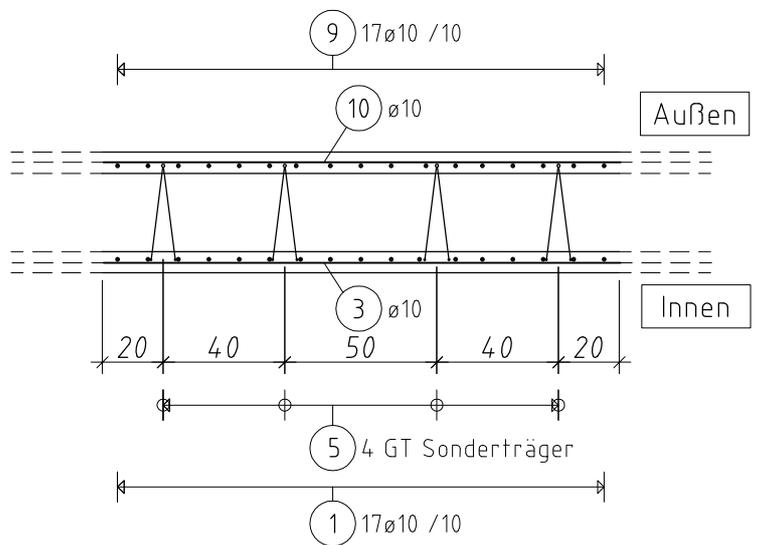
Schnitt 1-1

M 1:25



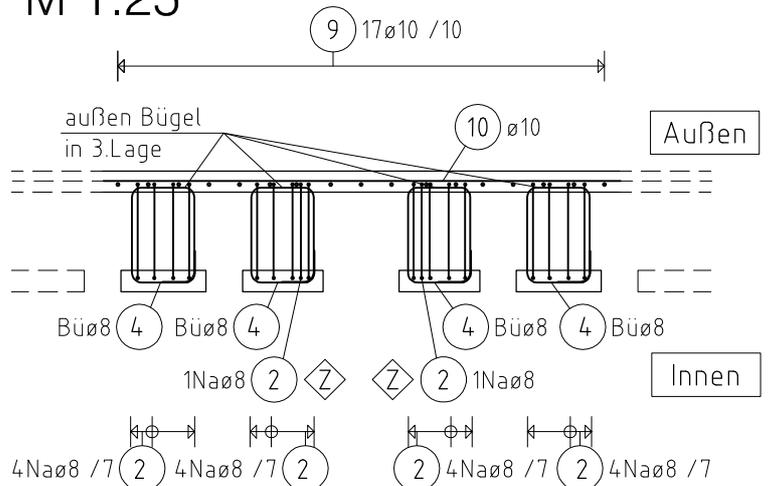
Schnitt 3-3

M 1:25



Schnitt 4-4

M 1:25



Planinhalt:

Bewehrungsplan
Schnitte Doppelwände

Masstab: 1:25

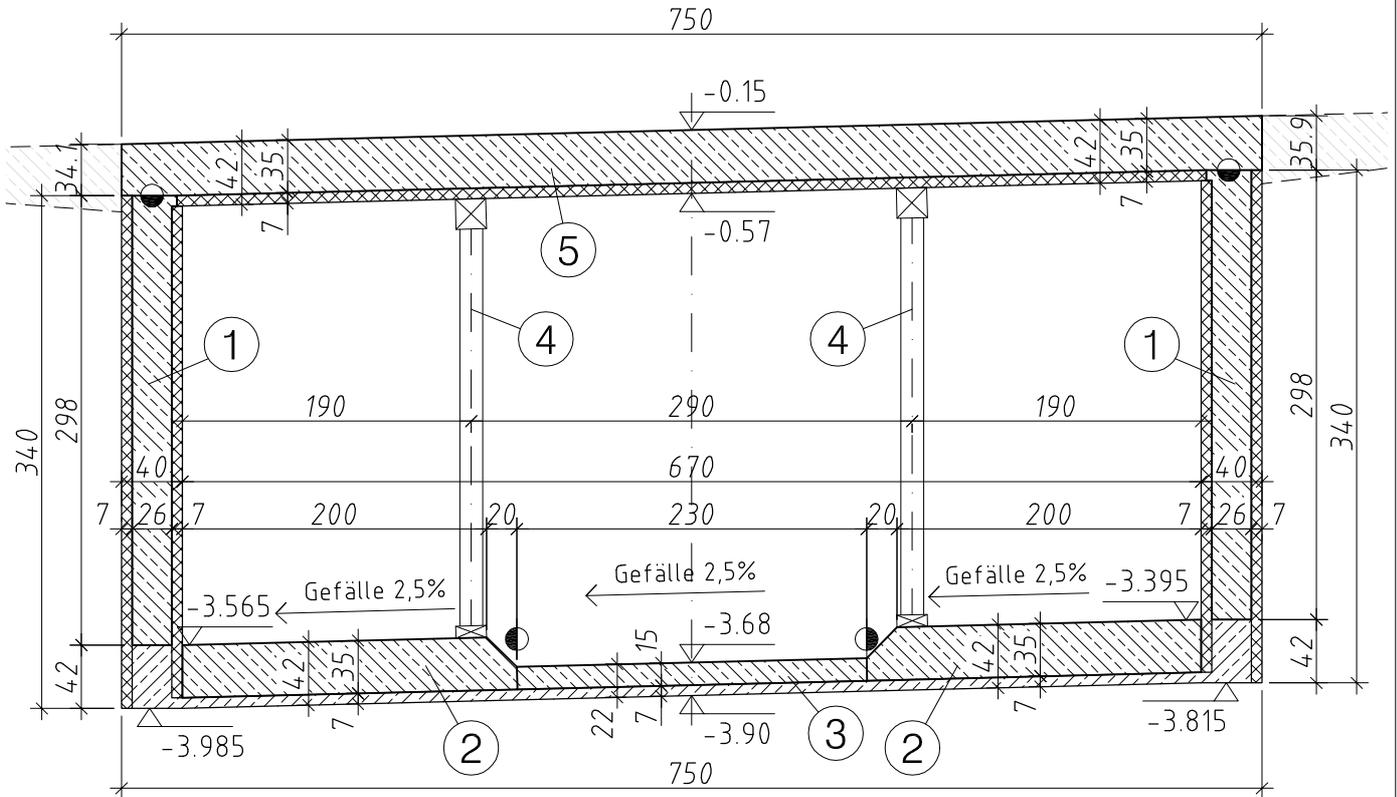
Datum: 20.05.2014

Bearbeiter: Hausleitner

Plannummer: D3

Betonierablauf Brückenelement

M 1:50



Ablaufschritte

- 1 Ausbetonieren der Stege
- 2 Erster Abschnitt der unteren Platte bis zum Ende der Voute
- 3 Zweiter Abschnitt der unteren Platte => Untere Platte fertig
- 4 Herstellen der Abstützung der Deckplatte Holzträger zur Lastverteilung unterlegen
- 5 Betonage der oberen Platte

Legende

	Stahlbeton	±0.00 bei der Fahrbahnoberkante in der Brückenachse
	Betonfertigteil	



Planinhalt:

Betonierablauf
Brückenelement

Masstab: 1:50

Datum: 20.05.2014

Bearbeiter: Hausleitner

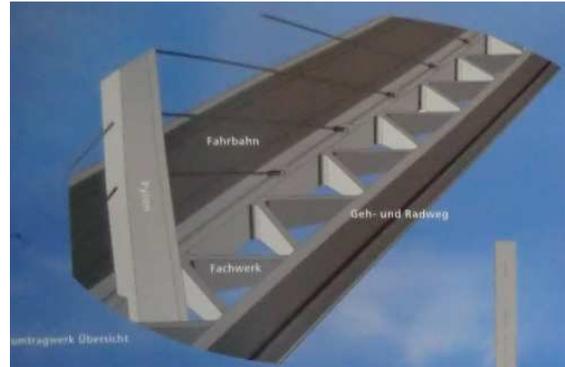
Plannummer: D5

Anhang E: Projektübersicht

Projektnummer 11

SBV ZT GmbH

Tragwerkstatt ZT GmbH



Das eingereichte Projekt sieht eine mit mehreren Seilen abgespannte Schrägkabelkonstruktion vor. Durch die „Outrigger“ Konstruktion verlagert sich der Schwerpunkt in Richtung der Abspannebene, wodurch die Torsionskräfte aus der Vorspannung der Kabel reduziert werden. Die maximale Spannweite beträgt bei diesem Entwurf 160 m

Projektnummer 13

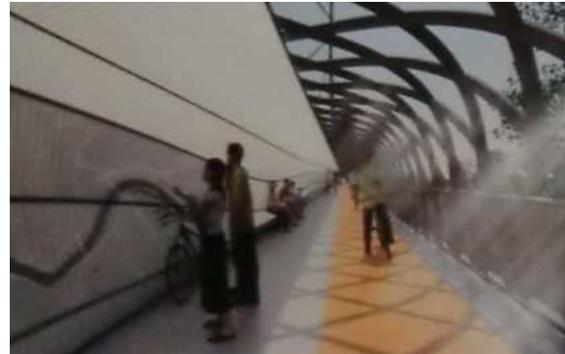
KMP ZT-GmbH



Bei der mit 2 Kabeln abgespannten Stahlbrücke wird der Fuß- und Radverkehr im auskragenden Bereich unter der Fahrbahn geführt. Dies führt zu einer optimalen Trennung von motorisierten und unmotorisierten Verkehr und gleichzeitig können die Brücken schmaler ausgeführt werden. Durch Beleuchtungsöffnungen können ansprechende Lichteffekte erzeugt werden. Die maximale Spannweite beträgt 183 m.

Projektnummer 15

König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH Leipzig
IKK Kaufmann-Krieberegg ZT GmbH



Diese Spannbetonkonstruktion übernimmt die große Spannweite von 215 m der Voestbrücke. Allerdings werden statt der 3 Seile des Bestandsobjektes deutlich mehr Abspannungen vorgesehen. Die Fußgänger werden räumlich vom motorisierten Verkehr getrennt und dadurch optimal geschützt.

Projektnummer 9

Leonhardt, Andrä & Partner Beratende Ingenieure VBI AG
Schimetta Consult Ziviltechniker Ges.m.b.H.

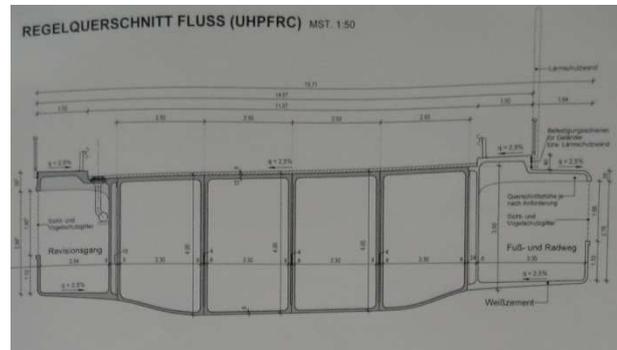


Bei diesem Durchlaufträger wird die maximale Spannweite durch den aufgelösten V-Pfeiler verringert. Zudem stellt er ein gestalterisches Merkmal dar. Mit der gespiegelten Form des Pylons und den Abspannungen betont er das unterschiedliche Tragverhalten der beiden Brücken. Der maximale Pfeilerabstand beträgt 168 m.

Zusätzlich wurde bei diesem Projekt noch eine alternative Rampenführung ausgearbeitet und vorgeschlagen.

Projektnummer 1

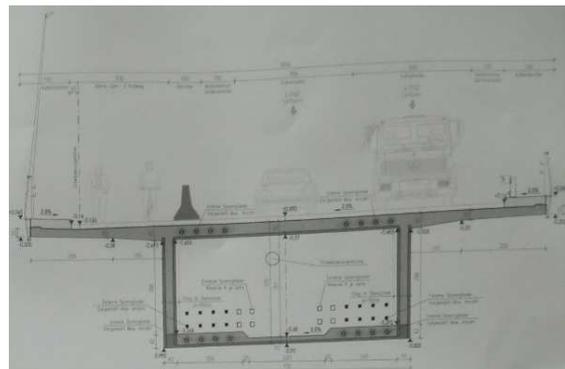
Rinderer & Partner Ziviltechniker KG
WÖRLE SPAROWITZ INGENIEURE Ziviltechniker GmbH
Ernst Giselbrecht + Partner Architektur ZT GmbH



Diese Durchlaufträger Spannbetonkonstruktion sollte aus aneinandergefügteten faser-verstärkten UHPC – Fertigteilen gebaut werden. Der Herstellungsprozess sah einen abschnittswisen Freien Vorbau vor. Im Vorlandbereich konnten aufgrund der Rampenkonstruktionen keine Fertigteile verwendet werden, sodass dieser Abschnitt in Ortbetonweise errichtet wird. Auch hier wird der Fußgänger und Radverkehr unter der Fahrbahn für den motorisierten Verkehr geführt. Die maximale Spannweite beträgt 110 m.

Projektnummer 7

FCP Fritsch, Chiari & Partner ZG GmbH



Dieses Projekt wurde bereits im Hauptteil ausführlich behandelt. Die Spannbeton Durchlaufträgerkonstruktion aus dünnwandigen Fertigteilen hat eine maximale Spannweite von 108 m.

Projektnummer 14

Boll und Partner Beratende Ingenieure VBI Ingenieurgesellschaft mbH & Co. KG
ATP sphere GmbH



Diese Durchlaufträgerkonstruktion definiert sich über die aufgelösten, V-förmigen Pfeiler. Auf über der Fahrbahn liegende Konstruktionselemente wurde verzichtet. Im Bereich der großen Spannweite von 139 m wird die Spannbetonkonstruktion durch einen Verbundträger ersetzt.

Projektnummer 2

Öhlinger + Partner Ingenieure ZT-Ges.m.b.H.
Ponting interirski biro d.o.o.
DI Johannes M. Zeininger Architekt



Die oberliegende Voute bildet ein markantes und ansprechendes Erkennungszeichen für die Bypass – Brücken. Durch ihre günstige statische Wirkung kann die Stahlbrücke auch ohne Abspannungen eine Stützweite von 184 m erreichen. Es wurden sogar aerodynamische Untersuchungen zum Verhalten bei Windbelastung angestellt.

Projektnummer 3

Thomas Lorenz ZT GmbH
Arch. DI Helga Flotzinger; Arch. DI Clemens Bortolotti
ZSZ Ingenieure ZT GesmbH



Bei dieser räumlichen Fachwerkkonstruktion werden Fuß- und Radweg direkt unter der Fahrbahn geführt. Die Stahlkonstruktion überspannt an der Öffnung für den Schiffsverkehr eine Länge von 117 m. Großen Wert wurde auch auf das Belichtungskonzept, speziell bei Nacht, gelegt.

Projektnummer 5

Kppk ZT GmbH
HOLODECK Architects ZT GmbH
BACKBONE Ziviltechniker GmbH



Diese abgespannte Stahlkonstruktion mit einem gekrümmten Pylon je Bypass – Brücke überspannt 166 m. Am Querschnitt werden motorisierter und unmotorisierter Verkehr räumlich getrennt.

Projektnummer 8

Mayer Ingenieurleistungen ZT GmbH

Ebner ZT GmbH

Step Ingenieurbüro ZT-GmbH



Bis zur massiven Voute wird die Durchlaufträgerkonstruktion in Spannbeton ausgeführt, danach geht sie für das große Feld (163 m) und bis zum Widerlager in eine Verbundkonstruktion über.

Projektnummer 10

PCD ZT-GmbH

IBBS ZT-GmbH

AGU Architektengruppe U-Bahn ZT-Ges.m.b.H.



Bei dieser Verbundkonstruktion stellen die ungewöhnlichen Abspannungen neben dem großen Donaufeld mit 140 m einen optischen Blickfang dar. Als Materialien werden Stahl und Beton im Verbund verwendet.

Projektnummer 16

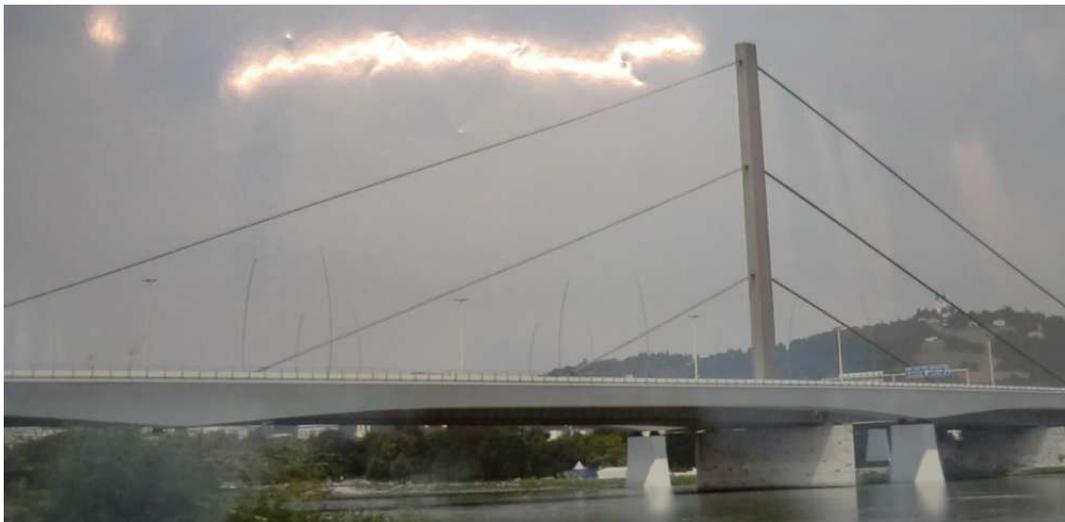
SDO ZT GmbH



Bei diesem Projekt wird für beide Bypass – Brücken nur ein Pylon errichtet. Die Verbundkonstruktion erreicht mit 237 m sogar eine größere Spannweite als die Voestbrücke.

Projektnummer 17

Werner Consult ZT GmbH
Ingenieurteam Bergmeister GmbH



Die dezente Durchlaufträger – Verbundkonstruktion überspannt auf maximal 135 m die Donau.