

Doctoral Thesis

The Development of a new Bridge-Construction-Method by using thin Precast-Elements in combination with Post-Tensioning

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

Dissertation

Entwicklung eines neuen Brückenbauverfahrens durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung

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

Dipl.-Ing. David Wimmer
Matrikelnummer 0225631
Kledter Straße 15, 4720 Neumarkt i/H, Österreich

Gutachter: o.Univ.-Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau
Technische Universität Wien

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix
Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften
Universität Innsbruck

Vorwort

Hiermit möchte ich mich bei allen bedanken, die mich während meines Doktorats-Studiums und bei der Erstellung der Dissertation unterstützt haben.

Besonderer Dank gebührt meinem Doktorvater O.Univ.-Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng. Ich bedanke mich bei Ihnen für das spannende Dissertationsthema, die äußerst lehrreichen Diskussionen, die Möglichkeit spektakuläre Großversuche durchführen zu können und die Auslandsaufenthalte. Danke, dass Sie immer ein offenes Ohr für mich hatten und mich auch nach meiner Zeit als Projektassistent ermutigt haben, die Arbeit abzuschließen.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix danke ich herzlich für die Begutachtung der Arbeit.

Bei meiner Frau Sabrina bedanke ich mich für die Unterstützung abseits meiner beruflichen und universitären Tätigkeit, ebenso bei meinen Eltern Elisabeth und Hermann.

Kurzfassung

Um leichte und flexibel einsetzbare Fertigteile für den Brückenbau zu entwickeln, wurde am Institut für Tragkonstruktionen ein Forschungsvorhaben durchgeführt, das den Einsatz dünnwandiger Fertigteilplatten, die bisher nur im Hochbau als verlorene Schalung von Ortbetondecken verwendet wurden, erprobt. Aus 7 cm dicken Wandelementen und einer 12- 20 cm Bodenplatte wurden U-förmige Halbfertigteile hergestellt, die später das Gewicht der Ortbetonergänzung des endgültigen Tragwerks tragen sollen. Die Fertigteillemente dienen somit als verlorene Schalung und Rüstträger, beinhalten aber sämtliche für den Endzustand erforderliche schlaife und vorgespannte Bewehrung.

Durch diese Hybridbauweise aus Fertigteilen und Ortbeton kann auf Grund des Entfalls von Schalungs- und Lehrgerüstarbeiten eine wesentliche Verkürzung der Bauzeit erzielt werden. Die Bauweise zeichnet sich im Gegensatz zu herkömmlichen Betonfertigteilträgern durch eine wesentliche Reduktion des Eigengewichts in den Bauzuständen und ihr leichteres Transport- und Hubgewicht aus. Die Fertigteile eignen sich für die Errichtung von Brückenbauwerken, bei denen eine Herstellung auf einem Traggerüst auf Grund der örtlichen Rahmenbedingungen (Gewässer, Aufrechterhaltung des Verkehrs unterhalb der Brücke) nicht möglich ist.

Ein Teil der Arbeit widmet sich der Herstellung der Fertigteilträger. Es wurden 7 Prototypen gebaut. Alle Bauteile wurden im Maßstab 1:1 oder 1:1,5 gefertigt, um Erfahrungen im Produktionsablauf zu gewinnen. Mehrere Trägerabschnitte wurden unter Baustellenbedingungen zu 30 bzw. 50 m Brückenträgern bzw. Brückenabschnitten zusammengefügt. Die Arbeit soll zukünftigen Projekten als Erfahrungssammlung und Planungsgrundlage dienen.

Anschließend wurde eine Reihe von Feldversuchen durchgeführt, um die Tragfähigkeit der dünnwandigen vorgespannten Fertigteilträger unter realistischen Belastungen und in realen Dimensionen zu testen.

Die Feldversuchsreihe umfasst einen Belastungsversuch an einem 30 m langen Brückenträger unter der Betonier-Belastung und Vorspannung, Belastungstests an Verankerungs- und Umlenkbalcken, einen Torsionsversuch an einem 30 m langen ausbetonierten Brückenträger bis zur Bruchgrenze und zwei zentrische Druckversuche an 30 m langen Brückenträgern bis zum Versagen.

Abstract

In order to develop light precast elements for bridge construction, thin prestressed precast elements were designed at the Institute of Structural Engineering to carry the weight of subsequently cast in-situ concrete. The U-shaped precast elements are used as lost formwork and consist of 70mm thick wall-elements and a 120–200mm bottom plate. They include all the reinforcement and tendons which are necessary for the final state.

This hybrid construction-method between precast and in-situ elements enables a reduction of construction time and formwork processes. The essential difference between conventional precast elements and this new development lies in a significant diminution of the construction-self-weight. The construction method is suitable for building bridges, where an assembly by using a falsework is not possible, like for example bridges over rivers, canals, rail- or motorways.

A part of this thesis is about the production of this precast girders. Seven prototypes in a scale of 1:1 and 1:1.5 were built to gain experience in handling and the production process. The connecting of several precast parts has been tested under field conditions. The present paper is meant as a collection of practical knowledge and basic concept of building bridges with thin prestressed, precast elements.

A set of full-scale tests was carried out to test the capacity of the elements under realistic loads and dimensions.

Inhaltsverzeichnis

I	Einleitung	1
1	Stand der Technik	3
1.1	Stahl-Stahlbeton Verbundbauweise	3
1.2.1	Verbundbauweise – Fahrbahnplatte mit Schalung [2]	3
1.2.2	Verbundbauweise – Fahrbahnplatte mit Fertigteilen.....	4
1.2	Vorgespannte Betonfertigteile	6
1.3	Segmentbauweise.....	9
1.4	Brückenklappverfahren	10
2	Motivation und Zielsetzung der Arbeit	13
3	Technischer Lösungsansatz.....	13
II	Produktion der Fertigteilträger.....	18
1	Einleitung.....	18
2	Produktion der Brückenträger für Klappbrücke.....	19
2.1	Trägerzusammensetzung und Querschnittsabmessungen.....	19
2.2	Produktionsablauf	21
2.2.1	Herstellen der Elementdecken	21
2.2.2	Aufstellen der Wandelemente – Grundrissformgebung	22
2.2.3	Betonieren der Bodenplatte.....	23
2.2.4	Einbau der Querträger, Stegverstärkung, Umlenkstellen und Spannglied- Verankerungen	23
2.2.5	Einbau des Horizontalverbandes und der Spannglieder	24
2.2.6	Anschweißen der Verbindungsknoten	24
2.2.7	Verladung und Transport.....	25
3	Produktion der Druckstreben für die Klappbrücke.....	26
3.1	Druckstrebenzusammensetzung und Querschnittsabmessungen	26
3.2	Produktionsablauf	26
3.2.1	Herstellen der Lasteinleitungsblöcke	27
3.2.2	Betonieren der Seitenwangen	27
3.2.3	Aufstellen der Seitenwangen und Betonieren der unteren Platte.....	27
3.2.4	Betonieren der oberen Platte	28
3.2.5	Verladung und Transport.....	28
4	Produktion des Einfeld-Brückenstegs	29
4.1	Trägerzusammensetzung und Querschnittsabmessungen.....	29
4.2	Produktionsablauf	31
4.2.1	Herstellen der Elementdecken	31
4.2.2	Herstellen der Endverankerungsblöcke und Einbau der Spannglied- verankerungen.....	32
4.2.3	Aufstellen der Wandelemente - Grundrissformgebung	32
4.2.4	Betonieren der Bodenplatten, Umlenkstellen und Querträger.....	33
4.2.5	Einbau des Horizontalverbandes.....	33
4.2.6	Verladung und Transport.....	34
4.2.7	Zusammenfügen der einzelnen Fertigteilträgerstücke	34
4.2.8	Herstellen der Vergussfugen	34
4.2.9	Einbau der Spannglieder und Positionieren des Fertigteilträgers	35

5	Produktion eines Fertigteilträgers aus Doppelwänden	37
5.1	Trägerzusammensetzung.....	37
5.1.1	Querschnitts- und Trägerabmessungen	37
5.1.2	Die Elementstöße.....	38
5.1.2.1	<i>Hüllrohrstöße</i>	39
5.1.2.2	<i>Vergussfuge</i>	39
5.1.2.3	<i>Bewehrungsstoß</i>	40
5.1.3	Abschalungen für Querschotte	40
5.1.4	Spanngliedführung	41
5.1.5	Spannsystem	42
5.1.5.1	<i>Ankerplatten</i>	42
5.1.5.2	<i>Hüllrohre</i>	43
5.1.5.3	<i>Spannpresen</i>	43
5.1.6	Endquerträger	43
5.2	Produktionsablauf	45
5.2.1	Herstellen des Bewehrungskorbs.....	45
5.2.2	Herstellung der Doppelwandelemente [13].....	47
5.2.2.1	Vorbereiten der Schalfläche	47
5.2.2.2	Einschalen	48
5.2.2.3	Bewehren.....	48
5.2.2.4	Betonieren.....	48
5.2.2.5	Verdichten.....	48
5.2.2.6	Aushärten	49
5.2.2.7	Wenden	49
5.2.3	Herstellung Endquerträger	50
5.2.3.1	<i>Bewehrungskorb</i>	50
5.2.3.2	<i>Schalung</i>	50
5.2.3.3	<i>Betonieren</i>	51
5.2.4	Zusammensetzen des Fertigteilträgers auf der Baustelle	51
5.2.4.1	<i>Zusammenfügen der Elemente</i>	51
5.2.4.2	<i>Hilfsauflager</i>	51
5.2.4.3	<i>Einheben</i>	52
5.2.4.4	<i>Vergussfuge</i>	53
5.2.4.5	<i>Schalung</i>	53
5.2.4.6	<i>Betonieren Vergussfuge Elementstöße</i>	53
5.2.4.7	<i>Betonieren Vergussfuge Endquerträger</i>	54
5.2.4.8	<i>Qualitätsmängel</i>	54
5.2.4.9	<i>Vorspannung</i>	54
5.2.4.10	<i>Litzen einschießen</i>	55
5.2.4.11	<i>Eigengewichtvorspannung</i>	55
5.2.5	Zusammensetzen des Fertigteilträgers im Werk.....	56
5.2.5.1	<i>Einheben und Zusammenfügen der Elemente</i>	56
5.2.5.2	<i>Herstellen der Vergussfugen</i>	57
5.2.5.3	<i>Betonieren der Bodenplatte</i>	58
5.2.5.4	<i>Vorspannen</i>	58
5.2.5.5	<i>Verladen und Transport</i>	59
III	Großversuche zum Tragverhalten	61
1	Ausbetonieren eines Fertigteilträgers aus Elementdecken	61
1.1	Zielsetzung.....	61
1.2	Versuchsaufbau	61
1.2.1	Versuchsträger und Versuchsbelastung.....	61
1.2.2	Messtechnik	62
1.2.2.1	Setzdehnungsmesser	64
1.2.2.2	Dehnungsmesstreifen	64

1.2.2.3	Kraftmessdosen	65
1.2.2.4	Wegaufnehmer	65
1.3	Versuchsdurchführung	66
1.4	Versuchsauswertung.....	69
1.4.1	Auswertung der Kraftmessdosen	69
1.4.2	Auswertung der Setzdehnungsmessung	70
1.4.2.1	Grenzwertbetrachtung.....	70
1.4.2.2	Auswertung des Messprotokolls.....	71
1.4.2.3	Einfluss der Temperatur auf das Dehnungsverhalten	73
1.4.2.4	Ermittlung des Elastizitätsmodul E_{cm} des trogförmigen Fertigteilträgers.....	78
1.4.2.5	Ermittlung des E-Moduls E_{cm} des Ortbeton-Anteils	81
1.4.3	Auswertung der Dehnmessstreifen	83
1.4.3.1	Zeitlicher Dehnungsverlauf in Feldmitte	83
1.4.3.2	Zeitlicher Spannungsverlauf in Feldmitte.....	84
1.4.3.3	Zeitlicher Dehnungsverlauf an den Umlenkstellen.....	84
1.4.3.4	Zeitlicher Spannungsverlauf an den Umlenkstellen	85
1.4.4	Auswertung der Wegaufnehmer.....	86
1.5	Versuchsnachrechnung.....	87
1.5.1	Bestimmung der ideellen Querschnittswerte	87
1.5.1.1	Regelquerschnitt 1	87
1.5.1.2	Regelquerschnitt 2	88
1.5.2	Spannungsberechnung der Bauphasen	90
1.5.2.1	Bauphase 1 - 1.Vorspannstufe	90
1.5.2.2	Bauphase 2 - 2.Vorspannstufe	91
1.5.2.3	Bauphase 3 – Füllbetonschicht 1	92
1.5.2.4	Bauphase 4 – 3. Vorspannstufe	93
1.5.2.5	Bauphase 5 – Füllbetonschicht 2	94
1.5.2.6	Bauphase 6 – 4.Vorspannstufe	95
1.5.2.7	Bauphase 7 – Füllbetonschicht 3	96
1.5.2.8	Bauphase 8 – 5.Vorspannstufe	97
1.5.2.9	Bauphase 9 – Füllbetonschicht 4	98
1.6	Vergleich und Interpretation der Ergebnisse.....	99
1.6.1	Vergleich der gemessenen und berechneten Auflagerreaktionen.....	99
1.6.2	Vergleich der gemessenen und berechneten Kriechverformungen	99
1.6.3	Vergleich der gemessenen und berechneten Elastizitätsmodule.....	100
1.6.4	Vergleich der gemessenen und berechneten Spannungszustände	101
2	Torsionsversuch am Fertigteilträger aus Elementdecken.....	105
2.1	Zielsetzung.....	105
2.2	Versuchsaufbau	106
2.2.1	Versuchsträger und Versuchsbelastung	106
2.2.2	Messtechnik	109
2.2.2.1	<i>Kraftmessdosen</i>	109
2.2.2.2	<i>Dehnmessstreifen zur Bestimmung der Betonverzerrungen</i>	109
2.2.2.3	<i>Dehnmessstreifen zur Bestimmung der Bügeldehnungen</i>	111
2.2.2.4	<i>Wegaufnehmer</i>	111
2.3	Versuchssimulation	112
2.3.1	Berechnung des Torsionswiderstandes im Zustand I	112
2.3.2	Berechnung des Torsionswiderstandes im Zustand II	117
2.4	Versuchsauswertung.....	121
2.4.1	Auswertung der Kraftmessdosen	121
2.4.2	Auswertung der Dehnmessstreifen auf der Betonoberfläche	123
2.4.3	Auswertung der Rissbilder - Laststufe 903 kNm Torsionsmoment.....	129
2.4.4	Auswertung der Rissbilder - Laststufe 1.075 kNm Torsionsmoment.....	130
2.4.5	Auswertung der Rissbilder - Laststufe 1.290 kNm Torsionsmoment.....	135

2.4.6	Auswertung der Dehnmessstreifen auf der Bügelbewehrung	137
2.4.7	Auswertung der Wegaufnehmer	139
2.5	Vergleich und Interpretation der Ergebnisse.....	142
3	Untersuchungen zur Einleitung der Vorspannung in dünnwandige Elemente	143
3.1	Zielsetzung.....	143
3.2	Versuchsaufbau und Versuchsablauf	145
3.3	Versuchsergebnis	145
4	Zentrischer Druckversuch an einem Fertigteilträger aus Doppelwandelementen	147
4.1	Zielsetzung.....	147
4.2	Versuchsaufbau	147
4.2.1	Versuchsträger und Versuchsaufbau	148
4.2.2	Messtechnik	151
4.2.2.1	<i>Dehnmessstreifen</i>	<i>152</i>
4.2.2.2	<i>Wegaufnehmer</i>	<i>152</i>
4.2.2.3	<i>Kontroll-Nivellement der Trägerdruchbiegung</i>	<i>152</i>
4.3	Versuchsdurchführung	153
4.3.1	Versuchsträger 1.....	153
4.3.2	Versuchsträger 2.....	154
4.4	Versuchsauswertung.....	154
4.4.1	Auswertung des Pressendrucks	154
4.4.2	Auswertung der Wegaufnehmer	155
4.4.2.1	<i>Auswertung des Pressenwegs</i>	<i>155</i>
4.4.2.2	<i>Auswertung Stauchung des Fertigteilträgers.....</i>	<i>156</i>
4.4.2.3	<i>Auswertung der Trägerquerverschiebung und Trägerverdrehung</i>	<i>157</i>
4.4.2.4	<i>Auswertung der Trägerdurchbiegung</i>	<i>158</i>
4.4.3	Ermittlung der eingeleiteten Versuchslast	159
4.4.3.1	<i>Berechnung der Versuchslast durch den Pressendruck</i>	<i>159</i>
4.4.3.2	<i>Berechnung der Versuchslast durch den Pressenweg</i>	<i>160</i>
4.4.4	Ermittlung des Elastizitätsmoduls E_{cm} des Fertigteilträgers.....	162
4.4.5	Auswertung der Dehnmessstreifen	163
4.4.5.1	<i>Betonspannungen in Messprofil I und V.....</i>	<i>163</i>
4.4.5.2	<i>Betonspannungen in Messprofil II und IV</i>	<i>164</i>
4.4.5.3	<i>Betonspannungen in Messprofil III</i>	<i>165</i>
4.4.5.4	<i>Betonspannungen in Messprofil II und IV unter Berücksichtigung der Vorbelastung</i>	<i>166</i>
4.4.5.5	<i>Betonspannungen in Messprofil III unter Berücksichtigung der Vorbelastung</i>	<i>168</i>
4.5	Vergleich und Interpretation der Ergebnisse.....	169
4.5.1	Versagensanalyse Versuchsträger 1.....	169
4.5.2	Versagensanalyse Versuchsträger 2.....	171
4.5.3	Abschätzung des Anwendungsbereiches	171
IV	Zusammenfassung.....	174
1	Ergebnisse der Großversuchsreihe	174
2	Ausblick	174

Literaturverzeichnis

Abbildungsverzeichnis

- A ANHANG A Planunterlagen**
- B ANHANG B Berechnung der Kriechzahlen**

I Einleitung

In Europa sind die Ausbaustufen der regionalen und internationalen Verkehrswege auf einem Höchststand. Der Großteil der Hauptverkehrsstrassen ist errichtet. In Zukunft werden Neubaustrecken wohl eher zu den selteneren Aufgaben der Verkehrsplanung zählen. Die Hauptschwerpunkte der kommenden Jahrzehnte werden die Erhaltung und Ertüchtigung der Infrastruktur sein und dies mit den erschwerenden Rahmenbedingungen einer Aufrechterhaltung des Verkehrs mit ständig steigendem Zuwachs.

Betrachte man beispielsweise die Situation der Brücken des deutschen Bundesfernstraßennetzes, benotet das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung den Zustand von fast 50 % der bestehenden Brücken im Netz mit gerademal einem ausreichenden Bauwerkszustand (siehe Abbildung I-1). Bei einem nicht unerheblichen Anteil von fast 12 % ist der Bauwerkszustand nicht ausreichend und eine umgehende Instandsetzung bzw. Erneuerung erforderlich. Generell betrachtet hat sich der Zustand der Tragwerke in den vergangenen Jahren drastisch verschlechtert und die Zukunftsprognosen prophezeien keine Entschärfung der Problematik. Gründe dafür sind zum einen der starke Anstieg des Verkehrs und zum anderen der hohe Anteil der Überladung des Schwerververkehrs bzw. der Anstieg der Sondertransporte. Ein Blick auf die Altersstruktur der Brückenbauwerke verrät, dass ein Großteil der Tragwerke zwischen 1960 und 1985 errichtet und mit einem Verkehrsbelastungsmodell (< Brückenklasse 60) bemessen wurde, welches den aktuelle auftretenden Verkehr nicht widerspiegelt. Die Belastung des jetzigen und zukünftigen Schwerverkehrs stößt daher bei diesen Brücken auf die Grenzen der Tragreserven. [1]

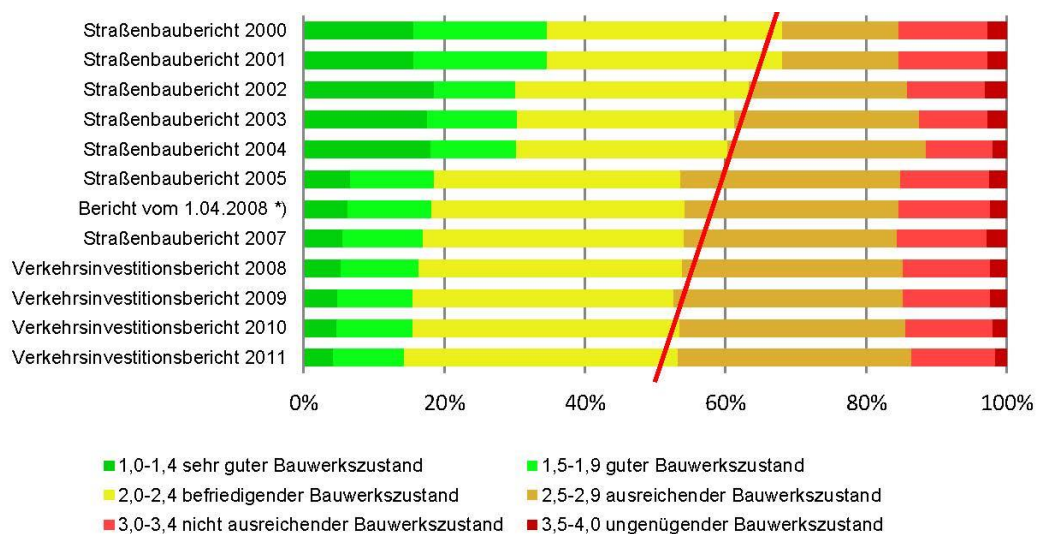


Abbildung I-1: Veröffentlichung der Zustandsnoten nach Brückenflächen deutscher Bundesfernstraße [1]

Die Situation des Zustandes der Brückenbauwerke in einem Großteil der europäischen Mitgliedsstaaten wird sich ähnlich darstellen. In Zukunft wird eine große Anzahl von Tragwerken saniert, verstärkt oder erneuert werden müssen.

Die Herausforderung liegt dabei in der Instandsetzung oder Neuerrichtung der Tragwerke bei Aufrechterhaltung des Verkehrs. Sperrzeiten von Verkehrswegen sollten kaum bzw. nur im geringsten Ausmaß auftreten und Verkehrsbehinderungen durch Baustellen zeitlich so gering wie möglich gehalten werden. Die Bauzeit muss also für den Austausch eines Tragwerks oder die Sanierung kurz gehalten werden, um die Verfügbarkeit und Sicherheit des Verkehrsnetzes gewährleisten zu können. Das Selbige gilt auch für

Überführungsbauwerke von bestehenden Verkehrstrassen, wie Brücken über Autobahnen oder Bahnstrecken. Der darunter fließende Verkehr sollte während der Errichtung so gering als möglich beeinflusst werden.

Die Antwort der Tragwerksplanung im Hinblick auf Austausch bzw. Erneuerung von Tragwerken ist der Einsatz von Bauverfahren, die eine größtmögliche Vorfertigung erlauben und somit die Bauphasen stark verkürzen. Kapitel I1 dieser Arbeit gibt einen kurzen Überblick über die gängigen Methoden und Bauverfahren des Brückenbaus, die hier zum Einsatz kommen können. Die Verbundbauweise ist hier für Brücken mit mittelgroßen Spannweiten (25-70) besonders hervor zu heben. Nach dem Einheben des vorgefertigten Stahlträgers nimmt dieser die Belastungen während der Bauphase auf und bildet im Verbund mit der ergänzten Stahlbeton-Fahrbahnplatte einen Hauptträger, der die Verkehrslasten abträgt. Die Brücke kann also gänzlich ohne Traggerüst errichtet werden, wenn beispielsweise die Fahrbahnplatte mit einem Verbundschalwagen, oder auch durch den Einsatz von Halbfertigteilplatten (Elementdecken) hergestellt wird.

Neben den vielen Vorteilen der Verbundbauweise ist laut [2] der wesentlichste Nachteil dieser Bauweise die Tatsache, dass in Hochlohnländern wie Deutschland, Österreich oder Schweiz, der hohe Anteil der Lohnkosten gegenüber den Materialkosten bezogen auf die Gesamtkosten überwiegt.

Ein weiterer Nachteil von Stahl im Hinblick auf die gesamte Lebenskosten einer Brücke ergibt sich durch die etwas höheren Unterhaltungskosten gegenüber Stahlbeton oder Spannbetontragwerken. Gemäß [3] ergeben sich nach den Ablöserichtlinien des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, bei einer Nutzungsdauer von sieben Jahren für Stahlbetonbrücken 0,8% und für Spannbetonbrücken 1,3% (interne Spannglieder) bzw. 1,1% (externe Spannglieder) jährliche Unterhaltungskosten. Die vergleichbaren Kosten für Stahlbrücken liegen bei 1,5 % im Jahr, ein Nutzungsvorteil der Betonbrücke gegenüber der Stahlbrücke liegt demnach bei ca. 0,2 % bzw. 0,4% jährlicher Unterhaltungskosten.

Wäre man also in der Lage die Stahlträger des Verbundbaues durch Stahlbeton- oder Spannbetonträger ersetzen zu können, ließe sich im Hinblick auf Herstellungs- und Unterhaltungskosten demnach ein Vorteil erzielen. Um den Betonbau auf diesem Gebiet konkurrenzfähig zu machen, wurde ein Forschungsvorhaben ins Leben gerufen, mit dem Ziel leichte dünnwandige Stahlbeton-Fertigteile zu entwickeln, die kostengünstiger hergestellt werden und somit alternativ zu Stahlträgern im Brücken- und Ingenieurbau eingesetzt werden können.

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Entwicklung und Erprobung eines neuen Brückenbauverfahrens durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung. In Kapitel I2 und I3 werden Ziel und Lösungsansatz der Arbeit beschrieben.

1 Stand der Technik

Diese Kapitel soll einen kurzen Überblick über die gängigen Bauweisen geben, welche einen hohen Vorfertigungsgrad aufweisen und somit bei Baustellen zum Einsatz kommen, deren Bauzeit so kurz als möglich gehalten werden muss bzw. eine Errichtung auf einem Traggerüst auf Grund der Rahmenbedingungen nicht möglich ist.

1.1 Stahl-Stahlbeton Verbundbauweise

Die Stahl-Stahlbeton Verbundbauweise eignet sich durch die Tatsache, dass der Stahlträger während der Bauphasen bereits als Rüstträger genützt werden kann, hervorragend für Bauprojekte, die ein Minimum an Bauzeit zur Verfügung haben. Ein weiterer Vorteil ergibt sich durch die Möglichkeit das Brückenobjekt ohne Traggerüst oder Zwischenabstützungen durch Taktschieben, Freivorbau, Eindrehen oder, falls es das Hubgewicht zulässt, durch einfaches Einheben des Stahltragwerks, errichten zu können. Somit gliedert sich der Bauablauf im Wesentlichen in zwei Bauphasen. Nach der Montage des Stahltragwerks wird die Fahrbahnplatte ergänzt, welche im Endzustand gleichzeitig als Obergurt des Verbundquerschnittes und als querverteilende Fahrbahnplatte dient.

Die Vorteile der Verbundbauweise liegen im Gegensatz zur reinen Spannbetonbauweise neben der geringeren Bauhöhe, dem geringen Konstruktionsgewicht und einer meist rascheren Montage ohne Verkehrsbehinderung, auch in der ästhetischen Gestaltungsmöglichkeit [2]. Gerade Letzteres ist in den vergangenen Jahren immer mehr in den Fokus der Infrastrukturbetreiber und somit Auftraggeber gerückt, wie beispielsweise die Gestaltungsinitiative ASFINAG- Leitkonzepte für Brücke, Tunnel und Lärmschutz [4] zeigt.

Gegenüber der reinen Stahlbauweise bietet die Verbundbauweise entscheidende Kostenvorteile, weil sie die ‚teure‘ orthotrope Stahlfahrbahn durch die günstigere Betonfahrbahn ersetzt [2].

Bei der Herstellung der Fahrbahnplatte können zwei grundsätzliche Verfahren unterschieden werden. Entweder wird die Betonplatte mit Hilfe eines Schalgerüsts oder eines Schalwagens komplett vor Ort betoniert, oder es kommen Betonfertigteile als Schalung zum Einsatz [2]. Beide Verfahren haben gemeinsam, dass das gewünschte Verbundverhalten der beiden unterschiedlichen Baustoffe Stahl und Stahlbeton nur durch eine ausreichende Schubkraftübertragung in der Bauteilfuge gewährleistet wird. In der Regel wird dies durch eine nicht unerhebliche Anzahl von aufgeschweißten Kopfbolzendübeln erreicht.

1.2.1 Verbundbauweise – Fahrbahnplatte mit Schalung [2]

Neben vertikalen Lasten aus Schalungs- und Frischbetongewicht bzw. Verkehrslasten aus Baubetrieb, werden über die Einleitungspunkte zwischen Schalung und Stahlkonstruktion immer auch horizontale Kräfte abgegeben: Dazu gehören Wind- und Stabilisierungslasten, aber auch seitlicher Frischbetondruck. Die Verfolgung dieser Horizontallasten in der Stahlkonstruktion ist entscheidend, weil dem Querschnitt im Zustand des Betonierens noch die geschlossene Betonfahrbahnplatte fehlt, die im Endzustand für die notwendige Steifigkeit in horizontaler Richtung sorgt. Bei der Fertigung von Verbundbrücken muss also besonders auf eine ausreichende Stabilisierung der reinen Stahlkonstruktion in Form von Querrahmen oder sogar Montageverbänden geachtet werden. Diese sollten so dicht wie möglich an die zu stabilisierenden Bauteile wie die unter Druckbeanspruchung stehenden Stahlträgerobergurte geführt werden. Erforderliche Querträger sollten andererseits aber auch ausreichend tief im Querschnitt angeordnet sein, um das Schalen nicht zu behindern. In Hinblick auf die Fertigung mit Schalgerüst oder -wagen sind offene Querschnitte zu bevorzugen, da im Unterschied zum Kastenquerschnitt der Arbeitsraum nicht eingeschränkt ist und die ausladenden Stahlträgeruntergurte eine einfache Abstützung der

Schalungskonstruktion ermöglichen. Ortsfeste Schalgerüste werden im Allgemeinen nur für Brückenlängen eingesetzt, die in einem Zug betoniert werden können. Bei längeren Brücken mit konstanten Querschnitten kann die Betonfahrbahn wirtschaftlicher mit Hilfe von Schalwagen hergestellt werden, siehe Abbildung I-2

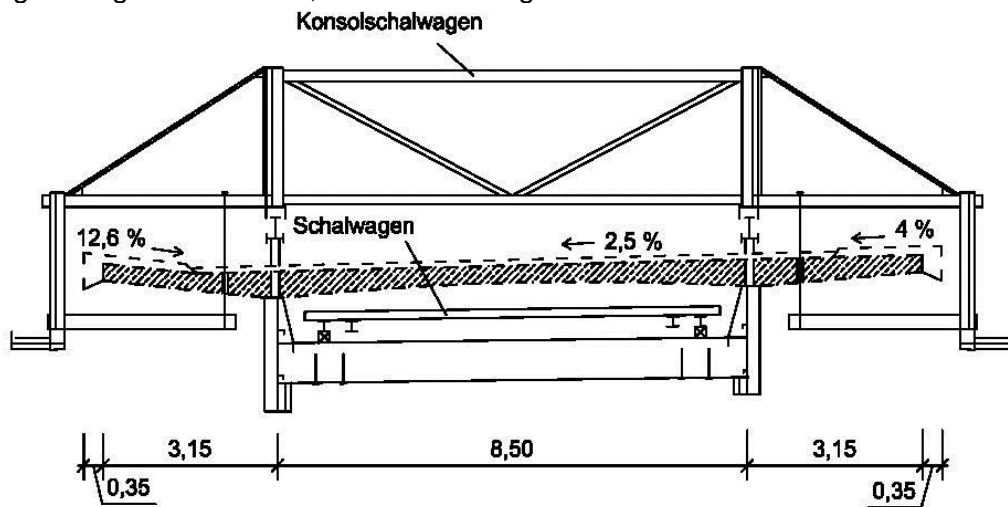


Abbildung I-2: Schalwagen für ein Verbundbrücke [2]

1.2.2 Verbundbauweise – Fahrbahnplatte mit Fertigteilen

Durch die Verwendung von Verbundfertigteilen ergeben sich einige wesentliche Vorteile im Vergleich zu konventionellen Ortbetonlösungen. Der Einsatz der vorgefertigten Betonplatte erübrigt eine Schalung für die Fahrbahnplatte und Kippverbände für die Stahlträger und führt zu einem deutlich beschleunigten Bauablauf. Dadurch können Verkehrsunterbrechungen für überführte Bahnstrecken bzw. Straßenabschnitte minimiert werden, es ist häufig möglich, die Fertigteilenelemente im Rahmen einer Nacht- bzw. Wochenendsperrpause zu verlegen. Bei Ausbildung der VFT-Brücke als Rahmenkonstruktion können Spannweiten bis zu 60m ohne Mittelunterstützung ausgeführt werden, Verkehrsstörungen beim Bau sowie bei notwendigen Unterhaltungsmaßnahmen der Mittelstützungen können so vermieden werden. Die in Feldmitte erzielbaren Schlankheiten solcher VFT-Konstruktionen liegen bei bis zu $L/35$, was eine außerordentlich materialsparende Bauweise mit gleichzeitig hohem ästhetischem Anspruch ermöglicht [5].

In Abbildung I-3 sind die wesentlichen Bauteile einer Verbundbrücke mit einer Fahrbahnplatte aus Halffertigteilen dargestellt. Hierbei gibt es die Möglichkeit entweder die Fertigteilplatten nach Montage des Stahltragwerks auf der Baustelle zu verlegen, oder dem Stahlträger bereits im Werk eine vorgefertigte Stahlbetonplatte auszusetzen, wenn der Bauablauf am Brückenstandort zusätzlich beschleunigt werden soll.

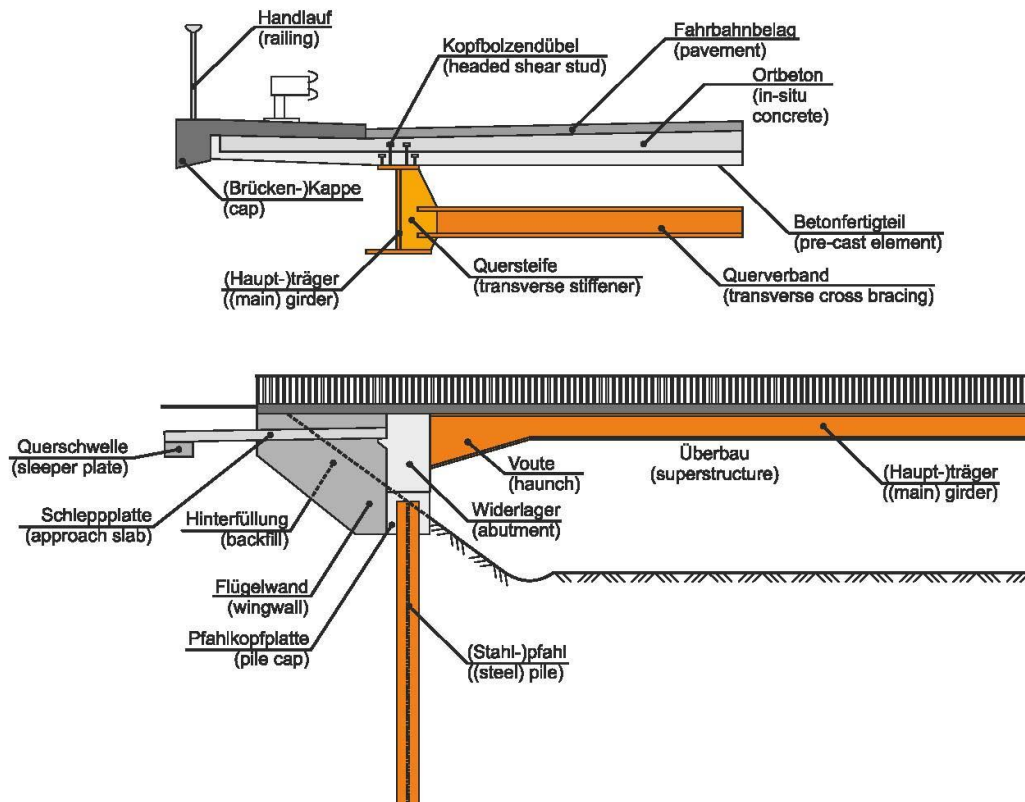


Abbildung I-3: Prinzip-Skizze einer integralen Verbundbrücke mit einer Fahrbahnplatte aus Halbfertigteilen [6]

Eine auf der VFT-Technologie basierende Weiterentwicklung ist die VFT-WIB-Bauweise. Bei VFT-WIB-Konstruktionen werden die Längsschubkräfte zwischen den Verbundpartnern Beton und Baustahl nicht über konventionelle Kopfbolzendübel, sondern über sog. Verbunddübel übertragen (Abbildung I-4). Dazu werden Walzprofile mittig im Steg über eine spezielle Schnittführung getrennt, die die Geometrie der Verbunddübel erzeugt. Die Verwendung halbiertes Walz- oder T-Profile anstelle aufwendig geschweißter Doppel-T-Träger führt durch den Wegfall des oberen Stahlflansches zu wesentlichen Materialeinsparungen, zusätzlich wird der notwendige Arbeitsaufwand reduziert, da keine Kopfbolzendübel mehr geschweißt werden müssen [5].

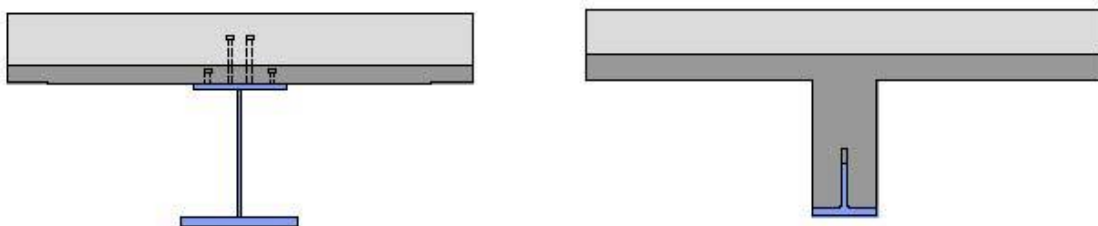


Abbildung I-4: Unterschied VFT-Technologie und VFT-WIB Bauweise [5]

1.2 Vorgespannte Betonfertigteile

Eine weitere Methode zur Herstellung von Brücken, bei denen eine kurze Bauzeit und eine geringe Verkehrsbeeinträchtigung zu den wichtigsten Rahmenbedingungen zählen, sind vorgefertigte und vorgespannte Betonfertigteile. In den meisten Fällen kommen diese Fertigteile bei Balkenbrücken mit mittleren Spannweiten zum Einsatz. Der Nachteil gegenüber der Verbundbauweise liegt in den höheren Transportgewichten bei gleichen Spannweiten. Die Möglichkeit der Vorspannung lässt aber auch bei dieser Bauweise schlanke Hauptträger zu. Vorteilhaft sind in erster Linie die günstigeren Baustoffkosten und der Entfall kostenintensiver Schweißarbeiten. Die robusten Tragwerke und die geringeren Erhaltungskosten, laut [3], sind oft ausschlaggebend für die Entscheidung eine Brücke mit dieser Baumethode zu errichten.

Die Größe der Fertigteile und damit die Anzahl der Stege richten sich u. a. nach den Transportmöglichkeiten und der Leistungsfähigkeit der Montagegeräte. Moderne Plattenbalkenbrücken in Fertigteilbauweise unterscheiden sich charakteristisch von Ausführungen in Ortbeton durch die größere Hauptträgeranzahl und die entsprechend kleineren Hauptträgerabstände (Stegabstand: 2–3,5 m). Dadurch sind möglicherweise erforderliche nachträglich einzubetonierende Querträger noch unangenehmer herzustellen als bei Ausführungen in Ortbeton. Zwischenquerträger sind nicht üblich. Durch die Biegesteifigkeit der Platte bei vergleichsweise eng liegenden Hauptträgern erhält man eine weitaus bessere Querverteilung der Lasten als bei den Ortbetonquerschnitten mit ihren fallweise weitgespannten Fahrbahnplatten. [7]

Folgende Bauweisen werden genannt:

- T-Fertigteile werden mit 20 cm bis 30 cm Abstand verlegt. Die Zwischenräume in der Platte werden durch Ortbeton ergänzt. Schließlich wird die Platte mit geraden Spanngliedern quer vorgespannt (Abbildung I-5 Die Fertigteile können im Spannbett oder nachträglich vorgespannt werden. [7]

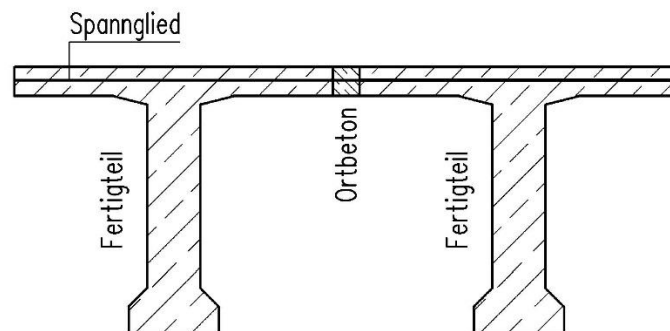


Abbildung I-5: Spannbeton T-Fertigteilträger ohne Ortbeton – mit Längsfugen-Verguss und Quervorspannung [7]

- T-Fertigteile werden mit entsprechendem Abstand verlegt. Die Zwischenräume in der Platte werden durch Ortbeton ergänzt. Schließlich wird die Platte mit geraden Spanngliedern quer vorgespannt. [7]

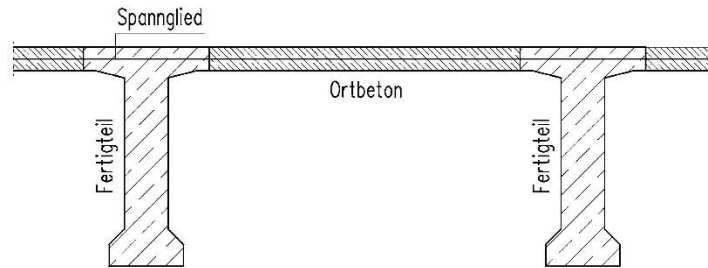


Abbildung I-6: Spannbeton T-Fertigteilträger mit Ortbeton-Fahrbahnplatte und Quervorspannung [7]

- T-Fertigteile werden „Mann an Mann“ verlegt. Die obere Fläche wird mit Ortbeton mit einer Schichtdicke von etwa 20 cm vergossen (Abbildung I-7). Durch Schlaufen an den Fertigteilen wird die Ortbetonschicht mit den Fertigteilen schubfest verbunden. Ein besonderes Problem stellt das Schwinden der nachträglich aufgebracht Ortbetonschicht dar. [7]

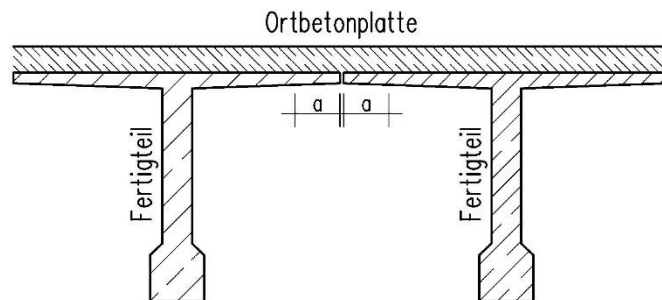


Abbildung I-7: Spannbeton T-Fertigteilträger mit Ortbetonergänzung ohne Quervorspannung [7]

In Nordamerika ist die Entwicklung von vorgespannten Fertigteilträgern, derart fortgeschritten, dass beispielsweise mit dem PCI-Bridge Design Manual [8] eine Richtlinie veröffentlicht wurden, in der in Abhängigkeit von Spannweite und Brückenquerschnitt bzw. Belastung, Regelfertigteilträger zur Auswahl stehen.

Folgende Querschnittstypen stehen zu Auswahl:

- AASHTO Box Beams
- AASHTO I Beams
- PCI Bulb Tees
- Double Tee Beams

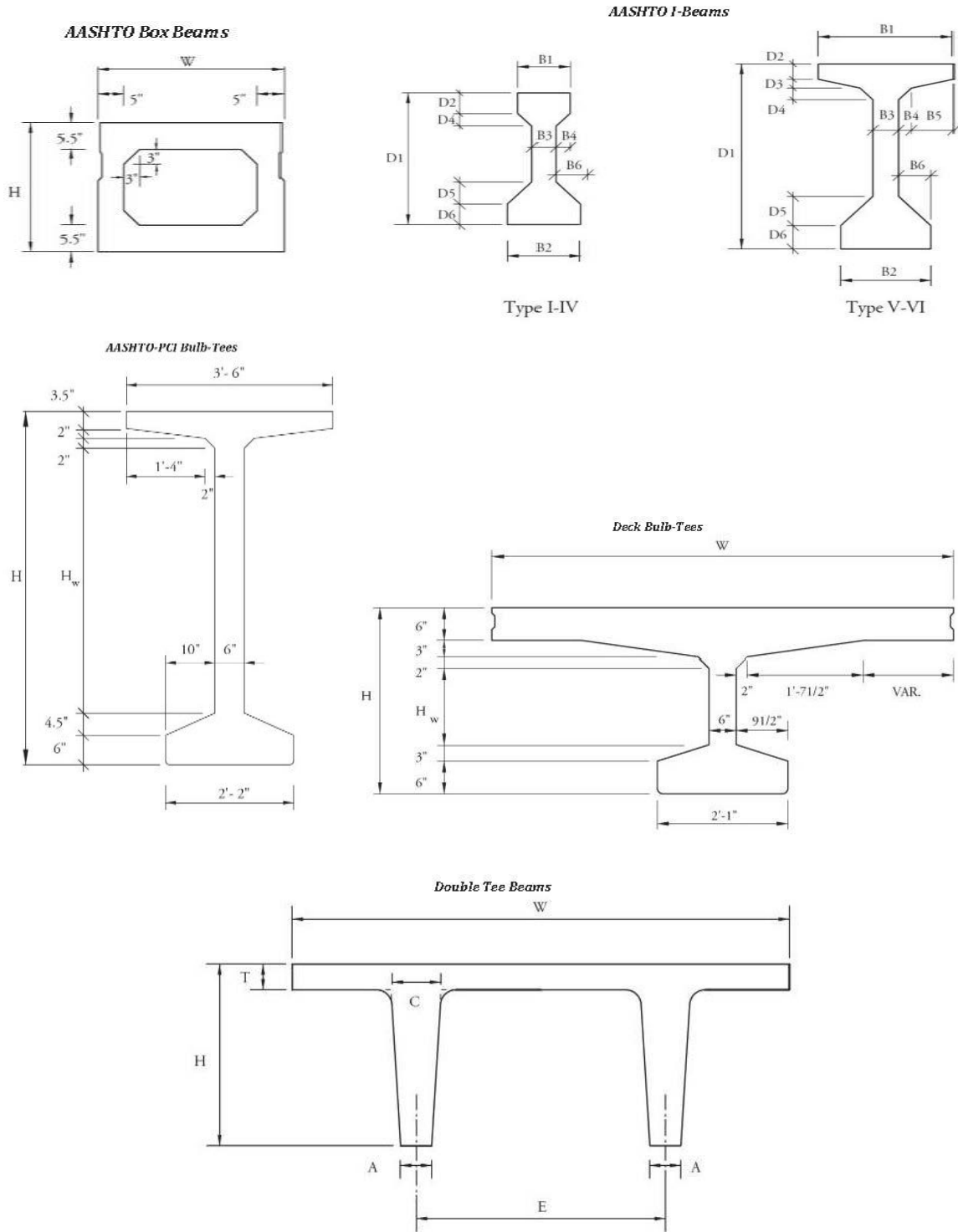


Abbildung I-8: Querschnittstypen laut Appendix B - PCI Bridge Design Manual [8]

1.3 Segmentbauweise

Die Segmentbauweise mit im Fertigteilwerk vorgefertigten Segmenten zählt ebenfalls zu den Baumethoden mit hohem Mechanisierungs- und Automatisierungsgrad und daher zu einem sehr schnellen Brückenbauverfahren. In den meisten Fällen wird diese Baumethode bei Brücken mit größeren Spannweiten eingesetzt, nicht zuletzt weil der Logistik- und Transportaufwand, sowie die erforderliche Bereitstellung des aufwendigen Hub- und Versetzgeräts, nach einer gewissen Projektgröße verlangen. Das Zusammenspiel von Vorspannung und automatisierter Fertigteilbauweise macht die Segmentbauweise sicher zu einem der wirtschaftlichsten Bauverfahren.

Die Tatsache, dass bei der Segmentbauweise meist die Bauverfahren Freivorbau oder Taktschieben zum Einsatz kommen und im Bauzustand andere statische Systeme als im Endzustand vorherrschen, erfordert hohe Querschnittsabmessungen an den Stützstellen des Tragwerks, die hauptsächlich aus dem Bauzustand resultieren. Diese Problematik hat das Institut für Tragwerkslehre der Technischen Universität Wien dazu veranlasst, einen Hohlkastenquerschnitt zu entwickeln, der durch Reduktion der Montagemassen eine Optimierung der Querschnittsabmessungen und eine Verringerung der Anforderungen an das Hub- und Transportgerät für den Segmentbau zulässt [9].

Das Ziel des Forschungsprojektes ist es aus Doppelwandelementen und Halbfertigteilplatten die Schalkonturen eines Hohlkastenquerschnitts zu erzeugen und diese „leichteren“ Fertigteilsegmente auf der Brückenbaustelle mit Vorspannung zu einem Brückenträger zusammzusetzen, bis dieser die zu überbrückende Entfernung überspannt. Danach werden die Elemente mit Ortbeton vergossen und es entsteht ein monolithischer Hohlkastenquerschnitt entsprechend dem statischen Erfordernis der abzutragenden Verkehrslasten.

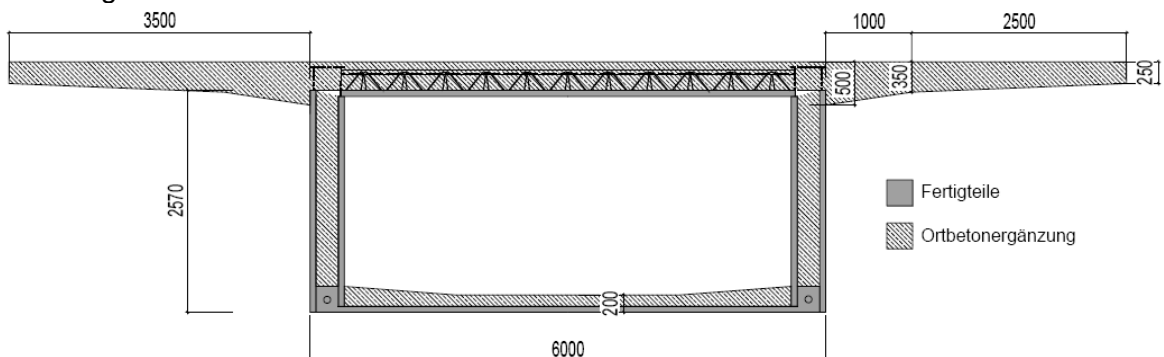


Abbildung I-9: Querschnitt eines Brückenträgers aus Doppelwandelementen und Halbfertigteilplatten [9]

Der Grundgedanke ist derselbe wie bei der vorliegenden Arbeit. Durch die dünnwandigen Fertigteillemente, welche gleichzeitig als Schalung und Rüstträger genutzt werden können, kann während der Bauphase eine Gewichtsersparnis von bis zu 75% gegenüber der herkömmlichen Segmentbauweise erzielt werden [9].

1.4 Brückenklappverfahren

Das Brückenklappverfahren ist ein neues Bauverfahren und passiert auf einer Weiterentwicklung des Bogenklappverfahrens. Das Brückenklappverfahren wurde am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau der Technischen Universität Wien entwickelt. Im Juni 2007 wurde das Deutsche Patent erteilt.

Die Idee des Brückenklappverfahrens liegt darin, zuerst alle Brückenbauteile parallel mit dem Pfeiler mittels Kletterschalung, oder unter der Verwendung von Fertigteilen vertikal nach oben zu bauen und anschließend zu klappen. Die verschiedenen Möglichkeiten, Brückenträger mittels moderner Hebe- bzw. Absenktechnik in die horizontale Position zu klappen, ergeben die vier Grundvarianten des Brückenklappverfahrens [10].

Bei der ersten Variante, der Druckstrebenbrücke (siehe Abbildung I-10) ist der Anschlusspunkt der beiden Brückenträger am Pfeilerkopf festgehalten und die Druckstreben werden mittels Hebetechnik am Pfeiler hochgezogen, um die Brücke aufzuklappen. Bei der Zugstrebenbrücke (siehe Abbildung I-11) ist der Anschlusspunkt der Zugstreben bzw. Zugkabel am Pfeiler fix und die Brückenträger werden nach oben gezogen, um diese in die horizontale Endposition zu bringen. Abbildung I-12 stellt eine Weiterentwicklung der ersten Variante dar. Bei dieser ist der Fußpunkt der beiden Druckstreben fix und die Brückenträger werden mittels Absenktechnik unter Zuhilfenahme eines temporären Pfeilers in die Endposition gefahren. Die Zugstrebenvariante mit Hilfspfeiler (siehe Abbildung I-13) hat den gleichen Klappmechanismus wie die dritte Variante, die Fußpunkte der beiden Brückenträger werden gehalten und die Zugstreben nach unten gezogen [10].

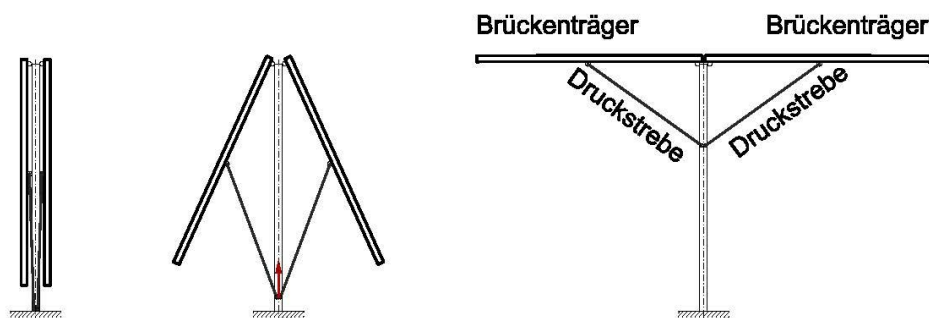


Abbildung I-10: Druckstrebenbrücke nach dem Brückenklappverfahren [10]

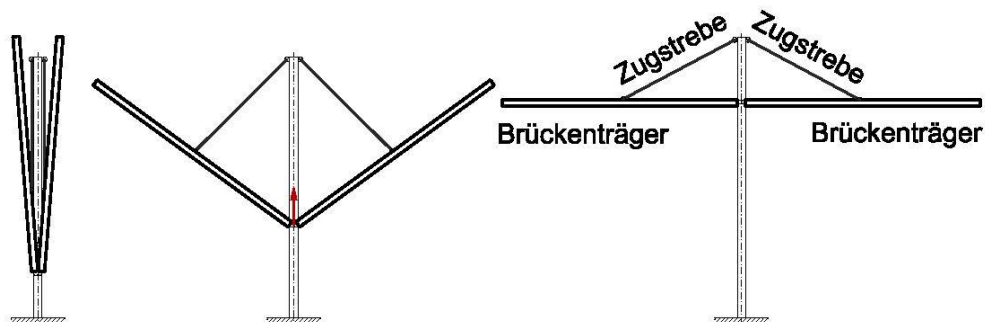


Abbildung I-11: Zugstrebenbrücke nach dem Brückenklappverfahren

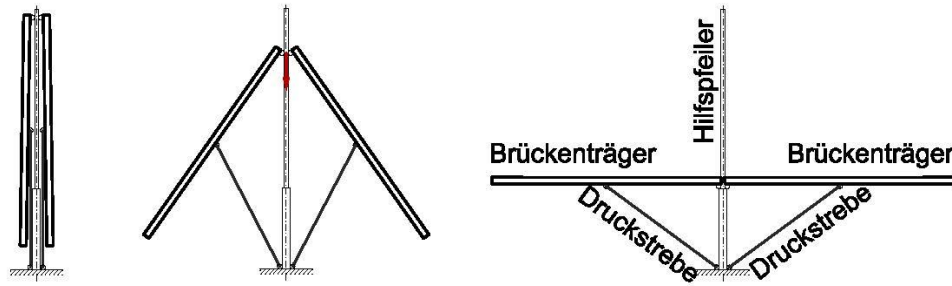


Abbildung I-12: Druckstrebenbrücke nach dem Brückenklappverfahren mit Hilfspfeiler [10]

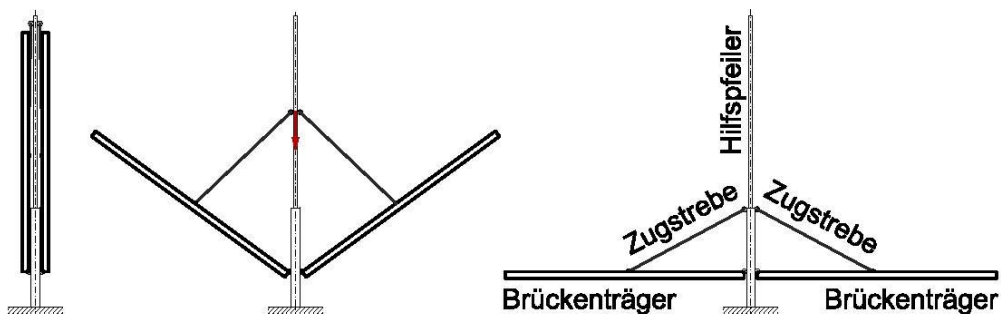


Abbildung I-13: Zugstrebenbrücke nach dem Brückenklappverfahren mit Hilfspfeiler [10]

Die Fußpunkte der Druckstreben bei der Druckstrebenbrücke bzw. die Brückenträger der Zugstrebenbrücke gleiten beim Klappvorgang entweder am Pfeiler hoch oder rollen gegeneinander ab [10].

Laut [10] können folgende Vorteile angeführt werden:

- Es werden keine stationären Lehrgerüste bei der Herstellung benötigt, da sämtliche Brückenbauteile mit Kletterschalung oder unter der Anwendung von Fertigteilen gebaut werden.
- Eine Neuentwicklung des Brückenklappverfahrens ist, auch die Brückenträger in senkrechter Lage herzustellen. Dadurch sind diese während der Herstellung viel geringeren Biegebeanspruchungen ausgesetzt als etwa beim Freivorbau. Aufgrund der Druck- bzw. Zugstreben kommt es zu einer Reduzierung der Spannweite. Dadurch können im Überbau kleinere Querschnitte verwendet werden.
- Produktionskosten werden somit eingespart.
- Ein weiterer großer Vorteil ergibt sich durch die schnellere Herstellung der Brückenträger in einer entscheidend kürzeren Bauzeit. Bei Anwendung der Kletterschalung kann bei gleichzeitiger Herstellung von Pfeiler, Brückenträgern und Druckstreben Zeit eingespart werden.
- Für die Ausbildung der Gelenkverbindungen und die Durchführung des Hebe- bzw. Absenkvorgangs stehen bereits bewährte Lösungen zur Verfügung.

Das Haupteinsatzgebiet für das Brückenklappverfahren stellen Talbrücken mit hohen Pfeilern dar. Der Spannweitenbereich dafür bewegt sich zwischen 50 m und 250 m [10].

Die Ausbildung der rotierenden Knoten zwischen Brückenträger und Streben, sowie der Knoten zwischen Streben und Pfeiler (Fundament), steht in unmittelbarem Zusammenhang

mit dem Gewicht der Bauteile im Bauzustand. Es liegt auf der Hand, dass die Dimensionierung dieser Knoten im Hinblick auf den Materialverbrauch wesentlich günstiger ausfallen kann, je leichter die Bauteile sind.

Diese Überlegung war mit ein Grund für die Entwicklung von Beton-Fertigteilen, die im Bauzustand ein Minimum an Gewicht aufweisen. Im Zuge dieses Forschungsvorhabens wurden die neu entwickelten Fertigteile unter Anwendung des Brückenklappverfahrens zur Errichtung eines 50 m langen Brückenabschnittes verwendet (siehe Kapitel 3 und Kapitel II2 und II3).

2 Motivation und Zielsetzung der Arbeit

Das eingangs erwähnte Motiv den Betonbau in punkto Montagegewicht und Spannweite im Hinblick auf den Verbundbau konkurrenzfähig zu machen war Anlass für die Durchführung dieses Forschungsvorhabens. Die Aufgabenstellung bestand darin, ein kostengünstiges und einfaches Bauverfahren zu entwickeln, das durch hohen Vorfertigungsgrad Bauabläufe verkürzt, eine einfache Montage ermöglicht, aus Stahlbeton oder Spannbeton hergestellt wird und im vorhandenen Herstellungsprozess von heimischen Fertigteilwerken integriert werden kann, ohne neue Fertigungsstraßen bzw. Prozessabläufe zu entwickeln.

Wie kann also beispielsweise ein Teil eines Hauptträgers aus Beton aussehen, der leicht aber gleichzeitig robust genug ist, um ähnlich wie Stahlträger des Verbundbaus eingesetzt werden zu können?

3 Technischer Lösungsansatz

Die Idee besteht darin, aus Gitterträgerdecken beziehungsweise Doppelwandelementen trogförmige Fertigteilträger (Abbildung I-14) zu produzieren, die gleichzeitig als Schalung und Rüstträger genutzt werden, um damit Stege von Plattenbalkenbrücken ohne temporäre Hilfsunterstellungen betonieren zu können. Die dünnwandigen trogförmigen Fertigteile sind leicht und in Hinblick auf Transport- und Baulogistik mit herkömmlichen Transport-, Kran- und Hubgeräten bereitstellbar.



Abbildung I-14: Trogförmiger Fertigteilträger aus Gitterträgerdecken (l) bzw. Doppelwandelementen (r)

Die Fertigteilträger bilden nur die Außenhaut des endgültigen Tragwerks, der restliche Teil kann monolithisch ausgeführt werden. Dadurch ergibt sich eine Vielzahl von möglichen statischen Systemen und folglich ein großes Anwendungsspektrum für diese Fertigteil-Ortbeton-Hybridbauweise. Demnach können beispielsweise bei mehrfeldrigen Überbrückungsbauten in einer ersten Bauphase die Fertigteilträger versetzt werden und in weiterer Folge, durch das Ausfüllen mit Ortbeton, ein Durchlaufträger-System hergestellt werden. Aber auch integrale Rahmenbauwerke sind möglich, da der Hauptanteil des

Tragwerkes aus Ortbeton besteht und somit eine monolithische Verbindung zwischen Unterbau und Tragwerk erzeugt werden kann.

Um die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Fertigteile in den Phasen des Transports und des Ausbetonierens gewährleisten zu können, werden die Fertigteilträger vorgespannt. Zusätzlich zu den Transportspanngliedern können bereits im Werk, falls erforderlich, die Spannglieder für den Endzustand und ein großer Teil der schlaffen Bewehrung eingebaut werden. Dadurch minimiert sich zusätzlich der Aufwand auf der Baustelle.

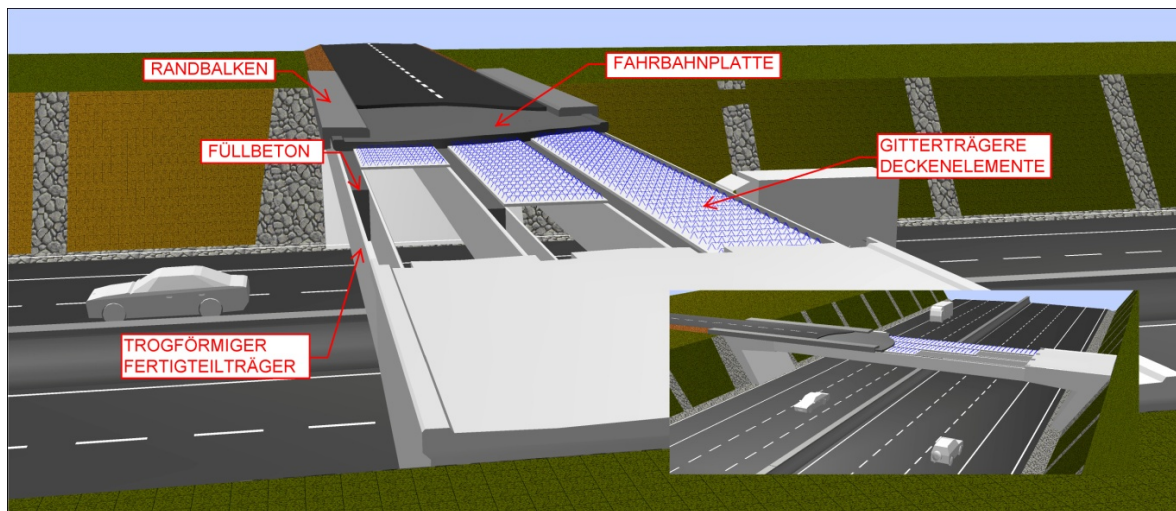


Abbildung I-15: Entwurf einer Autobahnüberführung – Prinzip-Skizze für das Bauen mit trogförmigen Halffertigteil-Trägern und Halffertigteil-Deckenelementen

Durch die Kombination der Technologien Vorspannung und Halffertigteilbauweise erhält man ein äußerst flexibles Bausystem mit dem örtliche und regionale Gegebenheiten, Zufahrtsbeschränkungen und bauliche Rahmenbedingungen berücksichtigt werden können. Ist beispielsweise die Zufahrt mit einem kompletten Träger nicht möglich, weil entweder das Gewicht zu hoch oder die Spannweite zu groß ist, dann können die Träger in kürzeren Stücken angeliefert und auf einem Vormontageplatz durch Kontinuitäts-Spannglieder vorgespannt werden. Auf der Baustelle werden die Fertigteilträger eingehoben und lagenweise mit Ortbeton verfüllt. Die dadurch entstehenden monolithischen Stegquerschnitte werden in weiterer Folge mit einer Fahrbahnplatte zu einer Plattenbalkenbrücke ergänzt. Der Anwendungsbereich umfasst Brücken mit Feldweiten zwischen 20 und 50 m.

Im Zuge des Forschungsvorhabens wurden zwei Herstellungsverfahren für Fertigteilträger untersucht und jeweils ein 30 m langer Versuchsträger hergestellt.

Fertigteilträger aus Gitterträgerdecken

Das erste Verfahren verwendet konventionelle Gitterträgerdecken. Diese, auch Elementdecken genannten Halffertigteile, werden seit Jahren erfolgreich im Hochbau eingesetzt, wo sie als Schalung für den anschließend aufgetragenen Ortbeton dienen. Die Elementdecken mit einer Stärke von 5-7 cm werden konventionell in Fertigungsstraßen produziert und anschließend auf einem Schaltisch als Wandelemente aufgestellt. Im unteren Bereich der Wandelemente wird eine Eckbügelbewehrung angeordnet und die Elemente werden mit einer 10-20 cm dicken Bodenplatte ergänzt.

Um während der Bauphase einen möglichst steifen Querschnitt zu erhalten, wird an der Oberseite ein Horizontalverband aus Bewehrungsstäben an die Gitterträger angeschweißt. Je nach Anwendungsbereich werden die Träger mit erforderlicher Höhe und Breite zusätzlich mit den für die Montage und den Endzustand erforderlichen Spanngliedern ausgestattet. Zur Verankerung bzw. Umlenkung der Spannglieder werden Querträger bzw. Umlenkstellen angeordnet, deren Anschlussbewehrung bereits in den Wandelementen eingebaut ist. Da jedoch die Verankerungslänge in den 7 cm dicken Elementen faktisch nicht gegeben ist wurde eine Anschlussbewehrung entwickelt, die eine ausreichende Kraftübertragung und den Verbund zwischen Wandelement und nachträglich betoniertem Querträger bzw. Umlenksattel ermöglicht.

Fertigteilträger aus Doppelwandelementen

Um den Vorfertigungsgrad weiter zu erhöhen und den Arbeitsaufwand im Fertigteilwerk zu minimieren, wurde ein zweites Herstellungsverfahren untersucht. Durch die Verwendung von Doppelwandelementen kann der Arbeitsschritt des Aufstellens der Gitterträgerdecken als Wandelemente entfallen.

Dem Einsatz der Doppelwandelemente als Halbfertigteilträger für Brücken sind Grenzen gesetzt. Auf Grund der beschränkten Breite ist der vorhandene Platz für eventuell notwendige Spannglieder limitiert und somit auch der Anwendungsbereich. Dieser befindet sich eher im Bereich von mehrstegigen Plattenbalkenbrücken mit Spannweiten zwischen 20 bis 40 m.

Für die Herstellung eines Steges wird zunächst der Bewehrungskorb gebunden. An diesem werden bereits vor dem Betonieren in der Umlaufanlage alle erforderlichen Hüllrohre, die für die spätere Vorspannung benötigt werden, befestigt. Nach der Produktion der Wandelemente und dem Zusammenfügen mehrerer Elemente zu einem Träger, wird die Bodenplatte mit einer durchgehenden Bewehrung betoniert. Bei Bedarf können auch mehrere Trägereile zu einem längeren Träger zusammengefügt werden.

Die Verbindung zwischen den einzelnen Trägerstücken erfolgt mit einer Vergussfuge aus hochfestem Vergussmörtel und anschließendem Anspannen der Transportspannglieder. Dabei ist im Verbindungsbereich auf die genaue Lage der Hüllrohre zu achten, um einen exakten Hüllrohrstoß zu gewährleisten.

Die Produktion der beiden im Folgenden beschriebenen Versuchsträger hat gezeigt, dass trogförmige Halbfertigteilträger aus konventionellen Gitterträgerdecken und Doppelwandelementen wirtschaftlich hergestellt werden können. Die Herstellung von Trägern aus Doppelwandelementen ist auf Grund des automatisierten Produktionsverfahrens einfacher und kostengünstiger, der Anwendungsbereich jedoch wegen produktionsbedingter Grenzen beschränkt.

Großversuche

Großversuche liefern wertvolle Erkenntnisse, um Montagearbeiten optimieren und konstruktive Details verbessern zu können. Zur praxisnahen Erprobung der Halbfertigteilträger wurden an zwei Versuchsträgern zahlreiche Belastungstests durchgeführt. Ein 30 m langer Einfeldträger, hergestellt aus Gitterträgerdecken, wurde in zwei Schritten ausbetoniert, siehe Abbildung I-16(m). Um die Belastung des Füllbetons aufnehmen zu können, musste der Träger stufenweise, je nach Menge des Füllbetons, vorgespannt werden. Die Einleitung der Vorspannkraft erfolgt über die im Endquerträger einbetonierten Verankerungen und zwei Umlenksättel, welche im Zuge der Bodenplatten-Herstellung betoniert wurden. Neben der ausführlichen Dokumentation des Verhaltens der Fertigteilträger während des Vorspann- und Füllvorgangs wurde eine Langzeitmessung

durchgeführt, um die Kriechverformungen der hoch vorgespannten Fertigteile feststellen zu können. Dadurch konnten Erkenntnisse über die Spannungumlagerungen vom Fertigteil in den Füllbeton gewonnen werden (siehe Kapitel III1).

Im Anschluss wurde der Einfeldträger einer reinen Torsionsbelastung ausgesetzt, um einerseits das Verbundverhalten zwischen Fertigteil und Füllbeton zu testen, und andererseits die Schubtragfähigkeit bei unterschiedlicher Verbügelung und unter Berücksichtigung der Längsvorspannung bei fehlender Längstorsionsbewehrung zu untersuchen (siehe Kapitel III2).



Abbildung I-16: Versuchsgelände Fa. Oberndorfer in Gars am Kamp – Klappbrücke aus Fertigteilen hergestellt aus Gitterträgerdecken(l) - Ausbetonierter Fertigteilträger aus Gitterträgerdecken (m) – Versuchsträger aus Doppelwandelementen (r)

Der zweite Versuchsträger mit einer Länge von 30 m, bestehend aus Doppelwandelementen mit einer Gesamtbreite von 50 cm, wurde aus vier 7,5 m langen Einzelstücken zusammengesetzt, siehe Abbildung I-16(r). Die beschränkte Dicke der Doppelwandelemente führt zu Fragstellungen im Hinblick auf das Stabilitätsverhalten. Während der Bauphasen zur Errichtung einer Plattenbalkenbrücke müssen die Halffertigteile hoch vorgespannt werden, um die Belastung des Füllbetons aufnehmen zu können. Um Aussagen über den Grenzwert der zulässigen Druckspannungen treffen zu können, und um ein örtliches Stabilitätsversagen bei hohen Druckspannungen auszuschließen, wird an diesem Versuchsträger ein zentrischer Druckversuch durchgeführt, in dem 2 Spannglieder mit je 31 Litzen angespannt werden. Die Ergebnisse des Versuches sind in Kapitel III4 dargestellt.

Brückenklappverfahren

Im Zuge des Forschungsvorhabens wurde ein weiterer Großversuch durchgeführt (siehe Abbildung I-16(l)), der die vielseitigen Anwendungsmöglichkeiten dieser Fertigteile aufzeigt. Aufgrund des geringen Gewichts der Fertigteile im Gegensatz zu bisher verwendeten Stahlbeton- oder Spannbetonfertigteilträgern, eignen sie sich auch für eine Anwendung in Kombination mit dem Brückenklappverfahren.



Abbildung I-17: Absenken der trogförmigen Fertigteilträger mit dem Brückenklappverfahren

Dieses neue Bauverfahren zeichnet sich durch die Möglichkeit, eine Brücke ohne Lehrgerüst herstellen zu können, aus. Dabei werden die Brückenträger vorort mit Fertigteilträgern in vertikaler Lage montiert. Mit Hilfe von Druckstreben und rotationsfähigen Gelenken können die Brückenträger anschließend in die endgültige horizontale Lage geklappt werden. Das Funktionsprinzip ähnelt dem eines Regenschirms. Der Großversuch, der im Sommer 2010 in Gars am Kamp am Gelände der Fa. Oberndorfer durchgeführt wurde, hat eindrucksvoll gezeigt, dass sich trogförmige Fertigteile ausgezeichnet für die Anwendung des Brückenklappverfahrens eignen (Abbildung I-17). Die ASFINAG hat beschlossen, im Zuge des Neubaus der S7 Fürstenfelder-Schnellstraße zwei Brücken mit diesem neuen innovativen Bauverfahren zu errichten (siehe Kapitel IV2).

II Produktion der Fertigteilträger

1 Einleitung

Ein wesentlicher Bestandteil des Forschungsvorhabens war die Produktion der großmaßstäblichen Versuchsträger. Dabei wurde stets drauf geachtet, mit möglichst geringem Aufwand und den gängigen Methoden des Fertigteilbaus eine Produktion zu ermöglichen, die sich in den bestehenden Arbeitsprozess der Fertigteilwerke eingliedern lässt. Allein auf Grund der Tatsache, dass dem Forschungsvorhaben nicht uneingeschränkte finanzielle Mittel zur Verfügung standen, mussten wirtschaftliche und zeitoptimierte Lösungen für Produktionsschritte gefunden werden, damit einerseits die Forschungsmittel bestmöglich eingesetzt werden und andererseits der Fertigteilhersteller seinerseits kostendeckend produzieren konnte. Während des gesamten Projekts wurde versucht möglichst praxisnahe Verhältnisse zu schaffen, um nicht nur in technischer, sondern auch in finanzieller und produktionsspezifischer Hinsicht die Machbarkeit dieser Baumethode zu demonstrieren. Sämtliche Fertigteile wurden bei der Firma Oberndorfer in den Werken Gars am Kamp und Herzogenburg hergestellt.

Für die Durchführung folgender Großversuche, welche im Abschnitt III im Detail erläutert werden, war die Produktion von Versuchsprototypen erforderlich:

- **Klappbrücke:** 50 m langer Brückenabschnitt, der mit Hilfe des Brückenklappverfahrens errichtet wurde.
 - 2 x 25 m lange vorgespannte Fertigteilträger mit einem trogförmigen Querschnitt aus 7 cm dicken Elementdecken und einer 12 cm starken Bodenplatte
 - 2 x 12,67 m lange Druckstreben mit einem Hohlkastenquerschnitt aus 12 cm starken Halbfertigteilschalen
- **Einfeld-Brückensteg:** 30 m langer trogförmiger vorgespannter Brückenträger
 - 3 Einzelstücke mit einem trogförmigen Querschnitt aus 7 cm dicken Elementdecken und einer 20 cm starken Bodenplatte
 - 2 Endverankerungsblöcke für die Einleitung der Vorspannung
- **Zentrischer Druckversuch:** 30 m langer trogförmiger vorgespannter Brückenträger
 - 4 x 7,5 m lange Doppelwandelemente mit einer Breite von 50 cm aus 7 cm starken Halbschalen, ergänzt mit einer 20 cm hohen Bodenplatte.
 - 2 Endverankerungsblöcke für die Einleitung der Vorspannung

In Abbildung II-1 ist das Versuchsgelände in Gars am Kamp abgebildet. Die Klappbrücke ist im Hintergrund zu erkennen. Davor befinden sich etwas erhöht der 30 m lange Einfeld - Brückensteg und knapp über dem Gelände der 30 m lange Brückenträger aus Doppelwandelementen für den zentrischen Druckversuch. Der Großteil der Produktionsschritte erfolgte im Werk Gars, nur die Poduktion der Doppelwandelemente wurde ins Werk Herzogenburg ausgelagert. Am Versuchsgelände wurden die Montagearbeiten unter Baustellenbedingungen sowie die Versuchsdurchführung ausgeführt.

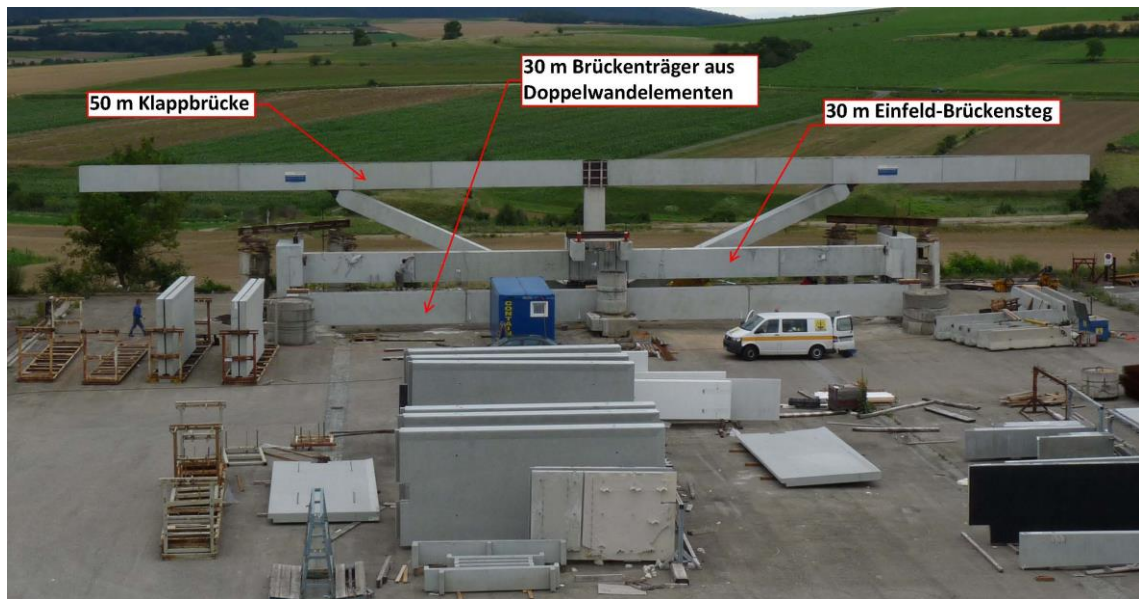
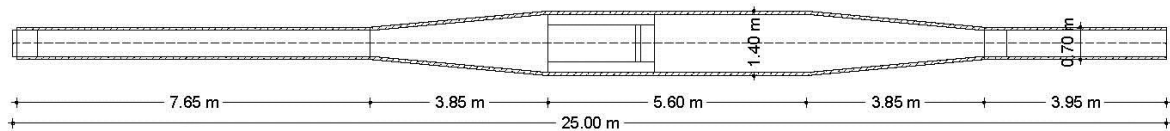


Abbildung II-1: Versuchsgelände Gars am Kamp

2 Produktion der Brückenträger für Klappbrücke

2.1 Trägerzusammensetzung und Querschnittsabmessungen

Grundriss



Schnitt

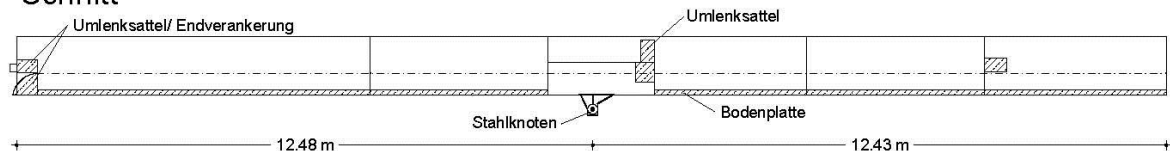


Abbildung II-2: Grundriss und Schnitt des Fertigteilträgers für die Klappbrücke

Der Querschnitt der beiden 25 m langen Brückenträger setzte sich aus zwei vorgefertigten 7 cm starken Elementdecken, die als Wandelemente dienten und einer Bodenplatte mit einer Stärke von 12 cm zusammen. Im Regelbereich waren die Träger 70 cm breit. Die Trägerhöhe betrug 1,26 m. In der Mitte befand sich eine Aufvoutung mit einer Breite von 1,4 m. In diesem Bereich wurden die Brückenträger mit den Druckstreben verbunden. Um die Kraftübertragung zwischen Brückenträger und Druckstrebe gewährleisten zu können, wurde in diesem Bereich zwei 33 cm breite Stegverstärkungen angeordnet, in denen sich ein Schweißgrund befand. In einem späteren Produktionsschritt wurden daran Stahlgelenke angeschweißt, die eine Befestigung einer rotationsfähigen Verbindung zwischen den Bauteilen zulassen. In dem Bereich der Stegverstärkungen war die Bodenplatte ausgespart, damit eine Ortbetonverbindung zu den Druckstreben ermöglicht werden konnte.

Die Trägerseitenwände setzten sich aus 5 einzelnen Elementdecken pro Seite zusammen. Dadurch ergaben sich an deren Berührungspunkten Stoßfugen, die mit hochwertigem Vergussmörtel verfüllt wurden, um einerseits herstellungsseitige Ungenauigkeiten aus der Elementdeckenproduktion ausgleichen zu können und andererseits eine kraftschlüssige Verbindung der Elemente zu erzeugen. Diese war notwendig, um die für die Bauphasen benötigte Vorspannung über den gesamten Querschnitt übertragen zu können. Zur Verankerung und Umlenkung der Vorspannung wurden Querträger bzw. Bodenplattenverstärkungen an den Trägerenden und Umlenkstellen in Trägermitte vorgesehen. Für die Anschlussbewehrung dieser Bauteile an die Seitenwände wurde eine Kambewehrung verlegt. Eine detaillierte Beschreibung dieser geschweißten Anschlussbewehrung ist in Abschnitt II-4.2.1 nachzulesen.

Die Vorspannung setzte sich aus vier Typen zusammen. Typ A und Typ B dienten der Eigengewichtskompensation. Typ A bestand aus 2 Monolitzen, die eine zentrische Vorspannung erzeugten, welche eine Überdrückung der Fugen während des Transports bewirkten. Typ B war erforderlich um dem Stützmoment entgegen zu wirken, welches während des Klappvorgangs auftritt. Die beiden Monolitzen wurden daher im Bereich der Verbindung Brückenträger–Druckstrebe an die Oberseite des Trägers über den dort befindlichen Umlenksattel geführt. Typ C und Typ D bestanden aus 8 bzw. 4 Monolitzen, die zur Verbindung der beiden Brückenträger verwendet wurden. Sie werden erst nach der Montage der Brückenträger auf der Baustelle installiert und dienen hauptsächlich zur Aufnahme der großen Zugkraft, die während des Klappvorganges entsteht.

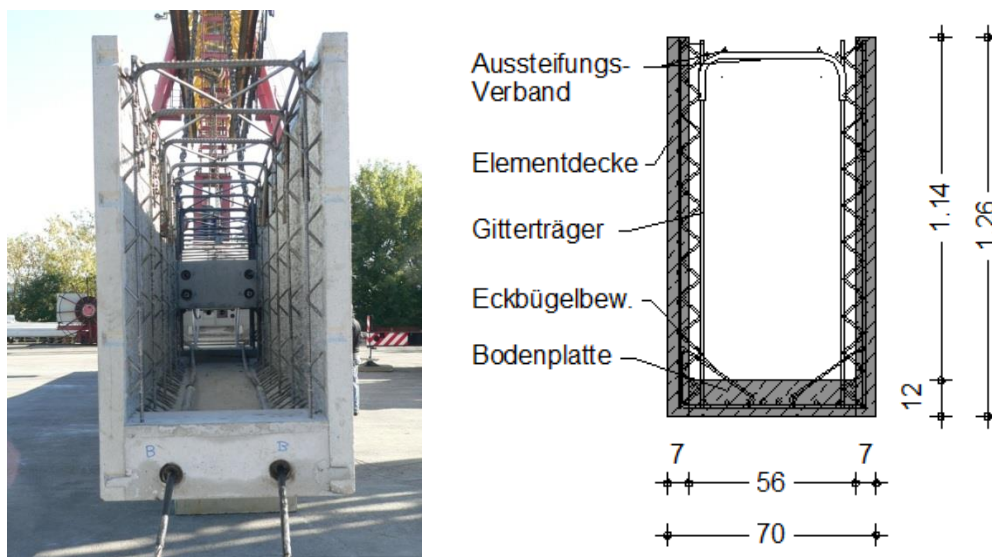


Abbildung II-3: Querschnitt des trogförmigen Brückenträgers

Die Formstabilität des Brückenträgerquerschnitts (Abbildung II-3) wurde durch drei wesentliche Konstruktionselemente erreicht. Die Eckbügelbewehrung verband zusätzlich die Seitenwände mit der Bodenplatte und erzeugte eine gewisse Einspannung der Elementdecken. Diese half bei der Aufnahme des Betonierdrucks ebenso wie die vertikal angeordneten Gitterträger, welche zusätzlich zur Verbesserung der Verbindung zwischen Fertigteil und Ortbeton beitrugen. Da ein U-Querschnitt bekanntermaßen ein ungünstiger Querschnitt im Hinblick auf Formtreue ist, wurden am oberen Ende der Gitterträger Ø20 Bewehrungsstab angeschweißt, an denen in horizontaler Ebene ein Verband aus Bewehrungsstäben befestigt war. So entstand ein leichter, in seiner statischen Wirkung einem Hohlkasten ähnelnder Fertigteilquerschnitt, der trotz seiner filigranen Erscheinung genügend Steifigkeit und Robustheit aufwies, um als Rüstträger mit gleichzeitig integrierter Schalung seinen Anforderungen gerecht zu werden. Eine detaillierte planliche Darstellung des Brückenträgers, seiner Einbauteile und der Spannglieder befindet sich in Anhang A.

2.2 Produktionsablauf

Der Produktionsablauf der Brückenträger gliedert sich wie folgt:

- Herstellen der Elementdecken
- Aufstellen der Wandelemente – Grundrissformgebung
- Betonieren der Bodenplatte
- Einbau der Querträger, Stegverstärkung, Umlenkstellen und Spanngliedverankerungen
- Einbau des Horizontalverbandes und der Spannglieder
- Anschweißen der Verbindungsknoten
- Verladung und Transport

Die Herstellung eines Brückenträgers wurde abgesehen von den Elementdecken, welche vorproduziert wurden, in einer Werkswache realisiert. Die ersten Elementdecken wurden am 13.9.2010 auf dem Schaltisch positioniert und am 20.09.2010 wurde der Träger verladen und auf das Versuchsgelände transportiert. Berücksichtigt man die Tatsache, dass es sich um einen Prototypenbau handelt ist diese Zeit sehr beeindruckend, jedoch wurde seitens des Fertigteilwerks eine Mannschaft von ca. 10 Facharbeitern bereitgestellt.

2.2.1 Herstellen der Elementdecken

Die Herstellung der Seitenwände unterscheidet sich kaum von der konventionellen Produktion von Elementdecken, die seit Jahren mit großem Erfolg im Hochbau eingesetzt werden. Auf einem mobilen Schaltisch wurden mittels Magnetabschalungen oder Kanthölzern die gewünschten Außenkanten der Elemente erzeugt. Die geometrischen Produktionsgrenzen liegen bei einer Abmessung von 10,5 x 3,00 m [1]. Danach wurde die zweilagige Bewehrung samt Gitterträgern und Eckbügelbewehrung verlegt. In den Bereichen, in denen Querträger oder Umlenkstellen angeordnet wurden, musste eine Anschlussbewehrung vorgesehen werden (Abbildung II-4). Um eine bessere Verzahnung der Stoßfugen zu erreichen und die Querkrafttragfähigkeit der Fugen im Bauzustand zu erhöhen, wurden an den Stirnseiten der Elemente Schubnasen an der Schalung befestigt. Die aus Holz vorgefertigten Schubnasen wurden mit einem Kleber so an der Schalung befestigt, dass an der Elementaußenseite nur eine vertikale Fuge erkennbar war (Abbildung II-5). Diese Anordnung beruhte auf rein ästhetischen Überlegungen.



Abbildung II-4: Herstellung der Seitenwände aus Elementdecken

Im Anschluss fuhr der mobile Schaltisch weiter zur Betoniereinheit. Hier wurde die berechnete Menge Beton in die Schalung gegossen und der gesamte Schaltisch gerüttelt. Für diesen Prototyp wurde der standardmäßig im Werk verwendete Beton mit der Festigkeitsklasse C30/37 B2 GK16 F52 verwendet. Danach kam die Schaleinheit in die Trocknungskammer. Das Ausschalen erfolgte am darauf folgenden Werktag. Bei der Verwendung von Elementdecken zur Herstellung von Brückenträgern sollte darauf geachtet werden, dass nach dem Ausschalen der Elemente die Unterlagshölzer oder Styroporlager in einem nicht zu großem Abstand angeordnet werden, da es durch die hohe Kriechfähigkeit des jungen Betons zu ungewollten Verformungen kommen kann. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Produktion der Seitenwände für trogförmige Fertigteilträger im selben Herstellungsprozess wie bei der konventionellen Elementdeckenproduktion erfolgen kann und keine zusätzlichen Verfahrensschritte benötigt werden.

2.2.2 Aufstellen der Wandelemente – Grundrissformgebung

Der zweite Arbeitsschritt der Fertigteilträger-Produktion umfasste den Aufriss der Grundrissgeometrie auf einem Schaltisch und das darauffolgende Aufstellen der Seitenwände. Um die Elemente in Position zu halten, wurden am Schaltisch verstreute Formrohre angeschweißt. Im Anschluss sind die Stoßfugen verschalt und mit hochwertigem Vergussmörtel vergossen worden. Der Vergussmörtel muss quellfähige und schwindfreie Eigenschaften aufweisen, damit eine möglichst satte Fugenausbildung entsteht. Nach deren Aushärtung wurden an den beiden Enden und im Bereich des Druckstreben-Anschlusses Abschaltungen angeordnet, um im folgenden Arbeitsschritt die Bodenplatte betonieren zu können.



Abbildung II-5: Aufstellen der Wandelemente auf dem Schaltisch – Abschalen der Stoßfugen und Trägereenden

Als etwas problematisch hat sich bei diesem Arbeitsschritt das bündige Zusammenstellen der Seitenwände erwiesen. Durch die Bauteiltoleranzen aus der Elementdecken Produktion entstand eine gewisse Ungenauigkeit, die eine exakte Bündigkeit der Elemente unmöglich machte. Zwar kann diese Problematik durch den nachträglichen Vergussmörtel entschärft werden, dennoch sollte protokolliert werden, dass sich durch folgende Maßnahmen zu große Ungenauigkeiten vermeiden lassen. Durch eine vorher bereits erwähnte ordnungsgemäße Lagerung nach dem Ausschalen der Elemente, können Kriechverformungen verhindert werden. Entscheidend für die Bündigkeit zweier Elemente ist außerdem die Elementdicke. Es sollte daher darauf geachtet werden, dass die Stirnseiten der Seitenwände während deren Herstellung bei einer exakten einheitlichen Stärke abgezogen werden.

2.2.3 Betonieren der Bodenplatte

Im dritten Arbeitsschritt erfolgte das Betonieren der Bodenplatte gemäß der erforderlichen Stärke. Für diesen Prototyp wurde eine 12 cm starke Bodenplatte mit einem Beton der Festigkeit SCC 40/50 B2 GK16 F73 vorgesehen. Nach einer gewissen Erhärtungszeit wurde die Oberfläche mit einem Rechen aufgeraut, um in weiterer Folge eine verzahnte Fuge zwischen Fertigteil und Ortbeton zu erhalten.

2.2.4 Einbau der Querträger, Stegverstärkung, Umlenkstellen und Spannglied-Verankerungen

Nach dem Erhärten der Bodenplatte konnte die Bewehrung für die Querträger, Stegverstärkung und Umlenkstellen sowie deren Schalung eingebaut werden.



Abbildung II-6: Schalen der Querträger, Stegverstärkung und Umlenkstellen – Bauteile nach dem Ausschalen

Danach erfolgte der Einbau der Spanngliedverankerungen und die Bauteile wurden mit Beton der Festigkeit SCC 40/50 B2 GK16 F73 gefertigt. In diesem Arbeitsschritt wurden ebenfalls die für den Transport benötigten Hebeankeiler eingebaut.

2.2.5 Einbau des Horizontalverbandes und der Spannglieder

Bevor die Spannglieder eingebaut werden konnten, musste der Horizontalverband aus geschweißten Bewehrungsstäben angebracht werden, damit die Spannglieder nicht durch herabtropfende Schlacke beschädigt werden. Hierzu wurde zunächst ein $\varnothing 20$ Bewehrungsstab mit entsprechender Biegeform am Gitterträger angeschweißt. An diesen konnten in weiterer Folge die auskreuzenden Bewehrungsstäbe angeschweißt werden und somit entstand ein Horizontalverband. Bei der Herstellung des ersten Versuchsträgers ist es zu folgender Problematik gekommen. Durch die Hitzeentwicklung beim Anschweißen der $\varnothing 20$ Bewehrungsstäbe wurden Spannungen in die Wandelemente eingeleitet, die zu horizontalen Rissen an deren Oberseite führten. Diese Problematik wurde aber während des Herstellungsprozesses erkannt und durch Verkürzung der Schweißnahtlängen entschärft. Dennoch sollte diesem Punkt bei zukünftigen Projekten erhöhte Aufmerksamkeit gewidmet werden.



Abbildung II-7: Anschweißen des aussteifenden Horizontalverbandes

Nach Herstellung des Verbandes konnten die Spannglieder des Typs A angespannt werden, um die für den Transport erforderliche Überdrückung der Stoßfugen zu erzeugen. Die restlichen Spannglieder wurden nur gestrafft, da diese sonst im Transportzustand ungünstig wirken bzw. erst später benötigt werden.

2.2.6 Anschweißen der Verbindungsknoten



Abbildung II-8: Herstellen der Knotenverbindung für den Anschluss der Druckstreben

Durch die entsprechende Vorspannung konnte der gesamte Träger vom Schaltisch gehoben und etwas überhöht gelagert werden, um im Folgenden die Knotenbleche für die Verbindung mit den Druckstreben anschweißen zu können. Gleichzeitig wurde bereits der nächste Träger am Schaltisch hergestellt. Für die über Kopf herzustellende Schweißverbindung werden strenge Toleranzen von $\pm 1,00$ mm gefordert, was eine gewisse Herausforderung für das Schweißpersonal bedeutet. Geübtes und entsprechend qualifiziertes Personal ist für diesen Arbeitsschritt unbedingte Voraussetzung.

2.2.7 Verladung und Transport

Die letzten werksseitigen Arbeitsschritte umfassten die Verladung und den Transport auf die Baustelle. Hier ist festzuhalten, dass vor der Produktion festgelegt werden sollte, wo sich die Anhebepunkte im Bauteil befinden und die Vorspannung auf diese abgestimmt sein muss. Für den Versuch wurden die beiden Brückenträger kurzfristig auf Kraftmessdosen gelagert, um das exakte Eigengewicht der Träger zu ermitteln. Die Träger hatten ein Gewicht von 20,83 bzw. 20,88 Tonnen. Das berechnete Gewicht lag bei 19,87 t. Das ergibt eine Überschreitung von 5,0% und eine Gewichtsdivergenz zwischen den beiden Trägern von 0,24%. Diese Ungleichmäßigkeiten zwischen den beiden Brückenträgern sind gering genug, um sie in weiterer Folge zu vernachlässigen. Besondere Aufmerksamkeit sollte jedoch der Ermittlung des Eigengewichts für die Berechnung von Bauzuständen geschenkt werden. Das rein aus der Betonkubatur und einem $\gamma_m = 25,0 \text{ kN/m}^3$ ermittelte Eigengewicht wird auf Grund der zusätzlich eingebauten Bewehrung und der Spannglieder unterschätzt. Ein großer Anteil ist jedoch auch auf die Überdicken der Elementdecken zurückzuführen. Nachmessungen haben ergeben, dass die Stärken der Seitenwände zwischen 65 und 85 mm variieren. Das war ein Grund für die Überschreitung des berechneten Gewichts von knapp über einer Tonne pro Brückenträger. Für die Planung von zukünftigen Projekten sollten vor allem beim Einsatz mit dem Brückenklappverfahren das Eigengewicht der Fertigteilträger mit einem Aufschlag von 5-10% behaftet werden.



Abbildung II-9: Anlieferung des Brückenträgers – Einheben des Brückenträgers

Nach dem Transport auf die Baustelle wurden die Träger dem Projektteam übergeben und auf die bereits montierten Druckstreben gehoben und befestigt. Die Herstellung der Druckstreben wird im folgenden Abschnitt 3 erläutert. Die Durchführung des Brückenklappversuchs ist nicht Teil dieser Dissertation und wurde bereits ausführlich in der Dissertation von S. Gmainer [10] beschrieben. Die vergleichsweise leichten trogförmigen Fertigteile eignen sich hervorragend für den Einsatz des Brückenklappverfahrens und sind für alle Montage- und Hebearbeiten robust genug gebaut. Es sollte jedoch bei zukünftigen Projekten darauf geachtet werden, welches Hub-Gerät im Fertigteilwerk und auf der Baustelle eingesetzt wird und die Vorspannung und die Anhebepunkte darauf abgestimmt werden.

3 Produktion der Druckstreben für die Klappbrücke

3.1 Druckstrebenzusammensetzung und Querschnittsabmessungen

Die beiden 12,67 m langen Druckstreben bestanden aus 4 einzelnen 12 cm starken Stahlbeton-Halbschalen, die zu einem Hohlkastenquerschnitt zusammengefügt wurden. Sie waren 1,4 m breit und 0,875 m hoch. An den Enden befanden sich jeweils zwei Lasteinleitungsblöcke mit einbetoniertem Schweißgrund für die Verbindung zum Brückenträger bzw. Fundament. Die Druckstreben dienen beim Brückenklappverfahren zur Lastableitung während der Bauphasen und werden für den Endzustand ausbetoniert, sie sind somit Rüstträger und Schalung zugleich. Um den Betonierdruck aufnehmen zu können, wurden in der Mitte der Strebenbreite Schalungsanker mit eingegossenem Spannkonus vorgesehen. Diese wurden in Längsrichtung in einem Abstand von 1,0 m angeordnet. Die Spannkoneen ermöglichten ein nachträgliches Eindrehen und Spannen des außenliegenden Ankerstabes. Damit war gewährleistet, dass die Anker während der Fertigteilproduktion nicht aus der Schalungsebene herausragen. Dies erleichterte den Arbeitsprozess erheblich und ermöglichte eine rasche und einfache Produktion. Eine detaillierte planliche Darstellung befindet sich im Anhang A.

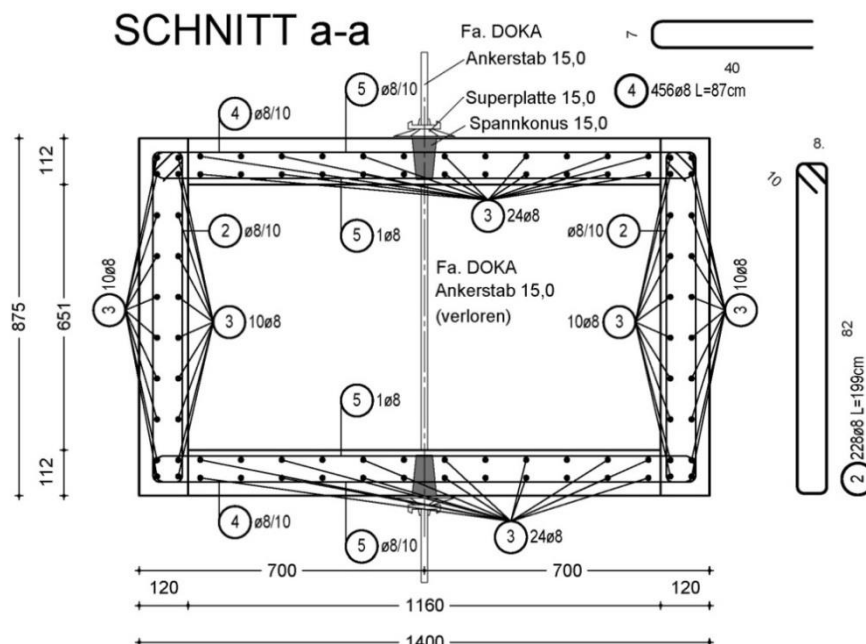


Abbildung II-10: Querschnitt Druckstrebe

3.2 Produktionsablauf

Der Produktionsablauf der Druckstreben gliedert sich wie folgt:

- Herstellen Lasteinleitungsblöcke
- Betonieren der Seitenwangen
- Aufstellen der Seitenwangen und Betonieren der unteren Platte
- Betonieren der oberen Platte
- Verladung und Transport

Für die Produktion der Druckstrebe wurde 1 Werkswuche benötigt, wobei die Herstellung der Schalung für die obere Platte der zeitaufwendigste Produktionsschritt war.

3.2.1 Herstellen der Lasteinleitungsblöcke

Im ersten Arbeitsschritt wurde die Schalung für die Lasteinleitungsblöcke gemäß der vorgegebenen Geometrie angefertigt. Nach Einbau der Bewehrung und des Schweißgrunds konnte betoniert werden. Der verwendete Beton hatte eine Festigkeit von C30/37 B2 GK16 F52.



Abbildung II-11: Lasteinleitungsblock – Aufgestellte Seitenwangen mit einbetoniertem Lasteinleitungsblock

3.2.2 Betonieren der Seitenwangen

Nach dem Aushärten wurden die Lasteinleitungsblöcke im erforderlichen Abstand zueinander auf einem Schaltisch aufgelegt und bildeten somit die Stirnschalung für die Seitenwangen. Zur Abschalung der Ober- und Unterkante diente eine Magnetabschalung. Anschließend wurde die Bewehrung samt Anschlussbewehrung für die obere und untere Platte verlegt und die Seitenwangen betoniert. Um die Seitenwangen später wenden zu können, mussten Hebeanker vorgesehen werden.

3.2.3 Aufstellen der Seitenwangen und Betonieren der unteren Platte

Der darauf folgende Arbeitsschritt umfasste das lagegenaue Aufstellen der Seitenwangen und das Verlegen der unteren Plattenbewehrung. Dazu wurden verstrebt Formrohre am Schaltisch angeschweißt, um die Lagegenauigkeit zu gewährleisten.



Abbildung II-12: Verlegen der Bewehrung von unterer und oberer Platte

Die Ankerknoten für die Spannanker wurden in der unteren Platte verlegt. Abschließend konnte der Beton für die untere Platte eingebracht werden.

3.2.4 Betonieren der oberen Platte

Das Betonieren der oberen Platte erforderte den Einbau von temporären Rüstträgern und einer Schalungsebene. Letztere musste der Länge nach mittig geteilt werden, damit sie nach dem Erhärten der oberen Platte und dem Absenken ausgebaut werden konnte. Dieser Arbeitsschritt erforderte einen gewissen Mehraufwand an Personal und ein sorgfältiges Einbauen der Schalung.



Abbildung II-13: Verladen der fertigen Druckstrebe

3.2.5 Verladung und Transport

Die fertigen Druckstreben wurden abschließend mittels Kraftmessdosen gewogen. Das Gesamtgewicht ergab sich zu 15,37 bzw. 15,43 ton. Das berechnete Gewicht wurde mit 14,84 ton ermittelt. Auch hier erfolgt bei einer Ermittlung des Eigengewichts mit dem Betonvolumen und einem $\gamma_m = 25,0 \text{ kN/m}^3$ eine Fehleinschätzung des tatsächlichen Gewichts der Druckstrebe von 4 %. Grund dafür könnte, wie bei den Brückenträgern, die Ungenauigkeit der Stärke der Wand- und Plattenelemente sein.

Danach konnten die Druckstreben verladen und auf die Baustelle transportiert werden. Der Querschnitt der Druckstreben war wesentlich steifer und robuster als die Brückenträger und musste somit für den Transport und die weitere Verwendung nicht vorgespannt werden.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Produktion der Druckstreben keine große Herausforderung an die Fertigteilproduktion stellt. Lediglich der Einbau der Schalung für die obere Platte sollte vorab überlegt werden, genauso wie die Positionierung der Hebeanker.

4 Produktion des Einfeld-Brückenstegs

4.1 Trägerzusammensetzung und Querschnittsabmessungen

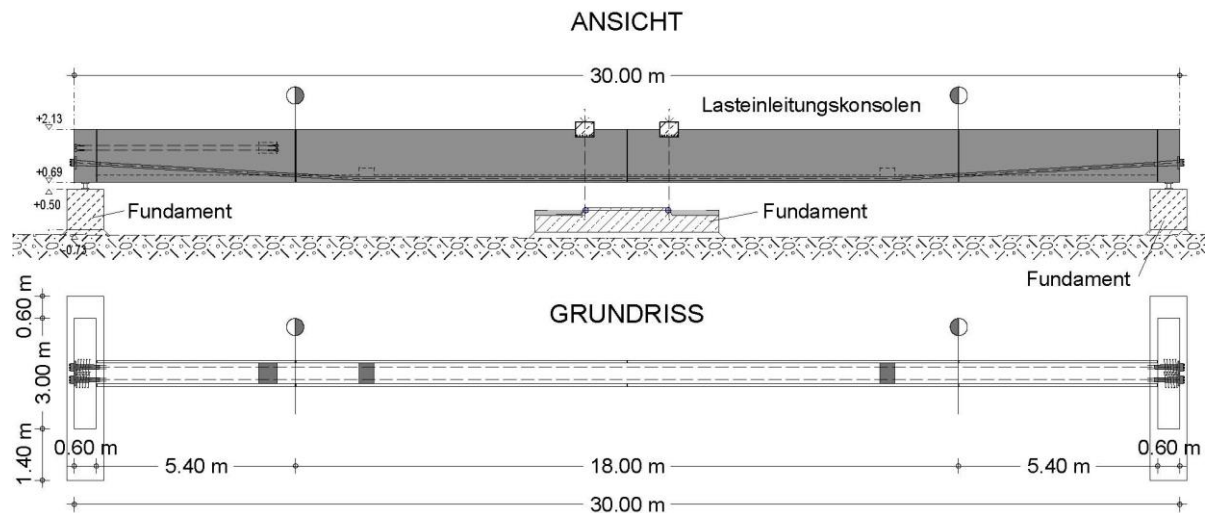


Abbildung II-14: Ansicht und Grundriss des Einfeld-Brückenstegs

Ziel des in Abschnitt III1 genauer beschriebenen Versuchs war die Herstellung eines Brückenstegs einer Plattenbalkenbrücke mit anschließenden Belastungsversuchen. Ziel der Fertigteilträgerproduktion war die Lieferung des trogförmigen Versuchsträgers mit einer Länge von 30 m, samt inkludierter Vorspannung, der auf der Baustelle nur noch mit Ortbeton vergossen wird. Der Fertigteilträger mit einer Höhe von 1,44 m setzte sich aus 3 Einzelstücken mit einem trogförmigen Querschnitt aus 7 cm dicken Elementdecken und einer 20 cm starken Bodenplatte zusammen. Das Mittelstück wies eine Länge von 18,0 m auf und bestand aus 4 Elementdeckensegmenten, die als Seitenwände dienten und einer durchgängigen 20 cm starken Bodenplatte. Die beiden Endstücke hatten eine Länge von jeweils 5,40 m. Zur Verankerung der Spannglieder mit je 19 Litzen wurde beidseitig ein Endverankerungsblock angeordnet. Diese sollten während der Belastungsversuche eine Torsionsbelastung abtragen können und waren daher 3,0 m breit.

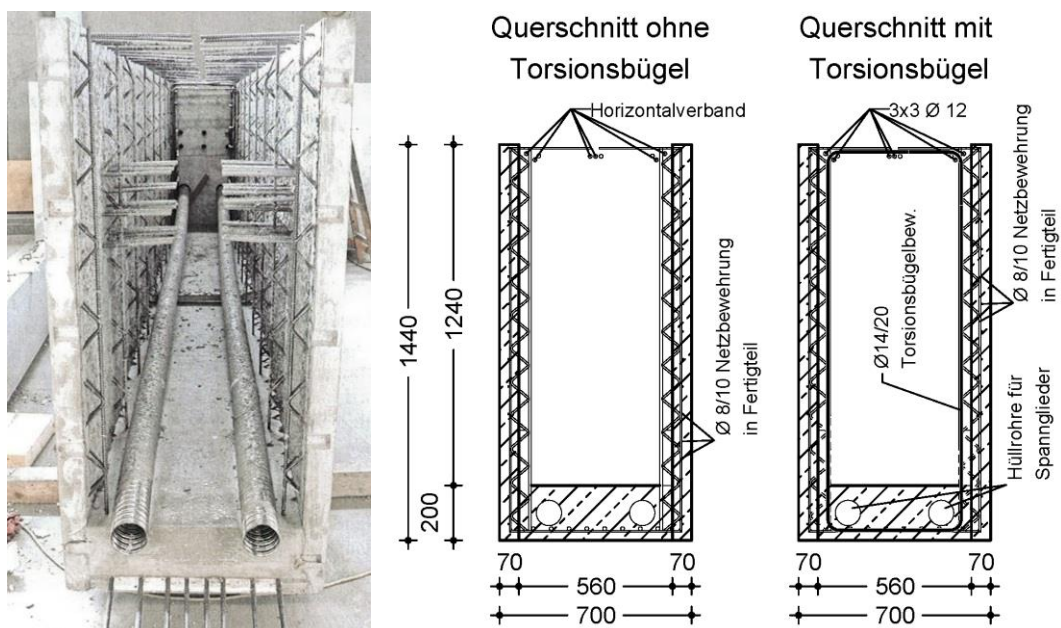


Abbildung II-15: Regelquerschnitte des Einfeld-Brückenstegs

Der Querschnitt der einzelnen Trägerteile bestand aus 7 cm starken Elementdecken mit einer Netzbewehrung aus $\varnothing 8/10$ und Gitterträgern alle 58 cm zur Aussteifung während des Betonierens. Zur Verbindung der Seitenwangen mit der Bodenplatte wurde die vertikale Netzbewehrung an der Unterseite der Seitenwände aufgebogen und mit geraden Stäben geschlossen. Eine zusätzliche Verbindung zwischen Seitenwand und Bodenplatte erfolgte mittels Eckbügelbewehrung. Um die Formtreue während des Betonierens zu erhalten bzw. um dem Träger ein zusätzliches Aussteifungselement zu geben, wurde an der Oberseite ein horizontaler Verband aus geschweißten Bewehrungsstäben angebracht. Dadurch entstand ein in seiner statischen Wirkung einem Hohlkasten ähnelnder Querschnitt, der aber an der Oberseite offen war und somit eine monolithische Verbindung zu anschließenden Bauteilen (z.B. Fahrbahnplatte) zulässt. Außerdem könnte eine einfach einzubauende Anschlussbewehrung gesteckt werden. In Bereichen, in denen sich ein Querträger oder eine Umlenkstelle befanden, wurde eine Anschlussbewehrung wie in Abschnitt 4.2.1 beschrieben, in den Seitenwänden verlegt.

Die Stoßfugen zwischen Endverankerungsblock und Endstück sowie Endstück und Mittelstück waren stumpfe Stöße, durch die keine schlaffe Bewehrung geführt werden könnte. Das Tragkonzept sah also eine Überdrückung der Bauteilfugen für die Bauphasen vor. Die Zusammensetzung des Trägers wurde bewusst mit stumpfen Bauteilfugen ohne durchgängige Bewehrung gewählt, da man den Zusammenbau mehrerer Trägerabschnitte untersuchen wollte. Sollte sich bei einem Projekt die Anlieferung der Fertigteile als gesamter Träger wegen Einschränkungen der Transportlängen oder Transportmassen nicht durchführen lassen, besteht die Möglichkeit, die Teilstücke auf der Baustelle zusammensetzen. Dabei kommt es neben der Tragfähigkeit auch zu Fragestellungen wie Fugenausbildung, Hüllrohrstoße oder Zusammensetzen der Trägerstücke unter Baustellenbedingungen.

Da an diesem Prototyp neben dem Verhalten des Fertigteilträgers beim Ausbetonieren auch ein Torsionsversuch durchgeführt wurde, musste bereits während der Produktion eine Torsionsbügelbewehrung eingebaut werden. Es wurde ein Versuchsaufbau gewählt, bei dem reine Torsion ohne Querkraft eingeleitet wurde und sich somit das Torsionsmoment auf beide Trägerseiten gleichmäßig aufteilt. Es wurde der Ansatz verfolgt, eine Seite mit ausreichender Torsionsbewehrung auszustatten und den anderen Teil schwach zu bewehren, um die Versagensstelle örtlich einzugrenzen. Der Einbau einer „echten Torsionsbewehrung“, die so weit wie möglich an der Außenseite des Querschnitts liegt, ist beim Bauen mit diesem Verfahren nicht möglich, da an der Oberseite der Seitenwände aus produktionstechnischen Gründen keine Bewehrung ragen kann bzw. nur mit erhöhtem Arbeitsaufwand möglich ist. Die Untersuchung des Verhaltens der Fertigteilträger mit einer schwachen, „unechten“ Torsionsbewehrung ist demnach von großem Interesse. Eine genauere Beschreibung dieser Problematik und ausführliche Angaben zum Torsionsversuch können im Abschnitt III2 nachgelesen werden. Eine detaillierte planliche Darstellung des Fertigteilträgers des Einfeld-Brückenstegs befindet sich in Anhang A.

4.2 Produktionsablauf

Der Herstellungsprozess des 30 m langen Fertigteilträgers gliedert sich in folgende Arbeitsschritte:

- Herstellen der Elementdecken
- Herstellen der Endverankerungsblöcke und Einbau der Spanngliedverankerungen
- Aufstellen der Wandelemente – Grundrissformgebung
- Betonieren der Bodenplatten, Umlenkstellen und Querträger
- Einbau des Horizontalverbandes
- Verladung und Transport
- Zusammenfügen der einzelnen Fertigteilträgerstücke
- Herstellen der Vergussfugen
- Einbau der Spannglieder und Positionieren des Fertigteilträgers

4.2.1 Herstellen der Elementdecken

Die Produktion der Seitenwände erfolgte gleich dem in Abschnitt 2.2.1 beschriebenen Verfahren. An der Elementoberseite wurde eine Anschlussbewehrung angeordnet, die aus den Seitenwänden in den späteren Trogquerschnitt ragt. In Abbildung II-16 ist die nachträgliche Aufrauung der Oberfläche mit einem Rechen gut zu erkennen. Dadurch ergab sich eine zusätzliche Verzahnung in der Fuge zwischen Fertigteil und baustellenseitig eingebrachtem Füllbeton.

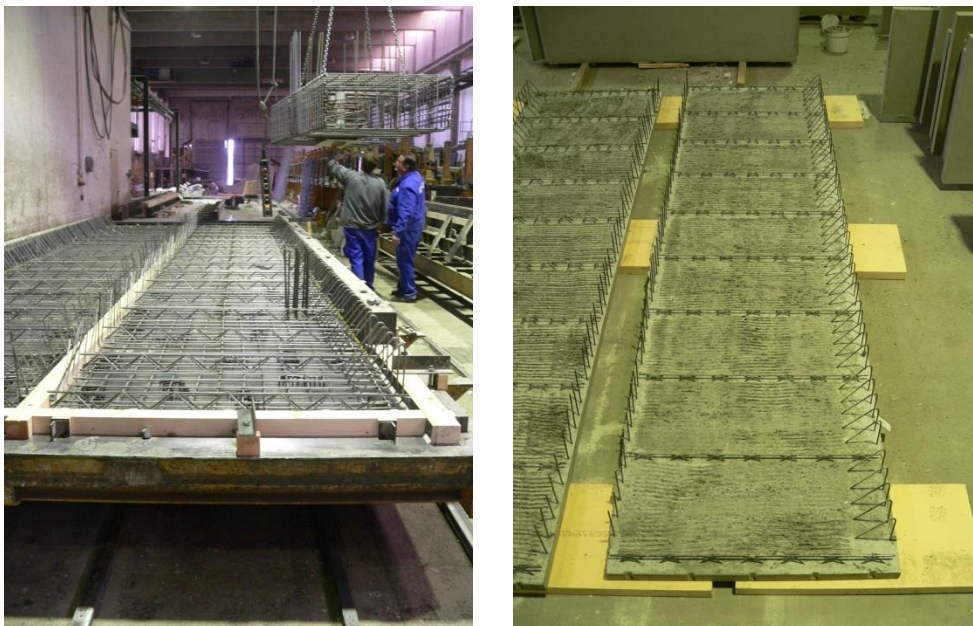


Abbildung II-16: Produktion der Seitenwände

Die für die Querträger und Umlenkstellen der Spannglieder erforderliche Anschlussbewehrung muss bereits während der Elementdeckenherstellung verlegt werden. Auf Grund der Tatsache, dass in den nur 7 cm starken Seitenwänden kaum bis gar keine Verankerungslänge vorhanden ist, wurde eine Kammbewehrung (siehe Abbildung II-17) eingelegt. Hierbei handelte es sich um 3 Ø8 Bewehrungsstäbe, die mit 2 weiteren kurzen Stäben zu einer Kammbewehrung verschweißt werden. Dadurch können Zugkräfte

besser über eine kurze Länge eingeleitet werden, wobei sich natürlich die Fragestellung ergibt, ob dies in dem vorliegenden Fall ausreichend ist. Dazu wurde ein zusätzlicher Querträger im Fertigteilträger vorgesehen, an dem, bevor der eigentliche Versuch des Brückenklappens und des Einfeld-Brückenstegs durchgeführt werden sollte, ein Belastungsversuch durchgeführt wurde. Eine Beschreibung dieses Belastungstests befindet sich im Kapitel III.3.

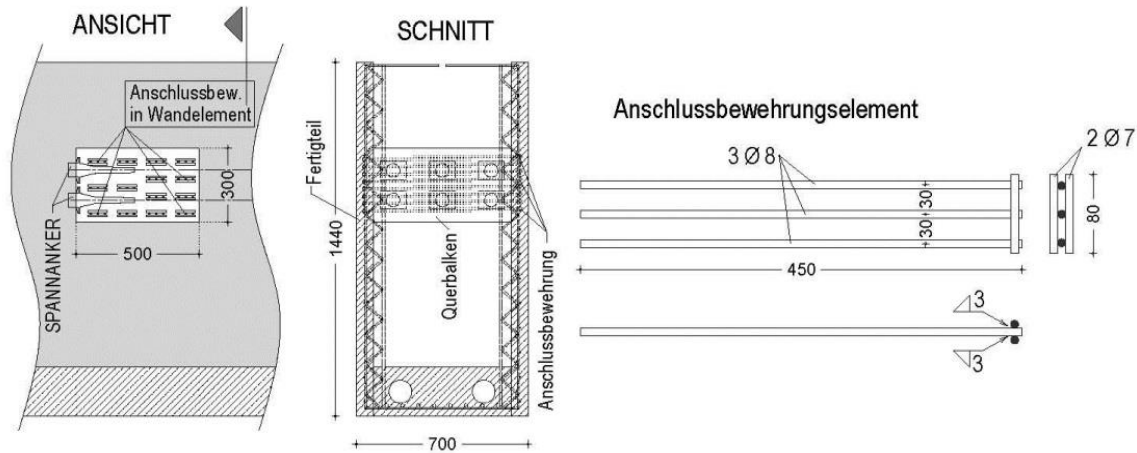


Abbildung II-17: Kammbewehrung als Anschlussbewehrung für einen Querträger

4.2.2 Herstellen der Endverankerungsblöcke und Einbau der Spanngliedverankerungen

Für die Herstellung der Verankerungsblöcke wurde zunächst ein Bewehrungskorb samt Ankerplatten, Trompeten und Spaltzugbewehrung für die Spanngliedverankerung gebunden. An der Oberseite wurden jeweils zwei Schwerlastanker eingebaut. Diese wurden zum Heben des gesamten Trägers benötigt und mussten auf das Gesamtgewicht von 38 t ausgelegt sein. Danach wurde der Korb liegend in einer vorbereiteten Schalung betoniert. Um für zukünftige Projekte die Rissentwicklung im jungen Betonalter für derart massige Bauteile zu minimieren, sollte eine andere Betonrezeptur, als der im Werk standardmäßig verwendete C 30/37 B2 GK16 F52, angedacht werden. Dieser Beton ist für die Elementdeckenherstellung abgestimmt und besitzt einen Abbindungsbeschleuniger, um die Ausschaltzeiten zu verringern. Bei massigen Bauteilen wie dem Endverankerungsblock sollte jedoch darauf verzichtet werden.



Abbildung II-18: Verankerungsblock mit Spanngliedverankerungen

4.2.3 Aufstellen der Wandelemente - Grundrissformgebung

Dieser Arbeitsschritt ist in Abschnitt 2.2.2 bereits beschrieben. Die Herstellung unterscheidet sich nur hinsichtlich der Endstücke des Trägers. Hier wurden an den jeweiligen Enden die Verankerungsblöcke aufgestellt und die Anschlussbewehrung, die aus

diesen ragte, aus konstruktiven Gründen an den Gitterträgern der Seitenwände angeschweißt.

4.2.4 Betonieren der Bodenplatten, Umlenkstellen und Querträger

Nach dem Aufstellen der Wandelemente und Endverankerungsblöcke wurden die drei Trägerstücke durch eine 20 cm starke Bodenplatte aus SCC 40/50 B2 GK16 F73 ergänzt. Im 18 m langen Mittelteil wurden die Hüllrohre der zwei Spannglieder in die Bodenplatte eingegossen. Nach einer gewissen Erhärtungszeit erfolgte das Aufrauen der Oberfläche der Bodenplatte und der restliche Beton für die Umlenkstellen wurde im Verfahren „frisch in frisch“ eingefüllt. Im nächsten Arbeitsschritt wurde der Querträger, welcher für den Belastungstest der Kammbewehrung vorgesehen war, samt 6 Monolitzenverankerungen geschalt und betoniert.

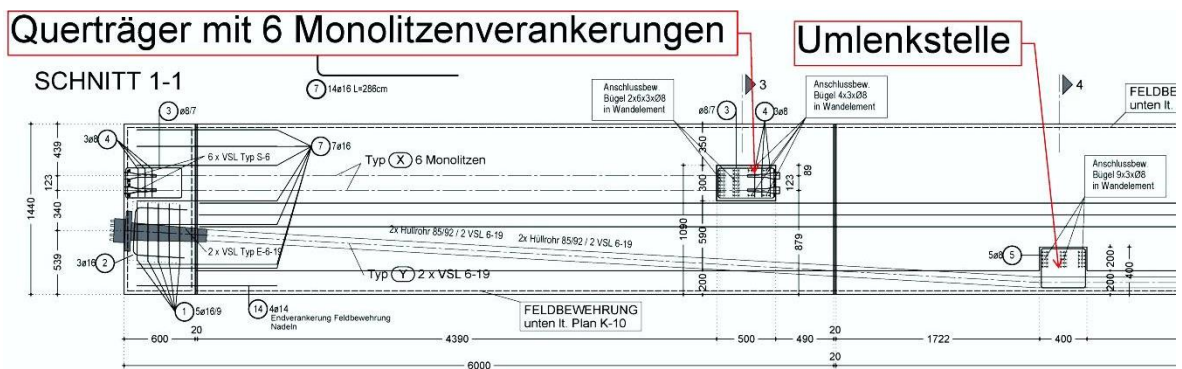


Abbildung II-19: Umlenkstellen und Querträger für Belastungstest

4.2.5 Einbau des Horizontalverbandes

Der Horizontalverband wurde wie beim Brückenträger für die Klappbrücke an den Gitterträgern angeschweißt. Dieses Mal wurde darauf geachtet, dass die Einleitung von Zwangsspannungen in die Fertigteilwände durch das Anschweißen verringert wird. Es hatte sich gezeigt, dass eine unterbrochene Schweißnaht die Anforderungen erfüllte und eine ausreichende Steifigkeit erzielt werden konnte.



Abbildung II-20: Schweißanschluss Verband - links durchgehende Naht – rechts unterbrochene Naht

4.2.6 Verladung und Transport

Die Verladung und der Transport der Trägerstücke konnte ohne Transportvorspannung durchgeführt werden.

4.2.7 Zusammenfügen der einzelnen Fertigteilträgerstücke

Am Versuchsgelände wurden vorab die Fundamente hergestellt und zwei temporäre Hilfsunterstellungen im Bereich der Bauteilfugen positioniert. Das Einheben der Fertigteile begann mit dem ersten Endstück. Dieses wurde in waagrechter Position auf zwei Montagelagern (Stahlplatten) und der Hilfsunterstellung abgesetzt. Die Kontrolle der Höhenlagen erfolgte mit einem Nivelliergerät. Auf die exakte Position im Grundriss musste vorerst keine Rücksicht genommen werden. Beim Einheben des Mittelstücks musste jedoch auf die Einhaltung der Flucht der Trägerachse geachtet werden. Danach wurde das zweite Endstück positioniert. Für zukünftige Anwendungen ist die genaue Einmessung der Lagen der einzelnen Träger durch einen Geometer ratsam.

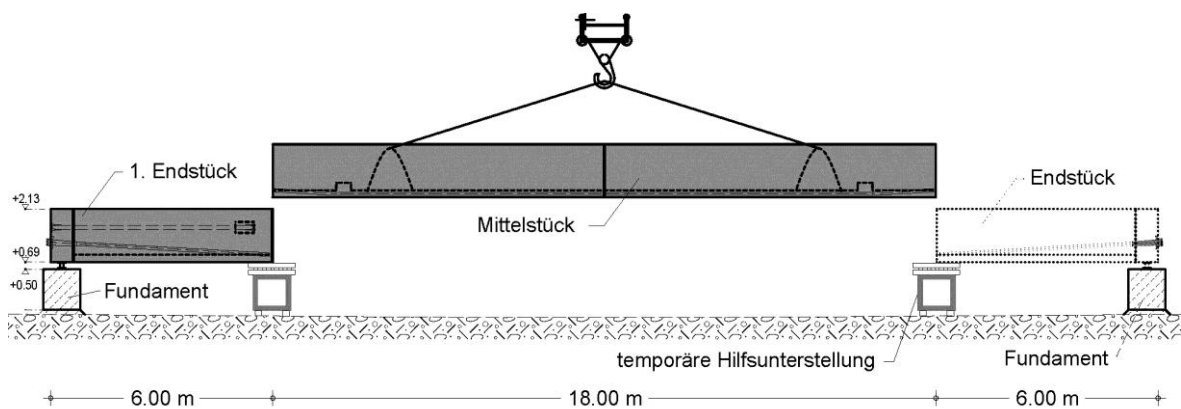


Abbildung II-21: Einheben der Trägerstücke und Lagern auf temporäre Hilfsunterstellungen

4.2.8 Herstellen der Vergussfugen

Für die Herstellung der Vergussfugen musste zunächst eine Schalung angebracht werden. Da auch im Bereich der Bodenplatte ein Verguss vorgesehen war, wurde diese in einem ersten Schritt verfüllt.

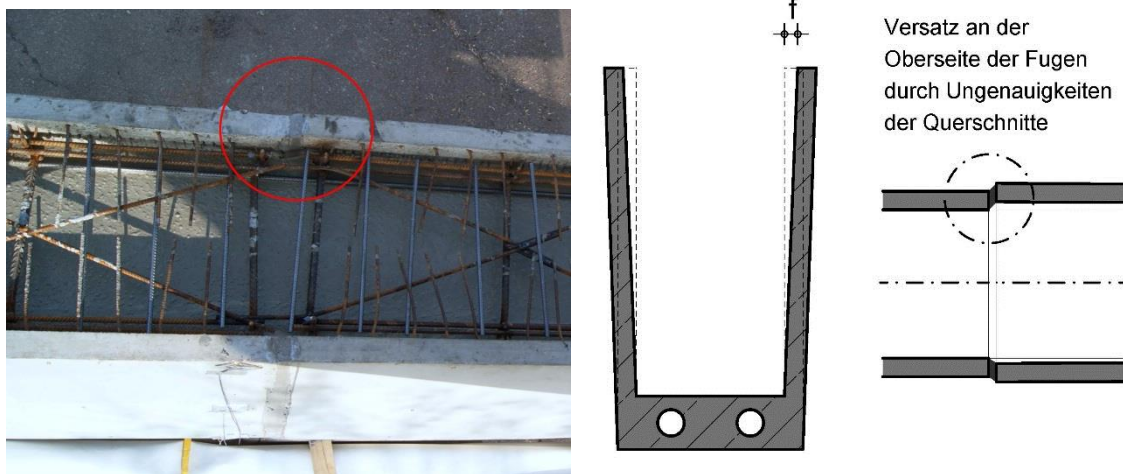


Abbildung II-22: Auswirkung von Querschnittungenauigkeiten auf die Fugenausbildung

Als Fugenmaterial wurde ein hochfester, quellfähiger Fugenmörtel mit der Bezeichnung SIKA-GROUT 314 verwendet. Dieser weist laut Herstellerangaben eine Druckfestigkeit von

>40 N/mm² nach 24 h bei 20° Umgebungstemperatur auf. Durch die hohe Abbindegeschwindigkeit könnten daher bereits nach einigen Stunden die Seitenwände geschalt und verfüllt werden. Wichtig ist das Vornässen der Fugenbereiche, um ein zu schnelles Abbinden in den Kontaktflächen der Fertigteile zu verhindern. Das Anbringen einer dichten Schalung erwies sich an einer Fuge als etwas schwierig, da auf Grund von Querschnittsunauigkeiten der Fertigteile eine Bündigkeit der Außen- und Innenflächen der Seitenwände nicht gegeben war (siehe Abbildung II-22). Vor allem an der Oberseite wirkt sich eine solche Ungenauigkeit verstärkt aus. Im Nachhinein gesehen sollte bei der Herstellung der Fertigteile auf die Einhaltung der Trägerbreiten und die Lotrechte der Seitenwände verstärkte Aufmerksamkeit geschenkt werden, um diese Problematik zu entschärfen. Nichtsdestotrotz konnte ein ordentlicher Fugenverguss erreicht werden. Die Kraftschlüssigkeit der Stoßfuge war gegeben, die Problematik hat eher Auswirkungen auf die Herstellung der Schalung und die Ästhetik der Fuge. Um das Erscheinungsbild der Fuge zu verbessern, könnte man die Oberfläche schleifen lassen.

4.2.9 Einbau der Spannglieder und Positionieren des Fertigteilträgers

Die Trägerstücke waren nun kraftschlüssig verbunden und es konnte im nächsten Arbeitsschritt mit dem Einbau der Spannglieder begonnen werden. Aber zunächst mussten noch die Hüllrohre in den Bereichen der Stoßfugen gekoppelt werden. Es ist grundsätzlich dafür zu sorgen, dass diese Kopplungen absolut dicht sind, um ein Eindringen des später eingebrachten Füllbetons zu verhindern. Für die beiden Spannglieder wurden jeweils 19 Litzen EN10138-3-Y1860S-7-15,7-A verwendet. Nach dem Einschließen der Litzen und dem Einbau der Ankerbüchsen wurden die Litzen verkeilt, die Pressen installiert (Vorspannen von beiden Seiten) und jedes Spannglied auf 750 kN angespannt. Die Vorspannung von gesamt 1500 kN wirkte entgegen dem Eigengewicht und erzeugte eine vollständiges Überdrücken des Fertigteilträgers. Die Auswirkung der Vorspannung war sofort ersichtlich. Die Hilfsunterstellungen konnten wegen der durch die Vorspannung eingprägten Verformung leicht entfernt werden. Das Fertigteil war nun über seine gesamte Spannweite freitragend.



Abbildung II-23: Vorspannen des Einfeld-Brückensteigs

Der Träger wurde zunächst auf Montagelagern abgesetzt. Die für die Versuchsdurchführung benötigten Kraftmessdosen wurden im Zuge des Lagereinbaus installiert. Hierzu mussten die Trägerenden mit hydraulischen Pressen angehoben und die Lager samt Kraftmessdosen eingebaut werden. Um die Längsstauchungen der nachfolgenden Vorspannung aufnehmen zu können, wurden zwei bewegliche Rollenlager angeordnet. Die andere Seite hatte zwei Festlager.



Abbildung II-24: 30 m langer vorgespannter, trögförmiger Fertigteilträger

Das Ergebnis dieses Herstellungsverfahrens war ein 30 m langer Rüstträger mit gleichzeitig integrierter Schalung und Vorspannung, der die Spannweite unterstellungsfrei überbrückte. Die Erfahrungen durch den Bau dieses Prototyps haben gezeigt, dass die Herstellung technisch möglich ist und sich in den Fertigungsprozess von Fertigteilwerken eingliedern lässt. Es wurde gezeigt, dass die Zusammensetzung von mehreren Trägerstücken zu einem Gesamtträger auf der Baustelle ohne weiteres durchführbar ist. Die Einfachheit dieser Baumethode kann vielleicht auch dadurch veranschaulicht werden, dass sämtliche Arbeiten auf der Baustelle (außer dem Einbau der Spannglieder und dem Vorspannen) von Studenten durchgeführt wurden, welche keine jahrelange Baustellenpraxis aufweisen.

Der Versuchsträger wurde in weiterer Folge ausbetoniert und es wurden Belastungsversuche durchgeführt. Näherer Erläuterungen befinden sich in Kapitel III1.

5 Produktion eines Fertigteilträgers aus Doppelwänden

Im Zuge des Forschungsvorhabens sollte eine weitere Methode zur Herstellung von dünnwandigen Fertigteil-Brückenträgern untersucht werden. Die im Hochbau zur Herstellung von Betonwänden eingesetzten Doppelwandelemente sollen die Seitenwände aus Elementdecken ersetzen. Somit kann der Arbeitsschritt des Positionierens und Aufstellens der Seitenwände entfallen (siehe Abschnitt 2.2.2). Doppelwände werden gemäß dem Stand der Technik in der Umlaufproduktion gefertigt. Dies geschieht mit einer Palettenumlaufanlage. Diese Anlagen werden für die Produktion von flächigen Betonelementen wie Elementdecken, Doppelwänden und Massiv- und Sandwichelementen eingesetzt. Es können Leistungen von 200 bis 3000 m² pro Tag realisiert werden. Der Vorteil dieses Fertigungsprinzips liegt darin, dass vom CAD-System bis zur Baustelle ein gesteuerter Produktionsablauf stattfindet. Durch die modular aufgebaute Anlage können je nach Anforderung Module hinzugefügt oder weggelassen werden [12]. Die Herausforderung besteht darin, die statisch erforderliche Bewehrung und die Hüllrohre bereits werkseitig in die mit Gitterträgern verbundenen Außenschalen einzubauen. Der Produktionsablauf muss so erfolgen, dass die Herstellung der Elemente im konventionellen Produktionsprozess der Umlaufanlagen eingegliedert werden kann.

Um aus den fertigen Doppelwandelementen trogförmige Trägerstücke zu erzeugen werden die Elemente auf einem Schaltisch aufgestellt und mit einer 20 cm dicken Bodenplatte ergänzt. Hierzu wurden im Zuge des Prototypenbaus zwei Herstellungsmethoden untersucht. Ein 30 m langer Träger wurde aus vier 7,5 m langen Einzelstücken ohne durchgehende Bodenplatte hergestellt. Die Trägerstücke wurde wie bei der Errichtung des in Abschnitt 4 beschriebenen Verfahrens auf der Baustelle zusammengefügt. Die zweite Herstellungsmethode umfasste die Produktion eines gesamten 30 m langen Fertigteilträgers, der in einem Stück produziert wurde. Dabei sollte die Möglichkeit gezeigt werden, dass ein gesamtes Bauteil bereits im Werk soweit vorproduziert werden kann, um nach dem Transport auf die Baustelle sofort eingesetzt werden zu können. Die zuletzt genannte Herstellungsmethode hat neben dem Vorteil unter optimalen Bedingungen (waagrechter Untergrund, wetterunabhängig, usw) produzieren zu können, auch den Vorteil einer durchgehend betonierten Bodenplatte und somit die Möglichkeit zusätzlich zu den Spanngliedern eine durchgehende schlaffe Bewehrung zu verlegen.

5.1 Trägerzusammensetzung

5.1.1 Querschnitts- und Trägerabmessungen

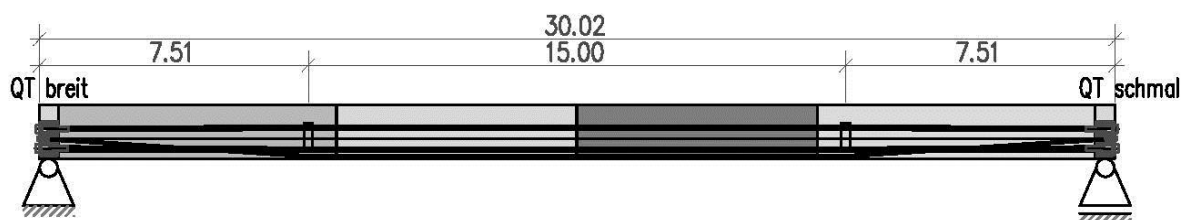


Abbildung II-25: Ansicht Träger aus Doppelwänden

Beide hergestellten Träger wiesen dieselbe Zusammensetzung und dieselben Querschnittsabmessungen auf. Sie unterschieden sich lediglich durch den vorher beschriebenen Zusammenbau im Werk bzw auf der Baustelle. Im Längsschnitt betrachtet bestanden die 1,5 m hohen Träger aus 4 Doppelwandelementen und zwei Endverankerungsblöcken. Die Gründe für die Zusammensetzung der Träger aus 4 Doppelwandelementen waren zum einen die produktionsbedingten Abmessungsgrenzen der Doppelwandherstellung und zum anderen die Überlegung, dass man die

Zusammensetzung mehrerer Trägerstücke zu einem längeren Träger in der Praxis untersuchen wollte. Die produktionsbedingten Abmessungsgrenzen gemäß [13] sind:

- Länge: 0,35m - 14,00 m
- Breite: 0,35m - 3,99 m
- Dicke: 18cm – 42 cm

Je nach Hersteller variieren die möglichen Abmessungen, sind jedoch in diesem Größenbereich anzusiedeln. Es sind auch Wanddicken über 50 cm möglich, jedoch müssen in diesem Fall die eingesetzten Gitterträger, welche als Abstandhalter dienen, speziell angefertigt werden. Die Diagonalen, die zur Stabilisierung dienen, müssten stärker dimensioniert werden. Des Weiteren können diese Elemente nicht in der Umlauffertigung produziert werden, da die Trockenregale nur bis 50 cm Wandstärke ausgelegt sind. Der Einsatz von dickeren Elementen als 50 cm wäre im Großen und Ganzen sehr unwirtschaftlich. Aufgrund der Randbedingungen in der Doppelwandfertigung ist die Trägerdicke mit maximal 50 cm vorgegeben. Die Stärke der Halbschalen wurde mit 7 cm gewählt.

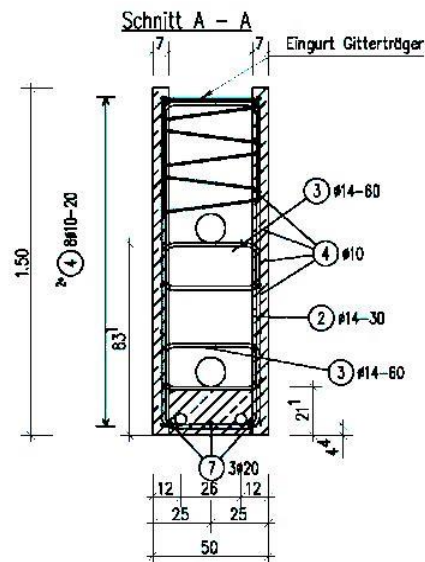


Abbildung II-26: Querschnitt des Versuchsträgers aus Doppelwandelementen

An einer Trägerendseite befand sich ein breiter Endverankerungsblock mit den Abmessungen 2,00 x 0,55 x 1,50 m, um den Träger während der Versuchsdurchführung gegen Kippen zu sichern. Auf der anderen Trägerendseite war die Anordnung eines schmalen Endblocks mit den Abmessungen 0,54 x 0,55 x 1,50 m zur Einleitung der Vorspannung ausreichend.

Als Beton wurde auch für diesen Versuch der standardmäßig im Werk verwendete C30/37 B2 GK16 F52 und SCC 40/50 B2 GK16 F73 verwendet.

5.1.2 Die Elementstöße

Der Versuchsträger bestand aus vier Doppelwandelementen und zwei Endquerträgern. Die Elemente wurden durch die Elementstöße miteinander verbunden. Bei den Elementstößen waren folgende Punkte von Bedeutung:

5.1.2.1 Hüllrohrstöße

Die Hüllrohre wurden an den Elementstößen gestoßen. Dies geschah durch einen im Doppelwandelement eingebauten Muffenstoß (siehe Abbildung II-27). Es wurde ein größeres PVC Rohr über das Hüllrohr geschoben, welches ca. 30 cm vor dem Elementrand endete. Das PVC Rohr wurde durch Abkleben mit dem Hüllrohr verbunden, um das Eindringen von Beton zu verhindern. Beim Zusammensetzen der Elemente konnte somit ein kurzes Hüllrohrstück von ca. 60 cm Länge in die PVC Rohre geschoben werden. Dadurch war ein beinahe lückenloser Zusammenschluss der Hüllrohre möglich, um das Einziehen der Litzen zu erleichtern.

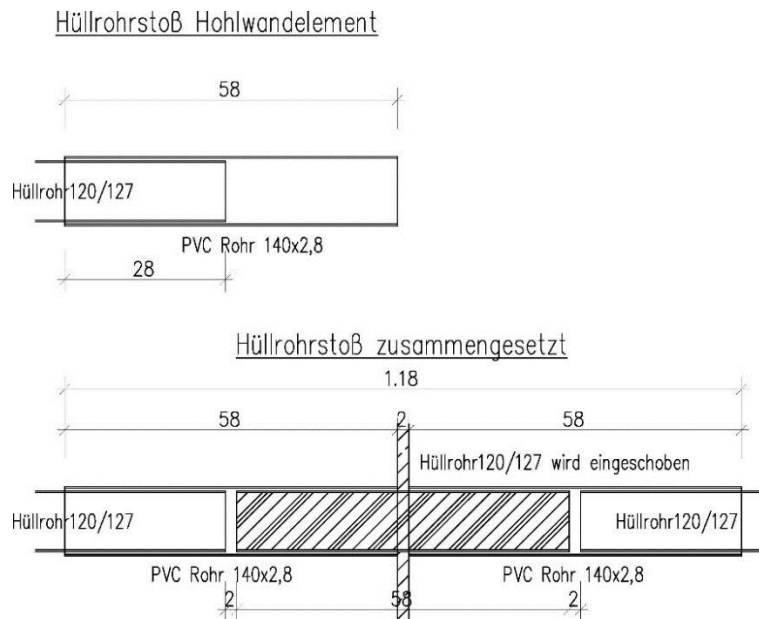


Abbildung II-27: Schemaskizze Hüllrohrstoß

5.1.2.2 Vergussfuge

Die Doppelwandelemente wurden durch Vergussfugen miteinander verbunden. Die Vergussfuge wurde als halbverdeckte verzahnte Fuge ausgeführt. Die Geometrie der Schubnasen dieser Fuge richtete sich nach den in EN 1991-1-1 Bild 6.9 angeführten Maßen (siehe Abbildung II-28).

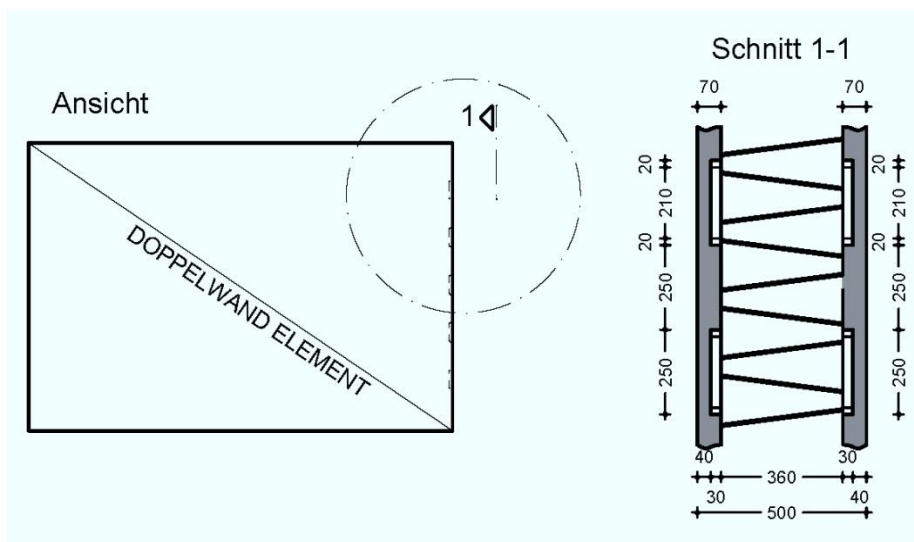


Abbildung II-28: Schemaskizze Schubnase bei Vergussfuge

Die Dicke der Fuge lag plangemäß bei 2 cm und wurde mit SikaGrout-314 verfüllt. Die Abschaltung der Vergussfuge erfolgte über zwei lokal angebrachte Schalbretter, welche durch Drähte in der Fuge zusammengespannt wurden. Als Fugenmaterial wurde der hochpräzise, zementgebundene, fließfähige Präzisionsvergussmörtel SikaGrout-314 verwendet, da dieser folgende Vorteile aufweist: einfache Verarbeitung, sehr gute Fließeigenschaften, rasche Festigkeitsentwicklung und hohe Endfestigkeit, ausgezeichnete Haftung am Untergrund, expandiert vor dem Abbinden zur optimalen Raumauffüllung, schwindkompensiert, wirkt nicht korrosiv [14].

5.1.2.3 Bewehrungsstoß

Das Stoßen der Bewehrung ist für eine zusätzliche Bewehrung, welche für den Endzustand vorgesehen ist, notwendig. Ein Bewehrungsstoß in der Fuge war bei diesem Versuch nicht vorgesehen, kann aber durch eine zusätzliche Bewehrung, welche übergreifend eingeschoben wird, hergestellt werden. Hier ist besonders auf die Übergreifungslängen zu achten. Da es sich um einen Vollstoß handelt, müssen die zulässigen Übergreifungslängen gemäß [15] erhöht werden.

5.1.3 Abschaltungen für Querschotte

Im Randelement wurden zwei Abschaltungen in der Doppelwand benötigt. Das 25 cm breite Querschott, welches zur Aufnahme der Umlenkkräfte der Eigengewichtsvorspannung und zur Führung der zentrischen Spannglieder diente, musste abgeschalt werden. Ebenso war eine Endabschaltung für den Lasteinleitungsbereich im Bereich der Querträger vorgesehen. Eine Anforderung an die Abschaltungen war eine ausreichende Fugenrauheit um einen guten Verbund mit dem bauseits eingebrachten Ortbeton zu erreichen. Des Weiteren musste die Abschaltung als verlorene Schalung in den Bewehrungskorb integriert werden können. Diese Anforderungen konnten durch Streckmetallabschaltungen erfüllt werden. Der Vorteil dabei liegt in der Leichtigkeit der Montage, beliebigen Verformbarkeit für Fugengestaltung (verzahnte Fuge, raue Fuge) und den relativ günstigen Kosten. Zum Einsatz kam ein Rippenstreckmetall RSM 5/vz mit folgenden Eigenschaften: Rippenhöhe: 10 mm; Materialstärke: 0,5 mm und Stützabstand: < 50 cm. Die Streckmetallabschaltungen wurden in den Bewehrungskorb integriert und mit den benachbarten Bügeln miteingebunden. Aufgrund der Abmessungen von 60 cm x 42 cm wurden die einzelnen Schalungsplatten je nach Erfordernis überlappend verlegt (siehe Abbildung II-29)

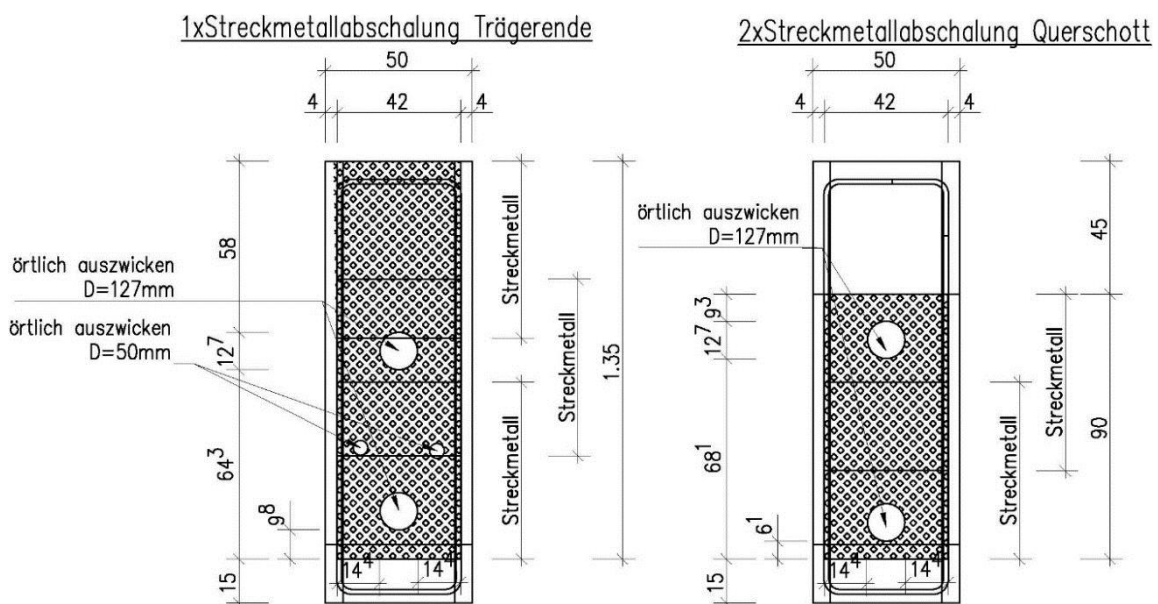


Abbildung II-29: Schnitt im Bereich der Streckmetallabschalung

5.1.4 Spanngliedführung

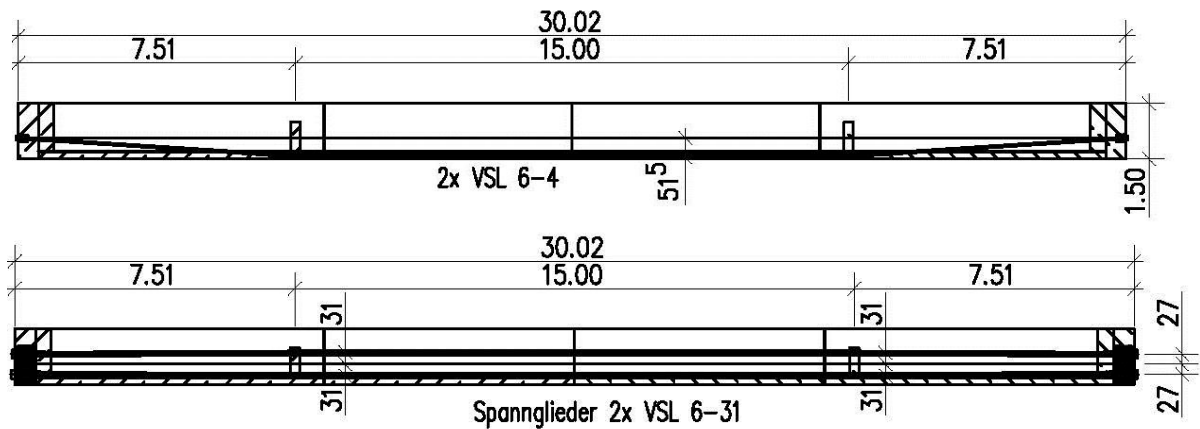


Abbildung II-30: oben Eigengewichtsvorspannung – unten Versuchsvorspannung

Da der anschließende Großversuch das Verhalten des Trägers unter Einwirkung einer hohen Vorspannkraft untersuchen sollte, war der Einfachheit halber eine zentrische Vorspannung als Versuchslast geplant. Die Versuchslast wurde auf die Zylinderdruckfestigkeit ausgelegt. Um einen zentrischen Spannungszustand zu erreichen, der in weiterer Folge leichter ausgewertet werden kann, musste das Eigengewicht kompensiert werden.

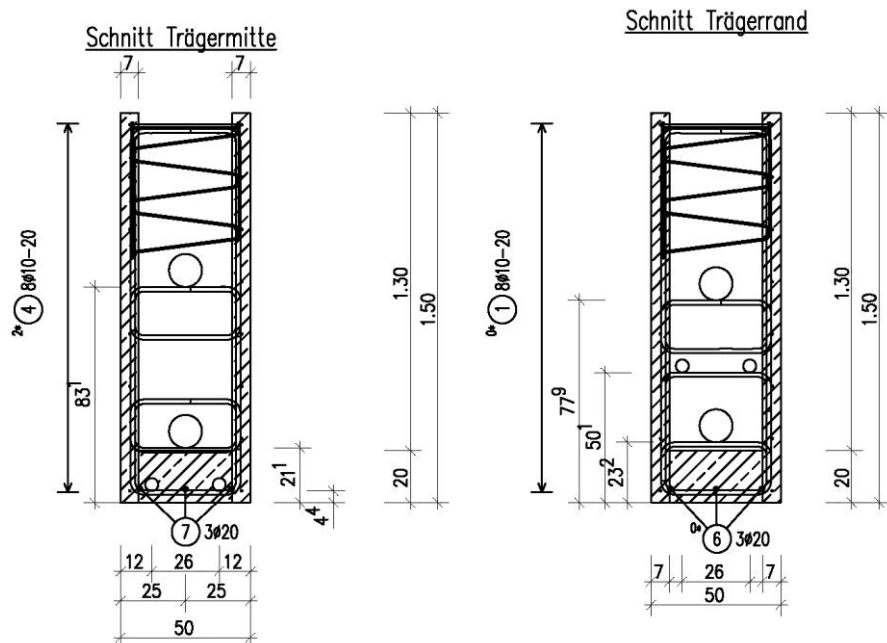


Abbildung II-31: Querschnitte - Trägermitte - Trägerrand

Dazu war eine weitere Vorspannung nötig. Die Eigengewichtsvorspannung wurde mit zwei trapezförmig geführten Spanngliedern aus 2x4 Litzen ($f_{pk}=1860 \text{ N/mm}^2$) des Typs VSL 6-4 erzielt. Die Spannglieder verliefen von beiden Trägerenden von der Schwerachse des Trägers schräg nach unten. Bei 7,51 m befand sich ein Querschott, wo die Hüllrohre umgelenkt wurden. Die Exzentrizität bei der Umlenkung betrug 51,5 cm. Abbildung II-31 zeigt die Lage der Spannglieder am Trägerende und in Trägermitte. Es ist zu erkennen, dass die Spannglieder seitlich an den zentrischen Hüllrohren vorbeigeführt wurden. Im

Mittelbereich lagen die Hüllrohre im Untergurt des Betonquerschnittes, deshalb war besonderes Augenmerk auf die Fixierung der Hüllrohre im Bewehrungskorb zu legen, um ein Aufschwimmen beim Betonieren zu verhindern.

Die Versuchsvorspannung bestand aus 2 Spanngliedern VSL 6-31 mit je 31 kompaktierten Litzen ($A_p=165 \text{ mm}^2$) aus einem Spannstahl mit der Festigkeit $f_{pk}=1860 \text{ N/mm}^2$. Diese Spannglieder wurden im Bereich zwischen Verankerung und Umlenkstellen leicht nach oben bzw. nach unten verzogen, um ein Stabilitätsversagen des Gesamtträgers um die schwache Achse ausschließen zu können. Die Verziehung betrug jeweils 4 cm. Die Rückstellkräfte bei einem eventuellen Ausweichen des Trägers sollten somit aktiviert werden. Bei einem Einsatz der Fertigteile zur Herstellung einer Brücke würden Spannglieder immer in irgendeiner Weise umgelenkt werden müssen und somit kann ein Stabilitätsversagen des Gesamtsystems ausgeschlossen werden. Würde man nun beim geplanten Großversuch die Spannglieder im Fertigteil frei über die ganze Strecke spannen, würde dieser Effekt nicht auftreten. Die Umlenkkräfte und Momente, welche durch die 4cm Exzentrizität entstanden, hoben sich gegenseitig auf. Die resultierende Kraft aus der Vorspannung war somit nur eine Normalkraft, welche der Vorspannkraft entspricht.

5.1.5 Spannsystem

Bei den eingesetzten Spanngliedern VSL 6-31 und VSL 6-4 handelte es sich um ein Spannsystem, das herkömmlicherweise mit nachträglichem Verbund hergestellt wird. Auch bei dieser Baumethode wird der Verbund des Spanngliedes mit dem Beton des Brückenquerschnitts nachträglich erzeugt, jedoch mit dem Unterschied, dass ein Großteil der Vorspannung bereits vor dem Betonieren der anteilmäßig größten Betonmassen eingeleitet wird. In den Bauphasen handelt es sich daher um eine externe Vorspannung des Fertigteilträgers. Diese Besonderheit erfordert einen erhöhten Anspruch an den Korrosionsschutz, besonders bei Spanngliedern die auf Grund der Bauphasen längere Zeit ungeschützt im Hüllrohr verweilen müssen. Beim Versuch wurden die Litzen sorgfältig eingefettet. Da es sich um kein lang zu erhaltendes Bauwerk handelte, war mit dieser Maßnahme den Ansprüchen genüge getan. Für Brückenbauwerke muss diese Problematik, speziell für die Transport- und Eigengewichtsspannglieder, beachtet werden. Der Einbau von Monolithensystemen mit PE-Mantel wäre eine denkbare Option, weil diese Spannglieder auch bei länger andauernden Bauphasen ausreichend geschützt werden können. Der Einbau der Hauptspannglieder sollte auf den Bauzeitplan so abgestimmt werden, dass ein unnötiges Verweilen der Spannglieder im nicht verpressten Hüllrohr vermieden wird.

Eine weitere Besonderheit dieser Baumethode im Hinblick auf die Vorspannung ist die Verankerung der Spannglieder in einem Endverankerungsblock. Sämtliche Ankerplatten, Trompeten, Wendeln und zusätzliche Spaltzugbewehrung werden bereits im Fertigteilwerk eingebaut, was einen erhöhten Anspruch an die Genauigkeit des Einbaus verlangt, um die Passgenauigkeit der einzelnen Spannsystemkomponenten zueinander zu gewährleisten. Diese Thematik birgt aber auch einen großen Vorteil dieser Baumethode, denn im Fertigteilwerk können unter bestmöglichen Bedingungen diese Genauigkeitsansprüche umgesetzt werden.

5.1.5.1 Ankerplatten

Auf Grund der Tatsache, dass für den Endverankerungsblock gezielt höherwertige Betonsorten im Hinblick auf die Betondruckfestigkeiten verwendet werden können bzw. die Endverankerungsblöcke vorproduziert werden können und damit zum Zeitpunkt des Vorspannens ein ausreichend ausgehärteter Beton vorhanden ist, können die Ankerplatten und die Spaltzugbewehrung kleiner dimensioniert werden. Die Ankerplatten wurden gemäß [16] gewählt. Die Betondruckfestigkeit wurde mit 55 N/mm^2 angenommen. Für die

Spannglieder 6-31 ergab sich somit eine Ankerplatte mit den Abmessungen $t/b/h=60/340/340$ mm und für die Spannglieder 6-4 eine Platte mit $20/130/130$ mm.

5.1.5.2 Hüllrohre

Für die Spannglieder 6-31 wurden Blechhüllrohre mit einem Durchmesser $\varnothing_i/\varnothing_a=120/127$ mm und für die Spannglieder 6-4 mit einem Durchmesser $\varnothing_i/\varnothing_a=45/50$ mm verwendet.

5.1.5.3 Spannpressen

Als Spannpressen kamen zwei Pressen des Typs ZPE-1000 zum Einsatz.
Technische Daten der Presse:

- Kolbenhub: 200 mm
- Kolbenfläche: 1809,5 cm²
- Kapazität: 10000 kN / 553 bar
- Gewicht: 2290 kg

5.1.6 Endquerträger

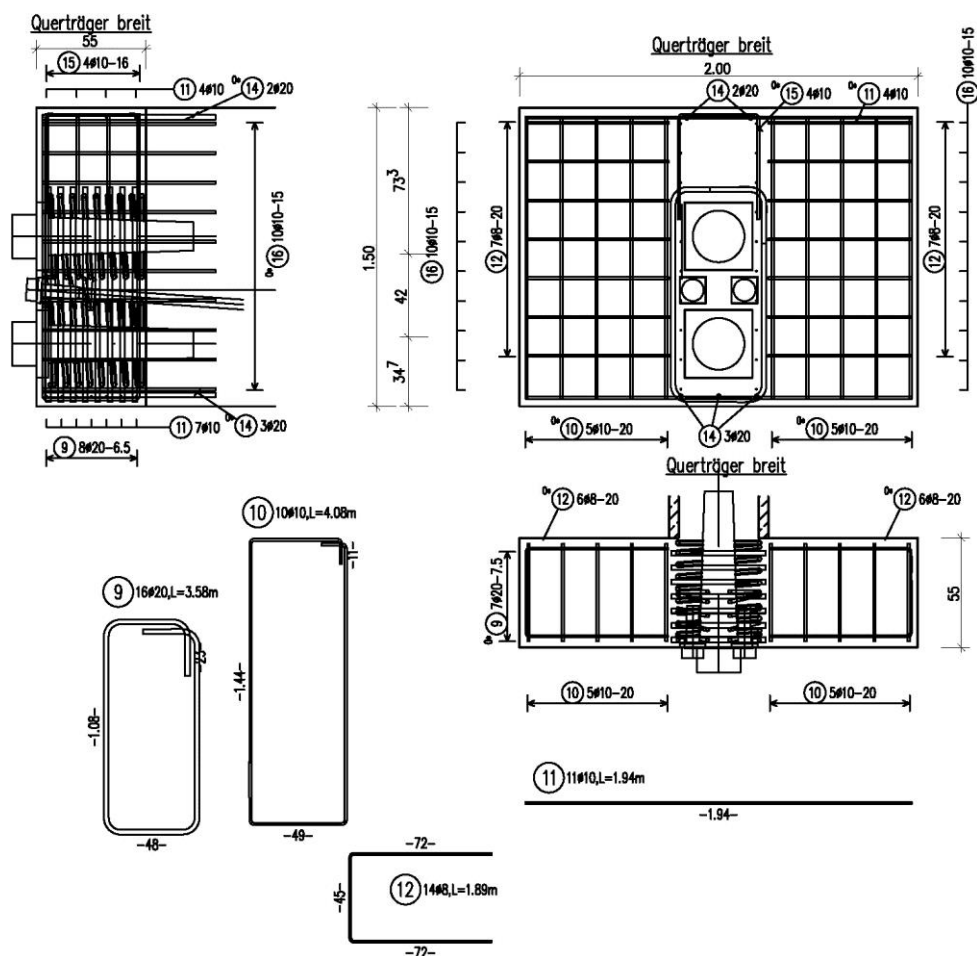


Abbildung II-32: breiter Endverankerungsblock

Aufgrund der schmalen Abmessungen des Doppelwandelementes konnten die Vorspannkraft nicht direkt in den Träger eingeleitet werden. Die Verankerung der

Spannglieder war somit in der Doppelwand nicht möglich. Aus diesem Grund wurden Endquerträger auf die Doppelwand betoniert. In Abbildung II-32 und Abbildung II-33 sind die zwei Arten von Querträgern dargestellt, welche zum Einsatz kamen. Auf der einen Seite wurde ein breiter Querträger eingesetzt und auf der anderen Seite ein schmaler Enddeckel betoniert. Der Grund für die unterschiedlichen Ausführungen lag in der Lagerung des Trägers. Beim breiten Querträger war der Versuchskörper "fest" gelagert, um ein Kippen zu verhindern. Der schmale Enddeckel diente zur verschiebbaren Lagerung ohne Kipphalterung.

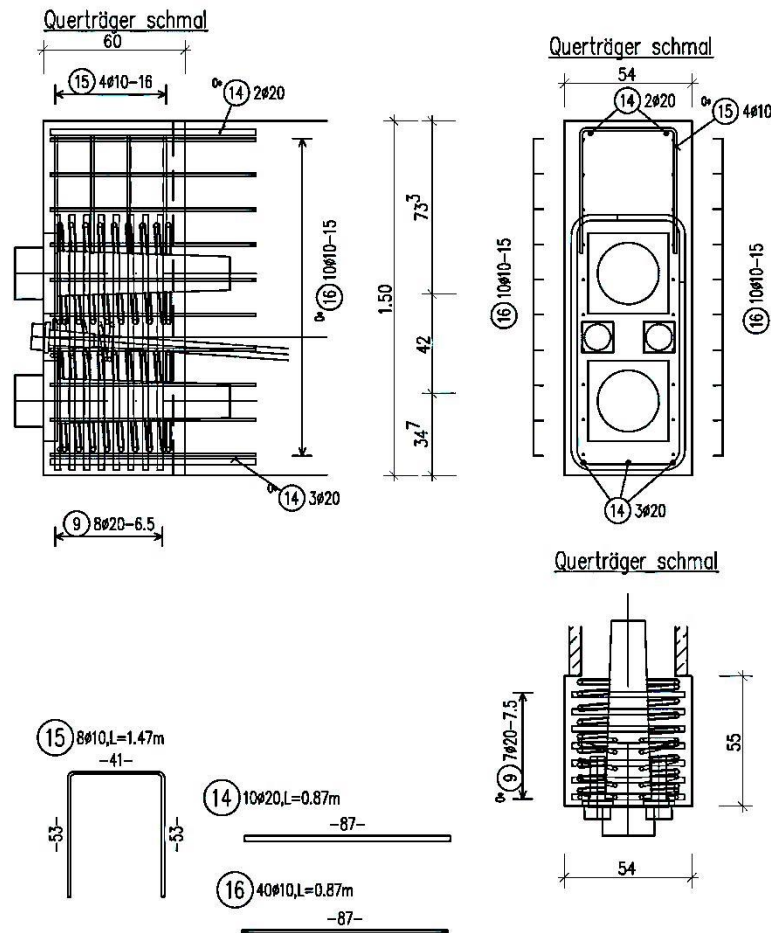


Abbildung II-33: schmaler Endverankerungsblock

5.2 Produktionsablauf

Der Produktionsablauf der beiden Versuchsträger kann in folgende Arbeitsschritte gegliedert werden, wobei sich die einzelnen Arbeitsschritte auf Grund des werkseitigen bzw. baustellenseitigen Zusammensetzens der Träger leicht unterscheiden.

1. Versuchsträger - aus 4 Träger-Einzelstücken ohne durchgehender Bodenplatte

- Herstellen des Bewehrungskorbes
- Herstellen der Doppelwandelemente
- Herstellen der Endverankerungsblöcke
- Betonieren der Bodenplatte
- Verladung und Transport
- Zusammensetzen der Trägerstücke
- Herstellen der Vergussfugen und Einbau der Spannglieder

2. Versuchsträger - aus 4 Träger-Einzelstücken mit durchgehender Bodenplatte

- Herstellen des Bewehrungskorbes
- Herstellen der Doppelwandelemente
- Herstellen der Endverankerungsblöcke
- Zusammensetzen der Trägerstücke
- Herstellen der Vergussfugen
- Betonieren der Bodenplatte
- Einbau der Spannglieder
- Verladung und Transport

5.2.1 Herstellen des Bewehrungskorbs

Die Herstellung der Versuchselemente wich von der normalen Doppelwandherstellung etwas ab. Die Bewehrung handelsüblicher Doppelwände erfolgt in den meisten Fällen durch eine vollautomatische Verlegung der Längs- und Querbewehrung und den darüber liegenden Gitterträgern. Beim Versuchsträger war diese einfache Bewehrung aufgrund der komplexen Anforderungen an die Doppelwand nicht möglich. Somit musste vorab ein Bewehrungskorb hergestellt werden. Aufgrund der vielen Einbauten wie Endabschalungen, Zwischenabschalungen, Hüllrohre, etc. war besonders auf die Genauigkeit des Bewehrungskorbes zu achten. Folgende Montageschritte wurden bei der Herstellung durchgeführt:

- Auslegen der unteren Längsbewehrung
- Aufteilen und Verschweißen der Hauptbügel an der Längsbewehrung
- Aufteilen und Verschweißen der kleinen Bügel und Klammern zur Hüllrohrbefestigung an die Hauptbügel
- Aufteilen und Verschweißen der Verteilerbewehrung (Längsbewehrung) auf die Bügel
- Bewehrungskorb 180° drehen
- Aufteilen und Verschweißen der gegenüberliegenden Verteilerbewehrung
- End- und Zwischenabschalungen aus Streckmetall einbinden
- Öffnungen für Hüllrohre in den Abschalungen ausschneiden
- Gitterträger einschieben und verschweißen
- obere Längsbewehrung anschweißen
- oberen Diagonalverband an Längsbewehrung schweißen

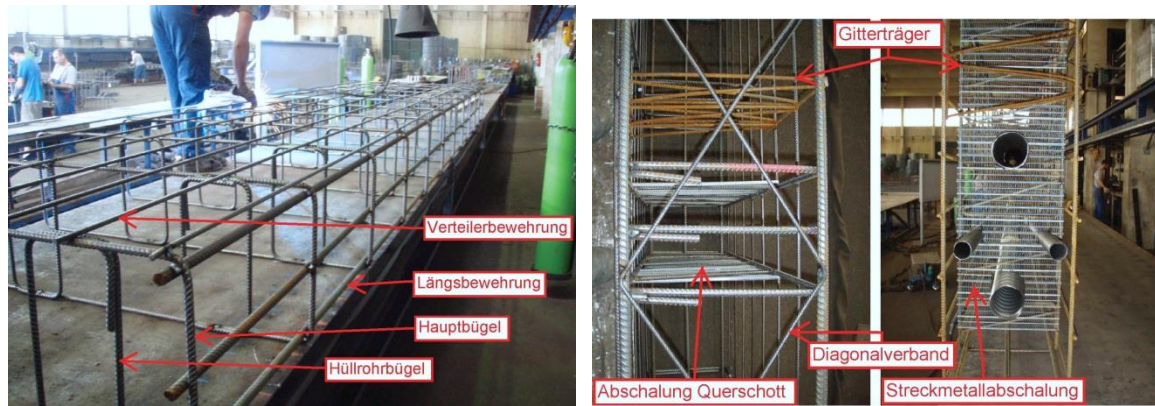


Abbildung II-34: Liegende Herstellung des Bewehrungskorbes – Einbau der Steckmetalabschalung für End- und Zwischenabschalungen

Nach der Herstellung des Bewehrungskorbes wurden die Hüllrohre positioniert. Hierbei war die Fixierung der Rohre von besonderer Bedeutung. Da in der Doppelwandfertigung der Bewehrungskorb liegend eingebaut wurde, mussten die Hüllrohre gegen seitliches Verrutschen gesichert werden. Dies geschah durch punktuelles Einspannen zwischen zusätzlich angeschweißten kurzen Bewehrungsstäben. Vor allem die kleinen Hüllrohre, welche im Bereich der Bodenplatte geführt werden, mussten besonders gegen Aufschwimmen gesichert werden. Vor dem Verlegen wurden die einzelnen Hüllrohre, welche eine Länge von ca. 3 m hatten, zu einem durchgehenden Hüllrohr mittels Muffen gestoßen. Diese Muffe bestand aus einem größeren Hüllrohr, welches über die kleineren geschraubt wurde. Die Muffen wurden anschließend mit Klebeband abgeklebt, um das Eindringen von Beton zu verhindern. Um die einzelnen Hüllrohre der Doppelwandelemente miteinander verbinden zu können, wurden an deren Enden PVC-Rohrmuffen-Stöße angeordnet. Die 60 cm langen PVC-Rohre wurden über die Hüllrohre geschoben, um eine Überlappung von ca. 30 cm herzustellen.

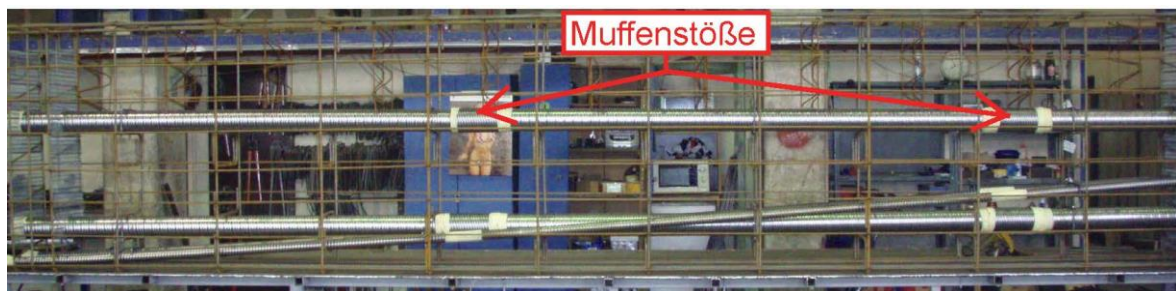


Abbildung II-35: Ansicht Bewehrungskorb - Muffenstöße

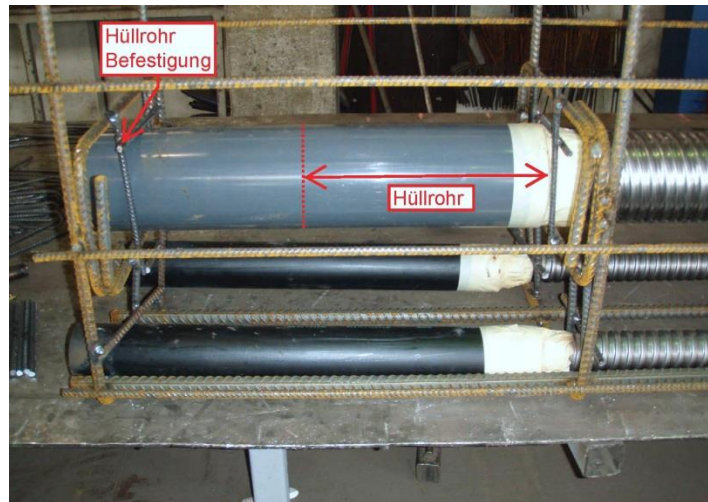


Abbildung II-36: Hüllrohrstoß an den Elementenden

5.2.2 Herstellung der Doppelwandelemente [13]

Nach der Fertigstellung der Bewehrungskörbe begann die eigentliche Doppelwandproduktion in der Plattenumlaufanlage des Fertigteilwerks Herzogenburg. Die Körbe wurden in die bereits montierten Schalungspaletten gelegt und fürs Betonieren vorbereitet. Nach dem Einrichten der Bewehrungskörbe erfolgte der Einbau der Transportanker, um die nach der Herstellung fertige Doppelwand sicher transportieren zu können. Weiters wurden die Aussparungen für die Schubnasen im Fugenbereich an den Endabschalungen festgeklebt. Der Reihe nach werden folgende Produktionsschritte durchlaufen:



Abbildung II-37: Schalungselement für Schubnasen

5.2.2.1 Vorbereiten der Schalfläche

Die Basis für eine einwandfreie Oberflächenqualität liegt in der Vorbereitung der Schalfläche. Dazu zählt die Oberflächenreinigung der Leerpaletten. Die Grobverschmutzung wird durch Schaberleisten entfernt. Der Feinstaub, welcher nach der Grobreinigung an der Palette haftet, wird durch die Bürsteneinheit gelöst und in den Staubsammelbehälter oder durch eine Staubabsaugung entfernt. Dadurch ist die Oberfläche für den nächsten Schalvorgang vorbereitet.

5.2.2.2 Einschalen

Das Einschalen erfolgt in einer eigenen Schalstation. Zur Formgebung der Betonelemente werden Stahlschalungen mit integriertem Magnetverspannsystem eingesetzt. Die Schalelemente werden durch einen Schalungsroboter mit einer Genauigkeit von ± 1 mm gesetzt und durch die Magneten verspannt. Zusätzliche Schalungen wie z.B. Fensteröffnungen oder Türöffnungen werden mit eigens vorbereiteten Schalelementen abgeschalt. Zusatzaufgaben, wie das Vermessen der Paletten, Ölen der Schalfläche, Aktivierung der Magnete und Setzen von Sondermagneten zum Fixieren von Einbauteilen, werden vom Schalroboter durchgeführt.

5.2.2.3 Bewehren

Die erforderliche Bewehrung wird entsprechend der CAD-Vorgaben vorbereitet und der Arbeitsstation zugeführt. Die Auslegung der Stahlverarbeitungsmaschinen erfolgt entsprechend der Leistung und Anforderung an die Produkte. Die Schnittstellen sind exakt festgelegt [12]

5.2.2.4 Betonieren

Der Arbeitsbereich des Betonverteilers erstreckt sich auf zwei nebeneinander liegende Palettenpositionen. Dadurch kann beim Wechsel der Paletten auf der zweiten Station weitergearbeitet, somit Wartezeiten vermieden und die Leistung erhöht werden. Der Zwangsaustrag des Betons erfolgt über Schnecken, welche für Normal- und Leichtbeton bei fast beliebiger Konsistenz geeignet sind. Die Steuerung des Verteilers erfolgt je nach System über eine Funksteuerung von Hand oder über eine Dosierautomatik.



Abbildung II-38: Betonieren der 1. Halbschale der Doppelwandelemente

5.2.2.5 Verdichten

Beim Verdichten wird die Palette auf die Vibrationsrollen oder Verdichtungsböcke abgesenkt. Die Verdichtung geschieht mittels Vario-Schwing-Verdichtungs-System, Hochfrequenzverdichtung oder Tauch- und Auflastrüttler.

5.2.2.6 Aushärten

Zum Aushärten werden die Paletten in eine Stapel- bzw. Regalanlage befördert. Die Hub- und Transportvorrichtung sorgt hierbei für einen rationellen Fertigungsfluss. Die Härtekammer besteht aus Regaltürmen mit übereinanderliegenden Palettenfächern, welche durch Segmenttore zu verschließen sind. In Abbildung II-39 ist zu erkennen, wie ein Doppelwandelement durch die Transportvorrichtung aus der Härtekammer gezogen wird. Die durchschnittliche Temperatur im Inneren der Kammer liegt bei 40°C bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 45-55 %. Nach einer Verweildauer von ca. 8 Stunden werden die Elemente zur weiteren Verarbeitung aus der Härtekammer transportiert.

5.2.2.7 Wenden

Um die zweite Seite der Doppelwand herzustellen, ist es erforderlich, die Palette zu wenden. Dies geschieht mit dem Palettenwendegerät.

Dieses Gerät arbeitet über 3 Umlaufstationen

- Station 1: Bereitstellen und Verspannen der ersten Schale
- Station 2: Einwenden
- Station 3: Abgabe der Leerpalette

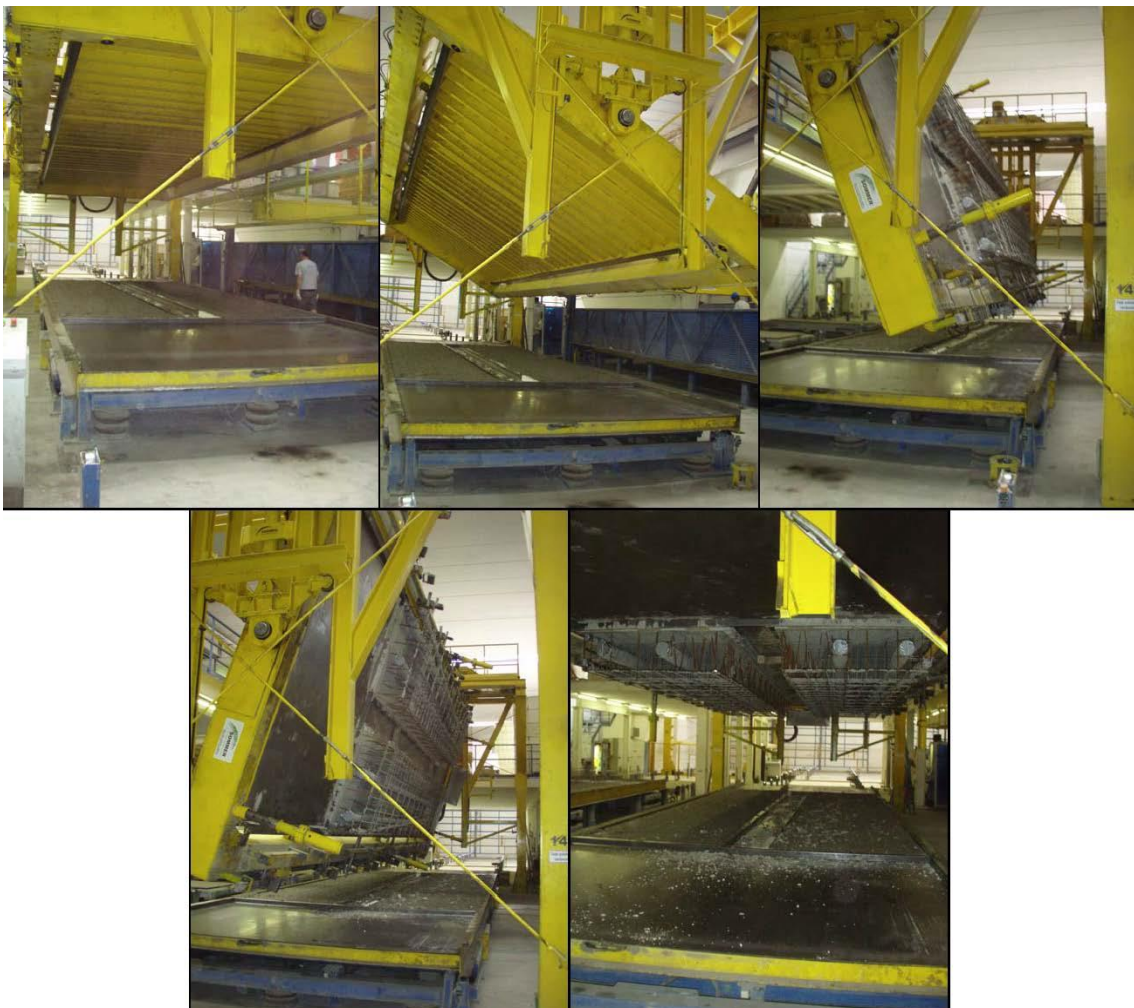


Abbildung II-39: Wendestation

Das Bereitstellen der fertigen Schale und die Abgabe der Leerpalette erfolgt unabhängig vom Umlaufprozess an einer separaten Palettenstation. Die bereits betonierte Schale wird über pneumatisch gesteuerte Arme an der Palette verspannt. Danach wird die gesamte Palette mit der Hub- und Wendetraverse um 180° gedreht. Während des Wendevorganges wird die bereits vorbetonierte zweite Schale der Doppelwand auf einer eigenen Palette bereitgestellt. Die Hubtraverse wird abgesenkt und somit die Doppelwand ins fertige Frischbetonbett eingetaucht. Die Verspannarmlen werden gelöst und die Leerpalette wird samt den Abschaltungen hochgehoben und abgegeben. Die abgesenkte Doppelwand wird gerüttelt und anschließend in die Härtekammer befördert. Nach dem Aushärten der Elemente wurden diese mittels LKW von Herzogenburg nach Gars am Kamp transportiert, um die Doppelwand weiter zu bearbeiten.

5.2.3 Herstellung Endquerträger

Die Endquerträger wurden als eigene Fertigteile gefertigt und im Anschluss durch eine Fuge mit dem Doppelwandträger verbunden. Die Herstellung erfolgte zur Gänze im Fertigteilwerk in Gars am Kamp.

5.2.3.1 Bewehrungskorb

Für die Endquerträger wurden zwei Bewehrungskörbe hergestellt. Als Bewehrungselemente im Verankerungsbereich kamen Spiralbügel und orthogonale Bügel zum Einsatz. Außerhalb dieses Bereiches wurden seitliche Bügel, untere und obere Längsbewehrung, seitliche Klammern und obere Klammern verlegt (siehe Abbildung II-40). Die Montageschritte wurden folgendermaßen durchgeführt:

- Aufteilen der orthogonalen Bügel
- Aufteilen und Verschweißen der unteren Anschlussbewehrung an die Bügel
- Anschweißen der oberen Klammern an die Bügel
- Aufteilen und Verschweißen der oberen Anschlussbewehrung an die Klammern



Abbildung II-40: Bewehrungskorb Querträger

5.2.3.2 Schalung

Die Schalung erfolgte durch Sperrholzplatten auf einer Fertigteilpalette. In der fertigen Schalung wurden die benötigten Ankerplatten inklusive Anschlussrohre am Schalboden befestigt. Die Verspannung erfolgte durch angeschweißte Gewindestangen. Es war besonders darauf zu achten, dass die Ankerplatten der Eigengewichtvorspannung in der richtigen Neigung montiert wurden, um ein exaktes Anschließen der Hüllrohre sicherzustellen (siehe Abbildung II-40). Der Bewehrungskorb wurde in die fertige Schalung gehoben, die Spiralbügel eingesetzt und die Transportanker montiert. Nach dem Einrichten des Korbes wurde die Position der Anschlussrohre feinjustiert und endgültig verspannt.

5.2.3.3 Betonieren

Das Betonieren erfolgte in der Betonierstation. Für den Endquerträger kam ebenso wie für die Bodenplatte ein Beton SCC 40/50 B2 GK16 F73 zum Einsatz. Nach dem Betonieren wurde die noch fehlende Anschlussbewehrung in den frischen Beton gesteckt. Dabei musste auf die Lage der Innenkante des Doppelwandelementes geachtet werden, um ein Kollidieren der Bewehrung mit dem Element zu verhindern.

5.2.4 Zusammensetzen des Fertigteilträgers auf der Baustelle

5.2.4.1 Zusammenfügen der Elemente

Die Elemente wurden einzeln zum Bauplatz transportiert und vor Ort zum Brückenträger zusammengebaut. Die Bodenplatte der einzelnen Trägerstücke wurde vorab im Werk betoniert.

5.2.4.2 Hilfsauflager

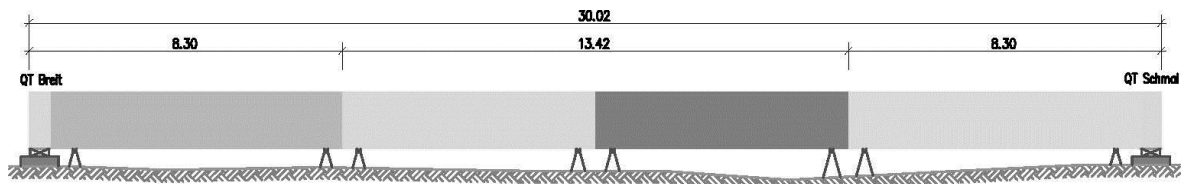


Abbildung II-41: Übersicht Unterstellungen

Die Hilfsauflager dienen dazu, die einzelnen Elemente horizontal einzurichten und Baugrundunebenheiten auszugleichen. Es wurden pro Element zwei Auflager vorgesehen, welche sich jeweils einen halben Meter vom Elementstoß entfernt befanden. Die einzelnen Unterstellungen wurden mittels Nivelliergerät und Spannschnur eingerichtet (siehe Abbildung II-42). Als Hilfsunterstellungen wurden Holzstaffeln verwendet. Der Nachteil dabei war, dass durch das Eigengewicht und die geringe Aufstandsfläche ein sehr hoher Druck auf das Holz einwirkte, wodurch es lokale zu hohen Pressungen und den Deformationen kam. Diese müssen beim Einheben der Elemente durch zusätzliche Unterlagsplatten ausgeglichen werden.

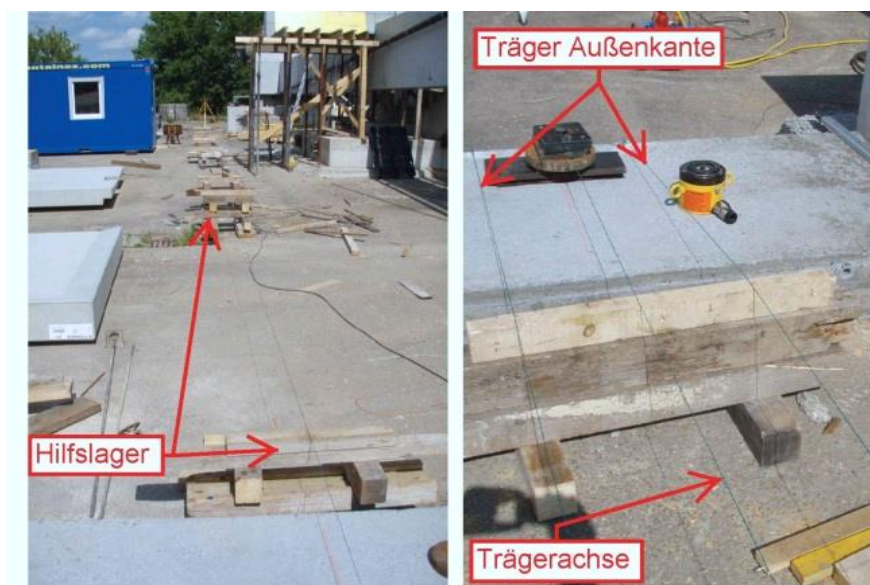


Abbildung II-42: Einrichten der Unterstellungen

5.2.4.3 Einheben



Abbildung II-43: Zusammensetzen der Elemente – links: Einschieben der Elemente – rechts: Einrichten des ersten Elements

Beim Einheben der Elemente war auf besondere Genauigkeit zu achten, da beim Zusammenführen die letzte Möglichkeit besteht, die Einzelteile in ihrer Lage zu verändern. Vor allem das Einrichten der Elemente in einer Flucht ist maßgebend, um die Exzentrizitäten so gering wie möglich zu halten. Das erste Element konnte normal abgestellt werden. Das zweite konnte aufgrund der Hüllrohrstöße nicht von oben heruntergelassen werden, sondern musste seitlich an das bereits "fixe" Element angeschoben werden. Dabei wurden die einzelnen Hüllrohrkupplungsstücke in die vorgesehenen PVC-Muffen geschoben. Beim Zusammenschieben der Elemente musste darauf geachtet werden, dass die Hüllrohre keinen Schaden nehmen. Das zweite Element wurde bis auf den Fugenabstand von 2 cm an das erste geschoben und danach abgesenkt. Die weiteren Elemente wurden in gleicher Art nacheinander zusammengeführt

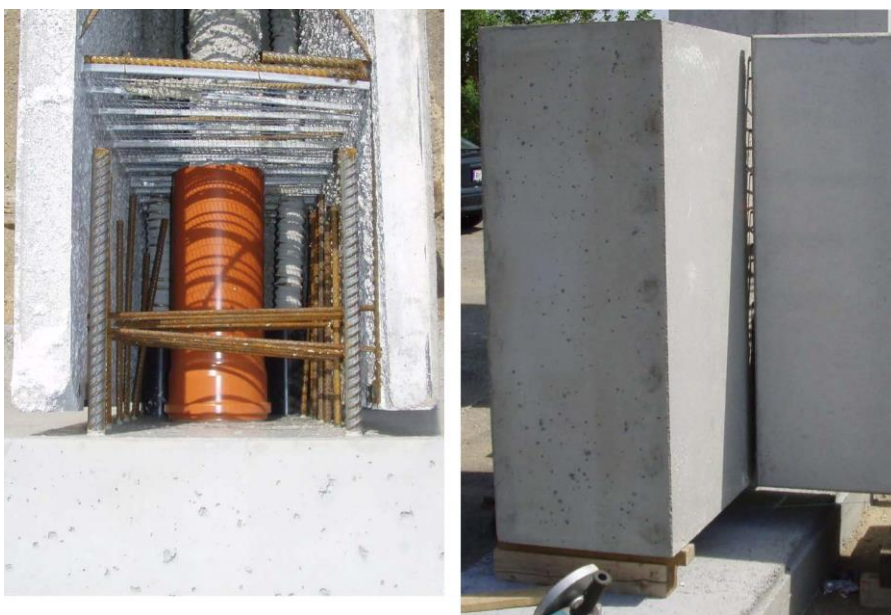


Abbildung II-44: Fuge zwischen Endverankerungsblock und Randelement

Nach dem Aufstellen und Einrichten aller Elemente wurden die Endquerträger eingehoben. Die Querträger wurden mit 3 cm Abstand zum Randträger abgestellt. Wichtig dabei war, dass die Hüllrohre und die jeweiligen Anschlussrohre ineinandergefügt wurden und ohne Versatz durchlaufen.

5.2.4.4 Vergussfuge

Es wird zwischen zwei verschiedenen Fugen unterschieden. Die Fuge zwischen den Elementstößen wurde mit SikaGrout 314 verfüllt, während die Anschlussfugen der Endquerträger mit Beton vergossen wurden. Die Elementfugen wurden in zwei Arbeitsschritten hergestellt. Im ersten Schritt wurde der Bereich der Bodenplatte und im zweiten Schritt die Wandelemente bis oben verfüllt.

5.2.4.5 Schalung

Die Schalung wurde mit Sperrholzplatten hergestellt. Für den ersten Abschnitt wurde die Fuge von unten bis zu einer Höhe von 20 cm eingeschalt. Für den zweiten Abschnitt wurde von innen und außen jeweils eine Schalplatte mit durch die Fuge verlaufenden Bindedrähnten zusammengespannt (siehe Abbildung II-45). Die einzelnen Spanndrähnte wurden nach dem Betonieren bündig mit dem Betonelement abgeschnitten und die Schalbretter entfernt. Die Schalung der Endfugen wurde von außen mittels Schraubzwingen am Randelement befestigt.



Abbildung II-45: Abschalung der Elementfugen – links: Abschalung Bodenplatte – Mitte, rechts: Fugenabschalung

5.2.4.6 Betonieren Vergussfuge Elementstöße

Das Verfüllen der Vergussfuge erfolgte wie oben beschrieben in zwei Arbeitsschritten. Die obere Fuge wurde einen Tag nach der unteren verfüllt, da der Vergussmörtel ausgehärtet sein sollte. Das Verfüllen der Elementfugen erfolgte händisch. Es sollte beim Verfüllen darauf geachtet werden, dass sich keine Lufteinschlüsse bilden. Dies kann durch langsames Verfüllen der Fuge erreicht werden. Nach einer Aushärtezeit von mindestens 24 Stunden konnte die Schalung entfernt werden.

5.2.4.7 Betonieren Vergussfuge Endquerträger

Die Fuge zwischen Endquerträger und Randelement wurde ebenfalls in zwei Arbeitsschritten vergossen. Im ersten Schritt wurde der Bereich der Bodenplatte mit Vergussmörtel verfüllt und im zweiten Schritt der Lasteinleitungsbereich mit Beton der Klasse C30/37 B2 GK16 F52 ausbetoniert. Im gleichen Arbeitsschritt wurden auch die Querschotte im Randträger ausbetoniert.

5.2.4.8 Qualitätsmängel

Bei der Herstellung der Vergussfugen kam es aufgrund der hohen Umgebungstemperaturen zu einigen Mängeln bei der Ausführung.

Die Vergussfugen wurden am Nachmittag bei Temperaturen um die 35°C hergestellt. Beim Ausschalen der Fugen am nächsten Tag kam es aufgrund der Abkühlung über Nacht zu 2 bis 3 mm breiten Rissen in der Vergussfuge. Diese Risse klafften je nach Außentemperatur mehr oder weniger auseinander (siehe Abbildung II-46).



Abbildung II-46: Riss in der Vergussfuge durch Temperatureinwirkung

Der Fugenverguß mit herkömmlichem Beton erwies sich als problematisch. Durch die zu geringe Fließfähigkeit des Betons konnte kein vollflächiger Fugenverguß hergestellt werden. Die dadurch entstandene Schwächung des Querschnitts im Bereich der Lasteinleitung führte während der Belastungsversuche zum vorzeitigen Versagen des Versuchsträgers (siehe III-4 bzw. III-4.5).

5.2.4.9 Vorspannung

Durch die ausgehärteten Vergussfugen sind die einzelnen Elemente zu einem gesamten Träger verbunden. Dieser Träger besitzt aufgrund der unbewehrten Fugen jedoch keine Tragfähigkeit und ist somit auf die Hilfsauflager angewiesen. Um die gewünschte Tragfähigkeit zu erreichen, ist das Vorspannen der Eigengewichtspannglieder erforderlich. Dadurch wird der Träger im gesamten Querschnitt überdrückt und kann somit das Moment infolge Eigengewicht aufnehmen.

5.2.4.10 Litzen einschießen

Die Litzen wurden einzeln mit dem hydraulisch betriebenen Litzeneinschubgerät von dem Litzencoil in die Hüllrohre geschoben (siehe Abbildung II-47). Die Litzen für Eigengewichtsvorspannung wurden mit einem Überstand von ca. einem Meter an beiden Enden und die zentrischen Litzen mit ca. 1,5 m eingebaut. Nach der Reihe wurden alle Litzen einzeln in die vorgesehenen Hüllrohre eingeschossen.



Abbildung II-47: Einbau der Spannglieder

5.2.4.11 Eigengewichtsvorspannung

Nach dem Einschießen der Litzen wurde mit dem Vorspannen begonnen. Die Vorspannkraft wurde in 4 Spannschritten aufgebracht. Da die beiden Spannglieder nebeneinander liegen und einzeln vorgespannt wurden, kam es infolge der Exzentrizität der einzelnen Spannglieder zu einem unerwünschten Moment um die schwache Achse. Um dieses Moment gering zu halten, wurde nicht die volle Vorspannkraft aufgebracht, sondern jeweils ein Drittel auf jeder Seite abwechselnd.

Spannprotokoll				
Vorspannschritte	linkes Spannglied		rechtes Spannglied	
Schritt 1	233 kN	33%	0 kN	0%
Schritt 2	233 kN	33%	467 kN	67%
Schritt 3	700 kN	100%	467 kN	67%
Schritt 4	700 kN	100%	700 kN	100%

Tabelle 1: Spannprotokoll Eigengewichtsvorspannung Versuchsträger 1

5.2.5 Zusammensetzen des Fertigteilträgers im Werk

Beim werkseitigen Zusammenfügen der vorproduzierten Doppelwandelemente konnte im Gegensatz zum bauseitigen Versetzen das lagegenaue Einmessen der Elemente in ihrer Höhenlage entfallen, da die Trägerstücke auf einem Schaltisch aneinandergesetzt werden. Die Einhaltung der Flucht konnte durch einen einheitlichen Abstand der Elementaußenkanten zur Schaltischkante gewährleistet werden. Verdrehungen der einzelnen Doppelwandelemente konnten dadurch leicht kontrolliert und korrigiert werden. Die notwendigen Arbeitsschritte zur Errichtung eines trogförmigen Fertigteilträgers setzen sich wie folgt zusammen.

5.2.5.1 Einheben und Zusammenfügen der Elemente

Zunächst wurde einer der beiden Endverankerungsblöcke auf dem Schaltisch lage- und winkelgetreu eingerichtet. Die einzelnen Trägerstücke wurden der Reihe nach an diesen Verankerungsblock gefügt. Die Einhaltung des exakten Verlaufs der Flucht der Trägerunterkante konnte mit Abstandshölzern, die sich an die Schaltischkante abstützen, erzielt werden. Der teilweise auftretende Versatz der Oberkanten, der zwischen zwei Elementen auf Grund von Herstellungsungenauigkeiten entsteht, konnte durch das Anbringen und Anziehen von Schraubzwingen einfach korrigiert werden. Zwischen den Elementen wurde planmäßig ein Abstand von 2 cm vorgesehen, um im Anschluss die Vergussfuge herstellen zu können.



Abbildung II-48: Zusammenstellen der Doppelwandelemente im Fertigteilwerk

Die Hüllrohrkopplungen wurden wie beim ersten Versuchsträger ausgeführt. An den Elementenden befand sich ein Überschubrohr, in welches ein 60 cm langes Hüllrohrstück gesteckt wurde. Das anschließende Doppelwandelement wurde nun an das bereits positionierte Element gestellt und zwar so, dass das überstehende Einschubrohr in das

Überschubrohr glitt. Die Problematik dieser Hüllrohrkopplung lag in der Dichtheit des Stoßes. Der nachträglich eingebrachte Füllbeton für Bodenplatte bzw. Ortbeton darf nicht in das Hüllrohr gelangen! Ein einfaches Abkleben der Rohre war nach dem Zusammenstellen auf Grund der begrenzten Breite der Trägerstücke nicht möglich. Daher musste der Ringspalt zwischen Überschubrohr und Einschubrohr verschlossen werden. Durch ein mehrfaches Umwickeln des überstehenden Einschubrohres (siehe Abbildung II-48 oben links) mit Klebeband konnte der Spalt abgedichtet werden. Außerdem wurde das Einschubrohr in der Mitte des Überschubrohres gehalten. Eine zusätzliche Absicherung zur Dichtheit der Hüllrohre kann mit dem Einziehen eines Stützrohres erfolgen, wurde aber im Zuge dieses Projektes nicht durchgeführt. Diese Maßnahme wird jedoch an dieser Stelle ausdrücklich empfohlen, da bei einer Hüllrohrkopplung das Einschleifen der gesamten Eigengewichtsspannglieder nicht immer möglich war. In diesem Fall dürfte durch Ungenauigkeiten in der Herstellung der Kopplung Beton in das Hüllrohr eingetreten sein. Es konnten anstatt der geplanten 4 Litzen nur zwei eingezogen werden. Ein derartiger Schaden muss ausgeschlossen werden können, da die Trägerelemente durch ein verschlossenes Hüllrohr unbrauchbar werden. Das gesamte Tragkonzept hängt und fällt mit der Vorspannung. Sind die Litzen nicht einbaubar, können die Trägerelemente nicht kraftschlüssig verbunden werden. Bei diesem Versuchsträger konnte nur die Hälfte der geplanten Litzen zur Eigengewichtskompensation eingezogen werden. Dies führte in weiterer Folge zu einem nicht exakt zentrisch Spannungszustand während des Versuches und bedeutete daher einen gewissen Aufwand beim Auswerten der Versuchsdaten (siehe Abschnitt 5.2.5.4 bzw. 5.14.2.1 Kapitel 5.14.2.1 Abschnitt 5.14.2.1), dennoch war die Vorspannung ausreichend um die Stoßfugen überdrücken zu können. Zur Absicherung gegen eine schlagartige Einwirkung infolge einer Erschütterung während des Transports wurden im unteren Hüllrohr der Versuchsspannglieder zusätzlich 5 Litzen eingezogen und angespannt. Somit war der Träger ausreichend gegen eine Stoßbelastung während der Fahrt gesichert.

5.2.5.2 Herstellen der Vergussfugen



Abbildung II-49: Abschalung der Stoßfugen und Verfüllen mit Vergussmörtel

Die Herstellung der Vergussfugen benötigt zunächst eine Abschaltung der Stoßfugen. Die Schalungsbretter wurden mit Schraubzwingen an die Halbschalen der Doppelwände gepresst. Dadurch konnten gewisse Abweichungen der äußeren Bündigkeit der Elemente korrigiert werden. Sind die Elemente jedoch verschieden stark, ergibt sich an der Innenseite ein Versatz und die Bündigkeit ist nicht gegeben. Um das Auslaufen des sehr fließfähigen Vergussmörtels zu verhindern, wurde an den inneren Schalungsbrettern ein Dichtungsband angebracht. Somit ist eine ausreichende Dichtheit der Fugenschalung gegeben. Nach dem Anfeuchten der Elemente wurde der Fugenmörtel eingefüllt. Wichtig sind die ausreichende Fließfähigkeit des Materials und eine gewisse Quellfähigkeit beim Abbinden. Das eingesetzte Material SikaGrout-314 hat sich wie schon bei den anderen Versuchsträgern als Fugenmörtel bewährt.

5.2.5.3 Betonieren der Bodenplatte

Nach dem Erhärten der Vergussfugen und dem Entfernen der Abschaltung kann die Bodenplatte betoniert werden. Der Beton SCC 40/50 B2 GK16 F73 wurde einfach in die Doppelwandelemente gefüllt.

5.2.5.4 Vorspannen

Die in 5.2.5.1 beschriebene Problematik des nicht planmäßigen Einbaus sämtlicher für die Eigengewichtskompensation benötigten Spannglieder erforderte den zusätzlichen temporären Einbau von 5 kompaktierten Litzen im unteren Hüllrohr der Versuchsvorspannung. Die 2 x 2 Litzen der Eigengewichtsvorspannung, die anstatt der erforderlichen 2 x 4 Litzen trotz des Einlaufens von Beton in das Hüllrohr eingebaut werden konnten, mussten etwas überspannt werden, um dem Eigengewicht im Versuch bestmöglich entgegenzuwirken.



Abbildung II-50: Verankerungsblock

Die Forderung des EC2 [15], dass nach dem Verankern der Spannglieder in den Litzen die Spannung nicht höher als $f_{pk} * k_7 = 1302 \text{ N/mm}^2$ sein darf, ist zwar nicht erfüllt, wurde aber zu Versuchszwecken in Kauf genommen.

Die Spannung der Litzen in den beiden Spannmitgliedern der Eigengewichtsvorspannung betrug bei einer Vorspannkraft $P_{EG} = 478,93 \text{ kN/Spannmitglied}$:

$$\sigma_{vorh,EG} = \frac{P_{EG}}{A_p} = \frac{478.930 \text{ N}}{2 * 165 \text{ mm}^2} = 1451,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Die Spannung der 5 Litzen in dem temporären Spannmitglied zur Sicherung während des Transports betrug bei einer gesamten Vorspannkraft $P_{EG} = 1000 \text{ kN}$:

$$\sigma_{vorh,EG} = \frac{P_{EG}}{A_p} = \frac{1.000.000 \text{ N}}{5 * 165 \text{ mm}^2} = 1212,12 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Durch das Überspannen der Eigengewichtsspannmitglieder konnte sichergestellt werden, dass im gesamten Träger keine Zugspannungen auftreten. Durch die temporären Transportsicherungsspannmitglieder stellte sich ein Spannungszustand ein, in dem der Träger in allen Bereichen ausreichend überdrückt ist und somit ein Aufklaffen in den Stoßfugen auch während des Transports verhindert werden konnte. Die Druckspannungen in Trägermitte betragen laut begleitender numerischer Simulation an der Oberseite $8,30 \text{ N/mm}^2$ und $6,37 \text{ N/mm}^2$ an der Unterseite (siehe Abbildung II-51).

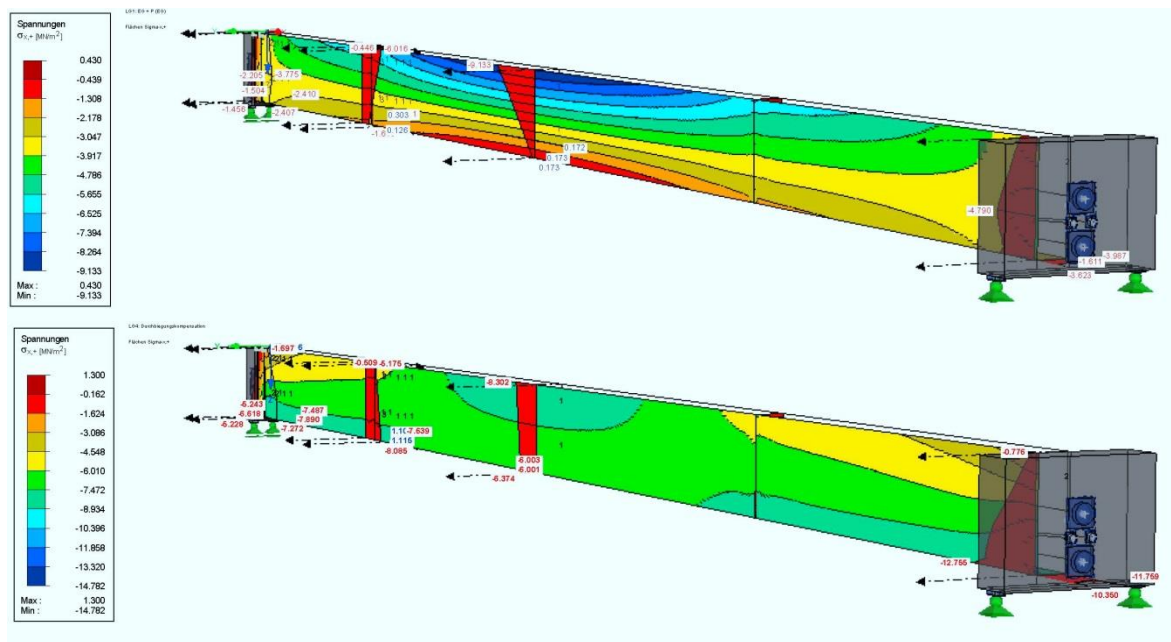


Abbildung II-51: Spannungen σ_{xx} im Versuchsträger – oben: Spannungen nach Anspannen der 2 x 2 Eigengewichtsspannmitglieder – unten: Spannungen nach Anspannen der zusätzlichen Transportsicherungsspannmitglieder

5.2.5.5 Verladen und Transport

Im letzten Arbeitsschritt wurde der Fertigteilträger an den in den Endverankerungsblöcken eingegossenen Schwerlastankern befestigt und vom Schaltisch gehoben. Nach der Verladung auf einen ausziehbaren Sattelschlepper konnte der Träger auf das Versuchsgelände geliefert werden und mit Hilfe eines Portalkrans eingehoben werden. Das Gesamtgewicht des Brückenträgers betrug ca. 27 Tonnen. An dieser Stelle sei zu erwähnen, dass bei der Planung von dünnwandigen Fertigteilträgern dieser Größenordnung immer auf die Kapazitäten der im Fertigteilwerk vorhandenen Kräne Rücksicht genommen werden sollte. Bei diesem Projekt war die Hubleistung der Kräne im Werk fast erschöpft. Die Kenntnis über Hub- und Transportgeräte ist bei dieser Baumethode im Allgemeinen von großer Bedeutung. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass

die Herstellung eines gesamten Trägers im Fertigteilwerk dem Zusammenfügen der Trägerstücke auf der Baustelle vorzuziehen ist, da eine genauere Umsetzung der Trägergeometrie möglich ist. Außerdem sind weniger Arbeitsschritte notwendig und die Fertigung ist wetterunabhängig. Es wurde jedoch gezeigt, dass die Zusammensetzung mehrerer Träger auf der Baustelle technisch möglich und auch sinnvoll ist, wenn aus transport- oder produktionstechnischen Gründen eine Anlieferung eines gesamten Trägers nicht möglich ist.



Abbildung II-52: Verladen des 30 m langen Fertigteilträgers und Einheben des Trägers auf dem Versuchsgelände

Die Baumethode ist demnach flexibel anwendbar und kann den örtlichen Gegebenheiten der Baustelle und der Transportwege, sowie den Produktionsbedingungen angepasst werden.



Abbildung II-53: Transport des Fertigteilträgers

III Großversuche zum Tragverhalten

1 Ausbetonieren eines Fertigteilträgers aus Elementdecken

1.1 Zielsetzung

Die Baumethode zur Herstellung von Brückentragwerken mit trogförmigen Halffertigteilträgern hängt im Wesentlichen von dem Verhalten der Träger unter der Einwirkung des Ortbetonvergusses ab. Die Fertigteilaußenhülle der späteren Stegquerschnitte von Plattenbalkenbrücken muss die gesamte Belastung des Füllbetons tragen können, bis dieser aushärtet. Mit der Vorspannung soll daher ein Spannungszustand in der Kombination von Schalung und Rüstträger geschaffen werden, der einerseits der Betonier-Belastung entgegenwirkt und andererseits die zulässigen Spannungen während des Aufbringens der Vorspannung einhält. Auf Grund der geringen Querschnittsfläche und der jeweiligen Widerstandsmomente ist dies eine Situation, die einer genaueren wirklichkeitsnahen Erprobung im Zuge eines Großversuches bedarf.

Die Zielsetzung dieses Versuches ist deshalb den 30 m langen Versuchsträger, dessen Produktion in Kapitel II-4 beschrieben wurde, in zwei Füllabschnitten auszubetonieren und anhand der versuchstechnisch aufgezeichneten Deformation und Einwirkungen, Rückschlüsse über die vorhandenen Spannungen in den Fertigteilträgern machen zu können. Der Versuch soll des Weiteren Aufschlüsse über das Verhalten der Fertigteile beim Vorspannen und beim Ausbetonieren geben. Nicht nur die Abtragung der Belastung in der Vertikalen, sondern auch die Aufnahme des Betonierdrucks ist von Bedeutung.



Abbildung III-1: Ausbetonieren eines 30 m langen trogförmigen Fertigteilträgers aus Elementdecken

1.2 Versuchsaufbau

Die Basis des Versuches ist der in Kapitel II-4 beschriebene 30 m lange Versuchsträger.

1.2.1 Versuchsträger und Versuchsbelastung

Der sich bereits selbst tragende Bauteil bildet die Schalung für den in weiterer Folge eingebrachten Füllbeton. Die Stützweite ergibt sich mit 29,42 m. Das Eigengewicht des Trog-Querschnittes beläuft sich rechnerisch auf 7,84 kN/m ($A_{C,FT} \cdot \gamma_C = 0,3136 \cdot 25,0$). Der

Füllbeton wurde in 4 Stufen eingebracht, die sich jeweils auf ca. $4,167 \text{ kN/m}$ ($\frac{1}{4} A_{C,FB} \cdot \gamma_C = 0,1736 \cdot 24,0$) belaufen. Insgesamt wurde das Eigengewicht des Fertigteilträgers also verdreifacht. Da durch die großen zu erwartenden Verformungen auch dementsprechende Risse auftreten würden, wurde zwischen den Betonagen die Vorspannung erhöht, um dem zusätzlichen Eigengewicht entgegenzuwirken. Die Höhe der Endvorspannung wurde auf Basis des Eigengewichts des fertigen Trägers berechnet. Das Moment infolge Eigengewichts sollte somit durch die Vorspannung kompensiert werden.

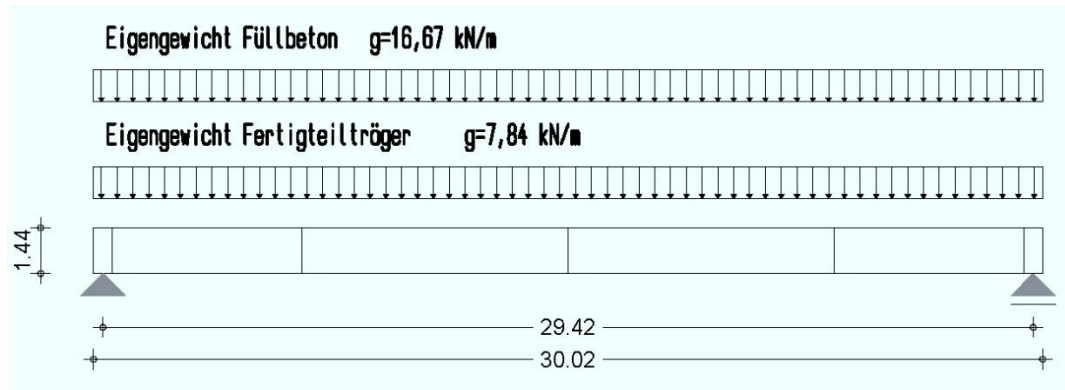


Abbildung III-2: Statisches System des Versuchsträgers

Es wurden 2 Spannglieder vom Typ VSL 6-19 eingebaut. Um die Kabel gleichzeitig spannen zu können, wurden an beiden Seiten Spannpressen angeordnet.

Der Verlauf der Vorspannung ist auf Grund der im Bauzustand extern geführten Kabel trapezförmig. Es gibt also keinen Verbund der Spannglieder mit dem Fertigteil. Die Umlenkkraft und Verankerungskraft wurde an den Umlenkstellen bzw. an den Endverankerungsblöcken eingeleitet. Die Verankerung befand sich im Schwerpunkt des Trog-Querschnitts. Die Spannglieder wurden bis zu den Umlenkstellen (ca. 10 cm über der Unterkante der Bodenplatte) nach unten verzogen. Die Exzentrizität der Kabel ergab sich im Trägermittelstück also mit $z_{cp} = 40 \text{ cm}$. Um die drei einzelnen Trägerstücke kraftschlüssig miteinander verbinden zu können und um den gesamten Träger hochheben zu können, damit die Kraftmessdosen eingebaut werden konnten, wurde der Träger mit einer Vorspannkraft von 1500 kN vorgespannt. Damit war gewährleistet, dass die Stoßfugen völlig überdrückt sind und somit keine Zugspannungen im Träger auftraten.

1.2.2 Messtechnik

Um die gesamten veränderlichen Parameter des Trägers während des Versuches überprüfen zu können, wurden Dehnungsmessstreifen, Wegaufnehmer, Kraftmessdosen und Fixpunkte für eine Setz-Dehnmessung installiert. 18 Dehnungsmessstreifen wurden in Form von Halbbrücken (2 DMS jeweils kreuzförmig aufgebracht) auf den Träger zur Aufzeichnung der Dehnungen aufgeklebt. Die Wegaufnehmer wurden an der Trägerunterseite angebracht, um die Durchbiegung an verschiedenen Punkten feststellen zu können. Die Kraftmessdosen wurden zu je 2 Stück am Ende des Trägers zur Aufzeichnung des Gesamtgewichtes installiert.

An der Unterseite des Trägers wurden durchgehend Messpunkte für eine Setzdehnmessung angebracht. Die Setzdehnmessung dient in erster Linie zur Kontrolle der mittels Dehnungsmessstreifen gemessenen Deformationen. Die Setzdehnmessung wurde aber auch zur Aufzeichnung der Kriechverformungen genutzt, da sie im Gegensatz zur zeitlich begrenzten Messung mit Dehnungsmessstreifen eine Langzeitaufnahme der Verformungen ermöglicht.

Da der Träger nicht in einem Stück hergestellt wird, gibt es, wie bereits bei der Herstellung erwähnt, 2 Stoßfugen. Da dort bei der Vorspannung erwartungsgemäß die größten Verformungen auftreten werden, sind auch in diesem Bereich Messpunkte angeordnet. Die Stauchung kann somit oben in der Mitte und unten verfolgt werden.

Die Übersichtszeichnung in Abbildung III-3 zeigt die Anordnung der eingebauten Messmittel. Eine maßstabsgetreue Darstellung befindet sich in Anhang B.

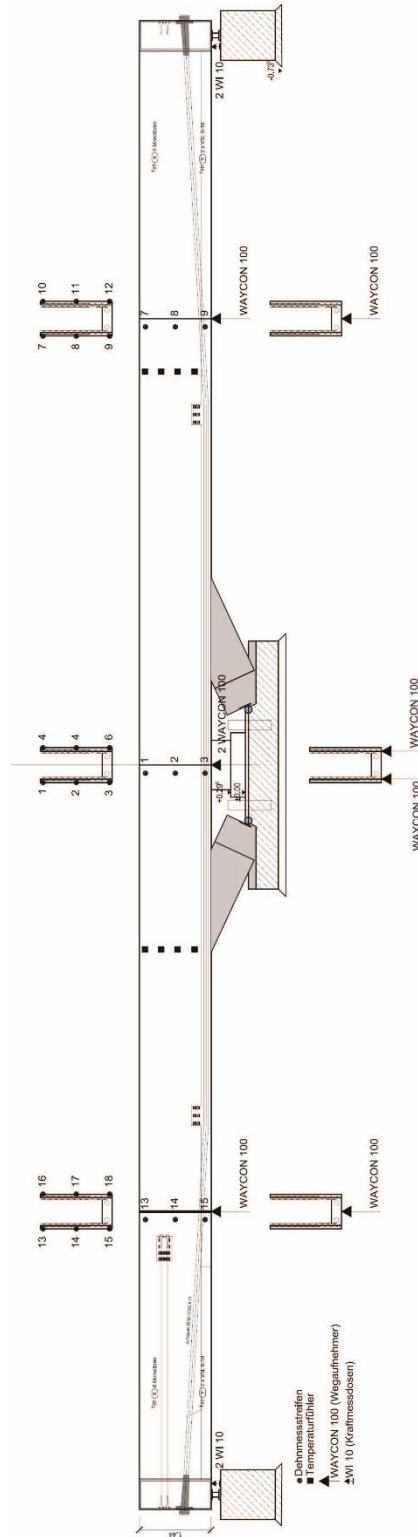


Abbildung III-3: Übersichtsplan der applizierten Messmittel

1.2.2.1 Setzdehnungsmesser

Wie bereits erwähnt, wurde das Langzeitverhalten des Versuchsträgers mittels einer Setzdehnungsmessung aufgezeichnet. Die Messmarken (siehe Abbildung III-4) für diese Messung wurden im Abstand von 10 cm zur Trägerunterkante und 50 cm zueinander am Träger appliziert. Mittels des Setzdehnungsmessers wurde die Längenänderung zwischen den einzelnen Messmarken und den jeweiligen Messzeitpunkten bezogen auf die Ausgangsmessung ermittelt. Danach wurde mit der Beziehung $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$ auf das Dehnungs- bzw. Stauchungsverhalten des Trägers zurückgerechnet. Für das Langzeitverhalten wurde nur die Setzdehnungsmessung verwendet, da andere Messmethoden wie zum Beispiel Dehnmessstreifen (DMS) nicht so gut geeignet sind. Bei einer DMS-Messung wäre eine ständige Stromversorgung notwendig. Außerdem wären die DMS ständig der Witterung ausgesetzt. Somit wäre eine Langzeitmessung mit erheblichem Aufwand verbunden. Zudem sprechen finanzielle Gründe und zu große Datenmengen dagegen.



Abbildung III-4: Setzdehnungsmessung - Messmarken

1.2.2.2 Dehnmessstreifen

Grundsätzlich werden Dehnmessstreifen verwendet, um Verzerrungen, Dehnungen und Stauchungen diverser Körper zu messen. Eingesetzt werden diese für die Bestimmung von Materialkennwerten sowie E – Modul und Querdehnzahl bei neuen Werkstoffen. Zusätzlich werden die DMS für eine Kennwertbestimmung herangezogen, wenn eine rechnerische Lösung nicht möglich oder nicht ausreichend ist. Der DMS besteht grundsätzlich aus einem Metalldraht der beidseitig befestigt wird. Durch die Beanspruchung des Körpers z.B. durch eine Prüfmaschine wird die Länge des Drahtes verändert und es entsteht eine Änderung des Widerstandes [Ohm]. Eine Dehnung bewirkt eine Zunahme des Widerstandes und eine Stauchung eine Abnahme. Im vorliegenden Versuch werden die DMS zu einer Halbbrücke auf den Beton mit Hilfe eines Spezialklebers aufgeklebt. Es werden insgesamt 18 Stück auf den Träger aufgebracht, um die sich ändernden Verzerrungen über die gesamte Trägerhöhe während des Betonierens genau nachverfolgen zu können.



Abbildung III-5: Dehnmessstreifen – DMS mit Kautschukband-Abdichtung - Halbbrücke nach Entfernen der Abdeckfolie

Die Umwandlung einer Spannungsänderung zu einem verwertbaren Signal übernehmen Messverstärker. In Abbildung III-5 ist ein bereits aufgeklebter DMS dargestellt. Aufgrund der Witterungseinflüsse werden die Dehnungsmessstreifen mit einem speziellen Kautschukband abgedichtet. Die braunen Rückstände welche nach dem Ablösen des Bandes noch auf der Betonoberfläche haften geblieben sind, sind auf Abbildung III-5 noch genau erkennbar. Der weiße unter den Messstreifen erkennbare Kleber bildet die starre Verbindung zwischen Messmittel und Betonbauteil. Wird diese Klebung nicht ausreichend sorgfältig durchgeführt, so können ungewollte Relativverschiebungen auftreten, die das Messergebnis unbrauchbar machen.

1.2.2.3 Kraftmessdosen

Zur exakten Bestimmung der vertikalen Belastung aus der Ort beton-Befüllung wurden an den beiden Verankerungsblöcken jeweils zwei Kraftmessdosen angeordnet. Damit es während des Vorspannens zu keiner Verdrehung der Kalotten der Kraftmessdosen durch Längsstauchung des Trägers kommen kann, wurden die Kraftmessdosen auf einer Seite in Längsrichtung beweglich gelagert (siehe Abbildung III-6).



Abbildung III-6: Auflagersituation Versuchsträger –Spannpresse am Endverankerungsblock - längsverschiebliches Rollenlager

1.2.2.4 Wegaufnehmer

Neben den DMS werden zur Verformungsmessung zusätzlich acht Wegaufnehmer eingesetzt. Die verwendeten Wegaufnehmer sind induktive Wegaufnehmer, welche nach dem Prinzip der Differentialdrossel arbeiten. Sie basieren auf der Tatsache, dass sich die Induktivität einer Spule ändert, wenn die magnetische Permeabilität des Materials in der Spule verändert wird. Der Metallzylinder und Kern bestehen aus einem Material mit großer magnetischer Permeabilität, um eine möglichst große Induktivitätsänderung auch bei kleinen Auslenkungen zu erzeugen. Die Änderung der Induktivität wird durch eine Schaltung aufgenommen und in ein Spannungssignal umgewandelt.

Zur Messung der Durchbiegung wurden am Versuchsträger 4 Wegaufnehmer vom Typ WAYCON 100 angebracht, je einer an den Umlenkstellen und zwei in Feldmitte, um eine eventuelle Verdrehung feststellen zu können.

1.3 Versuchsdurchführung

Der Ablauf des Großversuchs lässt sich vereinfacht in 4 Abschnitte unterteilen. Die Aufbringung der Versuchslast durch das Einfüllen des Füllbetons erforderte jeweils ein vorheriges Aufbringen einer Vorspannkraft. Eine detaillierte Auflistung des Versuchsablaufs ist in folgender Tabelle ersichtlich.

<i>Laststufe</i>	<i>Datum</i>	<i>Uhrzeit</i>	<i>Belastung bzw. Arbeitsschritt</i>	<i>eingleitete Vorspannkraft</i>	<i>Summe Vorspannkraft</i>
	08.10.2010	-	Beginn der Herstellung des Fertigteilträgers		
	21.10.2010	-	Ende der Herstellung des Fertigteilträgers		
	28.10.2010	08:20	Setzdehnungsmessung = Nullmessung		
1	28.10.2010	08:30	Basisvorspannung	1500 kN	1500 kN
		10:30	Einbau Kraftmessdosen; Setzdehnungsmessung	-	-
2	28.10.2010	11:00	Vorspannen	500 kN	2000 kN
		11:05	Vorspannen	500 kN	2500 kN
3	28.10.2010	11:10	Einbringen Füllbeton 1; Füllbetonmenge ca. 5,0m ³	-	-
		11:25	Ende Betonierarbeiten		
4	28.10.2010	11:34	Vorspannen	500 kN	3000 kN
5	28.10.2010	12:00	Einbringen Füllbeton 2; Füllbetonmenge ca. 5,0m ³	-	-
		12:10	Ende Betonierarbeiten	-	-
		12:21	Setzdehnungsmessung	-	-
6	29.10.2010	09:50	Vorspannen	1500 kN	4500 kN
7	29.10.2010	10:25	Einbringen Füllbeton 3; Füllbetonmenge ca. 5,0m ³	-	-
		10:38	Ende Betonierarbeiten		
8	29.10.2010	10:46	Vorspannen	800 kN	5300 kN
9	29.10.2010	11:25	Einbringen Füllbeton 4; Füllbetonmenge ca. 5,0m ³	-	-
		11:40	Ende Betonierarbeiten	-	-
		11:50	Setzdehnungsmessung	-	-

Tabelle III-1: Protokoll Versuchsablauf Ausbetonieren eines trogförmigen Fertigteilträgers

Die Einbringung des Füllbetons erfolgte demnach an zwei Arbeitstagen. Auf die Befüllung des Fertigteilträgers in einem Betonier-Abschnitt wurde auf Grund folgender Überlegungen verzichtet. Bei einmaligen Einbringen des Ortbetons mit einer Gesamtbelastung von $g_{k,2} = 16,67 \frac{kN}{m}$ und dem Eigengewicht des Fertigteilträgers von $g_{k,1} = 7,84 \frac{kN}{m}$ ergibt sich das einwirkende Moment $M_{Ek,g} = 2.651,8 kNm$. Die maximalen Spannungen in Feldmitte infolge der Belastung und der Vorspannung von $P_k = 5.300 kN$ würden sich somit wie folgt berechnen:

$$\sigma_{c,o} = \frac{N}{A_{c,i}} + \frac{M_{Ek,g} + M_{cp}}{W_{c,o,i}} = -\frac{5,3}{0,32161} + \frac{2,6518 - 5,3 \cdot 0,40}{-0,0706896} = -24,04 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c,u} = \frac{N}{A_{c,i}} + \frac{M_{Ek,g} + M_{cp}}{W_{c,u,i}} = -\frac{5,3}{0,32161} + \frac{2,6518 - 5,3 \cdot 0,40}{0,1322112} = -12,49 \frac{N}{mm^2}$$

Rechnerisch würde sich eine Betondruckspannung von ca. 80% der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit des verwendeten Betons C30/37 ergeben, was im Hinblick auf die im EC2 [15] verlangte Begrenzung der Spannung viel zu hoch wäre. Bei dem gegebenen Fall wäre also ein Beton der Festigkeitsklasse von mindestens C50/60 erforderlich, um die Forderung des Eurocodes von $\sigma_{c,vorh} \leq 0,45 \cdot f_{ck}$ zu erfüllen. Zwar handelt es sich bei dem Versuchsträger um einen Prototypen, bei dem eine gewisse Norm-Überschreitung erwünscht ist, dennoch sollte ein Versagen des Trägers ausgeschlossen werden, da man zum einen die Durchführbarkeit der Baumethode zeigen wollte und zum anderen weiterführende Versuche geplant waren. Man entschied sich daher, die Befüllung in zwei Schritten durchzuführen. Durch das Einbringen des Ortbetons in zwei Abschnitten entwickelt der erste Füllbeton nach ca. 22 Stunden Abbindezeit bereits einen Teil der Festigkeit und erhöht dadurch die Steifigkeit des Fertigteilträgers.

Als Füllbeton wurde ein Beton der Klasse SCC 40/50 B2 GK16 F73 verwendet. Dadurch konnte auf ein Rütteln des eingebrachten Betons verzichtet werden. Außerdem musste durch die hohe Fließfähigkeit dieses Betons nicht so sehr darauf geachtet werden, dass der Beton gleichmäßig über die Länge verteilt eingebracht wird. Der Beton nivellierte sich sofort von selbst und somit wurde der Fertigteilträger gleichmäßig belastet. Auf Grund dieser Vorteile wird für die Anwendung dieser Baumethode für zukünftige Projekte die Verwendung von selbstverdichtendem Beton empfohlen, auch wenn geringe Mehrkosten zu erwarten sind.



Abbildung III-7: Vorspannen des Einfeld-Brückenstegs

Zur Untersuchung des Langzeitverhaltens des Versuchsträgers wurden über einen gewissen Zeitraum hinweg Setz-Dehnungsmessungen durchgeführt. Ein Protokoll der jeweiligen Messungen ist in Tabelle III-2 dargestellt. Zusätzlich sind die zur Messung zugehörigen Außentemperaturen angegeben. Die Werte wurden mit den interpolierten Werten der Tagesdaten der ZAMG Wetterstation in Gars am Kamp verglichen bzw. bei lückenhafter Aufzeichnung durch Daten der ZAMG ersetzt.

Die Temperaturdaten sind vor allem dahingehend von Interesse, dass man mit der Setz-Dehnungsmessung eine zeitliche Verzerrung misst, die neben Kriechen und Schwinden auch die Temperaturänderung beinhaltet.

Datum	Uhrzeit	Messung	Außentemperatur *
28.10.2010	08:20	1. Setzdehnungsmessung = Nullmessung	-1,6 °
29.10.2010	11:50	Setzdehnungsmessung am Ende des Ausbetonierens	5,9 °
02.11.2010	12:30	Setzdehnungsmessung	10,2 °
15.11.2010	11:30	Setzdehnungsmessung	9,0 °
24.11.2010	09:30	Setzdehnungsmessung	4,4 °
24.03.2011	11:00	Setzdehnungsmessung	9,7 °
14.04.2011	11:34	Setzdehnungsmessung	6,7 °
28.04.2011	09:18	Setzdehnungsmessung	19,1 °
10.05.2011	09:50	Setzdehnungsmessung	22,1 °

* interpolierte Werte lt. ZAMG Tagesdaten Station Gars am Kamp

Tabelle III-2: Protokoll der Setzdehnungsmessung

1.4 Versuchsauswertung

1.4.1 Auswertung der Kraftmessdosen

Die Summe der absoluten Werte der vier Kraftmessdosen ergab zu Beginn des Versuches 410,95 kN. Es handelt sich hierbei um das Gewicht des Fertigteilträgers inklusive Endverankerungsblöcke. Ausgehend von diesem Basiswert ist in Diagramm III-1 der jeweilige Anstieg der Auflagerreaktion durch Einbringen des Füllbetons zu erkennen.

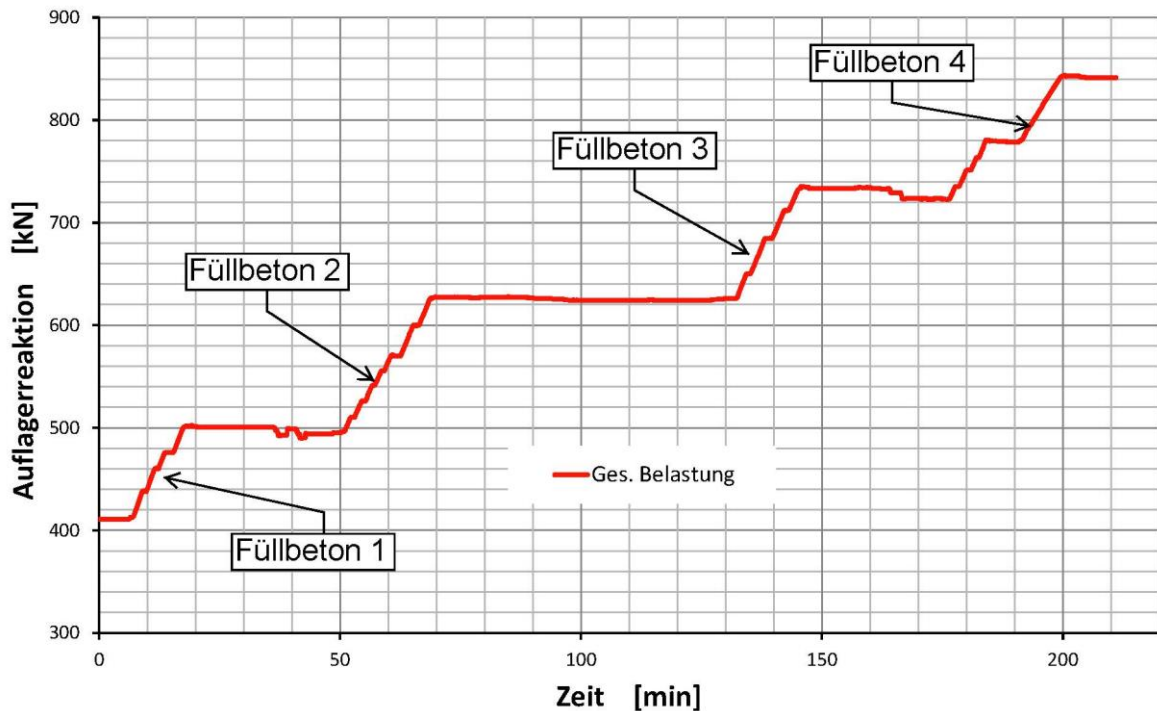


Diagramm III-1: Auswertung der Kraftmessdosen - Zeitabhängige gesamte Auflagerreaktion

Dies erlaubt einen Rückschluss auf das exakte Gewicht des eingebrachten Füllbetons. Die Auswertung ergab folgende Füllbetonbelastungen für die einzelnen Betonierabschnitte. Diese Werte dienen als Basis für die numerische Vergleichsberechnung.

• Füllbeton 1:

$$\Delta \sum G_{FB1} = 500,85 - 410,95 \sim 90 \text{ kN}$$

$$g_{k,FB1} = \frac{90 \text{ kN}}{28,82 \text{ m}} = 3,123 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

• Füllbeton 2:

$$\Delta \sum G_{FB2} = 627,67 - 500,85 \sim 127 \text{ kN}$$

$$g_{k,FB2} = \frac{127 \text{ kN}}{28,82 \text{ m}} = 4,407 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

• Füllbeton 3:

$$\sum G_{FB3} = 729,0 - 627,67 \sim 101 \text{ kN}$$

$$g_{k,FB3} = \frac{101 \text{ kN}}{28,82 \text{ m}} = 3,505 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

• Füllbeton 4:

$$\Delta \sum G_{FB4} = 843,33 - 729,0 \sim 114 \text{ kN}$$

$$g_{k,FB4} = \frac{114 \text{ kN}}{28,82 \text{ m}} = 3,956 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.4.2 Auswertung der Setzdehnungsmessung

1.4.2.1 Grenzwertbetrachtung

Um eine einfache Kontrolle der Messergebnisse zu ermöglichen, wurden folgende Grenzwerte eingeführt. Diese Grenzwertbetrachtung besteht aus einer oberen und unteren Schranke, zwischen denen sich die Messwerte bewegen müssen.

- **Grenzfall 1:** Der Füllbeton übernimmt keine Tragwirkung, liegt nur wie ein "Blindkörper" im Trog und belastet diesen mit seinem Eigengewicht.
- **Grenzfall 2:** Der Füllbeton bildet mit dem Trogquerschnitt zusammen einen homogenen Rechteckquerschnitt, der sämtliche Belastungen aufnimmt.

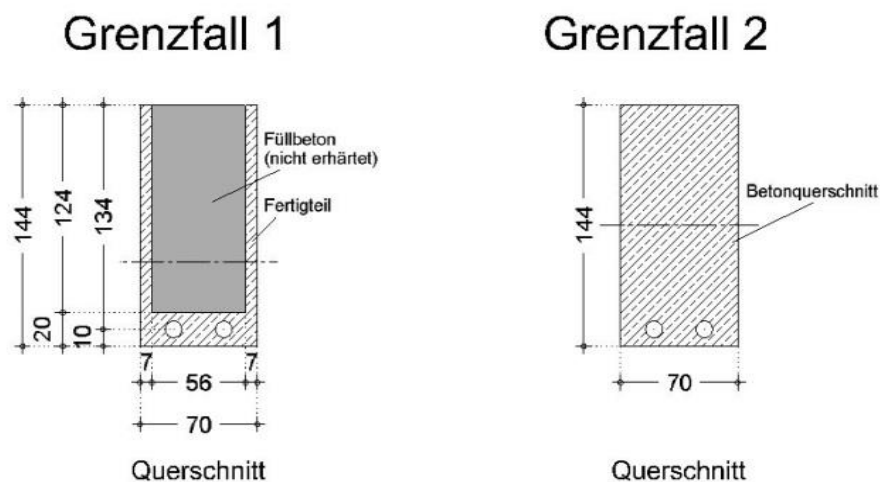


Abbildung III-8: Querschnitte der Grenzfälle – links: Trogquerschnitt – rechts: Rechteckquerschnitt

Für die beiden oben erwähnten und in Abbildung III-8 abgebildeten Grenzfälle wurden die Dehnungen an der Unterkante in Trägermitte ermittelt. Wie beim tatsächlichen Feldversuch wurde das Belastungsalter mit 48 Tagen angenommen. Vereinfachend wurden die einzelnen Belastungsschritte aus stufenweisem Vorspannen und Befüllen des Troges zu einem Belastungsschritt zusammengefasst. Die Endkriechzahl wurde laut Eurocode 2 [15] für den Trogquerschnitt mit $\varphi_{(\infty)} = 1,29$ (Berechnung siehe Anhang B) und für den Rechteckquerschnitt mit $\varphi_{(\infty)} = 1,22$ (Berechnung siehe Anhang B) ermittelt. In Diagramm III-2 sind die zeitlichen Dehnungsverläufe, sowohl der beiden Grenzfälle, als auch das erwartete Ergebnis des Versuchsträgers zu sehen. Der zeitliche Verlauf der Stauchungen wurde mit der Beziehung

$$\varepsilon_{c(t)} = \frac{\sigma_{(x,z)}}{E_{cm}} * [1 + \varphi_{(t_0,t)}]$$

berechnet. Dabei zeigen die beiden roten Linien die Dehnungsverläufe des ersten Grenzfalles und die beiden blaue Linie jene des Rechteckquerschnitts. Die horizontalen Linien kennzeichnen die elastischen Dehnungen der beiden Fälle. Die gekrümmten Linien stellen die Gesamtverformung aus elastischer Dehnung und Kriechen dar. Es ist zu erkennen, dass sich die Kriechverformungen mit der Zeit einem konstanten Endwert annähern. Die Differenz zwischen den Dehnungsverläufen der beiden Grenzfälle sowohl bei der elastischen Verformung, als auch bei der Gesamtverformung, sind auf die Änderungen der Querschnittswerte (Querschnittsfläche und Trägheitsmoment) zurückzuführen. Der Versuchsträger ist anfangs ein Trogquerschnitt und wird mit dem

Füllbeton und der Vorspannung belastet. Durch das Erhärten des Füllbetons wird aus dem Trogquerschnitt allmählich ein volltragender Rechteckquerschnitt.

Daher ist die Annahme, dass der Verlauf der Dehnungen zuerst jenen des reinen Trogquerschnitts ähnelt. Nach Abschluss des Erhärtungsprozesses übernimmt auch der Füllbeton einen Teil der Lastabtragung bzw. behindert die Kriechverformungen des Fertigteils. Somit nimmt die Kriechdehnung nicht so stark wie beim Trogquerschnitt zu und verläuft annähernd parallel zu den zeitlichen Verformungen des Rechteckquerschnitts. In Diagramm III-2 ist der erwartete Dehnungsverlauf mit der grünen durchgezogenen Linie dargestellt. Die beiden Grenzfälle bilden daher eine obere und untere Schranke, zwischen welchen sich die Ergebnisse des Versuchs befinden sollten.

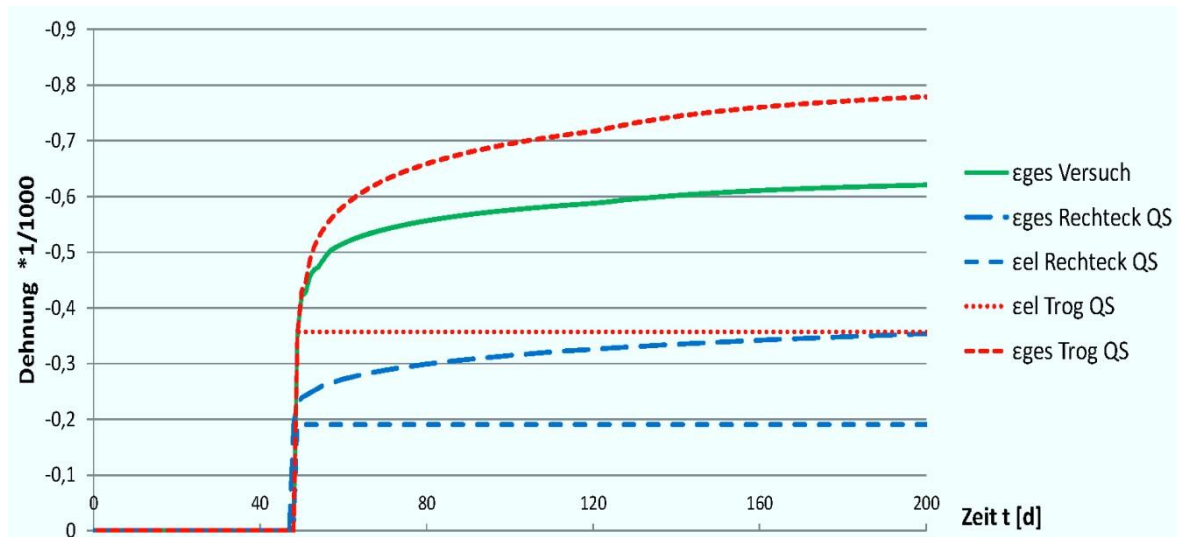


Diagramm III-2: Zeit-Dehnungsdiagramm – Grenzfälle – erwartetes Versuchsergebnis

1.4.2.2 Auswertung des Messprotokolls

Diagramm III-3 zeigt die ausgewertete Setzdehnungsmessung für eine Trägerseite über die gesamte Trägerlänge. An jeder Trägerseite wurden 58 Messmarken appliziert. Somit konnten 57 Messungen pro Trägerseite durchgeführt werden. Es sei hier exemplarisch nur die Auswertung einer Trägerseite angegeben.

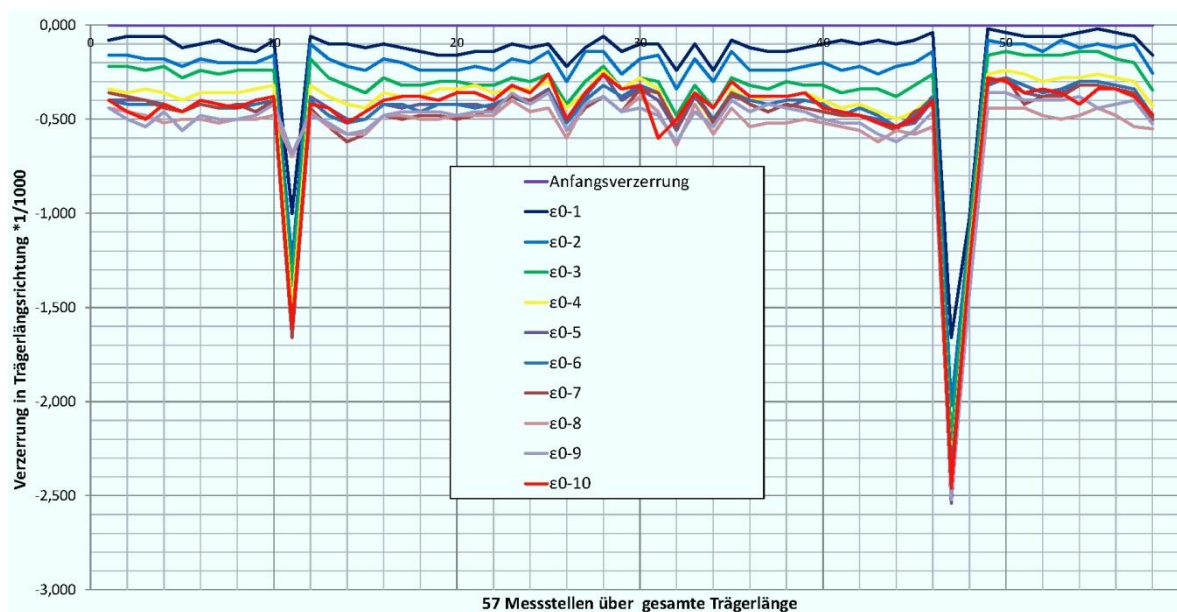


Diagramm III-3: Trägerlängsverzerrung laut Setzdehnungsmessung – Messmarken 0-57

Die markanten Spitzen im Verlauf, die sich jeweils elf Messmarken vom Trägerende entfernt befinden, sind auf die Vergussfugen zurückzuführen. Da die Fugen erst bei der Herstellung am Lagerplatz mit Vergussmörtel vergossen wurden, erreichten diese zum Beginn des Vorspannens nicht die nötige Steifigkeit. Dadurch erfuhren sie infolge der ersten Vorspannkraft eine größere Stauchung als der restliche Träger. Nach Aufbringen der ersten Vorspannstufe ist die Steigerung der Stauchung infolge weiterer aufgebrachtener Vorspannung in der Größenordnung der restlichen Trägerstauchungen. Daraus kann man schließen, dass im Bereich der Vergussfuge erst durch die Überdrückung infolge Vorspannung ein satter Fugenverguss besteht, in dem ein eventuell bestehender Fugenspalt geschlossen wird.

Eliminiert man die übermäßigen Stauchungen an den Vergußfugen unter Vorspannung aus den Dehnungsverläufen, so erhält man den in Diagramm III-4 dargestellten geglätteten Verlauf der Trägerlängsverzerrungen, die mit der Setzdehnungsmessung ermittelt wurden. Bei den beiden Verzerrungsdiagrammen stellt sich auf den ersten Blick ein ansteigender Dehnungsverlauf ein. Betrachtet man die Diagramme jedoch genauer, ist zu erkennen, dass die Verläufe der Trägerlängsverzerrungen nicht chronologisch untereinander angeordnet sind, markant zu erkennen an der rot dargestellten letzten Messung. Diese befindet sich nicht wie erwartet unterhalb sämtlicher Verläufe sondern zwischen den zeitlich vorherigen Stauchungen. Mögliche Ursache für dieses Phänomen könnten Messfehler, Messungenauigkeiten oder Temperatureinflüsse sein. Darauf wird später noch eingegangen.

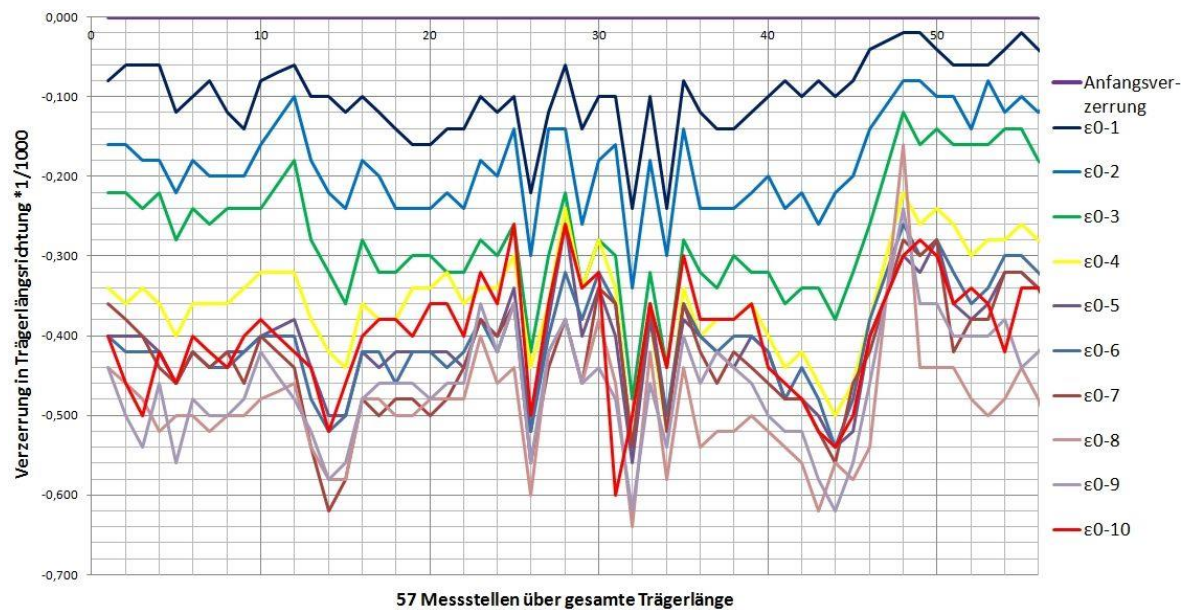


Diagramm III-4: korrigierte Trägerlängsverzerrung laut Setzdehnungsmessung - Messmarken 0-57

Bei beiden Diagrammen ist zu erkennen, dass sämtliche Verzerrungen negativ sind. Dies entspricht somit einer Stauchung des Trägers 10 cm über der Trägerunterkante. Infolge Biegung durch Eigengewicht müssten an der Unterkante Dehnungen auftreten. Somit ist bestätigt, dass die Vorspannung die an sie gestellten Anforderungen erfüllt. Da der Abstand der Setzdehnungsmessung von der Trägerunterkante mit der Spanngliedlage zusammenfällt, ist auch der Nachweis der Dekompression, der bei Spannbetonbauwerken gefordert ist, für diesen Zeitpunkt erfüllt.

Wertet man die Ergebnisse der Messstelle 28, die sich in der Trägermitte befindet, aus und fügt sie in ein Dehnungs-Zeit-Diagramm ein, erhält man den in Diagramm III-5 dargestellten Verlauf. In diesem Diagramm sind die errechneten zeitlichen Dehnungsverläufe der beiden Grenzfälle zu sehen. An Stelle des erwarteten Verlaufes der Dehnung des Versuchsträgers

wurde die Auswertung für die Messstelle 28 eingefügt (grüne Linie). Dabei ist zu erkennen, dass der Verlauf sich zwischen den beiden Grenzfällen befindet und sich eher am Grenzfall des Vollquerschnitts orientiert. Der abrupte Abfall des Verlaufes am Ende ist vermutlich auf Messfehler, Messungenauigkeiten oder Temperatureinflüsse zurückzuführen.

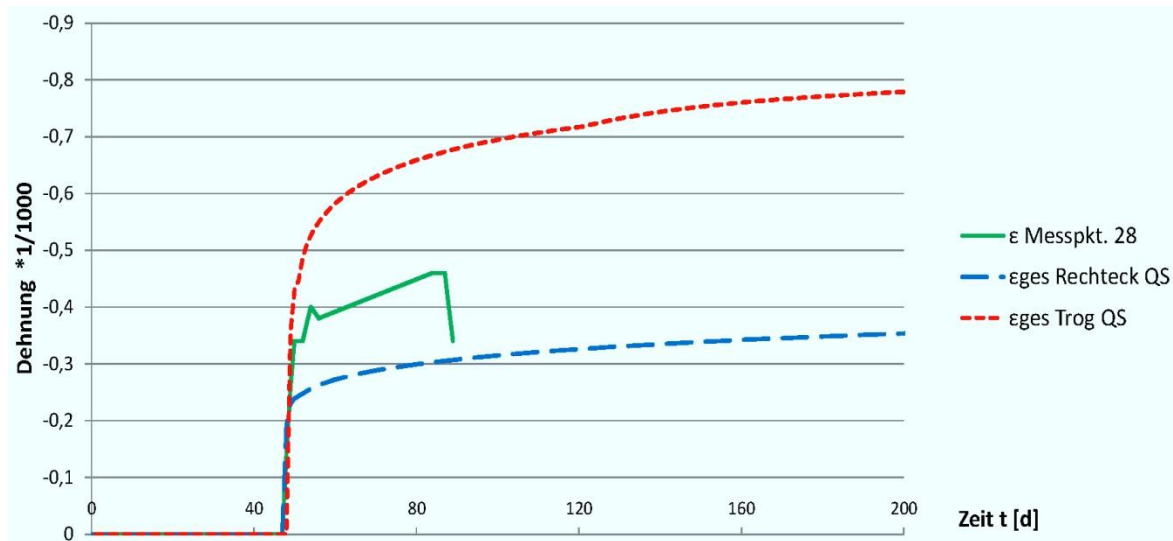


Diagramm III-5: Zeitlicher Dehnungsverlauf laut Setzdehnungsmessung in Feldmitte – Messstelle 28

1.4.2.3 Einfluss der Temperatur auf das Dehnungsverhalten

Da der Abfall der Messergebnisse auf einen eventuellen Temperatureinfluss zurückzuführen ist, wird dieser im folgenden Abschnitt behandelt. Werden die Temperatureinflüsse auch berücksichtigt, setzt sich die Gesamtverformung wie folgt zusammen:

$$\varepsilon_{ges}(t) = \varepsilon_{Messung}(t) = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{\Delta T}(t) \quad (III.1)$$

Dabei kennzeichnen die ersten beiden Terme auf der rechten Seite die bisher behandelten Stauchungen infolge elastischer Verformung und zeitabhängiger Kriechverformung. Sie können wie in den theoretischen Grundlagen beschrieben zu $\varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr}(t) = \varepsilon_{el} \cdot (1 + \varphi(t, t_0))$ zusammengefasst werden. Der dritte Term berücksichtigt die Dehnungen infolge Temperatureinfluss. Die Formänderungen infolge Temperatur werden nach der bekannten Formel

$$\varepsilon_{\Delta T}(t) = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (III.2)$$

berechnet. Dabei kennzeichnet α_T den Temperatureausdehnungskoeffizienten und ΔT die Temperaturdifferenz. Der Temperatureausdehnungskoeffizient α_T von Beton liegt bei $\alpha_T = 8 - 12 \cdot 10^{-6} \frac{1}{K}$. Für die weiteren Berechnungen wird der Temperatureausdehnungskoeffizient mit $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{K}$ angenommen. Um die Messwerte der Setzdehnungsmessung vom Temperatureinfluss zu entkoppeln und das Diagramm III-4 und Diagramm III-5 zu korrigieren, muss daher die Gesamtdehnungsgleichung wie folgt umgeformt werden. Somit können die Werte mit den Ergebnissen der Berechnung der Kriechverformungen verglichen werden.

$$\varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr}(t) = \varepsilon_{Messung}(t) - \varepsilon_{\Delta T}(t) \quad (III.3)$$

Zu den Zeitpunkten der Setzdehnungsmessung wurden nur lückenhaft Temperaturmessungen durchgeführt. Aus diesem Grund wurden von der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (ZAMG) Wetterdaten angefordert. Da die ZAMG in Gars am Kamp eine Wetterstation betreibt, können für den Versuchsstandort die Temperaturwerte sehr genau ermittelt werden. Daher wurden für jene Tage, an denen Setzdehnungsmessungen durchgeführt wurden, die Tagesmitteltemperaturen und die Temperaturwerte für die in Österreich üblichen Standardzeitpunkte meteorologischer Beobachtungen - 7, 14 und 19 Uhr - angefordert. In Tabelle III-3 sind die zuvor erwähnten Tagestemperaturdaten abgebildet.

Jahr	Monat	Tag	Tagesmitteltemp. [°C]	Temp. 07 Uhr [°C]	Temp. 14 Uhr [°C]	Temp. 19 Uhr [°C]
2010	10	28	1,8	-4,2	8,1	5,3
2010	10	29	3,6	-2,3	9,2	2,7
2010	11	2	8,2	5,9	10,9	7,9
2010	11	15	7	7,1	10,1	9,3
2010	11	24	3,5	3,9	4,8	1,2
2011	3	24	8,8	-0,9	17,7	8,7
2011	4	14	7,2	5,8	8,2	6,2
2011	4	28	13,5	8,2	20,4	14,1
2011	5	10	13,6	9,8	24,2	17,1

Legende
Zeit in MEZ, d.h. Sommerzeit nicht berücksichtigt

Tabelle III-3: Tagestemperaturen Gars am Kamp

Zusätzlich wurden auch die Temperaturmonatsmittelwerte für Oktober und November 2010 sowie März, April und Mai 2011 erhoben. Diese sind in Tabelle III-4 zu sehen.

Jahr	Monat	Monatsmitteltemperatur [°C]
2010	10	5,7
2010	11	5,4
2011	3	3,4
2011	4	11,1
2011	5	13,7

Tabelle III-4: Monatsmitteltemperatur Gars am Kamp

Mit diesen Temperaturdaten wurden drei Varianten untersucht:

Variante 1: Aus den in Tabelle III-3 dargestellten Temperaturen wurden die Temperaturwerte für den jeweiligen Zeitpunkt der Setzdehnungsmessung linear interpoliert. Mit diesen Werten wurden die Formänderungen infolge Temperatur ermittelt.

Variante 2: Da sich die Änderung der Umgebungstemperatur nicht sofort auf den relativ großen Versuchsträger auswirkt, sondern aufgrund der Masse, der Trägheit und der periodischen Eindringtiefe mit einer gewissen Verzögerung auswirkt, wurde bei dieser Variante mit den Tagesmitteltemperaturen gerechnet.

Variante 3: Bei dieser Variante wurde die verzögerte Auswirkung der Formänderungen infolge Temperatur auf den Träger noch extremer und langsamer ablaufend angenommen. Daher wurde für diese Berechnung die Monatsmitteltemperatur verwendet.

In Tabelle III-5 sind die für die beschriebenen Varianten benötigten Daten dargestellt.

Messzeitpunkt	Variante 1			Variante 2			Variante 3		
	Temperatur	ΔT	$\varepsilon_{\Delta T}$	Temperatur	ΔT	$\varepsilon_{\Delta T}$	Temperatur	ΔT	$\varepsilon_{\Delta T}$
	[°C]	[°C]	*10 ⁻³	[°C]	[°C]	*10 ⁻³	[°C]	[°C]	*10 ⁻³
28.10.2010, 08:20	-1,6	0,0	0	1,8	0,0	0	5,7	0,0	0
28.10.2010, 10:30	2,0	3,6	0,036	1,8	0,0	0	5,7	0,0	0
28.10.2010, 12:21	5,5	7,1	0,071	1,8	0,0	0	5,7	0,0	0
29.10.2010, 11:50	5,9	7,5	0,075	3,6	1,8	0,018	5,7	0,0	0
02.11.2010, 13:00	10,2	11,8	0,118	8,2	6,4	0,064	5,4	-0,3	-0,003
15.11.2011, 11:30	9,0	10,6	0,106	7,0	5,2	0,052	5,4	-0,3	-0,003
24.11.2011, 10:45	4,4	6,0	0,06	3,5	1,7	0,017	5,4	-0,3	-0,003
24.03.2011, 10:54	9,7	11,3	0,113	8,8	7,0	0,07	3,4	-2,3	-0,023
14.04.2011, 09:15	6,7	8,3	0,083	7,2	5,4	0,054	11,1	5,4	0,054
28.04.2011, 15:00	19,1	20,7	0,207	13,5	11,7	0,117	11,1	5,4	0,054
10.05.2011, 15:30	22,1	23,7	0,237	13,6	11,8	0,118	13,7	8,0	0,08

Tabelle III-5: Variantenvergleich - Dehnung infolge Temperaturänderung

Für Variante 1 wurde die Temperatur zum Messzeitpunkt linear zwischen den Temperaturwerten von 7 Uhr, 14 Uhr bzw. 19 Uhr aus Tabelle III-3 interpoliert. Für Variante 2 und Variante 3 wurden die Daten direkt aus Tabelle III-3 bzw. Tabelle III-4 übernommen. Die Temperaturdifferenz ΔT wurde durch Subtraktion des Wertes zum Zeitpunkt der Ausgangsmessung ermittelt.

Die Dehnungen infolge Temperatur $\varepsilon_{\Delta T}(t)$ wurden mit den Messwerten der Setzdehnungsmessung überlagert. Somit entstehen aus dem Diagramm III-4 und dem Diagramm III-5 folgende Verläufe, die für die einzelnen Varianten dargestellt sind:

Variante 1:

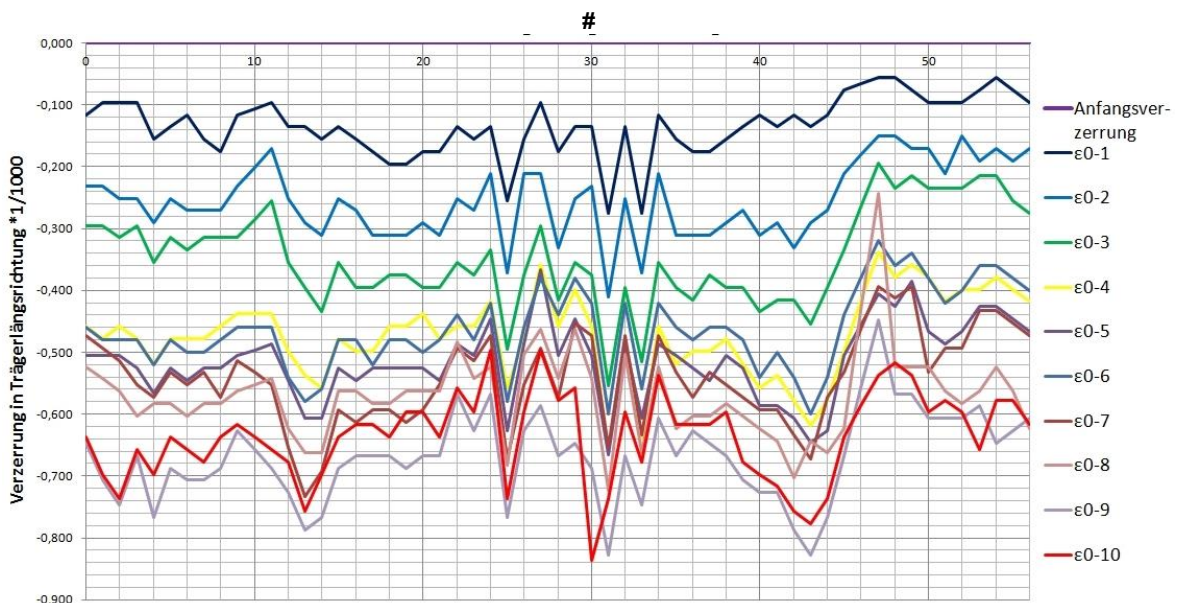


Diagramm III-6: VARIANTE 1- korrigierte Trägerlängsverzerrung laut Setzdehnungsmessung-Messmarken 0-57

Diagramm III-6 zeigt die Trägerlängsverzerrungen über die gesamte Trägerlänge. Dabei wurden von den Verläufen der korrigierten Setzdehnungsmessung aus Diagramm III-4 die Dehnungen infolge Temperatur $\varepsilon_{\Delta T}(t)$ der Variante 1 aus Tabelle III-5 subtrahiert. Die Korrektur der Setzdehnungsmessung mit dieser ersten Variante brachte eine Verbesserung, da zum Beispiel der Verlauf der zehnten Setzdehnungsmessung (rote Linie) sich deutlich nach unten verschob. Prinzipiell wurden alle Verzerrungen durch diese

Korrektur größer. Infolge dessen wurden alle Verläufe parallel um den Wert der Temperaturdehnung nach unten verschoben.

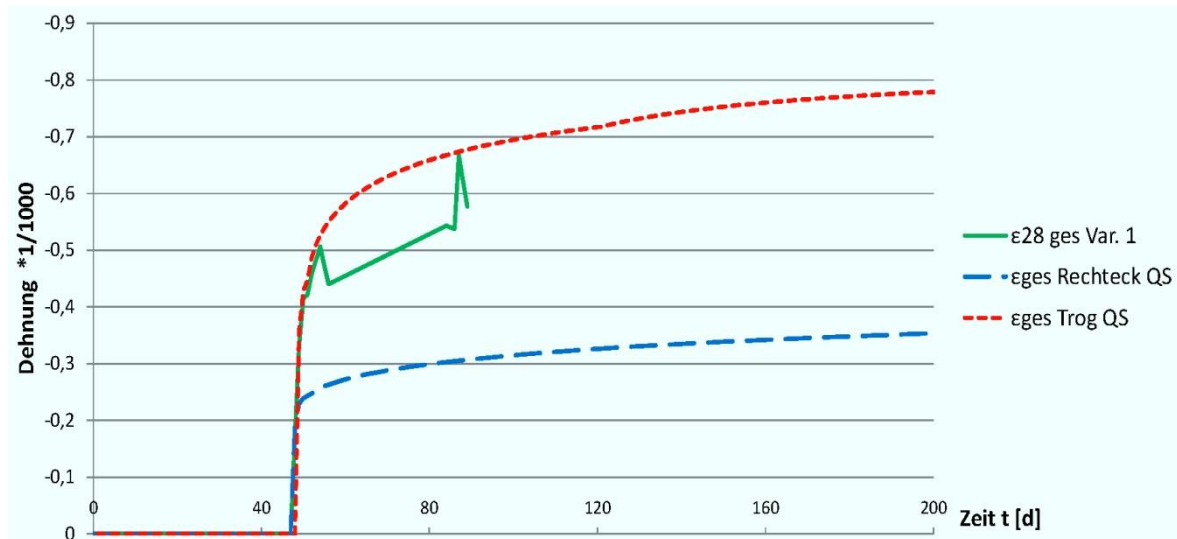


Diagramm III-7: VARIANTE 1- korrigierter zeitlicher Dehnungsverlauf laut Setzdehnungsmessung in Feldmitte – Messstelle 28

Ein ähnliches Ergebnis liefert das Diagramm III-7. Es zeigt sich ein deutlicher Anstieg der Stauchungen an der Unterkante in Trägermitte. Der Verlauf erhält durch die Korrektur jedoch deutlich größere Zacken. Dies ist auf die großen Schwankungen der Temperaturwerte zu den Messzeitpunkten zurückzuführen. Da der Träger diese kurzzeitigen Temperatureinwirkungen auf Grund seiner Trägheit, nicht so stark aufnimmt wurden weitere Varianten untersucht.

Variante 2:

Diagramm III-8 zeigt die Trägerlängsverzerrungen über die gesamte Trägerlänge für Variante 2.

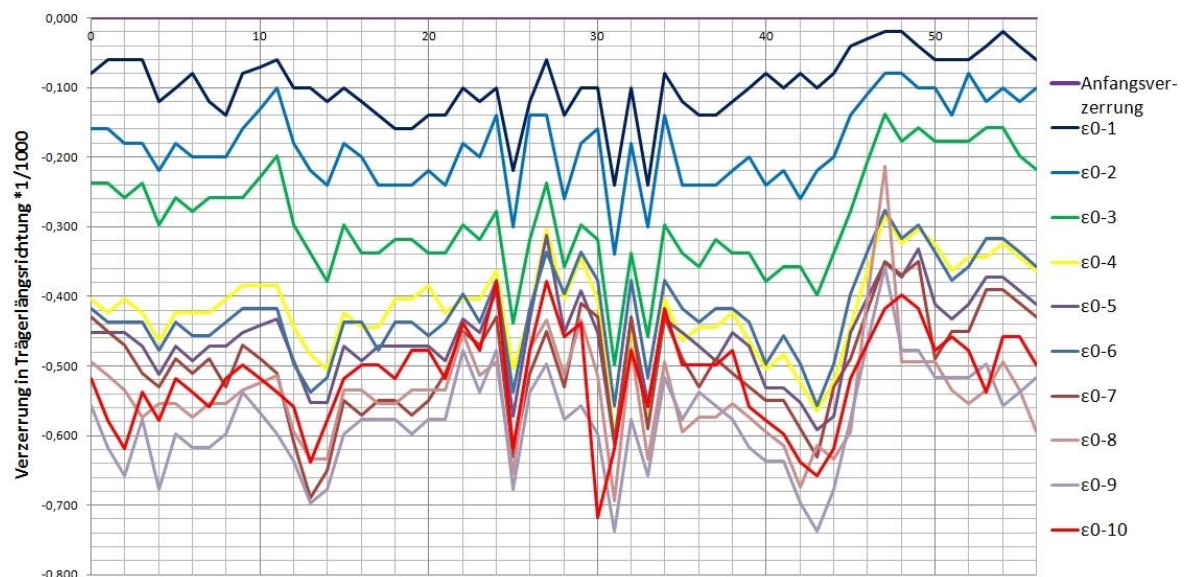


Diagramm III-8: VARIANTE 2- korrigierte Trägerlängsverzerrung laut Setzdehnungsmessung-Messmarken 0-57

Dabei zeigt sich ein ähnliches Ergebnis wie bei Variante 1. Die Verläufe sind gegenüber jenen aus der reinen Setzdehnungsmessung chronologisch angeordnet. Die Vergrößerung der Verzerrung gegenüber der ersten Variante fällt nicht so groß aus, da auf Grund der Wahl der Tagesmitteltemperaturen die Temperaturdifferenzen nicht so groß sind. Für die Verläufe der ersten beiden Messungen ist die Temperaturdifferenz $\Delta T = 0$. Daher sind diese beiden Verläufe ident mit jenen der Setzdehnungsmessung.

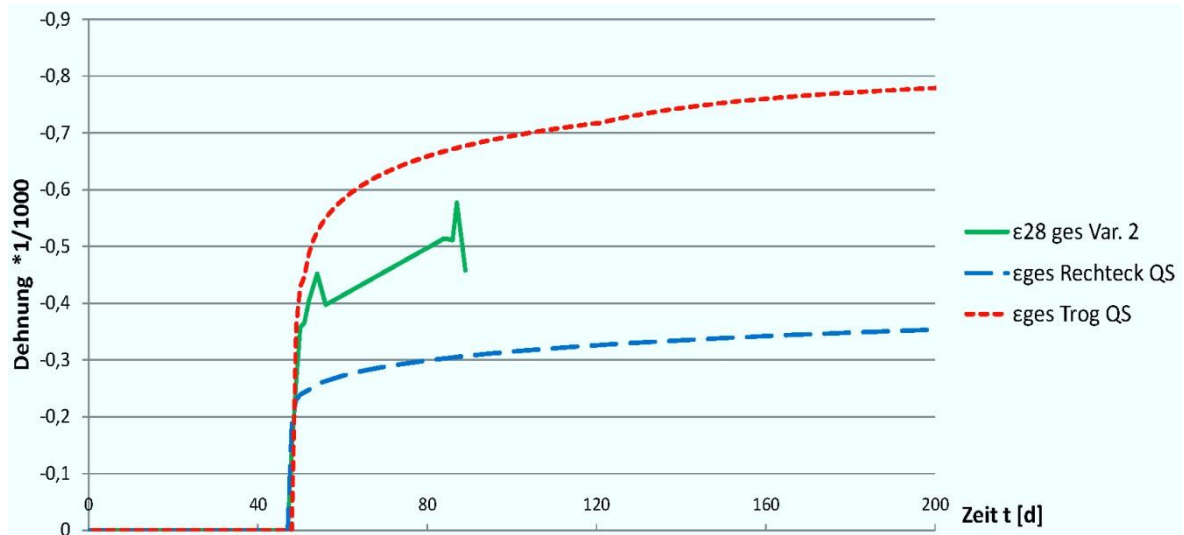


Diagramm III-9: VARIANTE 2- korrigierter zeitlicher Dehnungsverlauf laut Setzdehnungsmessung in Feldmitte – Messstelle 28

Ein ähnliches Ergebnis liefert das Diagramm III-9. Bei der grünen Linie ist dabei zu erkennen, dass die Stauchungen kleiner ausfallen und sich der Verlauf daher wieder mehr in Richtung des Dehnungsverlaufs des Rechteckquerschnitts (blau strichlierte Linie) verschiebt. Der Abfall der letzten beiden Messungen nach 230 bzw. 242 Tagen kann trotzdem nicht kompensiert werden.

Variante 3:

Diagramm III-10 zeigt die Korrektur der Trägerlängsverzerrungen aus der Setzdehnungsmessung mit den Temperaurdehnungen auf Basis der Monatsmittelwerte.

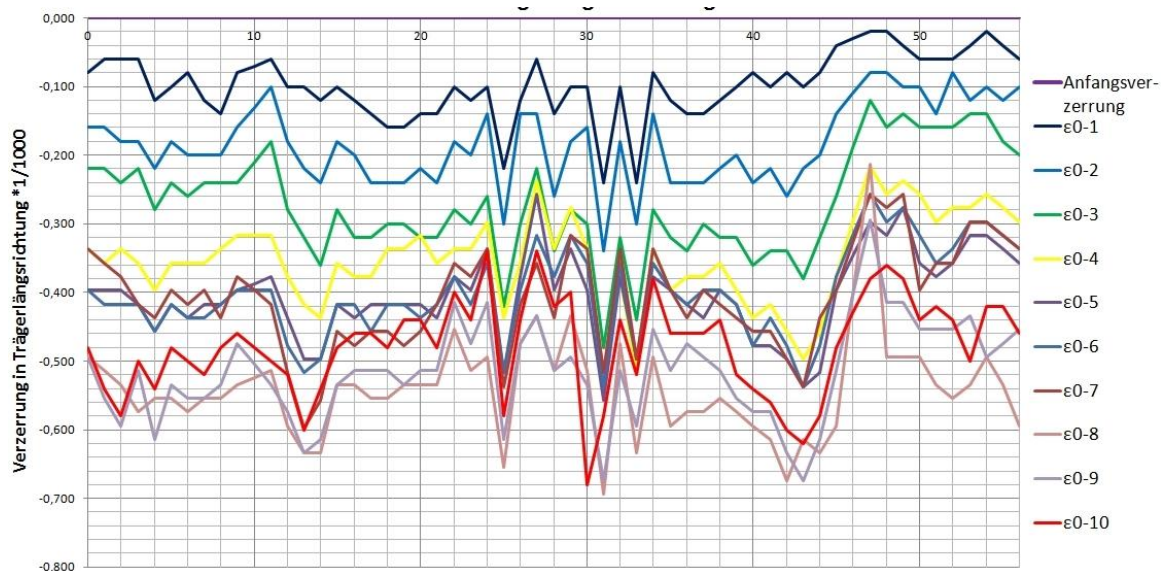


Diagramm III-10: VARIANTE 3- korrigierte Trägerlängsverzerrung laut Setzdehnungsmessung-Messmarken 0-57

Hier treten im Vergleich zu den anderen Varianten die geringsten Veränderungen auf. Grund dafür ist die geringere Temperaturdifferenz zwischen den Monatsmittelwerten und die dadurch entstehenden geringeren Temperaturdehnungen. Die Verläufe $\varepsilon_0 - 1$ bis $\varepsilon_0 - 6$ sind ident bzw. annähernd ident mit jenen der Messung, da die Temperaturdifferenz und somit auch die Dehnung infolge Temperatur Null bzw. annähernd Null ist.

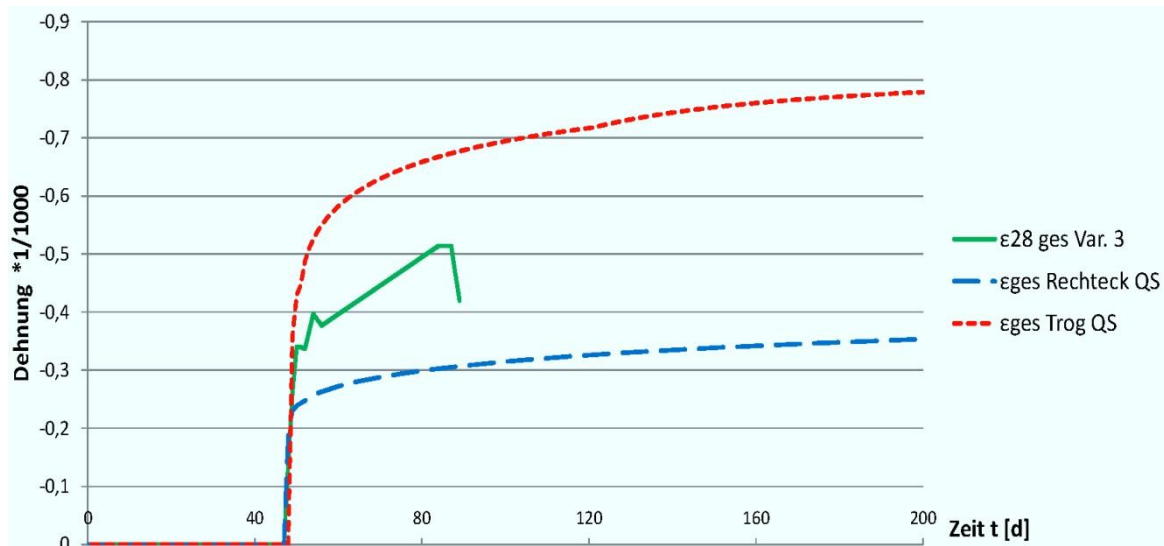


Diagramm III-11: VARIANTE 3- korrigierter zeitlicher Dehnungsverlauf laut Setzdehnungsmessung in Feldmitte – Messstelle 28

Diagramm III-11 zeigt wieder die zeitlichen Dehnungsverläufe der beiden Grenzfälle und der mit der Temperaturdehnung überlagerten Setzdehnungsmessung in Trägermitte. Dabei ist abermals zu erkennen, dass der Abfall der letzten beiden Messwerte nicht kompensiert werden kann.

Es stellt sich daher die Frage, ob der Abfall der letzten beiden Messungen auf Messfehler oder Messungenauigkeiten zurückzuführen ist. Der Messfehler des Setzdehnungsmessers beträgt $f = \frac{\Delta f}{l} = \frac{0,01}{500} = 0,2 \cdot 10^{-4}$. Da sich die Verzerrungen der Messung im zehntel Promillebereich befinden, hat der Messfehler einen Einfluss auf die Messungen, kann den Abfall am Ende jedoch nicht vollständig kompensieren.

Es ist aber gut zu erkennen, dass sich der Verlauf zwischen den beiden Grenzwerten befindet. Daher kann daraus geschlossen werden, dass sich der Füllbeton an der Lastabtragung beteiligt.

1.4.2.4 Ermittlung des Elastizitätsmodul E_{cm} des trogförmigen Fertigteilträgers

Theoretische Berechnung des Elastizitätsmodul E_{cm} laut EC2:

Der Trogquerschnitt besteht aus zwei unterschiedlichen Betonarten. Für die Fertigteilwandelemente wurde die Betonsorte C 30/37 B2 GK 16 F52 verwendet und für die Bodenplatte ein selbstverdichtender Beton SCC 40/50 B2 GK16 F73.

Laut dem Formblatt der Betonherstellung des Fertigteilwerkes betrug die mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen für den Beton C30/37 B2 GK 16 F52:

$$f_{cm,cube} = 64,0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{III.4})$$

Die mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen für den Beton SCC 40/50 B2 GK16 F73 ergibt sich laut Angaben des Fertigteilwerkes (Anhang B) zu:

$$f_{cm,cube} = 62,4 \text{ N/mm}^2 \quad (III.5)$$

Laut EC2 [15] wird der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{cm} mit $f_{cm} = 0,8 \cdot f_{cm,cube}$ berechnet. Die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} ergibt sich aus der Formel $f_{cm} = f_{ck} + 8$

Somit beträgt die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit für die Wandelemente:

$$f_{ck,WE} = 0,8 \cdot f_{cm,cube} - 8 = 0,8 \cdot 64,0 - 8,0 = 43,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (III.6)$$

Die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit für die Bodenplatte berechnet sich zu:

$$f_{ck,PL} = 0,8 \cdot f_{cm,cube} - 8 = 0,8 \cdot 62,4 - 8,0 = 41,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (III.7)$$

Flächenmäßig gemittelt ergibt sich eine charakteristische Zylinderdruckfestigkeit für den gesamten Betonquerschnitt von:

$$f_{ck,FT} = \frac{2 \cdot 0,07 \cdot 1,44 \cdot 43,2 + 0,56 \cdot 0,2 \cdot 41,92}{2 \cdot 0,07 \cdot 1,44 + 0,56 \cdot 0,22} = 42,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Somit liegt die Betonfestigkeitsklasse für die beiden verwendeten Betonsorten zwischen C40/50 und C45/55. Der Elastizitätsmodul E_{cm} kann daher nach EC 2 Tabelle 3.1 mit $E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3}$ berechnet werden und liegt zwischen 35.000 N/mm² und 36.000 N/mm². Der flächenmäßig gemittelte Elastizitätsmodul E_{cm} berechnet sich für den gesamten Betonquerschnitt zu:

$$E_{cm,FT} = \frac{2 \cdot 0,07 \cdot 1,44 \cdot 22 \left[\frac{0,8 \cdot 64,0}{10} \right]^{0,3} + 0,56 \cdot 0,2 \cdot 22 \left[\frac{0,8 \cdot 62,4}{10} \right]^{0,3}}{2 \cdot 0,07 \cdot 1,44 + 0,56 \cdot 0,22}$$

$$E_{cm,FT} = 35.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (III.8)$$

Ermittlung des Elastizitätsmodul E_{cm} gemäß der Versuchsdaten

Durch Aufsummierung der Messwerte einer Setzdehnungsmessung über die gesamte Trägerlänge erhält man die Längenänderung des gesamten Trägers 10 cm über der Trägerunterkante. Tabelle III-6 und Tabelle III-7 zeigen die gemessenen Längenänderungen am Versuchsträger.

Messung	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Datum	28.10.2010	28.10.2010	28.10.2010	29.10.2010	02.11.2010	15.11.2011	24.11.2011	24.03.2011	14.04.2011	28.04.2011	10.05.2011
Uhrzeit	08:21	10:30	12:21	11:53	13:00	11:30	10:45	10:54	09:15	15:00	15:30
Summe	-8,55	-13,12	-15,81	-18,38	-20,79	-22,42	-22,22	-22,92	-24,25	-23,49	-23,08
Δl [mm]	0	-4,57	-7,26	-9,83	-12,24	-13,87	-13,67	-14,37	-15,70	-14,94	-14,53

Tabelle III-6: Längenänderung des Versuchsträger laut Setzdehnungsmessung – Messmarken 0-57

Messung	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Datum	28.10.2010	28.10.2010	28.10.2010	29.10.2010	02.11.2010	15.11.2011	24.11.2011	24.03.2011	14.04.2011	28.04.2011	10.05.2011
Uhrzeit	08:21	10:30	12:21	11:53	13:00	11:30	10:45	10:54	09:15	15:00	15:30
Summe	-6,30	-11,34	-13,87	-17,13	-18,22	-20,38	-22,23	-19,76	-23,37	-20,98	-17,52
Δl [mm]	0	-5,04	-7,57	-10,83	-11,92	-14,08	-15,93	-13,46	-17,07	-14,68	-11,22

Tabelle III-7: Längenänderung des Versuchsträger laut Setzdehnungsmessung – Messmarken 100-157

Die Längenänderung zwischen erster (Nullmessung) und zweiter Setzdehnungsmessung beschreibt die Längsstauchung, die aus reiner Vorspannungsbeanspruchung entstanden ist. Aus dieser lässt sich auf Grund der Tatsache, dass sich der Fertigteilträger im Zustand I befindet, eine einfache Beziehung zwischen Vorspannkraft und vorherrschendem Elastizitätsmodul E_{cm} herstellen. Eine Betrachtung der Längenänderungen zu einem späteren Zeitpunkt wird nicht als zielführend erachtet, da es sich hier um eine kombinierte Beanspruchung des Fertigteilträgers aus Füllbetonbelastung und Vorspannung handelt. Eine daraus abgeleitete Ermittlung des Elastizitätsmoduls E_{cm} wäre auf Grund der vielen erforderlichen Variablen nicht so eindeutig.

Betrachtet man nun die Längenänderungen zwischen erster (Nullmessung) und zweiter Setzdehnungsmessung und mittelt die beiden Werte aus Tabelle III-6 und Tabelle III-7, so erhält man eine Gesamtstauchung von $\Delta l = -4,805 \text{ mm}$.

Die Verzerrung beträgt im betrachteten Bereich ($57 \times 0,5 \text{ m} = 28,5 \text{ m}$):

$$\varepsilon_{cm,el,FT} = \frac{\Delta l}{l} = \frac{-4,805 \cdot 10^{-3}}{28,5} = -1,686 \cdot 10^{-4}$$

Aus der Verzerrung der in diesem Zeitraum aufgebrachten Vorspannkraft $P = 1.500 \text{ kN}$ und der Querschnittsfläche $A_i = 0,321 \text{ m}^2$ kann der Elastizitätsmodul E_{cm} ermittelt werden:

$$E_{cm,FT} = \frac{\sigma_{xx}}{\varepsilon_{cm,el,FT}} = \frac{\frac{-1,5}{0,321}}{-1,6856 \cdot 10^{-4}} = 27.722 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Im Vergleich zu dem laut EC2 [15] ermittelten Elastizitätsmodul E_{cm} erscheint dieser Wert als zu gering, kann aber durch die Tatsache, dass bei der ersten Vorspannstufe die Vergussfugen erst überdrückt werden müssen und es demnach zu höheren Stauchungen kommt, erklärt werden. Die Steifigkeit ist demnach bei der Erstbelastung noch nicht vollständig vorhanden.

Betrachtet man dagegen die Längenänderungen zwischen erster (Nullmessung) und dritter Setzdehnungsmessung und mittelt die beiden Werte aus Tabelle III-6 und Tabelle III-7, erhält man eine Gesamtstauchung von $\Delta l = -7,415 \text{ mm}$.

Die Verzerrung beträgt im betrachteten Bereich ($57 \times 0,5 \text{ m} = 28,5 \text{ m}$):

$$\varepsilon_{cm,el,FT} = \frac{\Delta l}{l} = \frac{-7,415 \cdot 10^{-3}}{28,5} = -2,6017 \cdot 10^{-4}$$

Aus der Verzerrung, der in diesem Zeitraum aufgebrachten Vorspannkraft $P = 3.000 \text{ kN}$ und der Querschnittsfläche $A_i = 0,321 \text{ m}^2$, kann der Elastizitätsmodul E_{cm} ermittelt werden:

$$E_{cm,FT} = \frac{\sigma_{xx}}{\varepsilon_{cm,el,FT}} = \frac{\frac{-3,0}{0,321}}{-2,6017 \cdot 10^{-4}} = 35.922 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Der ermittelte Elastizitätsmodul E_{cm} liegt im Bereich des laut EC2 und den Daten der Fertigteilherstellung ermittelten Moduls. Für die Ermittlung der Spannungen in den einzelnen Messpunkten der Dehnmessstreifen wird in weiterer Folge der ermittelte Elastizitätsmodul $E_{cm,FT} = 36.000 \text{ N/mm}^2$ verwendet.

1.4.2.5 Ermittlung des E-Moduls E_{cm} des Ortbeton-Anteils

Theoretische Berechnung des Elastizitätsmodul E_{cm} gemäß EC2 [15]:

Für den Füllbeton wurde dieselbe Betonsorte wie für die Bodenplattenherstellung verwendet. Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit kann mit 80% der Würfeldruckfestigkeit gemäß Gleichung III.7 angesetzt werden. Daraus ergibt sich ein mittlerer Elastizitätsmodul nach 28 Tagen berechnet von:

$$E_{cm,FB} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 22 \left[\frac{0,8 \cdot 62,4}{10} \right]^{0,3} = 35.637 \frac{N}{mm^2}$$

Für die weiteren Untersuchungen, speziell für die Berechnung der Spannungen mittels ermittelter Dehnmessstreifen-Dehnungen, ist die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls $E_{cm(t)}$ von Bedeutung. Im Besonderen zum Zeitpunkt $t=22$ h, da hier die erste Füllbetonschicht zum ersten Mal belastet wird. Im folgenden Diagramm III-12 ist die zeitliche Entwicklung der mittleren Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm(t)}$ und des Elastizitätsmoduls $E_{cm(t)}$ gemäß der Beton-Erstprüfungsangaben des Fertigteilwerks und der zeitlichen Beziehung zwischen Betonfestigkeit und E-Modul gemäß EC2 [15] dargestellt. Das Diagramm zeigt die ersten 50 h der Betonverfestigung. Die Werte für $t=22$ sind angegeben. Außerdem sind die Verläufe für die drei üblichen Zementklassen (R); (N) und (S) angegeben. Die verwendete Zementklasse ist laut Formblatt mit CEM I 52,5 R, also Klasse (R), angegeben, jedoch hat eine Prüfung dreier Betonwürfel zum Zeitpunkt $t=22$ h keine so rasche Entwicklung, wie laut EC2 [15] errechnet, ergeben. Grund dafür dürften die Temperaturverhältnisse zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung gewesen sein. Die Außentemperaturen lagen gemäß Tabelle III-3 zwischen $-4,2^\circ$ und $+9,2^\circ$. Dies könnte zu einer Verzögerung der Abbindezeit geführt haben. Das Fertigteil wurde schon zu einem früheren Zeitpunkt an das Versuchsgelände geliefert. Es kann also davon ausgegangen werden, dass der Träger dieselbe Temperatur aufweist wie die mittlere Umgebungstemperatur. Das Fertigteil kann also wiederum kühlend gewirkt haben.

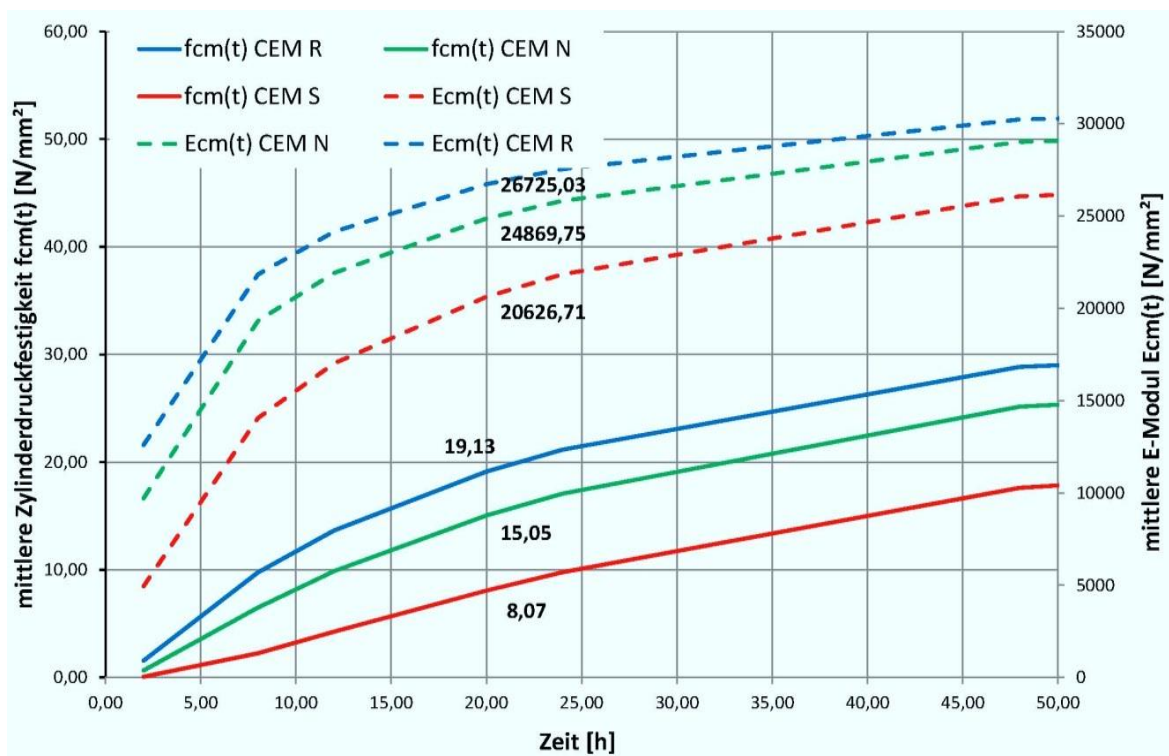


Diagramm III-12: zeitliche Entwicklung des E-Moduls des Füllbetons SCC 40/50 gemäß EC2

Ermittlung des Elastizitätsmodul E_{cm} gemäß der Versuchsdaten

Zum Zeitpunkt $t=22$ h wurde an drei Probewürfeln die Würfeldruckfestigkeit des Füllbetons SCC 40/50 B2 GK16 F73 bestimmt. Die Probeabdrücke ergaben Festigkeiten $f_{cm,i(t=22h)}$ von 13,9, 13,8 und 13,7 N/mm². Das ergibt eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit von:

$$f_{cm,FB}(t = 22h) = \frac{0,8 \cdot (13,9 + 13,8 + 13,7)}{3} = 11,0 \frac{N}{mm^2}$$

Der daraus abgeleitete Elastizitätsmodul $E_{cm(t)}$ errechnet sich zu:

$$E_{cm,FB} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 22 \left[\frac{11,04}{10} \right]^{0,3} = 22.700 \frac{N}{mm^2}$$

Das Abbinden des Füllbetons verhielt sich zeitlich demnach eher wie bei einem Beton mit Zementklasse zwischen (N) und (S).

1.4.3 Auswertung der Dehnmessstreifen

Für die Auswertung der Dehnmessstreifen sei hier vorab erwähnt, dass das Messprogramm zu Beginn der Messung abgestürzt ist. Es sind daher nur Daten vorhanden, nachdem der Versuchsträger mit einer Vorspannkraft von $P=2000$ kN vorgespannt wurde. Für die Ermittlung der vorherrschenden Dehnungen und Spannungen müssen die aufgezeichneten Ergebnisse auf das Dehnungsniveau dieser Belastung gehoben werden. Die begleitende Setzdehnungsmessung liefert aber die notwendigen Daten, um eine genaue Ermittlung dieses Dehnungsniveaus zu ermöglichen.

In weiterer Folge werden exemplarisch die Auswertungen der DMS-Profile in Feldmitte (DMS 4-6) und an der Umlenkstelle (DMS 7-9) angeführt.

1.4.3.1 Zeitlicher Dehnungsverlauf in Feldmitte

Diagramm III-13 beschreibt den zeitlichen Verlauf der Längsverzerrungen an den Messstellen DMS 4 (Trägeroberseite) bzw. DMS 6 (Trägerunterseite) in Feldmitte. Die strichlierten Linien sind die korrigierten Dehnungsverläufe, welche die Vorbelastungen durch Eigengewicht des Fertigteilträgers und der Vorspannkraft von $P=2000$ kN berücksichtigen. Auf der Sekundärachse sind die zeitlich zugehörigen Auflagerreaktionen dargestellt, beschrieben durch den roten Graph. Gut zu erkennen sind die 4 Belastungsphasen durch die Einbringung des Füllbetons. Diese bewirken eine zeitgleiche Veränderung des Verzerrungszustandes im Profil. In den Phasen in denen die Auflagerkraft annähernd auf einem Plateau verläuft, sind bei Betrachtung des Dehnungsverlaufes dennoch Verzerrungsänderungen zu erkennen. Dabei handelt es sich um das jeweilige Aufbringen einer Vorspannkraft.

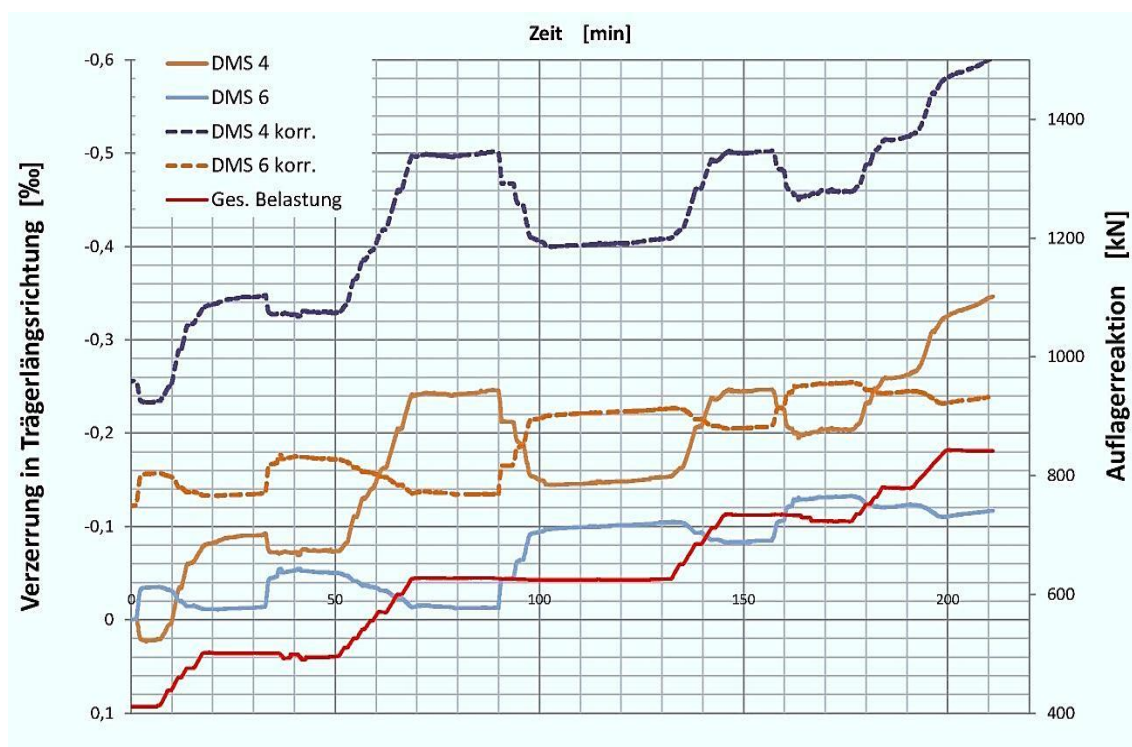


Diagramm III-13: Verzerrungen in Feldmitte

Die Maximalwerte der Längsverzerrungen ε_{xx} betragen an der Oberseite: $\varepsilon_{xx,O} = -0,600 \cdot 10^{-3}$ und $\varepsilon_{xx,U} = -0,239 \cdot 10^{-3}$ an der Unterseite.

1.4.3.2 Zeitlicher Spannungsverlauf in Feldmitte

Mit dem in Abschnitt 1.4.2.4 ermittelten Elastizitätsmodul von $E_{cm,FT} = 36.000 \text{ N/mm}^2$ lässt sich der zeitliche Spannungsverlauf berechnen, dargestellt in Diagramm III-14. Die Maximalwerte der Spannungen σ_{xx} betragen an der Oberseite: $\sigma_{xx,O} = -22,3 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{xx,U} = -8,8 \text{ N/mm}^2$ an der Unterseite.

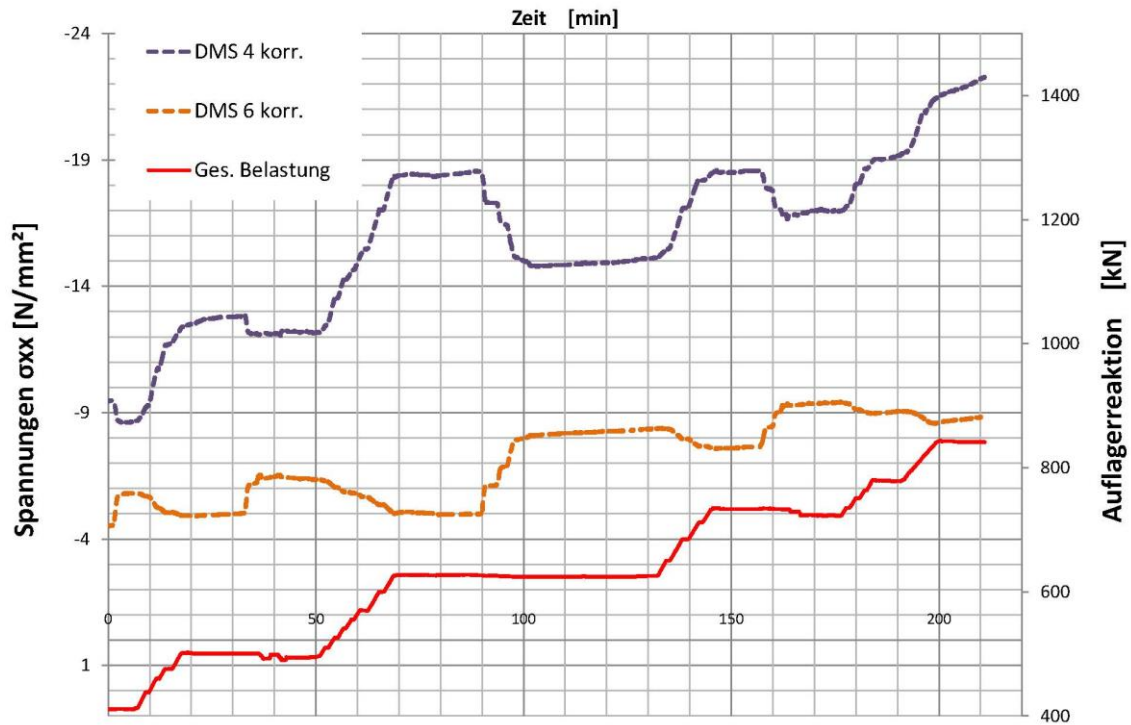


Diagramm III-14: Spannungen in Feldmitte

1.4.3.3 Zeitlicher Dehnungsverlauf an den Umlenkstellen

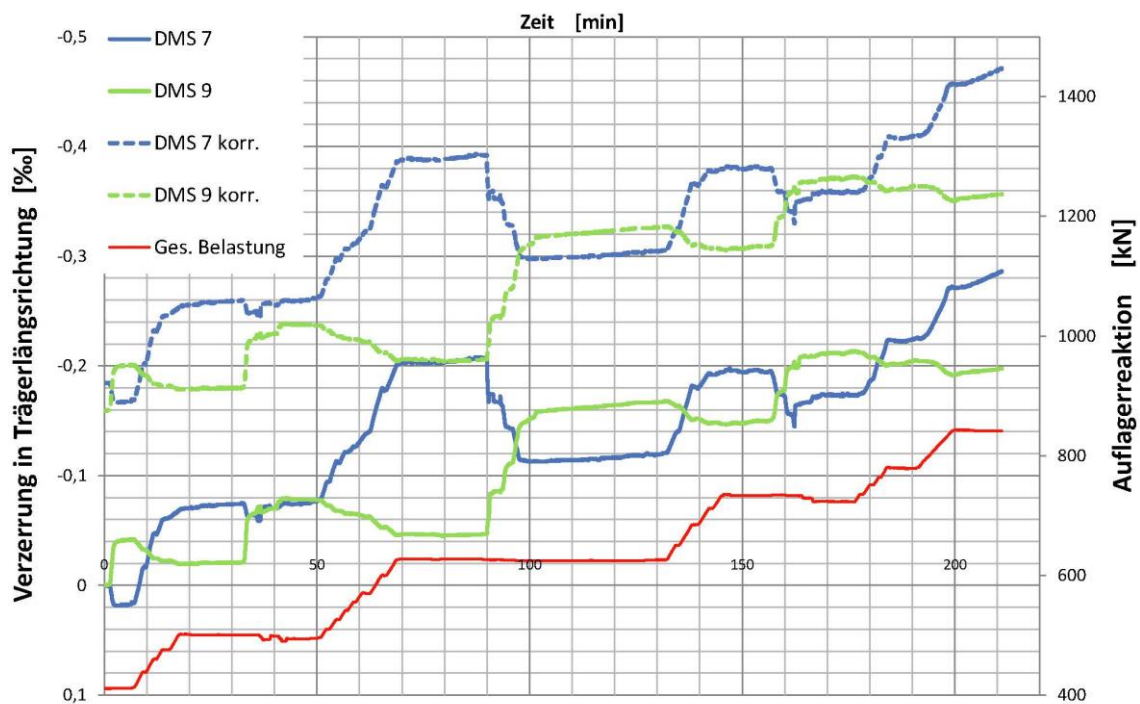


Diagramm III-15: Verzerrungen an der Umlenkstelle

Diagramm III-15 beschreibt den zeitlichen Verlauf der Längsverzerrungen an den Messstellen DMS 7 (Trägeroberseite) bzw. DMS 9 (Trägerunterseite) an der Umlenkstelle. Die strichlierten Linien sind die korrigierten Dehnungsverläufe, welche die Vorbelastungen durch Eigengewicht des Fertigteilträgers und der Vorspannkraft von $P=2000$ kN berücksichtigen. Die Maximalwerte der Längsverzerrungen ε_{xx} betragen an der Oberseite: $\varepsilon_{xx,O} = -0,471 \cdot 10^{-3}$ und $\varepsilon_{xx,U} = -0,356 \cdot 10^{-3}$ an der Unterseite.

1.4.3.4 Zeitlicher Spannungsverlauf an den Umlenkstellen

In Diagramm III-16 ist der zeitliche Spannungsverlauf, berechnet aus den gemessenen Verzerrungen und einem angenommenen Elastizitätsmodul $E_{cm,FT} = 36.000 \text{ N/mm}^2$. Die Maximalwerte der Spannungen σ_{xx} betragen an der Oberseite: $\sigma_{xx,O} = -17,4 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{xx,U} = -13,2 \text{ N/mm}^2$ an der Unterseite.

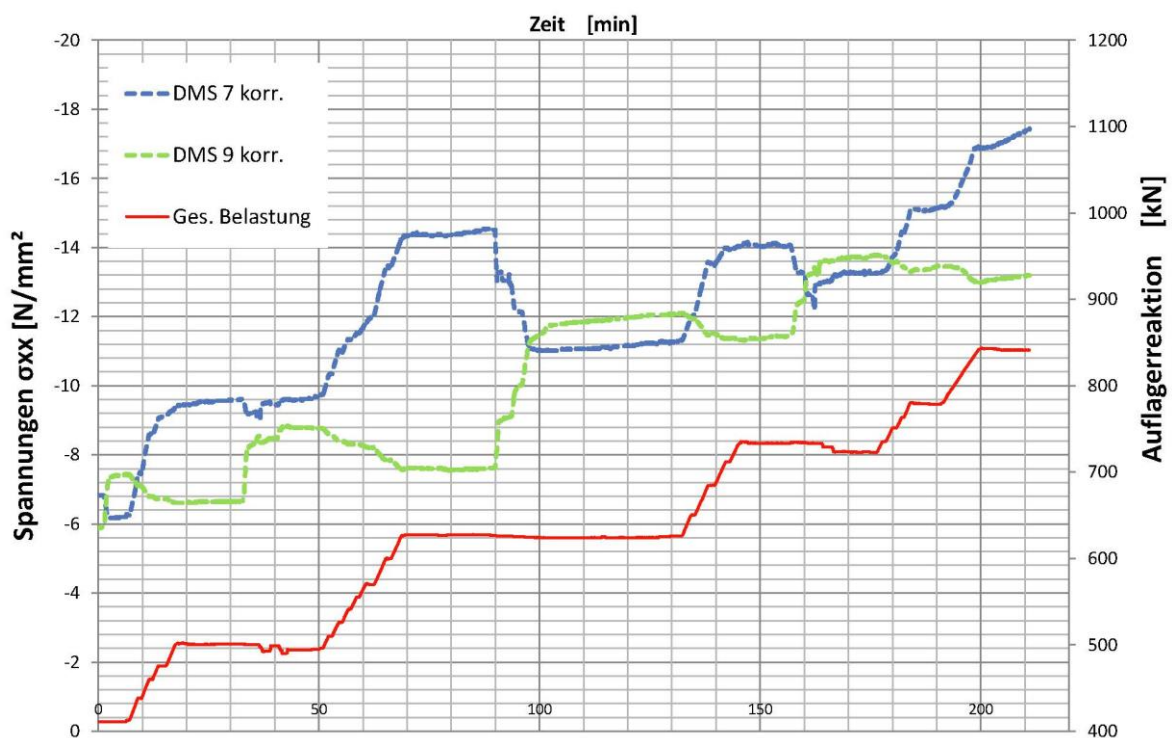


Diagramm III-16: Spannungen an der Umlenkstelle

Ein Vergleich zwischen den gemessenen und den berechneten Ergebnissen wird in Abschnitt 1.6 gezogen.

1.4.4 Auswertung der Wegaufnehmer

Während des Herstellungsprozesses wurden mit vier Kraftmessdosen (jeweils zwei pro Auflagerachse) die vertikalen Auflagerreaktionen gemessen. In Trägermitte und an den Stoßfugen, die sich jeweils ca. 6 m vom Auflager entfernt befinden, wurde mittels Wegaufnehmer die jeweilige Durchbiegung gemessen. Diagramm III-17 zeigt den zeitlichen Verlauf der Messungen. Dabei stellen die vier annähernd parallel verlaufenden Linien, die mit WayCon 1-4 (gelbe, rote, violette und blaue Linie) bezeichnet sind, die Messdaten der Wegaufnehmer dar. WayCon 2 und 3 waren in der Trägermitte angebracht, WayCon 1 und 4 jeweils bei den Stoßfugen zwischen dem äußeren und mittleren Trogquerschnitt.

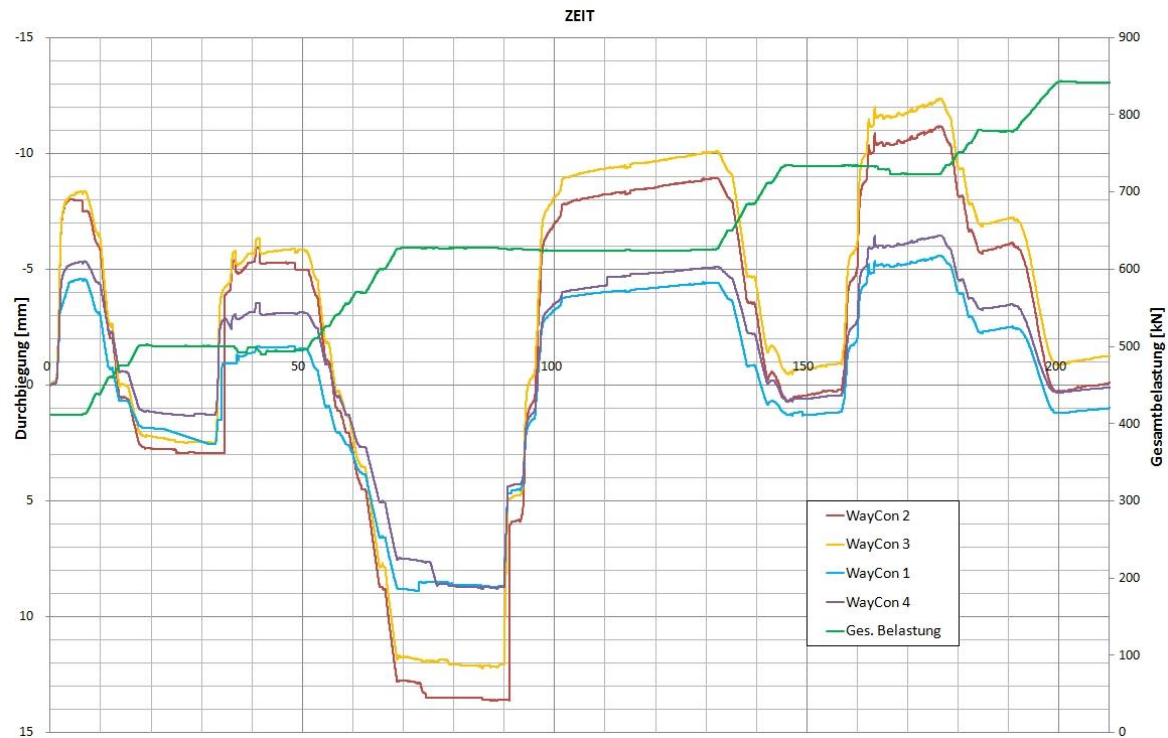


Diagramm III-17: Durchbiegung während dem Ausbetonieren und Vorspannens des Versuchsträgers

Die einzelnen Belastungsschritte sind sehr gut zu erkennen. Eine negative Durchbiegung, also eine Verformung des Trägers nach oben ist im Diagramm ebenfalls nach oben aufgetragen. Diese negativen Durchbiegungen sind jeweils auf die Erhöhung der Vorspannkraft zurückzuführen. Die markanten Abfälle nach unten, also eine positive Durchbiegung, sind hingegen auf das Einbringen des Füllbetons zurückzuführen. Sehr gut ist auch zu erkennen, dass sich die Durchbiegung des Trägers nach dem letzten Füllvorgang und dem damit verbundenen Ende der Belastungsgeschichte wieder annähernd auf null einstellen. Dies spricht für eine richtige Dimensionierung der Vorspannung.

Die grüne Linie stellt die akkumulierte Belastung dar. Sie ist die Summe der Messwerte aller vier Kraftmessdosen und stellt die Änderung der Gesamtbelastung des Trägers dar. Dabei sind die vier Befüllungsschritte sehr gut zu erkennen. Die Stufe beim letzten Füllvorgang ist auf eine einbaubedingte Verzögerung zurückzuführen und ist auch bei den Verformungen durch einen markanten Sprung eindeutig zu erkennen. Gut zu sehen ist auch, dass jede Belastungssteigerung direkt eine positive Verformung bewirkt. Hingegen bewirkt eine Änderung der Vorspannkraft keine Auflagerreaktion, da es sich um ein statisch bestimmtes System handelt und somit keine Zwängungen auftreten.

1.5 Versuchsnachrechnung

1.5.1 Bestimmung der ideellen Querschnittswerte

Im Folgenden werden die Querschnittswerte, die für die Nachrechnung des Versuches benötigt werden, ermittelt. Abbildung III-9 zeigt die für die Ermittlung der Spannungen relevanten Regelquerschnitte. Regelquerschnitt 1 ist der Trogquerschnitt ohne Füllbeton. Die Belastungen am 2. Versuchstag wirken auf den Regelquerschnitt 2. Da der Füllbeton 1 bereits nach $t=22$ h eine gewisse Festigkeit aufweist, wird dieser bei Regelquerschnitt 2 gemäß dem in Abschnitt 1.4.2.4 und 1.4.2.5 ermittelten Elastizitätsmodul berücksichtigt.

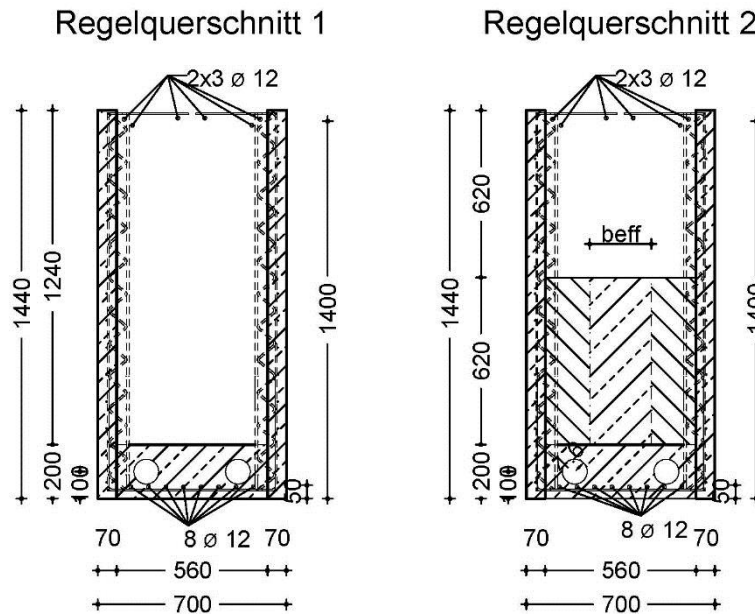


Abbildung III-9: Regelquerschnitt des Trogquerschnitts – Regelquerschnitt des zur Hälfte ausbetonierten Querschnitts

1.5.1.1 Regelquerschnitt 1

Querschnittsfläche:

$$A_c = 2 * 1,44 * 0,07 + 0,56 * 0,2 = 0,3136 \text{ m}^2$$

$$A_s = 6,79 * 10^{-4} + 9,05 * 10^{-4} = 0,001584 \text{ m}^2$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{37.000} = 5,405$$

$$A_i = A_c + (\alpha_s - 1) * A_s = 0,3136 + (5,405 - 1) * 0,001584 = 0,3206 \text{ m}^2$$

Schwerpunktlage:

$$z_{s,u} = \frac{A_{c,i} * z_{i,u} + (\alpha_s - 1) * A_{s,i} * z_{i,u}}{\sum A_{c,i} + (\alpha_s - 1) * A_{s,i}}$$

$$z_{s,u} = \frac{2 * 0,07 * \frac{1,44^2}{2} + 0,56 * \frac{0,20^2}{2} + 4,405 * 6,79 * 10^{-4} * 1,4 + 4,405 * 9,05 * 10^{-4} * 0,05}{0,3206}$$

$$z_{s,u} = 0,5014 \text{ cm}$$

$$z_{s,o} = 0,5014 - 1,44 = -0,9386 \text{ cm}$$

Trägheitsmoment:

$$\begin{aligned}
 I_{y,ideell} &= \sum I_{y,eigen,i} + \sum A_{c,i} * (z_{s,u} - z_{i,u})^2 + \sum (\alpha_s - 1) * A_{s,i} * (z_{s,u} - z_{i,u})^2 \\
 &= 2 * 0,07 * \frac{1,44^3}{12} + 2 * 0,07 * 1,44 * \left(z_{s,u} - \frac{1,44}{2}\right)^2 + 0,56 * \frac{0,20^3}{12} + 0,56 * 0,2 * \left(z_{s,u} - \frac{0,2}{2}\right)^2 \\
 &\quad + 4,405 * 6,79 * 10^{-4} * (z_{s,u} - 1,4)^2 + 4,405 * 9,05 * 10^{-4} * (z_{s,u} - 0,05)^2 =
 \end{aligned}$$

$$I_{y,ideell} = 0,066157 \text{ m}^4$$

Widerstandsmomente:

$$W_{y,i,u} = \frac{I_{y,ideell}}{z_{s,o}} = \frac{0,066157}{-0,9386} = -0,070727 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,t,u} = \frac{I_{y,ideell}}{z_{s,u}} = \frac{0,066157}{0,5014} = 0,132410 \text{ cm}^3$$

1.5.1.2 Regelquerschnitt 2Äquivalente Querschnittsfläche des Füllbetons:

$$E_{cm,FB,t=22h} = 22.663 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}; E_{cm,FT,t=28d} = 37.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{FB} = \frac{E_{cm,FB,t=20h}}{E_{cm,FT,t=28d}} = \frac{22.663}{37.000} = 0,612514$$

$$b_{eff,FB} = b * \alpha_{FB} = 0,56 * 0,612514 = 0,343 \text{ m}$$

$$A_{c,i,FB} = b_{eff,FB} * h_{FB} = 0,343 * 0,62 = 0,2127 \text{ m}^2$$

Querschnittsfläche:

$$A_c = 2 * 1,44 * 0,07 + 0,56 * 0,2 + 0,2127 = 0,5263 \text{ m}^2$$

$$A_s = 6,79 * 10^{-4} + 9,05 * 10^{-4} = 0,001584 \text{ m}^2$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{37.000} = 5,405$$

$$A_i = A_c + (\alpha_s - 1) * A_s = 0,5263 + (5,405 - 1) * 0,001584 = 0,5333 \text{ m}^2$$

Schwerpunktlage:

$$z_{s,u} = \frac{A_{c,i} * z_{i,u} + (\alpha_s - 1) * A_{s,i} * z_{i,u}}{\sum A_{c,i} + (\alpha_s - 1) * A_{s,i}}$$

$$= \frac{2 * 0,07 * \frac{1,44^2}{2} + 0,56 * \frac{0,20^2}{2} + 0,2127 * 0,51 + 4,405 * 10^{-4} (6,79 * 1,4 + 9,05 * 0,05)}{0,5333}$$

$$z_{s,u} = 0,5048 \text{ cm}$$

$$z_{s,o} = 0,5014 - 1,44 = -0,9352 \text{ cm}$$

Trägheitsmoment:

$$I_{y,ideell} = \sum I_{y,eigen,i} + \sum A_{c,i} * (z_{s,u} - z_{i,u})^2 + \sum (\alpha_s - 1) * A_{s,i} * (z_{s,u} - z_{i,u})^2$$
$$= 0,066157 + \frac{0,343 * 0,62^3}{12} + 0,2127 * (z_{s,u} - 0,51)^2$$

$$I_{y,ideell} = 0,072975 \text{ m}^4$$

Widerstandsmomente:

$$W_{y,i,u} = \frac{I_{y,ideell}}{z_{s,o}} = \frac{0,072975}{-0,9352} = -0,078031 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,i,u} = \frac{I_{y,ideell}}{z_{s,u}} = \frac{0,072975}{0,5048} = 0,144562 \text{ cm}^3$$

1.5.2 Spannungsberechnung der Bauphasen

Zur Ermittlung der Spannungsverläufe wurden die in Abschnitt 1.5.1 ermittelten Querschnittswerte herangezogen. Ab Bauphase 6 wird die Steifigkeit der ersten beiden Füllbetonschichten berücksichtigt.

1.5.2.1 Bauphase 1 - 1.Vorspannstufe

Der Träger wird mit $P_1 = 1500 \text{ kN}$ vorgespannt und dadurch sein Eigengewicht aktiviert. Die Belastung durch Eigengewicht beträgt $g_{FT-Träger} = 9,024 \text{ kN/m}$. Dadurch ergeben sich folgende Schnittgrößen und die daraus resultierenden Spannungen.

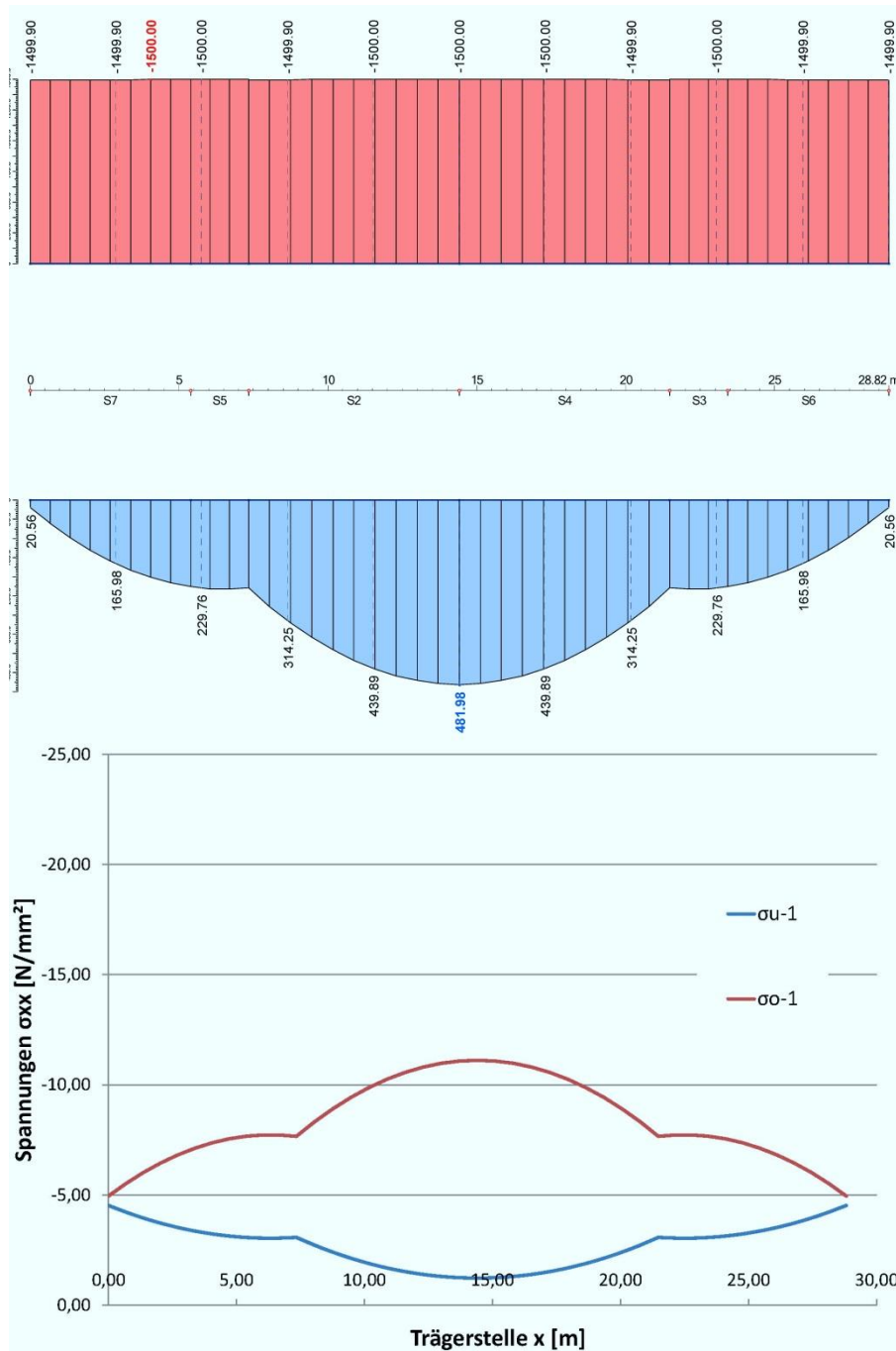


Abbildung III-10: Bauphase 1 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}

1.5.2.2 Bauphase 2 - 2.Vorspannstufe

Die Vorspannkraft wird um zweimal $P_2 = 500 \text{ kN}$ auf $\sum P_i = 2500 \text{ kN}$ gesteigert. Ab dieser Gesamtvorspannkraft kann ein Vergleich mit der Auswertung der Dehnmessstreifen erfolgen.

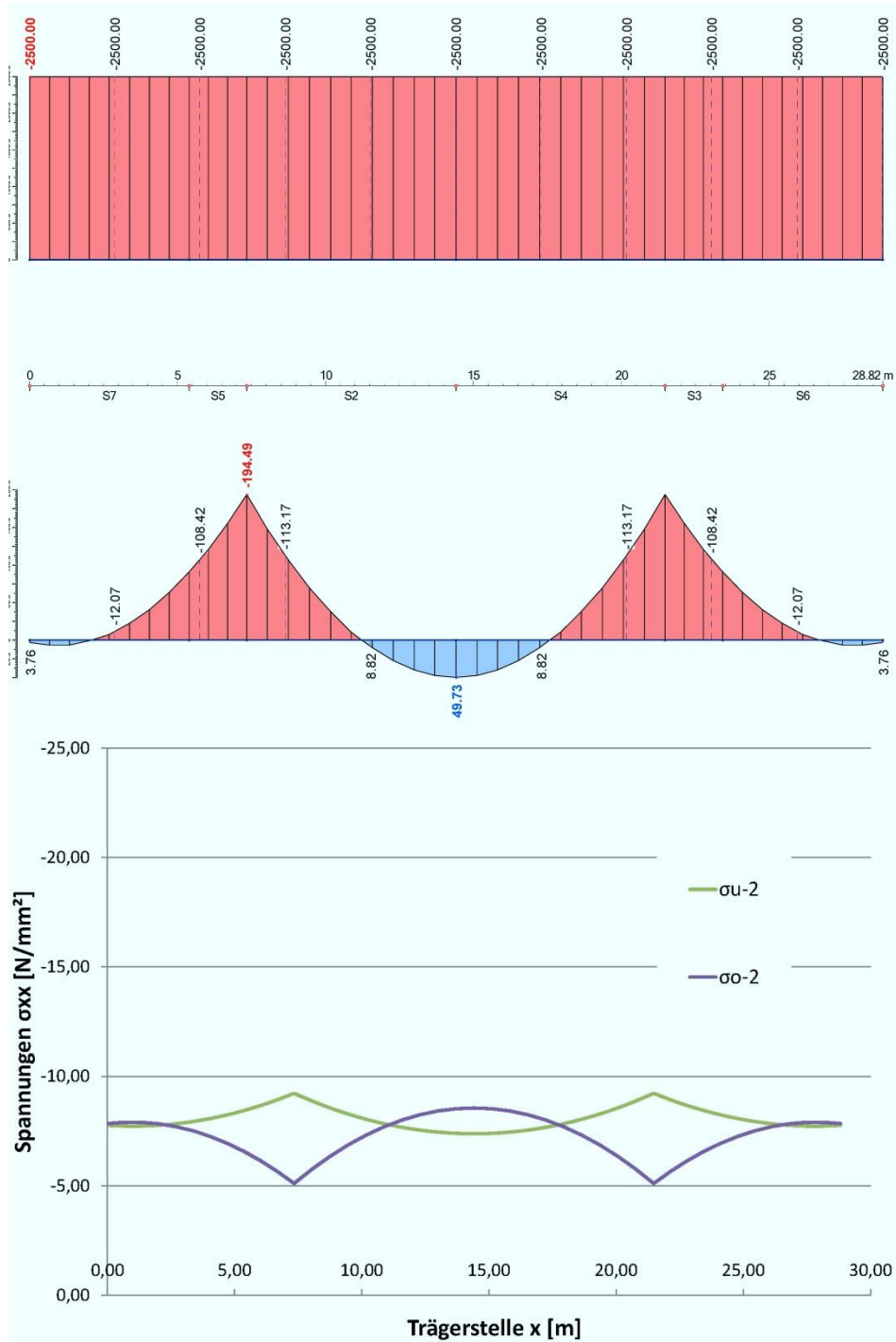


Abbildung III-11: Bauphase 2 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}

1.5.2.3 Bauphase 3 – Füllbetonschicht 1

Der Fertigteilträger wird durch die Einbringung der ersten Füllbetonschicht belastet. Gemäß der mittels Kraftmessdosen aufgezeichneten Auflagerreaktionen wird der Träger mit einer Gleichlast von $g_{k,FB1} = 3,123 \frac{kN}{m}$ belastet. Die Vorspannkraft beträgt weiterhin $\sum P_i = 2500$ kN.

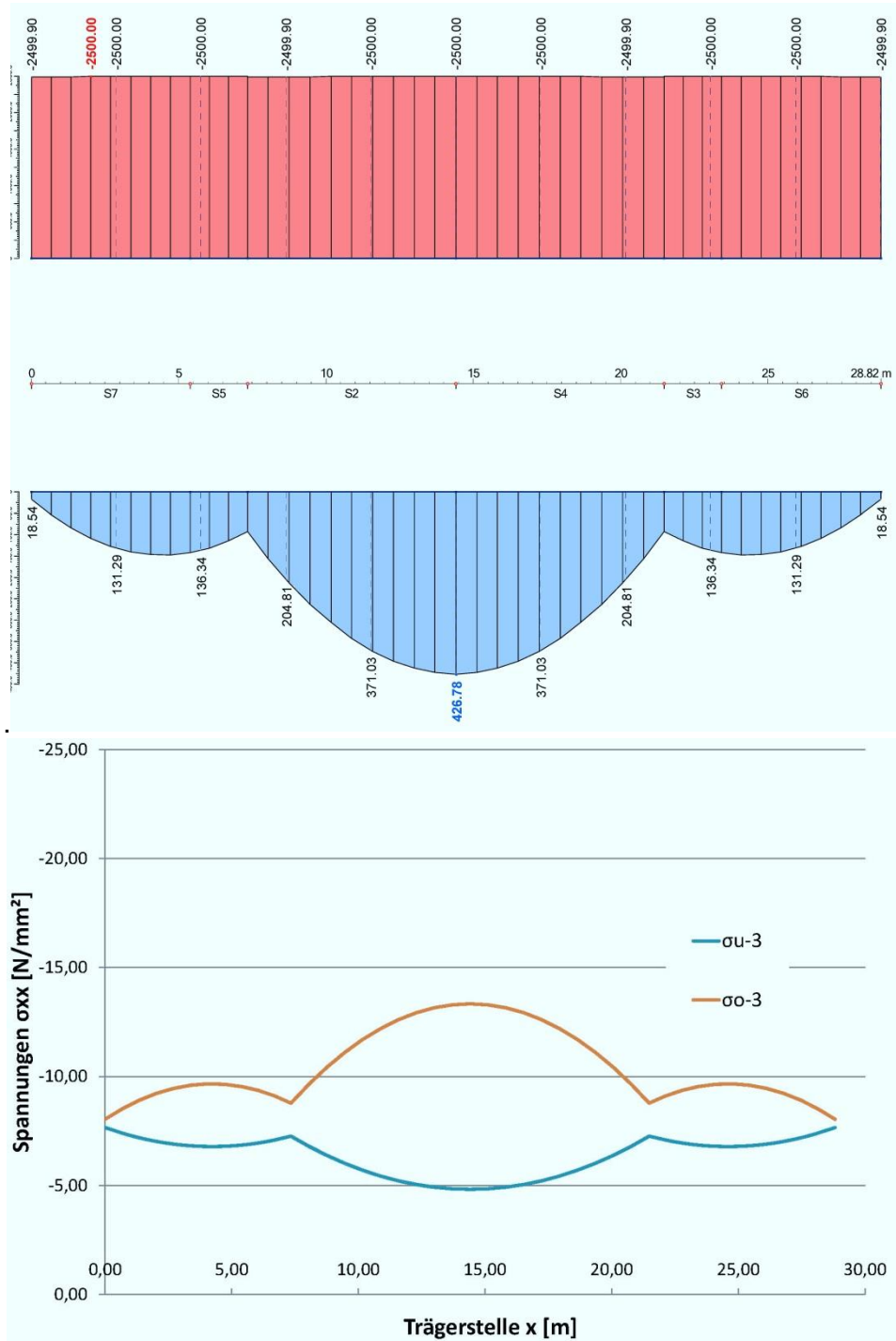


Abbildung III-12: Bauphase 3 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}

1.5.2.4 Bauphase 4 – 3. Vorspannstufe

Die Vorspannkraft wird um $P_3 = 500 \text{ kN}$ auf $\sum P_i = 3000 \text{ kN}$ gesteigert.

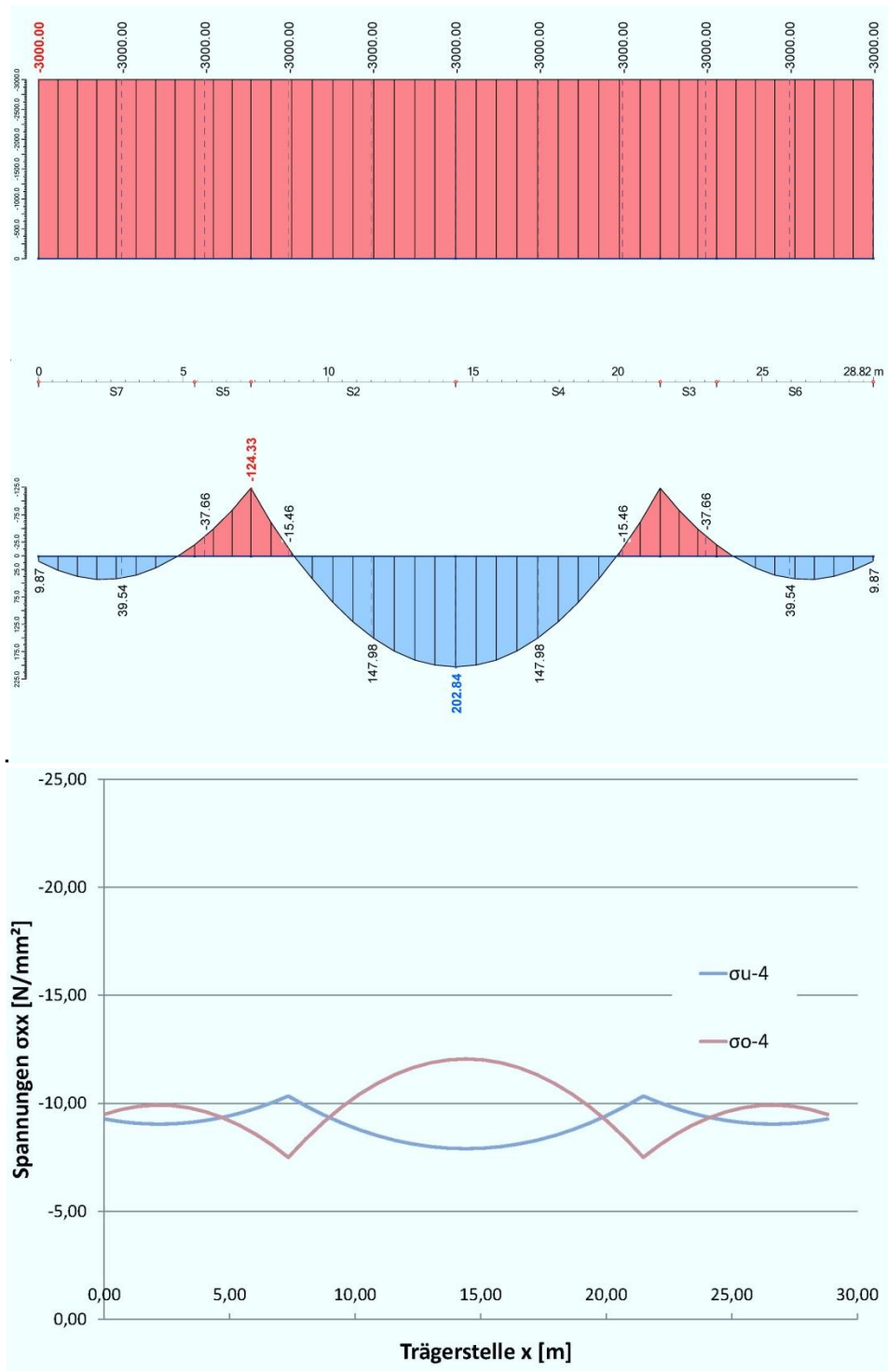


Abbildung III-13: Bauphase 4 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}

1.5.2.5 Bauphase 5 – Füllbetonschicht 2

Der Fertigteilträger wird durch die Einbringung der zweiten Füllbetonschicht belastet. Gemäß der mittels Kraftmessdosen aufgezeichneten Auflagerreaktionen wird der Träger mit einer Gleichlast von $g_{k,FB2} = 4,407 \frac{kN}{m}$ belastet. Die Vorspannkraft beträgt $\sum P_i = 3000$ kN.

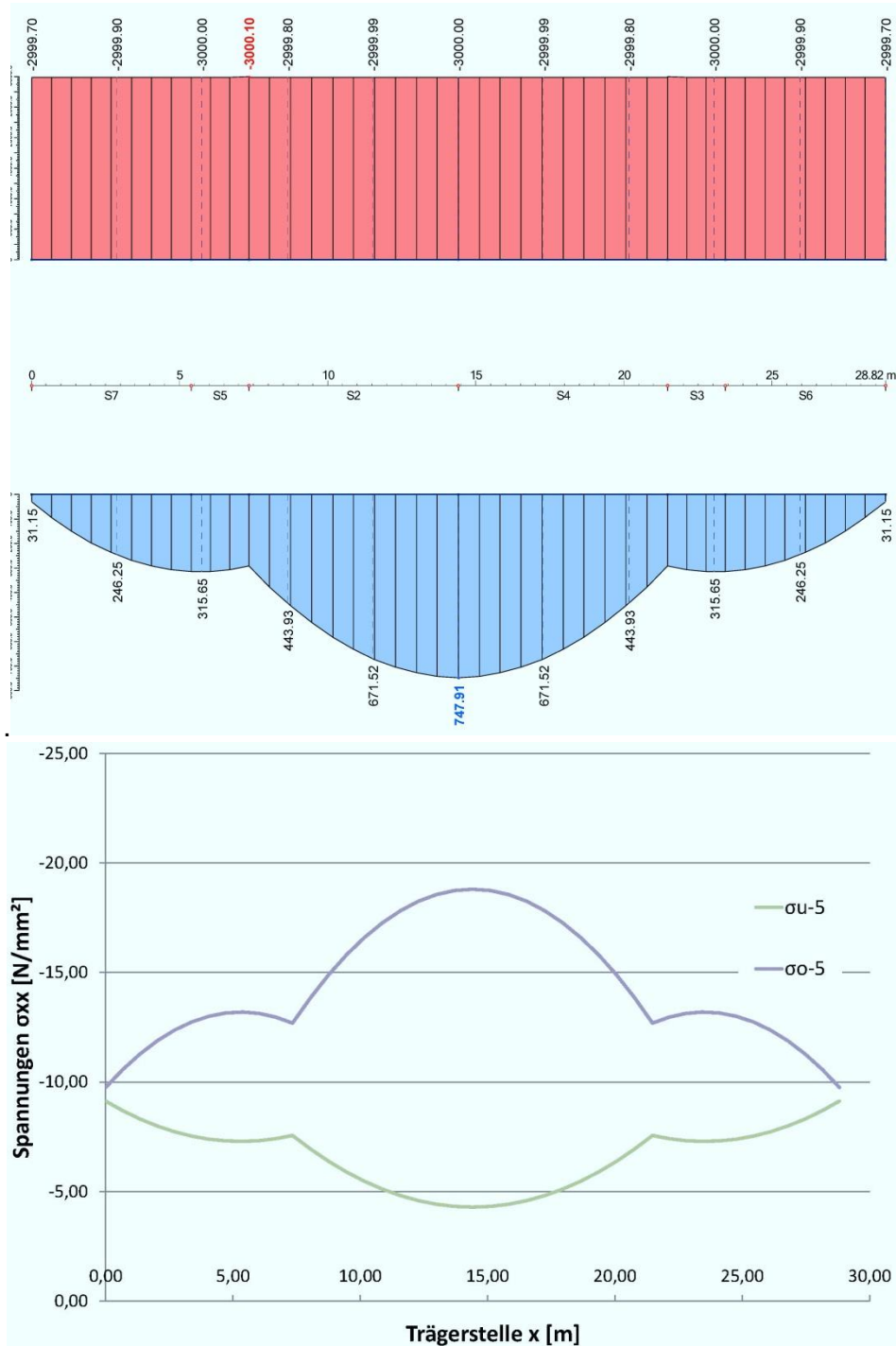


Abbildung III-14: Bauphase 5 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}

1.5.2.6 Bauphase 6 – 4.Vorspannstufe

Die Vorspannkraft wird um $P_4 = 1500$ kN auf $\sum P_i = 4500$ kN gesteigert. Bei der Berechnung der Spannungen wird die Steifigkeit des bereits eingebrachten Füllbetons berücksichtigt.

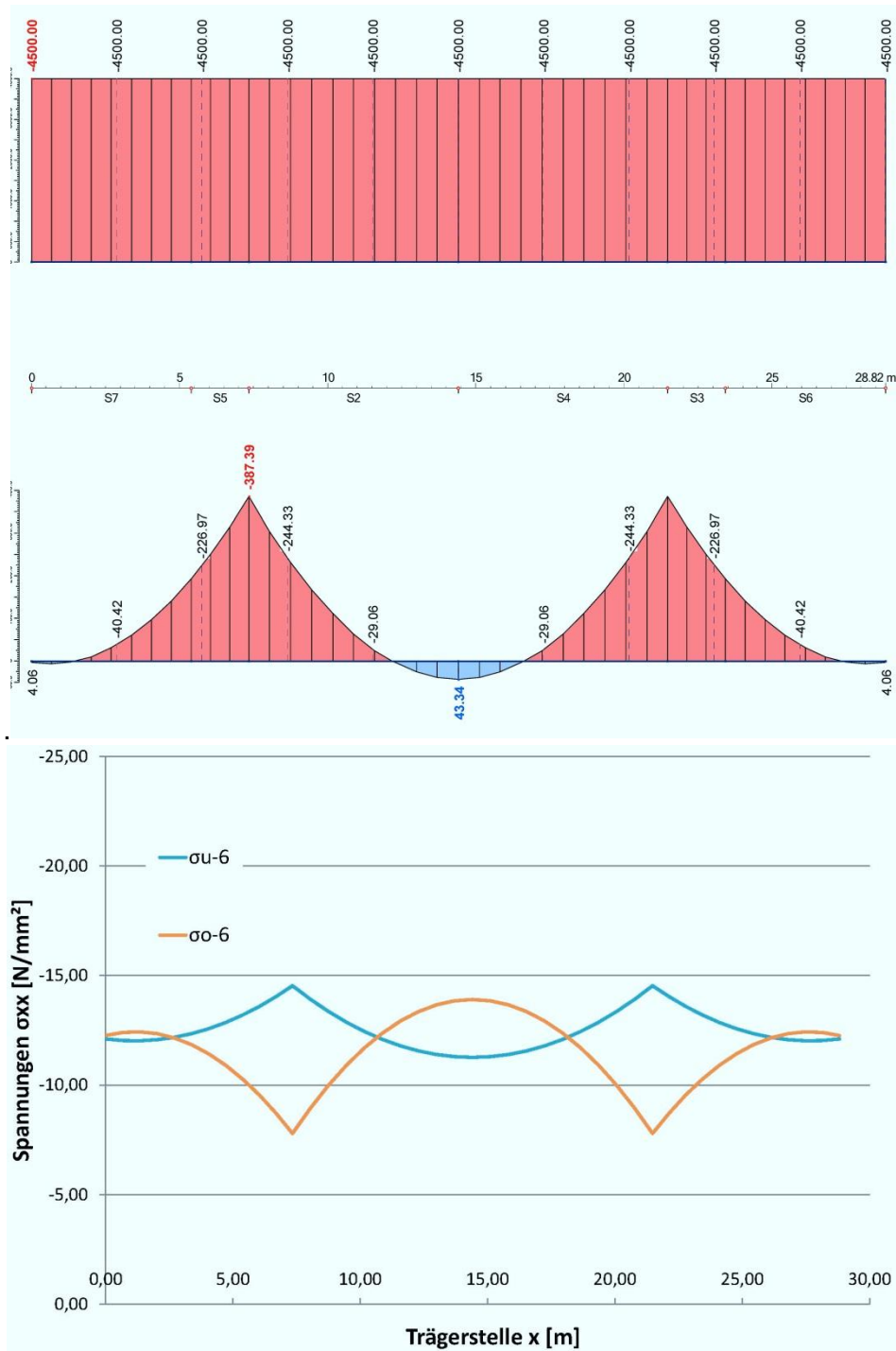


Abbildung III-15: Bauphase 6 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}

1.5.2.7 Bauphase 7 – Füllbetonschicht 3

Der Fertigteilträger wird durch die Einbringung der dritten Füllbetonschicht belastet. Gemäß der mittels Kraftmessdosen aufgezeichneten Auflagerreaktionen wird der Träger mit einer Gleichlast von $g_{k,FB2} = 3,505 \frac{kN}{m}$ belastet. Die Vorspannkraft beträgt $\sum P_i = 4500$ kN.

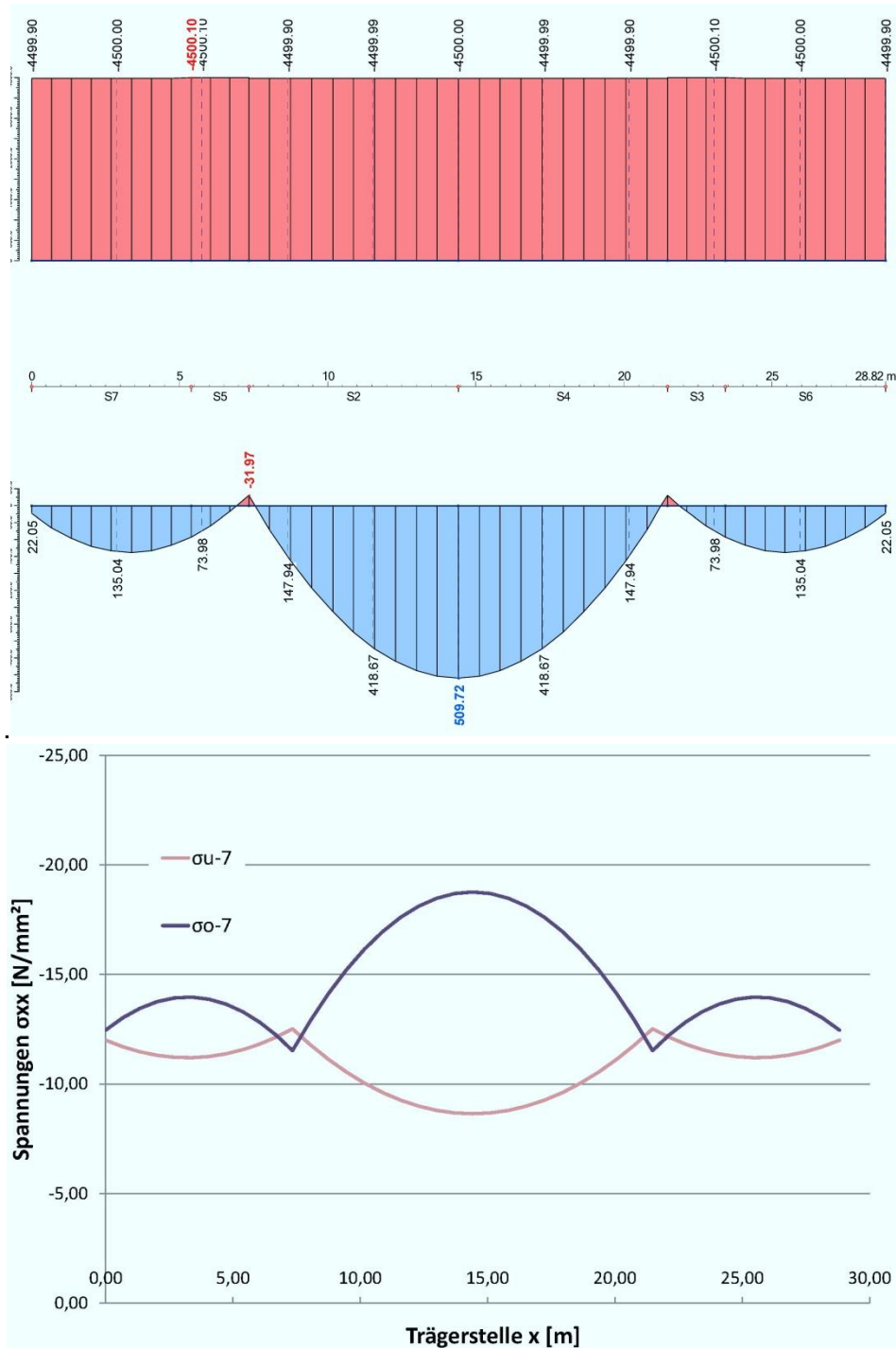


Abbildung III-16: Bauphase 7 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}

1.5.2.8 Bauphase 8 – 5.Vorspannstufe

Die Vorspannkraft wird um $P_5 = 800$ kN auf $\sum P_i = 5300$ kN gesteigert. Bei der Berechnung der Spannungen wird die Steifigkeit des bereits eingebrachten Füllbetons berücksichtigt.

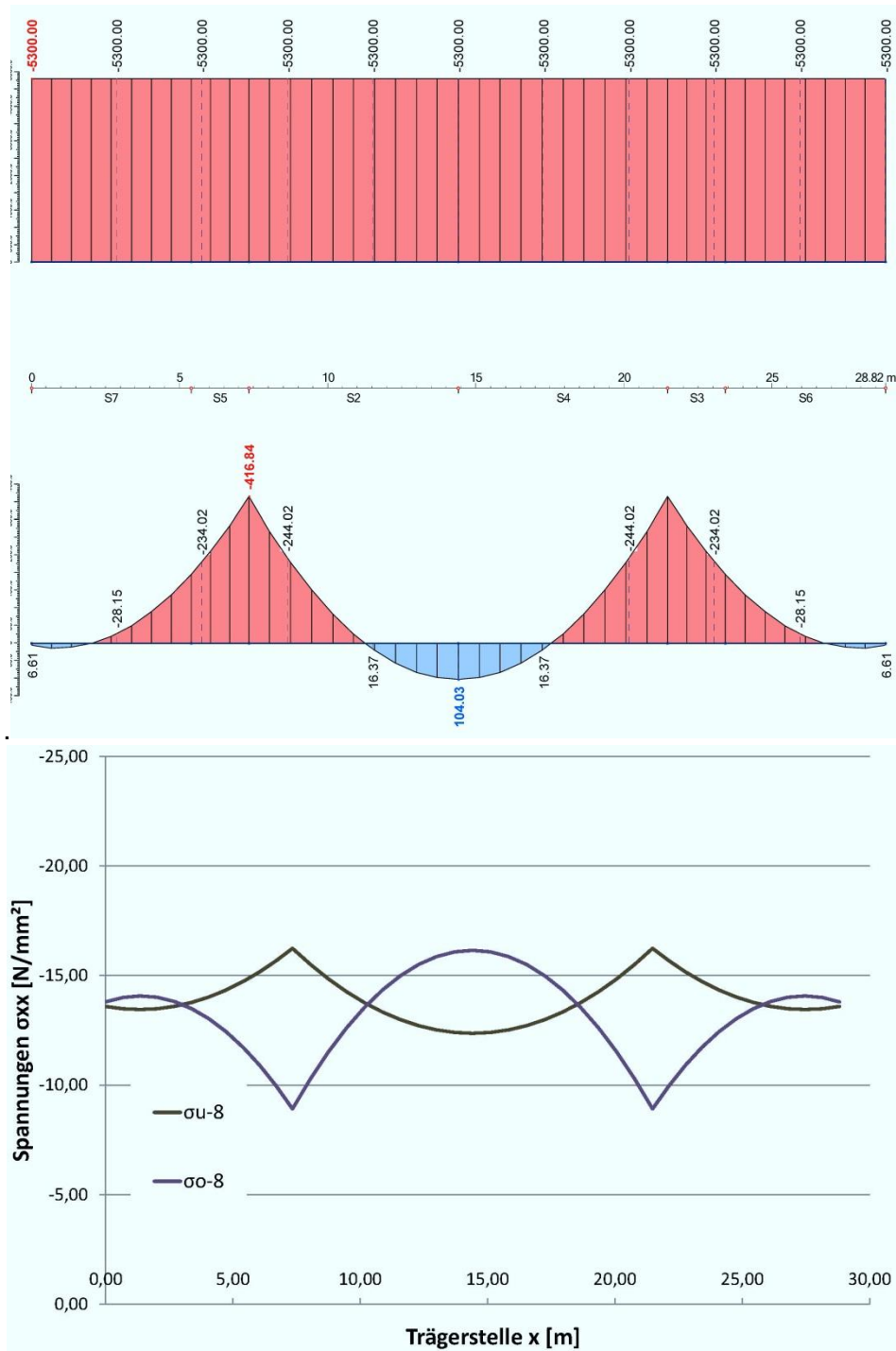


Abbildung III-17: Bauphase 8 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}

1.5.2.9 Bauphase 9 – Füllbetonschicht 4

Der Fertigteilträger wird durch die Einbringung der vierten und letzten Füllbetonschicht belastet. Gemäß der mittels Kraftmessdosen aufgezeichneten Auflagerreaktionen wird der Träger mit einer Gleichlast von $g_{k,FB2} = 3,956 \frac{kN}{m}$ belastet. Die Vorspannkraft beträgt $\sum P_i = 5300 \text{ kN}$.

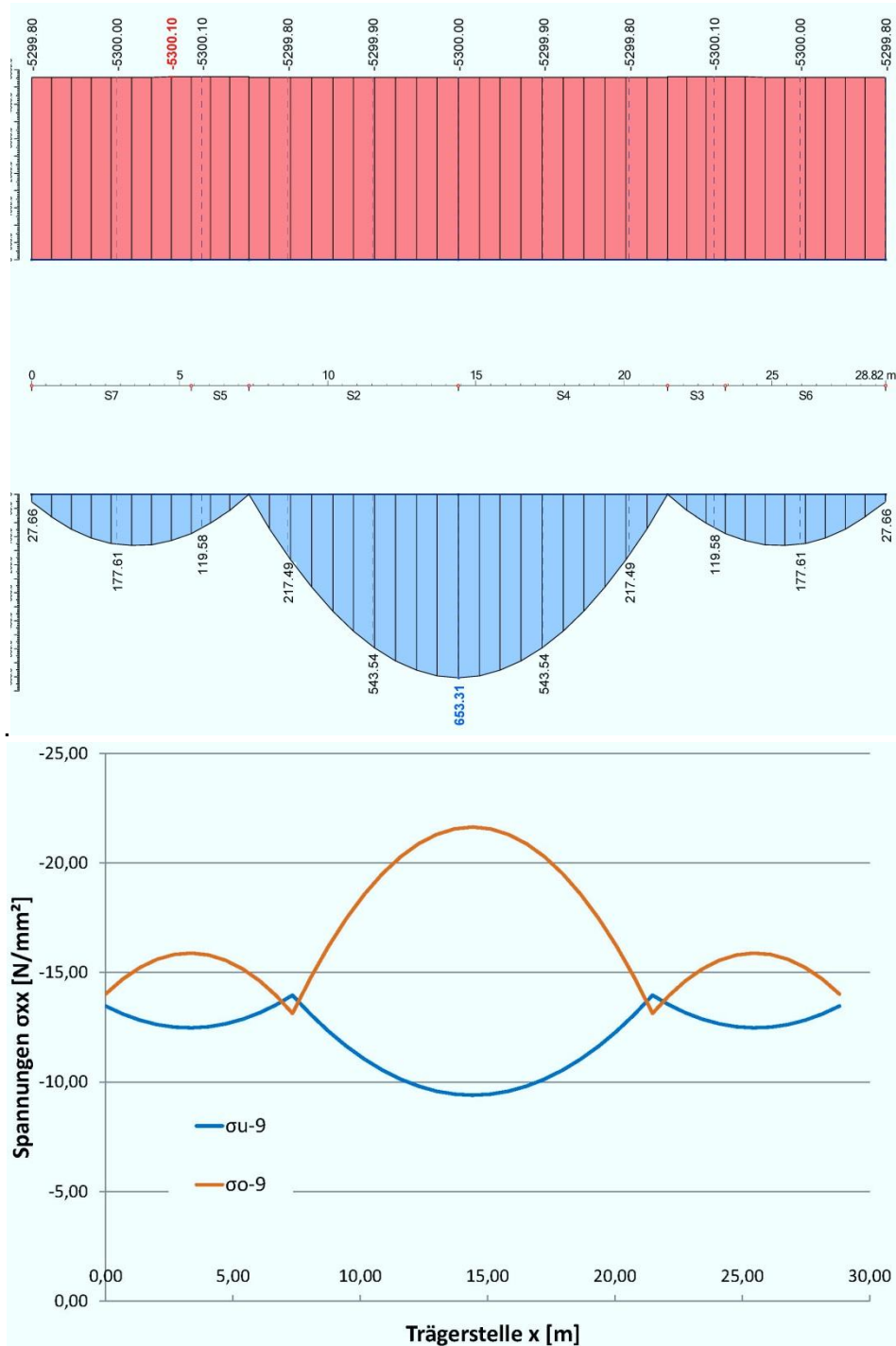


Abbildung III-18: Bauphase 9 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}

1.6 Vergleich und Interpretation der Ergebnisse

1.6.1 Vergleich der gemessenen und berechneten Auflagerreaktionen

Die Summe der Füllbetonbelastungen ergibt sich laut Auswertung der Kraftmessdosen in Abschnitt 1.4.1 zu $g_{FT,C-Träger} = 14,991 \text{ kN/m}$. Die erste Annahme von $16,67 \text{ kN/m}$, die sich aus der theoretischen Füllbetonfläche mal einem spezifischen Betongewicht von 24 kN/m^3 berechnete, stellt somit eine Überschätzung des Füllbetongewichts dar. Das bedeutet aber gleichzeitig, dass das Gewicht des Fertigteilträgers mit der einfachen Berechnung der Betonfläche mal dem spezifischen Gewicht von 25 kN/m^3 unterschätzt wird, und zwar um $9,2 \%$ wie folgende Kontrollberechnung beweist:

$$G_{\text{Versuchsträger,berechnet}} = G_{\text{Versuchsträger,gemessen}} = 842,95 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Versuchsträger,berechnet}} = G_{\text{Füllbeton}} + G_{\text{Endblock}} + G_{\text{Litzen}} + G_{\text{FT-Träger}} + G_{\text{Pressen}}$$

$$G_{\text{Pressen}} = 2 * 10,64 = 21,28 \text{ kN (laut Spannprotokoll)}$$

$$G_{\text{Füllbeton}} = 432 \text{ kN (laut Messung)}$$

$$G_{\text{Endblock}} = 2 * 0,6 * 1,44 * 3,0 * 25,0 = 129,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Litzen}} = 2 * 19 * 1,5 * 10^{-4} * 30,0 * 78,5 = 13,42 \text{ kN}$$

$$G_{\text{FT-Träger}} = A_{\text{FT-Träger}} * 25,0 * 28,82 + \Delta g_{\text{FT-Träger}} * 28,82$$

$$\Rightarrow \Delta g_{\text{FT-Träger}} = \frac{842,95 - 21,28 - 432 - 129,6 - 13,42 - 225,949}{28,82} = 0,7183 \text{ kN/m}$$

Das Gewicht des Betons des trogförmigen Fertigteilträgers ergibt sich also mit

$$g_{\text{FT,C-Träger}} = 8,558 \text{ kN/m}$$

und nicht wie vorher angenommen mit $g_{\text{FT,C-Träger}} = 7,84 \text{ kN/m}$.

Bezogen auf die Trägerlänge und unter Berücksichtigung des Gewichts der Litzen beträgt die Gleichlast des Fertigteilträgers:

$$g_{\text{FT-Träger}} = \frac{13,42}{28,82} + 8,558 = 9,024 \text{ kN/m}$$

Gründe für die zu geringe Abschätzung des Bauteilgewichts könnten wie bei der Herstellung der Fertigteilträger für den Brückenklappversuch, bei dem ebenfalls rechnerische Gewichtsunterschätzungen vorlagen, die Überdicken der Fertigteilshalen sein. Das spezifische Betongewicht ist laut Beton-Erstprüfung (siehe Formblatt Anhang B) eindeutig bestimmt, es kann sich also nur um Ungenauigkeiten bei den Bauteilstärken handeln. Diesem Effekt sollte bei der Planung von Brückenbau- oder Ingenieurbauwerken unter Verwendung dieser Baumethode erhöhte Aufmerksamkeit gewidmet werden, um die Belastungen während der Bauphasen nicht zu unterschätzen.

1.6.2 Vergleich der gemessenen und berechneten Kriechverformungen

In Diagramm III-18 sind die über die Trägerlänge gemittelten Kriechverzerrungen dargestellt. Der blaue Graph zeigt die gemessenen Mittelwerte aus der

Setzdehnungsmessung. Die rote Linie stellt eine untere Schranke dar und wurde laut den Kriechzahlen nach EC2 [15] und einem Rechteckquerschnitt berechnet. Diese soll die Verformungen eines Querschnittes, der in einem Guss hergestellt wird, beschreiben. Als obere Schranke (grün) wurden die Verzerrungen berechnet, die entstehen würden, wenn nur der Trogquerschnitt des Fertigteilträgers die Belastung aus Vorspannung und Eigengewicht des Füllbetons aufnehmen würde. Das Diagramm III-18 zeigt eine starke Parallelität zwischen den Messwerten und der unteren Schranke (rot). Da durch die Setzdehnungsmessung auch Temperatureinflüsse mit gemessen werden, springt der blaue Graph gegen Ende des Mess-Zeitraumes. Dies ist einerseits auf die unterschiedlichen Monatstemperaturen und andererseits auf gewisse Mess- Ungenauigkeiten zurückzuführen. Der Trend (schwarz) zeigt aber eindeutig eine parallele Linie zu der unteren Schranke, dessen Abstand durch die elastische Stauchung des Trogquerschnittes bei der ersten Vorspannstufe hervorgerufen wurde. Der Fertigteil-Füllbeton-Verbundträger verhält sich also wie ein homogener Querschnitt.

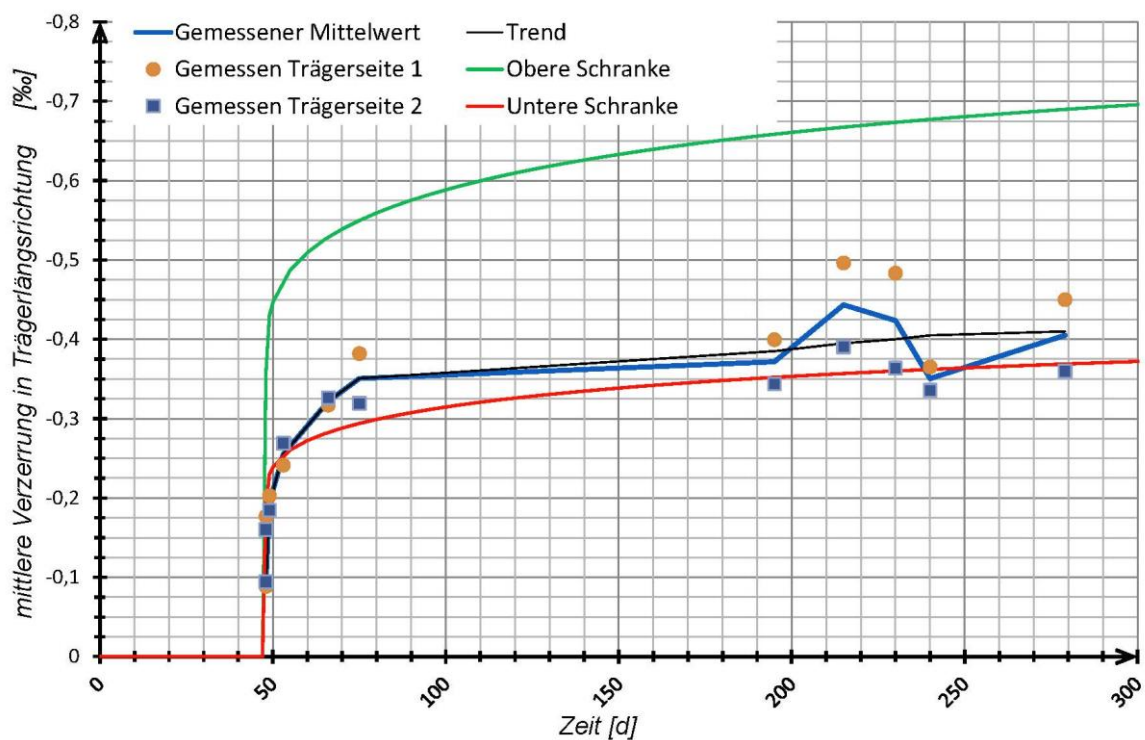


Diagramm III-18: Mittelwerte der Kriechverformungen der Fertigteilträger

1.6.3 Vergleich der gemessenen und berechneten Elastizitätsmodule

Mit der Auswertung der Setzdehnungsmessung in Abschnitt 1.4.2.4 lässt sich der Mittelwert des vorhandenen Elastizitätsmoduls für den Fertigteilquerschnitt von $E_{cm,FT} = 37.000 \text{ N/mm}^2$ ermitteln. Die theoretische Berechnung des Elastizitätsmoduls laut EC2 [15] mittels der vorhandenen Druckfestigkeiten stellt eine gute Näherung dar.

Das Abbindeverhalten des Füllbetons kann ebenfalls durch die in EC2 [15] angegeben Formeln zur Ermittlung der zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls berechnet werden, wobei die Auswertung der Probewürfeln nach $t=22 \text{ h}$ Stunden gezeigt hat, dass sich die Festigkeit nicht so rasch entwickelt wie bei einer theoretischen Berechnung, ausgehend von der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen für die verwendete Betonsorte. Grund dafür dürften die vorherrschenden Temperaturverhältnisse gewesen sein.

Da die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls einen Einfluss auf die mittragende Wirkung des ersten Füllbetons hat, sollte bei einer Berücksichtigung des Füllbetons der E-Modul keinesfalls überschätzt werden.

Als Schlussfolgerung werden zwei Varianten vorgeschlagen, um eine Begrenzung der Spannungen, welche in den einzelnen Bauphasen durch das Erhärten des Füllbetons quasi „eingefroren“ werden, laut EC2 für den Bauendzustand zu ermöglichen.

Eine Verlängerung der Erhärungszeit könnte hier zur Minimierung der Spannungen im Endzustand beitragen, wenn man beispielsweise die zweite Füllbetonschicht erst einen Arbeitstag später einbringt. Dadurch wird zwar die Bauzeit etwas verlängert, aber es können gängige Betonsorten, welche standardmäßig in Fertigteilwerken verwendet werden, eingebaut werden.

Die zweite Variante wäre die Verwendung eines höherwertigen Betons, um eine Begrenzung der Spannungen zu ermöglichen. Diese bedarf aber einer genauen Kenntnis über die betontechnologischen Möglichkeiten des produzierenden Fertigteilwerks und einer begleitenden betontechnologischen Überprüfung der Festigkeitseigenschaften der Betone.

1.6.4 Vergleich der gemessenen und berechneten Spannungszustände

Abbildung III-19 und Abbildung III-20 zeigen exemplarisch die unterschiedlichen Spannungszustände während der verschiedenen Belastungsphasen des Belastungsversuches in Feldmitte bzw. an den Umlenkstellen. Es sind die rechnerisch ermittelten Spannungen unter Berücksichtigung einer Steifigkeit des Füllbetons nach einem Tag (rot), die während des Versuches gemessenen Spannungen (rot-strichliert) und die berechneten Spannungen ohne Steifigkeitszuwachs des Füllbetons (grün), gegenübergestellt. Die Spannungspunkte 1 geben die Werte an der Unterseite des Trägers und die Spannungspunkte 2 die Werte an der Oberseite des Trägers wieder.

Die Verläufe σ_2 , σ_4 , σ_6 und σ_8 zeigen die unterschiedlichen Vorspannstufen jeweils bevor der Fertigteilträger mit ca. 5 m³ Beton ausgegossen wurde. Nach der Einbringung des Füllbetons ergeben sich die Spannungen laut den Verläufen σ_3 , σ_5 , σ_7 und σ_9 . Da bei dem Versuch nur Verzerrungen gemessen wurden, mussten diese mit einem angenommenen E-Modul von 37.000 N/mm² auf Spannungen umgerechnet werden.

Beim Vergleich zwischen den gemessenen Spannungen und den rechnerisch ermittelten Spannungen mit Berücksichtigung der Steifigkeit des Füllbetons lässt sich eine gute Übereinstimmung feststellen, besonders nach Beendigung der jeweiligen Füllbetoneinbringung. Die Spannungen am zweiten Versuchstag sind geringer als die berechneten Spannungen ohne Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung des ersten Füllbetonabschnitts, was bedeutet, dass der Füllbeton durch seine rasche Steifigkeitsentwicklung bereits einen Anteil der Beanspruchung aufnimmt und somit die Spannungen im Fertigteil reduziert. Betrachtet man die Phasen, in denen eine Vorspannung aufgebracht wurde, sind jedoch Unterschiede zwischen den berechneten Werten und den Versuchsdaten zu erkennen. Grund dafür könnte sein, dass das System eine gewisse Zeit benötigt, bis sich der Spannungszustand infolge Vorspannung einstellt.

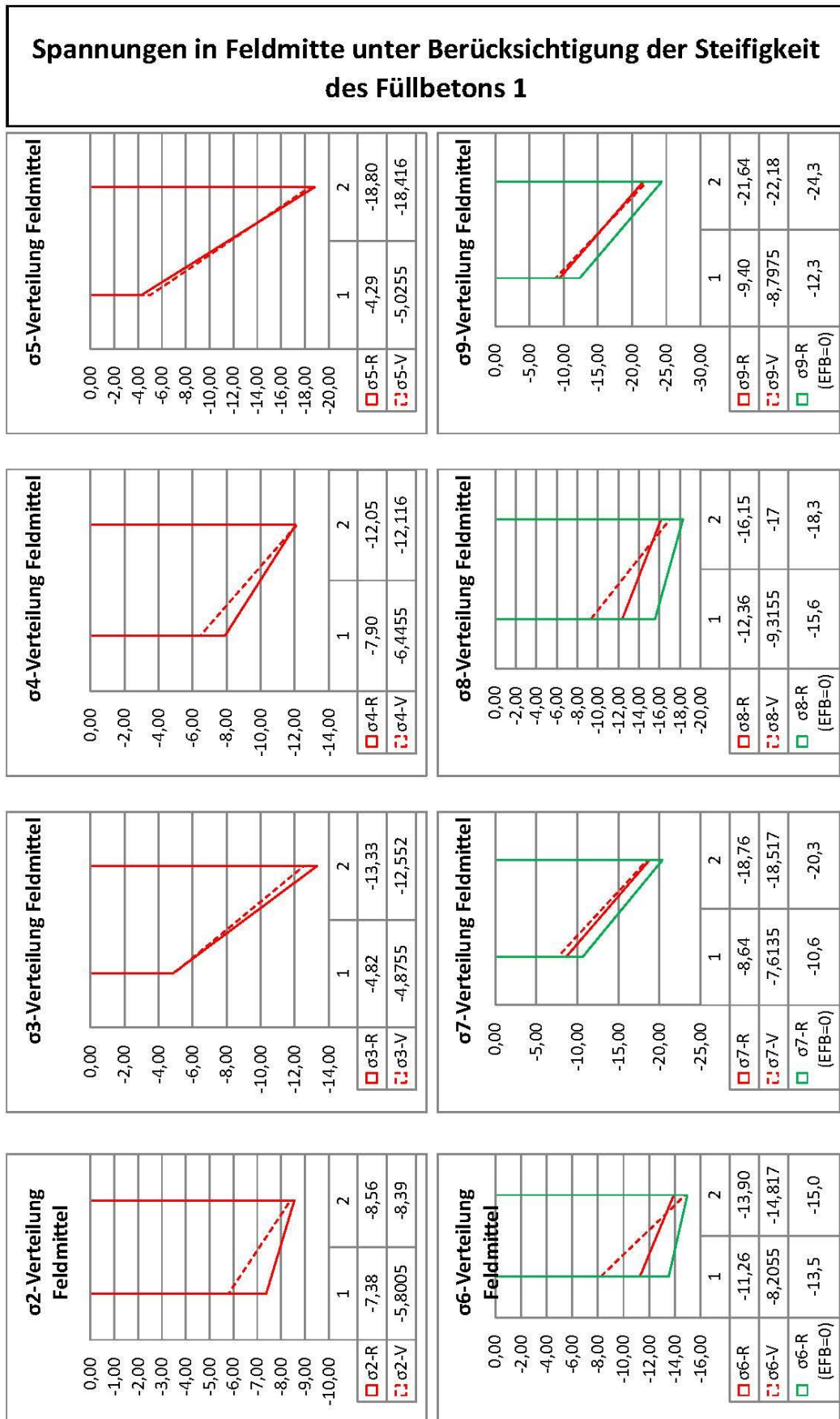


Abbildung III-19: Vergleich der Spannungen in den unterschiedlichen Bauphasen in Feldmitte

Spannungen an der Umlenkstelle unter Berücksichtigung der Steifigkeit des Füllbetons 1

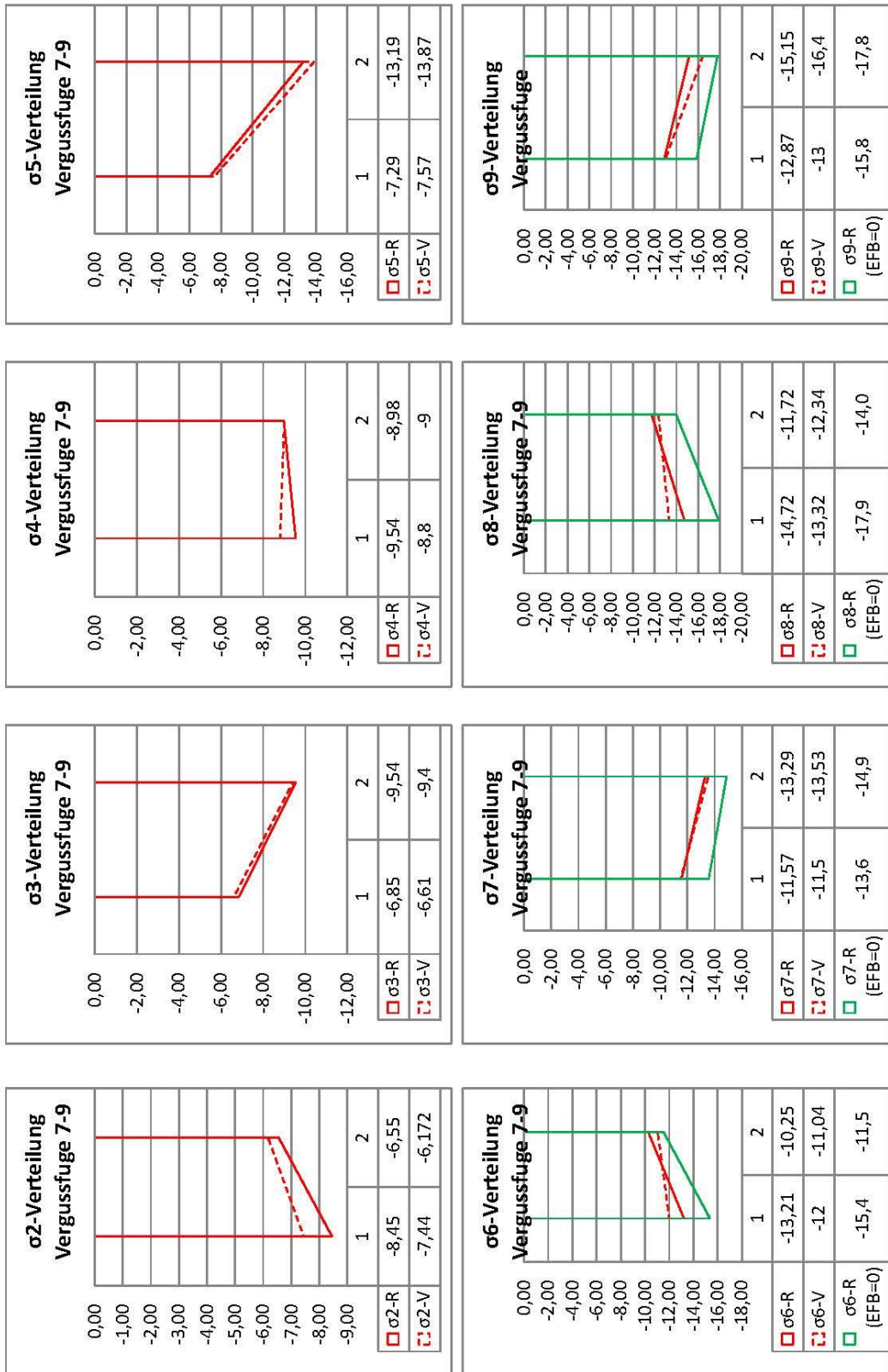


Abbildung III-20: Vergleich der Spannungen in den unterschiedlichen Bauphasen an den Umlenkstellen

Die Tatsache, dass die Spannungen nach Beendigung des Betonierens eine gute Übereinstimmung aufweisen, lässt folgende Schlussfolgerungen zu:

- Die Spannungen, die laut Versuchsmessung auftreten, können auch durch eine Schnittgrößenermittlung mit einer linear-elastischen Tragwerksidealisierung und daraus resultierenden Spannungen näherungsweise gut erfasst werden.
- Die Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung des Füllbetons kann berücksichtigt werden und bewirkte im vorliegenden Fall eine Minimierung der im Trogquerschnitt „eingefrorenen“ Spannungen für den Endzustand von ca. 10%.
- Durch die Einhaltung der Begrenzung der Spannungen laut EC2 in den Bauphasen und der Festlegung, dass keine Zugspannungen auftreten sollen, kann eine sichere Herstellung eines Brückenträgers ohne Unterstellungsmaßnahmen durchgeführt werden.

Der Großversuch demonstrierte die zeiteffiziente und unkomplizierte Herstellung eines Stegquerschnittes einer Plattenbalkenbrücke ohne Beeinträchtigung des Lichtraumprofils unterhalb einer solchen Brücke. Die Verwendung von vorgespannten trogförmigen Fertigteilen kann daher im Brücken- und Ingenieurbau im Hinblick auf eine Verkürzung von Gleis- bzw. Streckensperrungen einen erheblichen Vorteil bringen.

2 Torsionsversuch am Fertigteilträger aus Elementdecken

2.1 Zielsetzung

Die Baumethode zur Herstellung von Plattenbalkenbrücken unter Verwendung trogförmiger Halffertigteil-Träger hat im Hinblick auf die Verlegung einer größtmöglich wirksamen Torsionsbewehrung einen Nachteil. Die Tatsache, dass die Seitenwände aus Elementdecken oder Doppelwandelementen bestehen, erschwert den Einbau einer Torsionsbügelbewehrung, die im besten Fall in der äußersten Lage positioniert wäre. Da aber für die Produktion der Elementdecken bzw. Doppelwandelemente ein Überstand einer Bügelbewehrung, siehe Abbildung III-21, einen erheblichen Herstellungsaufwand ergeben würde, kann die Torsionsbügelbewehrung erst an der Innenseite der Fertigteilschale eingebaut werden. Eine etwas verschärfte Problematik ergibt sich beim Einbau der Torsionslängsbewehrung. Zwar kann in den Fertigteilseitenwänden eine Längsbewehrung problemlos verlegt werden, in den Stoßfugen ist aber der Einbau einer durchgehenden Längsbewehrung in der gewünschten Lage unmöglich. Das Verlegen der Torsionslängsbewehrung an der Innenseite der Seitenwände ist zwar technisch möglich, setzt aber ein Einfädeln der gesamten Bewehrung voraus. Dies stände im Widerspruch zu dem Grundgedanken dieser Baumethode, die Arbeiten auf der Baustelle durch den Einsatz der Fertigteile zu vereinfachen.

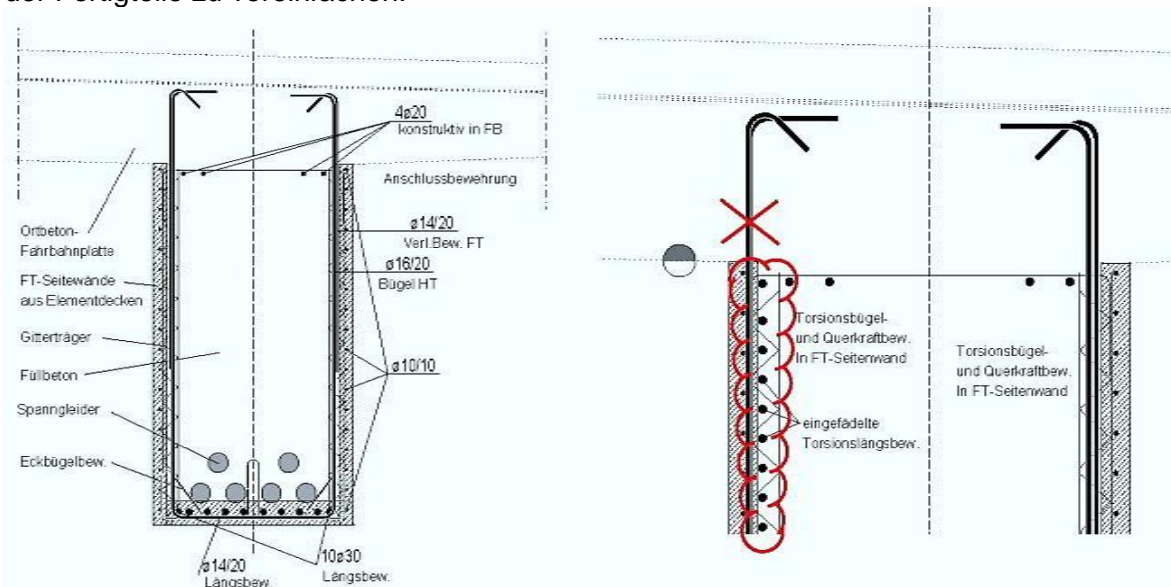


Abbildung III-21: links: Bügelbewehrungskonzept eines Plattenbalkensteges mit trogförmigen Fertigteilen – rechts: Bügelbewehrung in FT, Torsionslängsbewehrung eingefädelt bzw. Bügelbewehrung in Füllbeton

Es wird daher der Ansatz verfolgt die Bügelbewehrung an der Innenseite der Fertigteilhalbschalen zu verlegen und die Netzbewehrung an den Füllbeton, wie in Abbildung III-21 dargestellt, anzuschließen. Auf den Einbau der Torsionslängsbewehrung soll gänzlich verzichtet werden. Die Längszugkraft soll durch die Vorspannung aufgenommen werden. Dieser Ansatz erfordert eine großmaßstäbliche Untersuchung des Tragverhaltens. Der in diesem Abschnitt beschriebene Großversuch zum Tragverhalten eines 30 m langen Einfeld-Brückensteges unter reiner Torsionsbeanspruchung soll neben dem Verhalten der eingebauten Torsionsbewehrung auch Auskünfte über das Verhalten und den Verbund der beiden zusammengesetzten Querschnitte (Fertigteiltrög und Füllbeton) unter hoher Schubbeanspruchung liefern. Ziel des Torsionsversuches war es die Torsionstragfähigkeit des vorgespannten Versuchsträgers aus dünnwandigen Betonfertigteilen mit Füllbeton im Zustand I und im Zustand II zu bestimmen und die Messergebnisse mit der Theorie und den dazugehörigen Berechnungen zu vergleichen.

2.2 Versuchsaufbau

2.2.1 Versuchsträger und Versuchsbelastung

Der Torsionsversuch wird an dem in Abschnitt III-1 beschriebenen ausbetonierten 30 m langen Einfeld-Brückensteg durchgeführt. Zur Einleitung der Versuchslast wurden in Trägermitte zwei Lasteinleitungskonsolen betoniert. Das Torsionsmoment wurde über die zwei betonierten Konsolen mit Hilfe von Hohllochpressen aufgebracht (siehe Abbildung III-23) Dabei wurden eine Presse oberhalb und eine Presse unterhalb jeder Konsole angeordnet. Alle vier Pressen wurden gleichzeitig von einer Leitung angesteuert, um bei allen vier Pressen die gleiche Lasteinleitung sicherzustellen. Die Pressen oberhalb der Konsolen drückten mit Hilfe einer Gewindestange, die am Boden fest verankert war, nach unten und die Pressen unterhalb der Konsolen nach oben. Durch diese Anordnung der Pressen treten keine Querkräfte im Versuchsträger auf und der Versuchsträger wird nur durch reine Torsion belastet. Der Schwerpunktabstand der beiden Pressen betrug 4,30 m. Bei einer maximalen Pressenkraft von 500 kN/Presse kann ein Torsionsmoment pro Trägerseite von 2150 kNm eingeleitet werden.

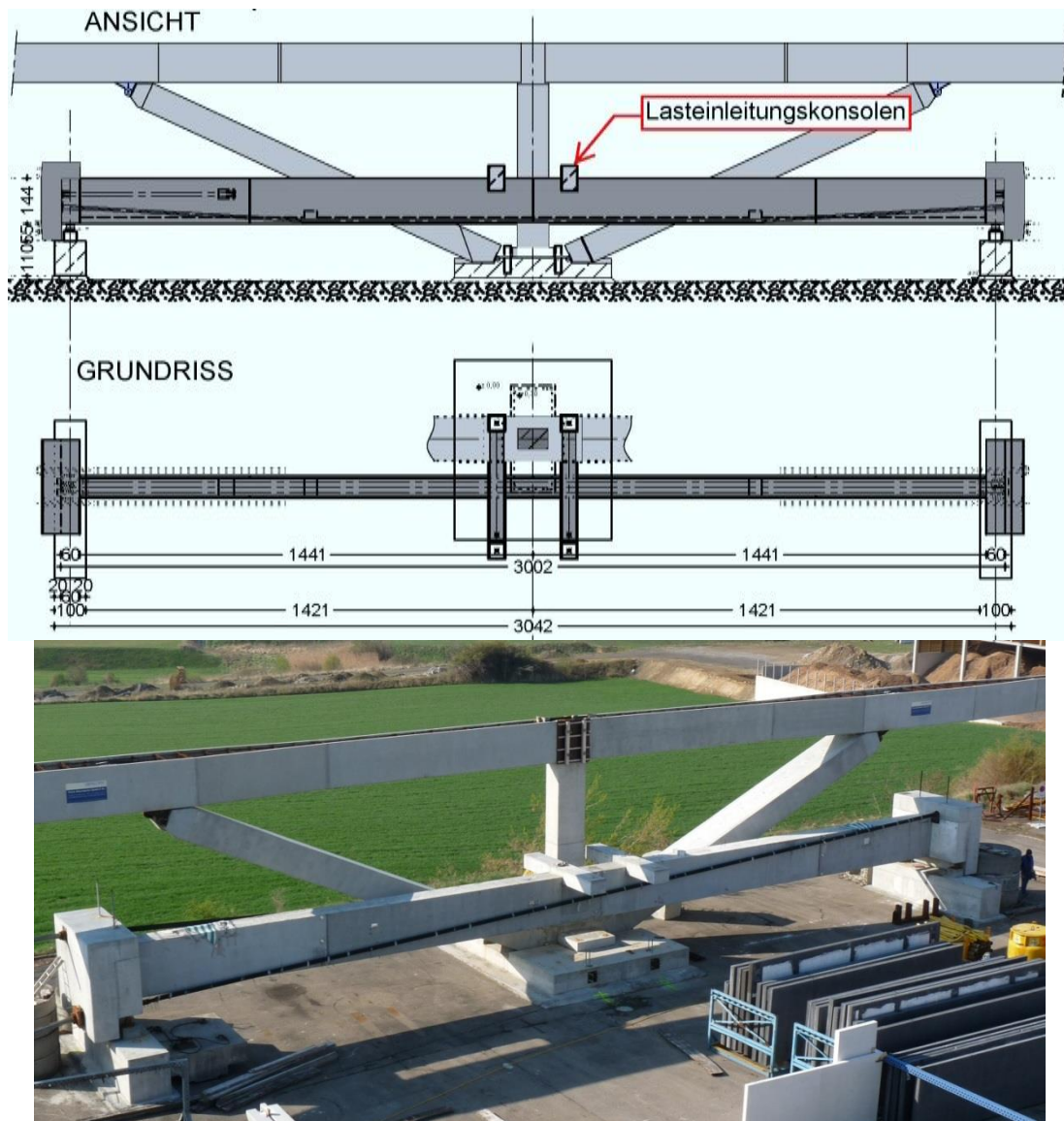


Abbildung III-22: Ansicht und Grundriss Torsions-Versuchsträger

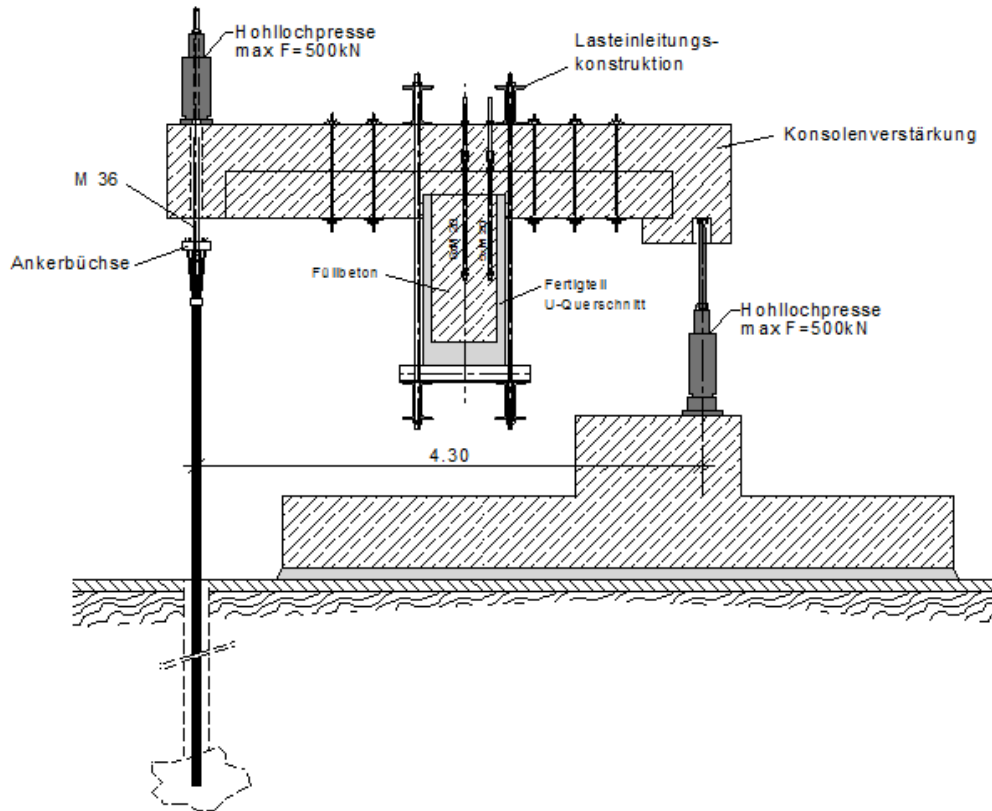


Abbildung III-23: Querschnitt durch den Torsionsversuch-Aufbau

Damit dieses Torsionsmoment auch gleichmäßig auf den Versuchsträger aufgebracht wird, wird noch zusätzlich eine Lasteinleitungs-konstruktion je Konsole aus Stahlträgern, die mit Gewindestangen zusammengehängt sind und damit einen Einspannrahmen ergeben, angeordnet. Bei den Pressen unterhalb der Konsolen werden für die exakte Bestimmung der Krafteinleitung Kraftmessdosen angeordnet (Abbildung III-24).



Abbildung III-24: Lasteinleitung – links: Pressenanordnung auf Zugseite – rechts: Kraftmessdose unter der Presse auf Druckseite

In der Abbildung III-25 ist der zugehörige Momentenverlauf des Torsionsmomentes, der sich aus der Anordnung der Konsolen und der Pressen ergibt, dargestellt.

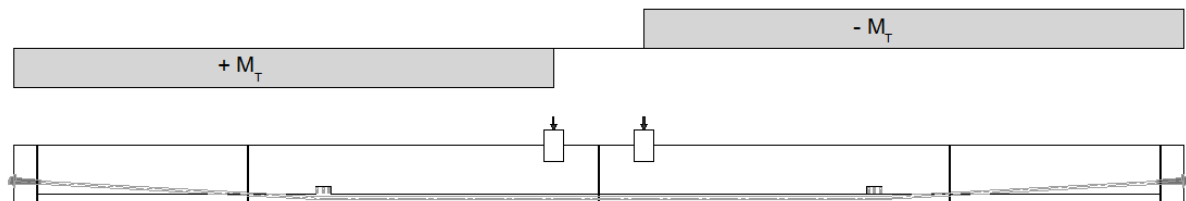


Abbildung III-25: Momentenverlauf des Torsionsmomentes

Zur Einspannung des auf reine Torsion belasteten Trägers werden die beiden 3 m langen Endverankerungsblöcke punktgelagert. Unter jedem Punktlager wurde eine Kraftmessdose angeordnet, um die auftretenden Auflagerkräfte messen zu können (Abbildung III-26).



Abbildung III-26: Kraftmessdosen zur Bestimmung der Auflagerreaktionen

Auf Grund des Eigengewichtes des Versuchsträgers ergibt sich bei allen vier Auflagerpunkten dieselbe Auflagerkraft. Ein Torsionsmoment wird durch die Querträger aufgenommen und verursacht ein Kräftepaar aus einer positiven und einer negativen Auflagerkraft. Das bedeutet, dass bei Steigerung des Torsionsmomentes die Auflagerkraft aus Eigengewicht und Torsion an einem Ende des Querträgers zunimmt und am anderen Ende abnimmt. Bei der Versuchsdurchführung wird das Torsionsmoment soweit gesteigert, dass die abnehmende Auflagerkraft Null wird bzw. der Querträger abzuheben begann. Dadurch kann das Torsionsmoment nicht mehr weiter gesteigert werden und es kommt zu einer reinen Starrkörperverdrehung. Deshalb müssen die Auflager mit abnehmender Auflagerkraft gegen das Abheben gesichert werden. Dies wird durch das Anordnen zweier Stahlträger, die über dem abhebenden Lagerpunkten des Endverankerungsblockes gelegt werden, erreicht. Diese zwei Stahlprofile werden mit zwei Gewindestangen an zwei Bodenankern mit dem Erdreich fest verankert (Abbildung III-27). Die Anker und die Gewindestangen werden dabei auf eine Zugkraft von 250 kN bemessen, damit das Torsionsmoment auf bis zu 2.000 kNm gesteigert werden kann. Über jedem Querträger

wurde noch ein Betonblock betoniert, der jedoch für einen anderen Versuch mit Schrägkabeln [17] benötigt wurde und keine Auswirkung auf den Torsionsversuch hat.

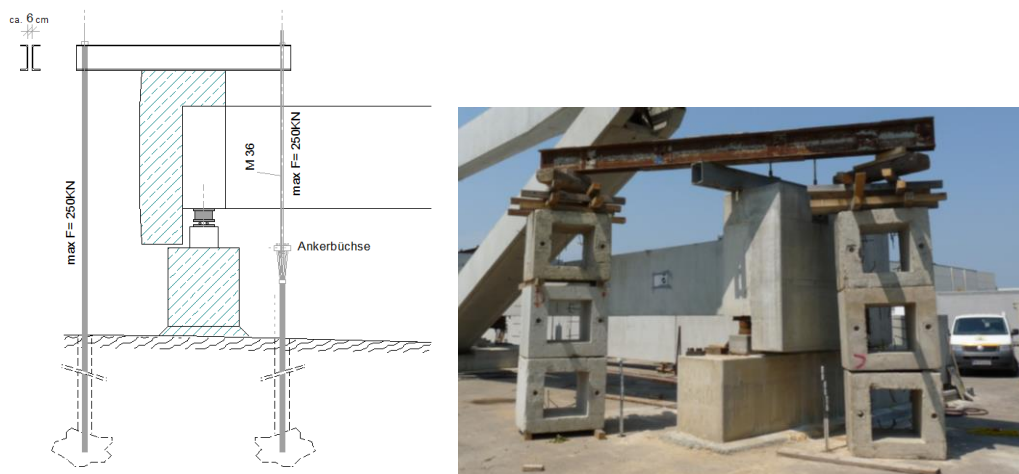


Abbildung III-27: Sicherung des Auflagers gegen Abheben - Herstellung der Absicherung gegen Abheben

2.2.2 Messtechnik

2.2.2.1 Kraftmessdosen

Im gesamten Versuchsaufbau sind sechs Kraftmessdosen angeordnet. Durch die Verformung eines Metallelements im Inneren der Messdose kann durch einen Dehnungsmessstreifen die aufgebrachte Last gemessen werden. Die im Versuch verwendeten Messinstrumente sind bis zu 100 Tonnen je Kraftmessdose belastbar.

Vier der verbauten Kraftmessdosen sind am Ende des Trägers angeordnet (siehe Abbildung III-26). Mit Hilfe dieser können die Auflagerreaktionen genau bestimmt werden. Zusätzlich sind bei der Krafteinleitung unter den nach oben drückenden Pressen 2 Kraftmessdosen angeordnet (siehe Abbildung III-24), damit die einwirkende Kraft der hydraulischen Pressen genau bestimmt werden kann. Alle 4 Pressen werden mit einer Hydraulikleitung und einem weiteren Verteiler angesteuert. Infolge dessen gibt es nur ein hydraulisches System und alle Pressen haben gezwungenermaßen denselben Druck und üben somit auch dieselbe Kraft aus. Es ist daher nicht erforderlich, an den beiden Zugstangen zusätzliche Instrumente zur Kraftbestimmung zu installieren.

2.2.2.2 Dehnungsmessstreifen zur Bestimmung der Betonverzerrungen

Für die Anordnung der Dehnungsmessstreifen wurden drei Profile festgelegt. Jeweils ein Profil wurde in einer der beiden Trägerhälften angeordnet und ein Profil wurde in der Mitte des Versuchsträgers zwischen den beiden Konsolen angeordnet (Abbildung III-28). In jedem Profil wurden auf jeder der vier Oberflächen drei Dehnungsmessstreifenrosetten in Form eines gleichseitigen Dreieckes geklebt (Abbildung III-29 und Abbildung III-30). Mit dieser Anordnung der Dehnungsmessstreifen kann der Verzerrungszustand an der Oberfläche des Betons gemessen und damit der Spannungszustand bestimmt werden. Nachdem die Dehnungsmessstreifen erst ca. zwei Jahre nach der Herstellung und Vorspannung des Versuchsträgers geklebt wurden, sollten ausschließlich Spannungen, die durch das aufgebrachte Torsionsmoment hervorgerufen werden, gemessen werden. Es wird somit die Belastung „reine“ Torsion gemessen und es sollte sich laut Elastizitätslehre im Zustand I ein reiner Schubspannungszustand einstellen, mit der maximalen Schubspannung in der

Mitte der jeweiligen Betonoberfläche. Da bei dem Profil in der Mitte zwischen den Konsolen laut statischer Berechnung kein Torsionsmoment auftritt, dürften bei diesem Profil keine Spannungen gemessen werden. Daher wurden bei diesem Profil auch nur in zwei Seitenflächen Dehnmessstreifen angeordnet.

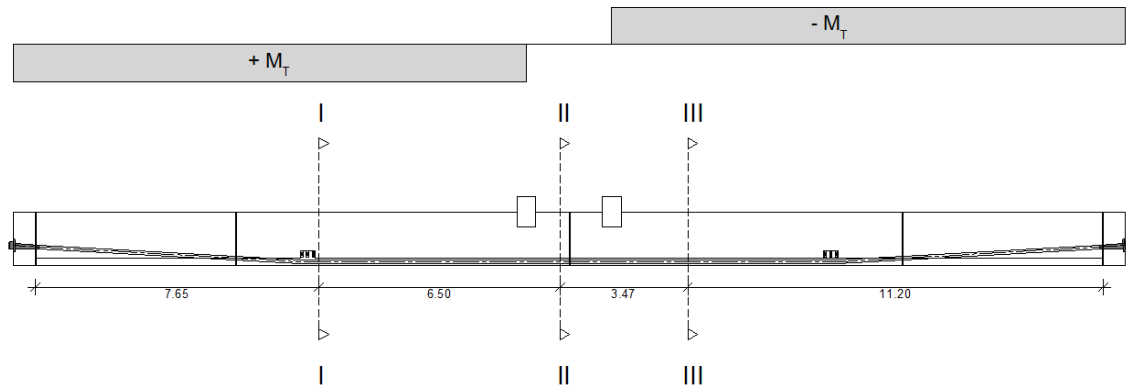


Abbildung III-28: Profile für DMS

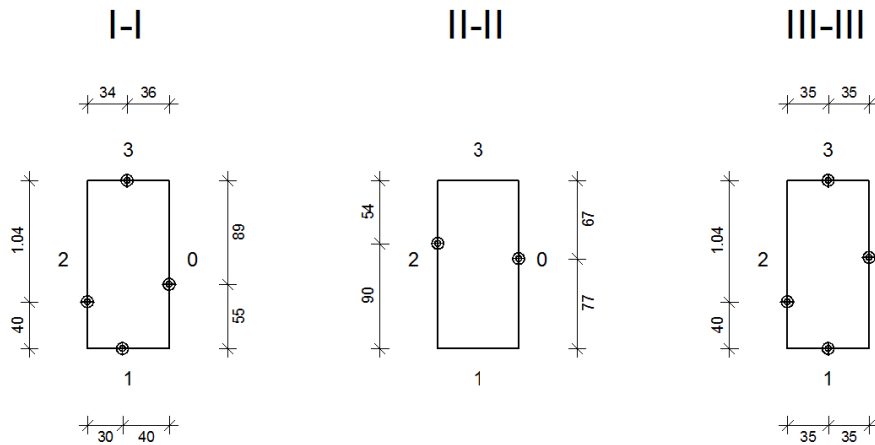


Abbildung III-29: Anordnung der DMS in den Profilen



Abbildung III-30: Anordnung der DMS als gleichseitiges Dreieck

2.2.2.3 Dehnungsmessstreifen zur Bestimmung der Bügeldehnungen

Um nach dem Übergang von Zustand I auf Zustand II die Bügeldehnungen bestimmen zu können, wurde an den vorgesehenen Messstellen die Betondeckung entfernt und Bügel-DMS appliziert. In der Abbildung III-31 ist die Anordnung der Dehnmessstreifen auf der freigelegten Bügelbewehrung dargestellt.

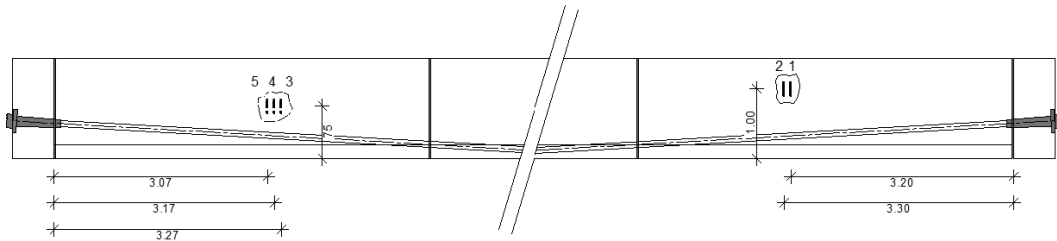


Abbildung III-31: Anordnung der DMS auf der Bügelbewehrung

2.2.2.4 Wegaufnehmer

In der Mitte des Versuchsträgers wurden an der Unterseite und an einer Seitenfläche des Versuchsträgers jeweils zwei Wegaufnehmer angeordnet (Abbildung III-32). Mit Hilfe dieser Wegaufnehmer kann die Verdrehung des Versuchsbalkens bestimmt werden.



Abbildung III-32: Wegaufnehmer an der Unterseite des Versuchsträgers

2.3 Versuchssimulation

2.3.1 Berechnung des Torsionswiderstandes im Zustand I

Im ungerissenen Zustand I sind die Dehnungen von Stahl und den benachbarten Betonfasern gleich und der Beton wirkt auf Zug mit. Daher ist für die Bestimmung des Torsionswiderstandes im Zustand I die zulässige Zugspannung des Betons maßgebend. Im Zuge der Recherche stellte sich heraus, dass die zulässige Zugspannung des Betons abhängig von der Art der Beanspruchung ist. Im Eurocode 2 [15] wird die zulässige Zugspannung mit folgender Formel ermittelt:

$$f_{ctm} = 0,30 * (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad \text{für Betongüte} \leq C50/60$$

f_{ctm} Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
 f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

Laut Sun-Kyu Park [18] kann jedoch für den Beiwert $\alpha = 0,30$ unter reiner Torsionsbeanspruchung eines Rechteckquerschnittes der Wert $\alpha = 0,39$ eingesetzt werden. Damit ergibt sich eine höhere zulässige Zugspannung des Betons als im EC2 [15] angegeben ist.

Nachdem der Versuchsträger so vorgespannt wurde, dass das Moment aus Eigengewicht kompensiert wurde, wurde der Versuchsträger nach dem Aufbringen des Torsionsmomentes nur mehr mit reiner Torsion beansprucht. Die zulässige Zugspannung des Betons kann daher mit dem Beiwert von [17] ermittelt werden. Für die Ermittlung der zulässigen Zugspannung des Betons wird der Versuchsträger als ein homogener Träger mit einer gemittelten charakteristischen Würfeldruckfestigkeit von 42,56 N/mm² des U-Fertigteiles und des Füllbetons angenommen. Diese Annahme ist zulässig, da die Prüfungen des Betons beim U-Fertigteil und beim Füllbeton annähernd die gleichen Ergebnisse lieferten. Somit ergibt sich eine zulässige Zugspannung des Betons von:

$$f_{ctm} = 0,39 * (42,56)^{\frac{2}{3}} = 4,75 \text{ N/mm}^2$$

Diese zulässige Zugspannung des Betons wird mit den Extremwerten der Spannung, die sich aus den verschiedenen Belastungen ergibt, verglichen. Diese Extremwerte werden als Hauptspannungen und die Wirkungsrichtungen als Hauptspannungsrichtungen bezeichnet. Bei einem ebenen Spannungszustand können die Hauptspannungen mit folgender Formel ermittelt werden:

$$\sigma_{1,(2)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Die zugehörigen Hauptspannungsrichtungen ergeben sich mit:

$$\tan 2\varphi = \frac{2 * \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Diese Formel ergibt zwei Lösungen, die sich um 90° voneinander unterscheiden. Eine Lösung gibt die Richtung der größeren und eine die Richtung der kleineren Hauptspannung an.

In Abbildung III-33 und III-34 sind die gewählten Bezeichnungen für die Spannungen und die Spannungsfelder an einem Standardelement dargestellt.

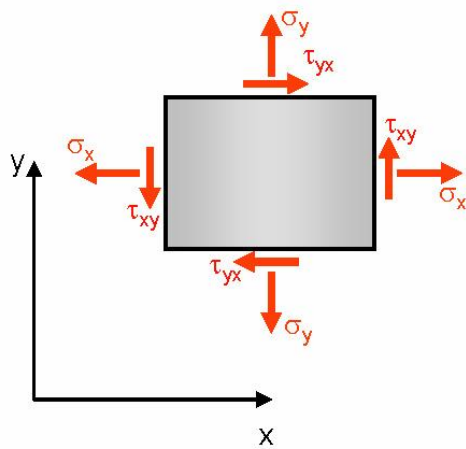


Abbildung III-33: ebener Spannungszustand [18]

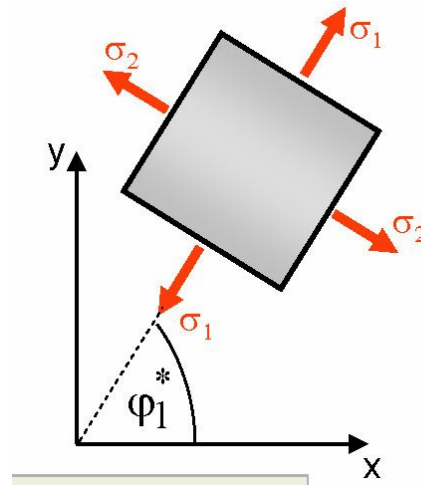
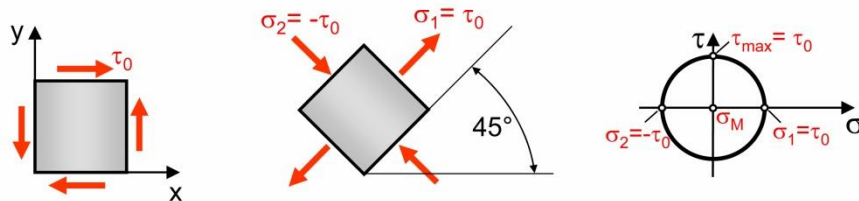


Abbildung III-34: ebener Hauptspannungszustand [18]

Bei reiner Torsionsbeanspruchung stellt sich am Versuchsträger als Sonderfall ein reiner Schubspannungszustand, wie in Abbildung III-35 dargestellt, ein.

Reiner Schub: $\sigma_x = 0$; $\sigma_y = 0$; $\tau_{xy} = \tau_0$



Damit gilt für die Hauptspannungen: $\sigma_1 = \tau_0$; $\sigma_2 = -\tau_0$;

Die größten Hauptspannungen treten unter Winkeln von 45° zur x-Achse auf.

Abbildung III-35: reiner Schubspannungszustand [18]

Bei dem Versuchsträger wurde versucht mit Hilfe der Vorspannung das Moment aus Eigengewicht zu kompensieren und damit den Versuchsträger einer reinen Torsionsbeanspruchung auszusetzen. Dafür wäre jedoch eine Spanngliedführung entlang einer quadratischen Parabel, entsprechend dem Momentverlauf aus dem Eigengewicht, notwendig gewesen. Da diese Spanngliedführung in der Praxis jedoch kaum ausführbar ist, wurden die Spannglieder wie in Abbildung III-25 dargestellt ausgeführt. Auf Grund dieser Spanngliedführung entstehen durch das Eigengewicht und die Vorspannung kleine Biegespannungen im Versuchsträger und es stellt sich kein reiner Schubspannungszustand ein. Für die Ermittlung des Torsionswiderstandes muss daher in jedem Punkt die Spannungen aus Eigengewicht und Vorspannung mit den Spannungen durch das Torsionsmoment überlagert werden.

Die Spannungen aus Eigengewicht und Vorspannung lassen sich mit folgenden Formeln berechnen:

$$\sigma_x = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_y}{I_y} * z$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_y * S_y}{I_y * b}$$

Bei der Berechnung der Normalkraft und der Querkraft müssen die sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste berücksichtigt werden. In der Abbildung III-36 ist der Verlauf der Vorspannkraft über die Länge des Versuchsträgers mit den sofortigen Spannkraftverlusten durch Reibung und den zeitabhängigen Spannkraftverlusten durch elastische Verformung, Schwinden und Kriechen des Betons und Relaxation des Spannstahls dargestellt. Der Spannkraftverlust durch Keileinzug braucht nicht berücksichtigt werden, weil der Spannstahl um den Wert des Verlustes durch Keileinzug überspannt wurde.

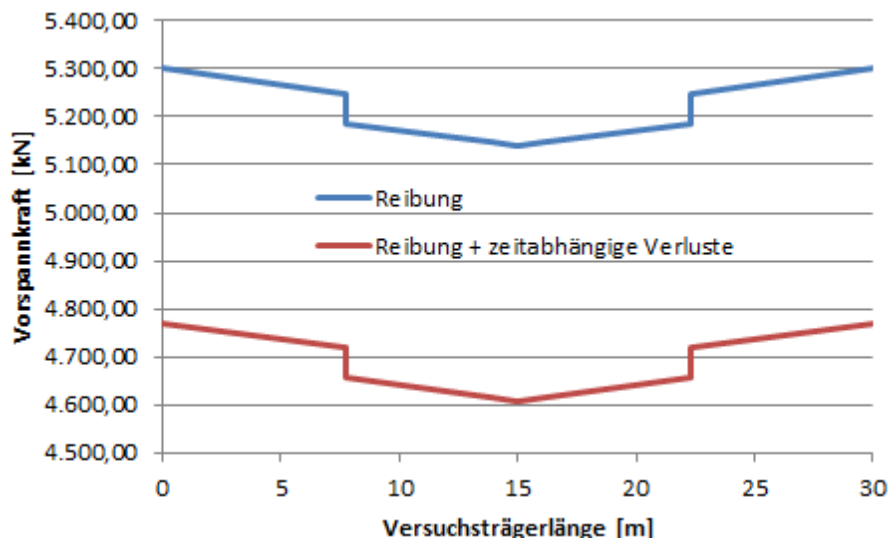


Abbildung III-36: Verlauf der Vorspannkraft

In Abbildung III-37 sind die Spannungsverläufe, die sich aus Eigengewicht und Vorspannung ergeben, qualitativ dargestellt. Man kann dabei erkennen, dass der Querschnitt durch die Vorspannkraft über die gesamte Höhe überdrückt ist.

Die Spannungen durch das Torsionsmoment lassen sich mit folgenden Formeln gemäß der Strömungs- und Membrananalogie von Prandtl berechnen [19]:

$$\tau_{max} = \frac{M_T}{W_T} = \kappa_2 * \frac{M_T}{h * b^2} \quad \text{und} \quad \tau_a = \mu * \tau_{max}$$

Dabei sind κ_2, μ Faktoren für prismatische Stäbe in Abhängigkeit der Seitverhältnisse

In der Abbildung III-38 sind die Spannungsverläufe durch Torsion qualitativ dargestellt.

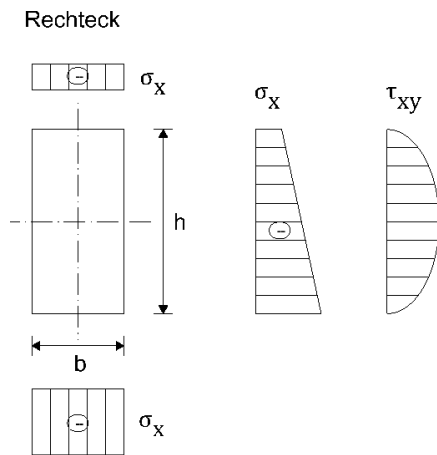


Abbildung III-37: Spannungsverläufe aus Eigengewicht und Vorspannung

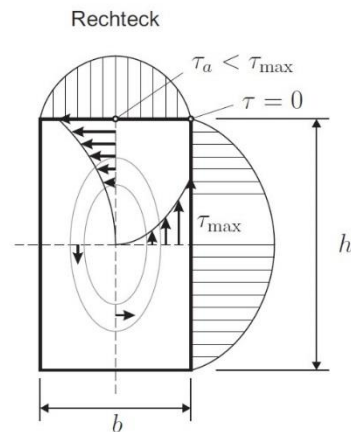


Abbildung III-38: Spannungsverläufe durch Torsion

Diese Spannungsverläufe werden überlagert und an folgenden drei Punkten eines jeden Querschnittes (siehe Abbildung III-39) untersucht:

- Versuchsträgeroberseite in der Mitte
- Versuchsträgerlängsseite in der Mitte
- Versuchsträgerunterseite in der Mitte

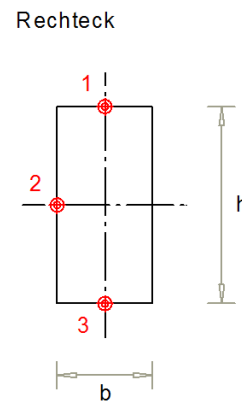
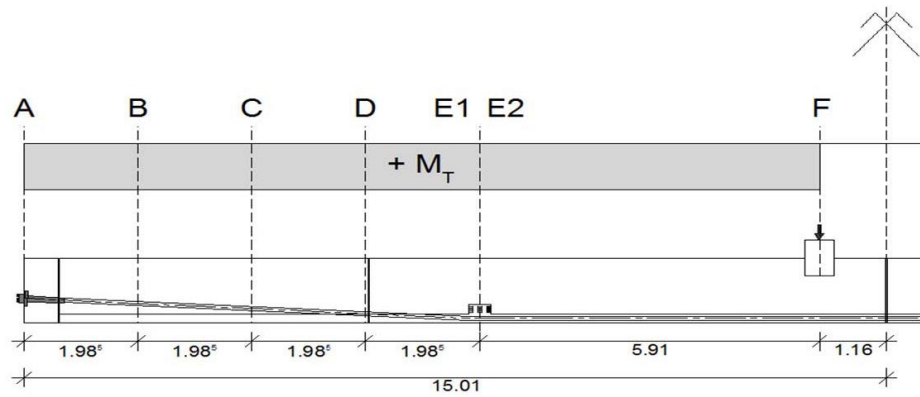


Abbildung III-39: Untersuchungspunkte am Querschnitt

Bei der Überlagerung wird darauf geachtet, dass die zulässige angenommene Zugspannung des Betons von $4,75 \text{ N/mm}^2$ nicht überschritten wird. Das zugehörige Torsionsmoment wird aus der zugehörigen Schubspannung aus folgender Formel zurück gerechnet:

$$\sigma_{zul} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + (\tau_{xy,Biegung} + \tau_{xy,Torsion})^2}$$

Die Ergebnisse sind in Abbildung III-40 dargestellt. Laut dieser Berechnung ergibt sich der Torsionswiderstand im Zustand I mit 1.115 kNm . Dieses kleinste Rissmoment tritt im Querschnitt E2 im Punkt 2 auf.



Querschnitt A	σ_x	$\tau_{xy, \text{Biegung}}$	$\tau_{xy, \text{Torsion}}$	φ	M_T
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[°]	[kNm]
Punkt 1	-1,16	0,00	5,30	131,87	1163,30
Punkt 2	-4,72	0,16	6,55	125,30	1141,28
Punkt 3	-8,29	0,00	7,87	58,88	1727,60

Querschnitt B	σ_x	$\tau_{xy, \text{Biegung}}$	$\tau_{xy, \text{Torsion}}$	φ	M_T
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[°]	[kNm]
Punkt 1	-1,83	0,00	5,59	130,34	1227,77
Punkt 2	-4,71	0,09	6,61	125,32	1152,96
Punkt 3	-7,59	0,00	7,66	58,18	1680,66

Querschnitt C	σ_x	$\tau_{xy, \text{Biegung}}$	$\tau_{xy, \text{Torsion}}$	φ	M_T
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[°]	[kNm]
Punkt 1	-2,13	0,00	5,72	129,72	1254,94
Punkt 2	-4,70	0,02	6,68	125,34	1164,63
Punkt 3	-7,27	0,00	7,56	57,84	1658,72

Querschnitt D	σ_x	$\tau_{xy, \text{Biegung}}$	$\tau_{xy, \text{Torsion}}$	φ	M_T
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[°]	[kNm]
Punkt 1	-2,05	0,00	5,68	129,90	1247,27
Punkt 2	-4,69	0,05	6,64	125,36	1157,67
Punkt 3	-7,33	0,00	7,57	57,91	1662,74

Querschnitt E1	σ_x	$\tau_{xy, \text{Biegung}}$	$\tau_{xy, \text{Torsion}}$	φ	M_T
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[°]	[kNm]
Punkt 1	-1,58	0,00	5,48	130,89	1204,09
Punkt 2	-4,67	0,27	6,42	125,37	1118,69
Punkt 3	-7,76	0,00	7,71	58,36	1692,55

Querschnitt E2	σ_x	$\tau_{xy, \text{Biegung}}$	$\tau_{xy, \text{Torsion}}$	φ	M_T
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[°]	[kNm]
Punkt 1	-1,68	0,00	5,53	130,68	1213,30
Punkt 2	-4,61	0,27	6,40	125,46	1114,89
Punkt 3	-7,54	0,00	7,64	58,14	1677,60

Querschnitt F	σ_x	$\tau_{xy, \text{Biegung}}$	$\tau_{xy, \text{Torsion}}$	φ	M_T
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[°]	[kNm]
Punkt 1	-4,43	0,00	6,60	125,74	1449,31
Punkt 2	-4,57	0,04	6,61	125,52	1152,43
Punkt 3	-4,72	0,00	6,71	54,69	1472,37

Abbildung III-40: Torsionswiderstand im Zustand I

2.3.2 Berechnung des Torsionswiderstandes im Zustand II

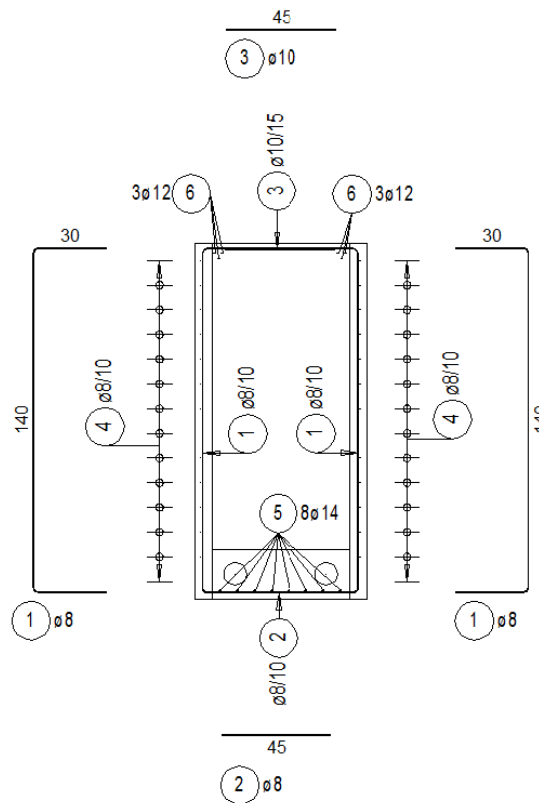


Abbildung III-41: Trägerhälfte mit Querkraftbewehrung ohne zusätzliche Torsionsbewehrung

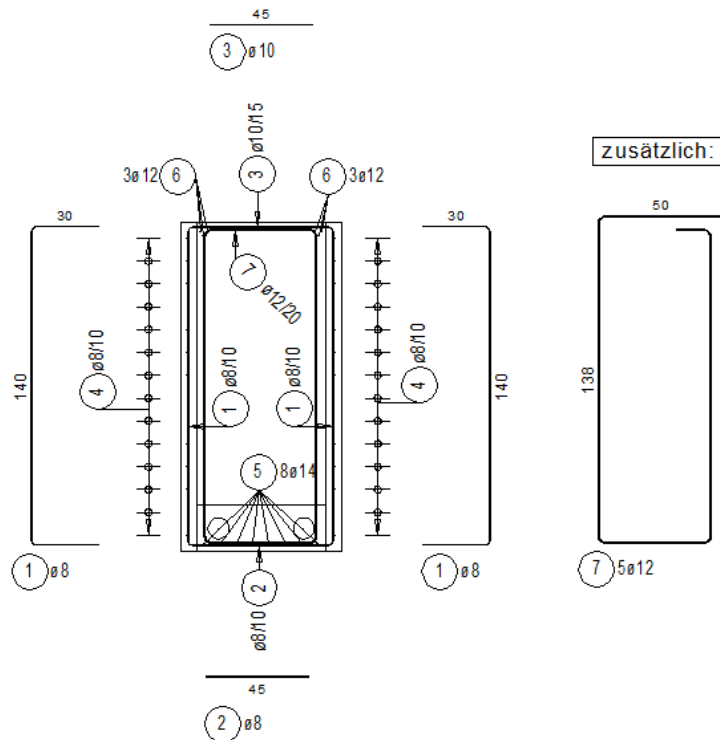


Abbildung III-42: Trägerhälfte mit zusätzlicher Torsionsbewehrung

Wenn der Versuchsträger durch die Torsionsbeanspruchung in den Zustand II übergeht, kommt es auf Grund der Rissbildung zu einer Umlagerung der inneren Kräfte und zu einer Ausbildung eines räumlichen Fachwerkes mit Druckstreben aus Beton und Zugstreben aus Bewehrungsstahl. Um die Ausbildung des räumlichen Fachwerkes und das damit verbundene Torsionstragverhalten des Versuchsträgers genau feststellen zu können, wurde in einer Hälfte des Versuchsträgers nur eine Querkraftbewehrung angeordnet (Abbildung III-41). In der zweiten Hälfte des Versuchsträgers wurde zusätzlich eine Torsionsbewehrung nach EC2 [15] aus Bügeln angeordnet (Abbildung III-42). Damit soll festgestellt werden, ob die steifere Seite mit der Torsionsbewehrung einen höheren Torsionswiderstand erreicht.

Zuerst wird der Torsionswiderstand für die Hälfte des Versuchsträgers mit der Mindestbewehrung für Biegung ermittelt. Dabei wird nur die Tragfähigkeit der Bügelbewehrung nachgewiesen. Die erforderliche Längsbewehrung für die Zugstreben in Trägerlängsrichtung wird bei diesem Träger durch die Vorspannung ersetzt. Die eingelegte Bewehrung kann als ein zweischnittiger Bügel mit einer Querschnittsfläche von 10,06 cm²/m angesehen werden.

$$T_{Rm} = 2 * A_K * f_{ym} * a_{sw} * \cot \theta$$

$$A_K = (b - t_{ef,i}) * (h - t_{ef,i})$$

$$t_{ef,i} = \frac{A}{U} = \frac{1,008}{4,28} = 0,236 \text{ m}$$

$$A_K = (0,7 - 0,236) * (1,44 - 0,236) = 0,559 \text{ m}^2$$

$$T_{Rm} = 2 * 0,559 * 594.000 * 0,000503 * \cot 31 = 555,93 \text{ kNm}$$

Der Torsionswiderstand der Biegebewehrung ergibt sich somit unter der flachsten Neigung der Betondruckstrebe von 31° mit:

$$T_{Rm} = 555,93 \text{ kNm}$$

Dieser Wert ist kleiner als der berechnete Torsionswiderstand für den Zustand I im Querschnitt E2 im Punkt 2. An dieser Stelle tritt laut Berechnung der erste Riss auf und der Versuchsträger geht an dieser Stelle von dem Zustand I in den Zustand II über. Das bedeutet, die eingelegte Querkraftbewehrung beteiligt sich nicht am Torsionswiderstand. Der Torsionswiderstand des Versuchsbalkens in dieser Trägerhälfte ist somit durch den Torsionswiderstand im Zustand I begrenzt! Wird der Torsionswiderstand des Zustandes I überschritten kommt es zum Versagen des Versuchsbalkens in dieser Trägerhälfte und die Belastung kann im gesamten Versuchsträger nicht mehr weiter gesteigert werden. Daher ist auch die Tragfähigkeit des gesamten Versuchsträgers durch den Torsionswiderstand im Zustand I begrenzt!

In der zweiten Hälfte des Versuchsträgers wurde noch zusätzlich als Torsionsbewehrung ein zweischnittiger Bügel mit einer Querschnittsfläche von 15,40 cm²/m eingelegt.

$$T_{Rm} = 2 * A_K * f_{ym} * a_{sw} * \cot \theta$$

$$A_K = (b - t_{ef,i}) * (h - t_{ef,i})$$

$$t_{ef,i} = \frac{A}{U} = \frac{1,008}{4,28} = 0,236 \text{ m}$$

$$A_K = (0,7 - 0,236) * (1,44 - 0,236) = 0,559 \text{ m}^2$$

$$T_{Rm} = 2 * 0,559 * 594.000 * 0,000770 * \cot 31 = 851,03 \text{ kNm}$$

Der Torsionswiderstand der Torsionsbewehrung ergibt sich somit unter der flachsten Neigung der Betondruckstrebe von 31° mit:

$$T_{Rm} = 851,03 \text{ kNm}$$

Gesamt ergibt sich somit für diese Trägerhälfte ein Torsionswiderstand von:

$$T_{Rm} = 555,93 + 851,03 = 1.406,96 \text{ kNm}$$

Dieser Wert ist größer als das berechnete kleinste Rissmoment im Zustand I. Daher könnte in dieser Trägerhälfte die Belastung über die Torsionstragfähigkeit im Zustand I gesteigert werden.

Aus der Begrenzung der Druckstrebentragfähigkeit könnte folgendes Torsionsmoment aufgebracht werden:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rm}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rm}} = 1,0$$

$$T_{Rm} = 2 * v * \alpha_{cw} * f_{cm} * A_K * t_{ef,i} * \sin \theta * \cos \theta$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{42,56}{250}\right) = 0,498$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{5,137}{28,373} = 1,181$$

$$A_K = (b - t_{ef,i}) * (h - t_{ef,i})$$

$$t_{ef,i} = \frac{A}{U} = \frac{1,008}{4,28} = 0,236 \text{ m}$$

$$A_K = (0,7 - 0,236) * (1,44 - 0,236) = 0,559 \text{ m}^2$$

$$T_{Rm} = 2 * 0,498 * 1,181 * 50.560 * 0,559 * 0,236 * \sin 31 * \cos 31 = 3.463,74 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 183,15 \text{ kN}$$

$$V_{Rm} = \alpha_{cw} * b_w * z * v * f_{cm} * \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{5,137}{28,373} = 1,181$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{42,56}{250}\right) = 0,498$$

$$V_{Rm} = 1,181 * 0,7 * 1,206 * 0,498 * 50.560 * \frac{1}{\cot 31 + \tan 31} = 11.082,47 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rm}}\right) * T_{Rm}$$

$$T_{Ed} = \left(1 - \frac{183,15}{11.082,47}\right) * 3.463,74 = 3.406,50 \text{ kNm}$$

Ein Versagen der Druckstrebe während des Versuches kann also ausgeschlossen werden, da sich ein solches Torsionsmoment mit dem gewählten Versuchsaufbau nicht einleiten lässt.

2.4 Versuchsauswertung

2.4.1 Auswertung der Kraftmessdosen

Mit Hilfe der Messergebnisse der zwei Kraftmessdosen unter den Pressen kann die Belastungsgeschichte exakt beschrieben werden (Abbildung III-43). Beim ersten Versuch wurde die aufgebrachte Kraft je Presse bis auf 115 kN gesteigert. Es kam dabei jedoch zu einer Schiefstellung der Pressen und daher musste wieder vollständig entlastet werden. Beim zweiten Versuch wurden die beiden Pressen beim Start händisch in ihrer Position fixiert und die Belastung wieder bis 115 kN gesteigert. Diese Belastung wurde 11 Minuten lang gehalten, um Messungen durchzuführen und den Träger auf Risse zu überprüfen. Danach wurde die Belastung auf 210 kN gesteigert und 22 Minuten lang für die Überprüfung des Trägers gehalten. Im nächsten Schritt wurde die Belastung kurzfristig auf 300 kN gesteigert und sofort wieder auf 250 kN entlastet. Diese Belastung wurde über einen längeren Zeitraum von 115 Minuten konstant gehalten. In dieser Zeit wurden mehrere Messungen durchgeführt und die Entstehung und Entwicklung der Risse exakt beobachtet und dokumentiert. Im letzten Schritt wurde die Belastung noch einmal auf 300 kN gesteigert und ca. 20 Minuten bis zum Versagen des Trägers gehalten.

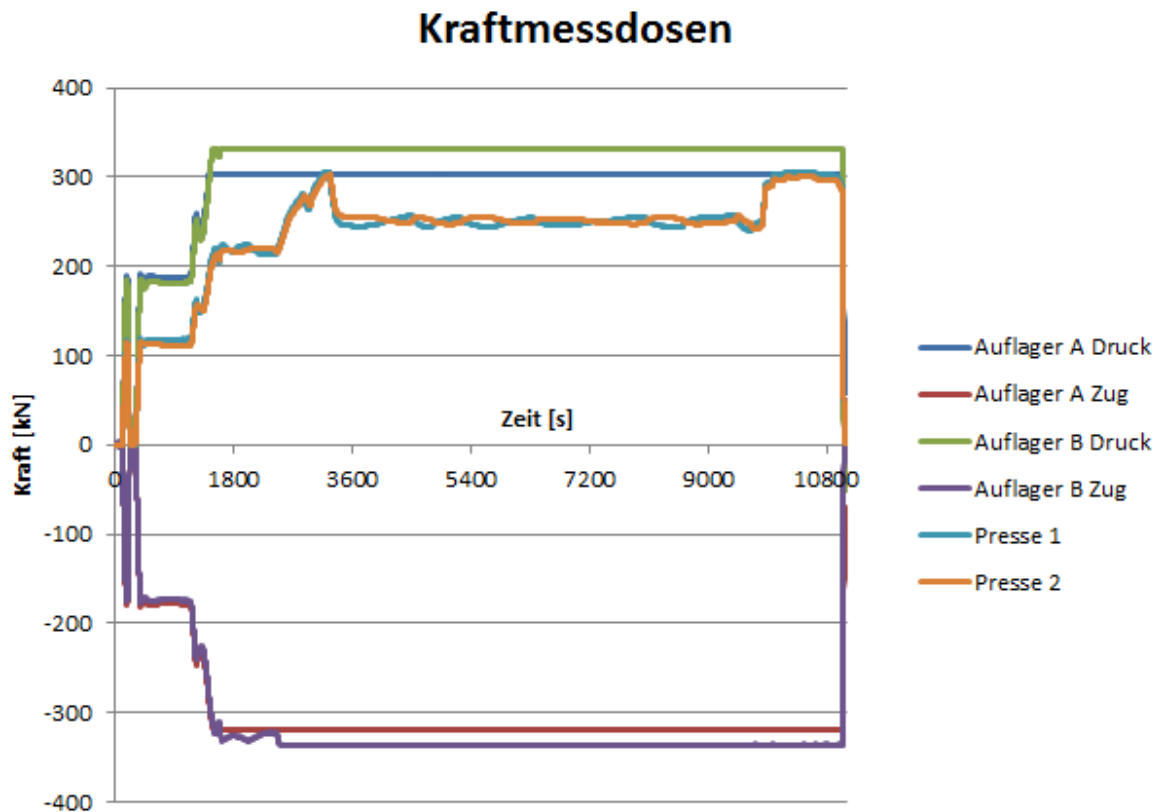


Abbildung III-43: Messergebnisse der Kraftmessdosen

Mit den Kraftmessdosen bei den Auflagern wurden die ankommenden Belastungen an den Auflagern gemessen. Nachdem alle Kraftmessdosen vor dem Beginn der Belastung auf null zurückgesetzt worden sind, kann exakt die Belastung durch das aufgebrachte Torsionsmoment bestimmt werden. Bei jedem Auflager wird durch das Torsionsmoment eine Kraftmessdose belastet und eine Kraftmessdose entlastet. Die Entlastung kann jedoch nur so lange von den Kraftmessdosen angezeigt werden, bis die Entlastung größer ist als zuvor die Belastung durch das Eigengewicht. Daher fallen beide Kraftmessdosen, die entlastet werden, bei ca. 340 kN aus. Bis dorthin ist jedoch auch bei diesen

Messergebnissen der Belastungsverlauf sehr gut erkennbar (Abbildung III-43). Bei den anderen beiden belasteten Kraftmessdosen kann man sehr gut erkennen, dass die gemessene Kraft am Auflager größer ist als die gemessene Kraft bei den Pressen (Abbildung III-43). Das muss auch so sein, weil der Hebelarm für das Torsionsmoment am Auflager wesentlich kleiner ist als bei den Pressen. Die Belastungsgeschichte lässt sich bis zum Ausfall bei ca. 300 kN feststellen. Beim Ausfall wurde der maximale Messbereich der beiden Kraftmessdosen, der mit einer maximalen Belastung von ca. 600 kN pro Kraftmessdose begrenzt ist, erreicht. Rechnet man zu den 300 kN noch das Eigengewicht des Versuchsträgers, das durch das Null setzen der Kraftmessdosen nicht im Messwert enthalten ist, wird die maximale Belastung von 600 kN je Kraftmessdose überschritten.

Multipliziert man die gemessenen Kräfte der Kraftmessdosen mit ihren Hebelarmen, am Auflager 2,60 m und bei den Pressen 4,30 m, erhält man die zugehörigen Torsionsmomente (Abbildung III-44). Das leichte Schwanken der Torsionsmomente bei den Pressen ergibt sich aus den Schwankungen des Hydraulikdruckes in den Pressen. Damit in allen vier Pressen die gleiche Belastung aufgebracht wird, muss sich der Hydraulikdruck ständig ausgleichen und schwankt daher leicht.

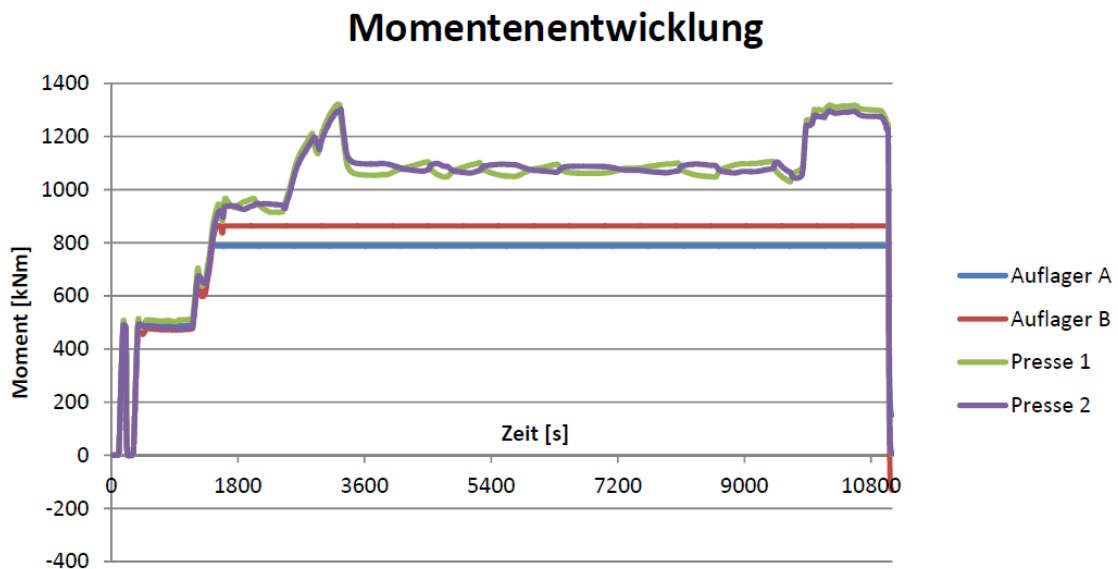


Abbildung III-44: Momentenentwicklung

In der Abbildung III-44 kann man sehr gut die vier Belastungsstufen von 495 kNm, 903 kNm, 1.075 kNm und 1.290 kNm und die einmaligen Belastungsspitzen von 495 kNm und 1.290 kNm erkennen.

In der Abbildung III-45 ist zu erkennen, dass bei beiden Auflagern bis zum Ausfall der Kraftmessdosen dasselbe Torsionsmoment ankommt und die gemessenen Werte bei allen Kraftmessdosen praktisch dasselbe Torsionsmoment ausgeben.

Momentenentwicklung

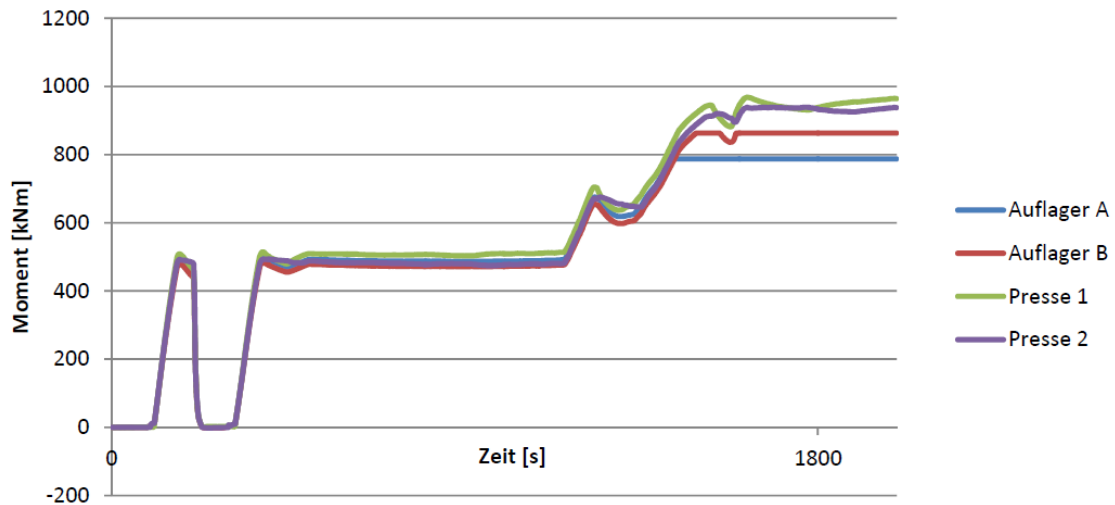


Abbildung III-45: Momentenentwicklung bis zum Ausfall der Kraftmessdosen

2.4.2 Auswertung der Dehnmessstreifen auf der Betonoberfläche

Aus dem gemessenen Verzerrungszustand kann der Spannungszustand an der Oberfläche des Betons aus folgender Beziehung abgeleitet werden:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1 - \nu^2} * \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix}$$

Dabei wurden folgende Werte angenommen:

$$\nu = 0,2$$

$$E = 37.000 \frac{N}{mm^2}$$

Die Auswertung der Dehnmessstreifen hat nicht in allen Flächen das erwartete Ergebnis mit einem reinen Schubspannungszustand geliefert. Es weichen aber auch die gemessenen Schubspannungen von den berechneten Schubspannungen für die zugehörigen Torsionsmomente in diesen Fällen massiv ab. Daher werden im Folgenden nur die Auswertungen jener Flächen dargestellt, die mit der Berechnung am besten übereinstimmen. Bei allen Auswertungen ist die Belastungsgeschichte eindeutig erkennbar.

In der Abbildung III-46 ist die Auswertung der Dehnungen und Spannungen der Fläche 0 im Profil I dargestellt. Die leichte Abweichung der gemessenen Schubspannungen von den berechneten Schubspannungen lässt sich damit erklären, dass die Dehnmessstreifen nicht exakt in der Mitte der Fläche geklebt worden sind. Die Normalverzerrungen bzw. -spannungen in x- und y-Richtung sind relativ klein im Vergleich zu den Schubverzerrungen bzw. -spannungen. Der Sprung bei den Normalverzerrungen bzw. -spannungen könnte auf den Übergang von dem Zustand I in den Zustand II in dieser Fläche hindeuten.

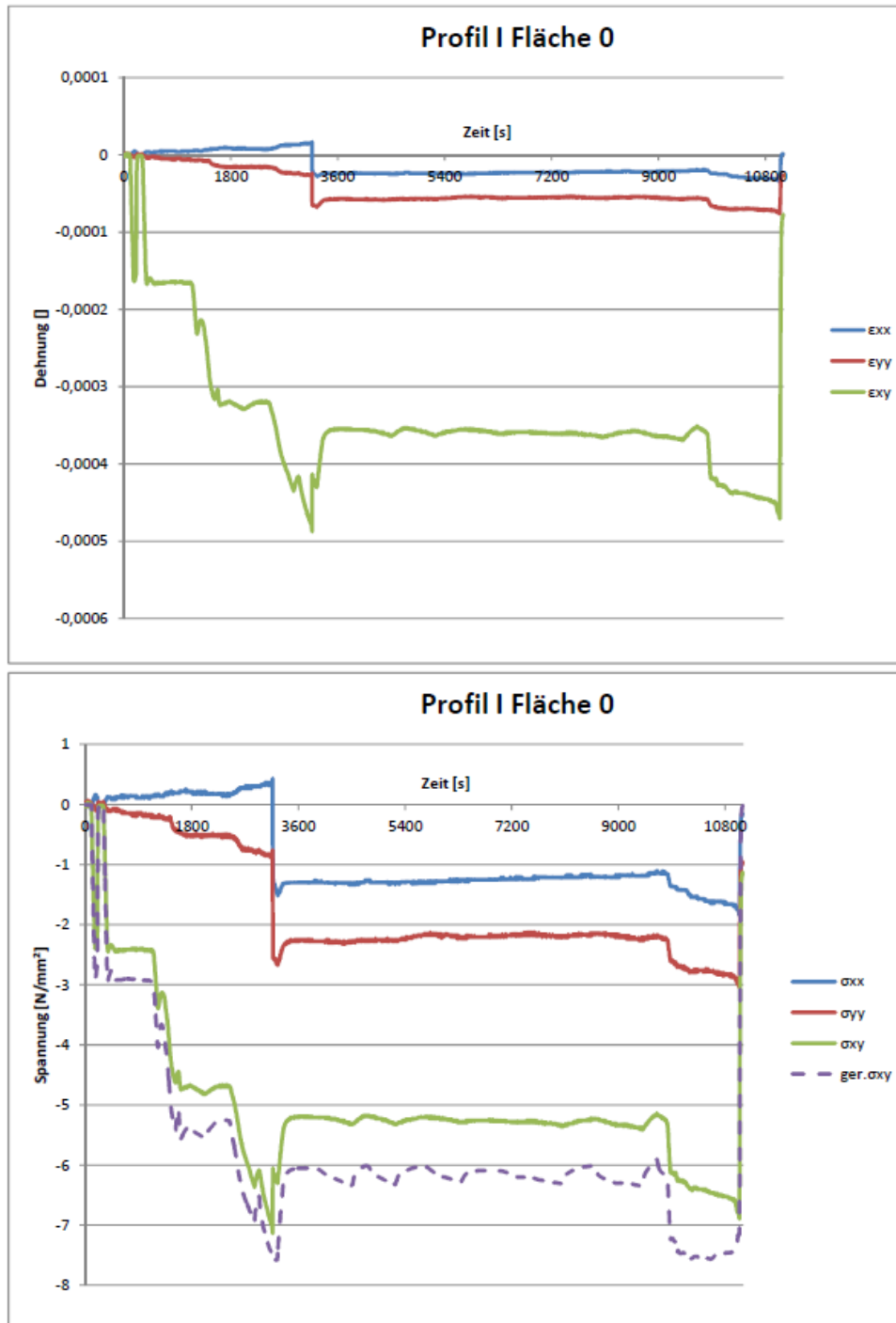


Abbildung III-46: DMS Profil I Fläche 0

In der Abbildung III-47 ist die Auswertung der Dehnungen und Spannungen der Fläche 3 im Profil I dargestellt. Auch hier ist eine leichte Abweichung der gemessenen Schubspannungen von den berechneten Schubspannungen bei höherer Belastung, trotz mittleriger Anordnung der Dehnmessstreifen, feststellbar. Die Normalverzerrungen bzw. -spannungen in x- und z-Richtung sind verschwindend klein im Vergleich zu den Schubverzerrungen bzw. -spannungen. Man kann daher hier von einem reinen Schubspannungszustand sprechen.

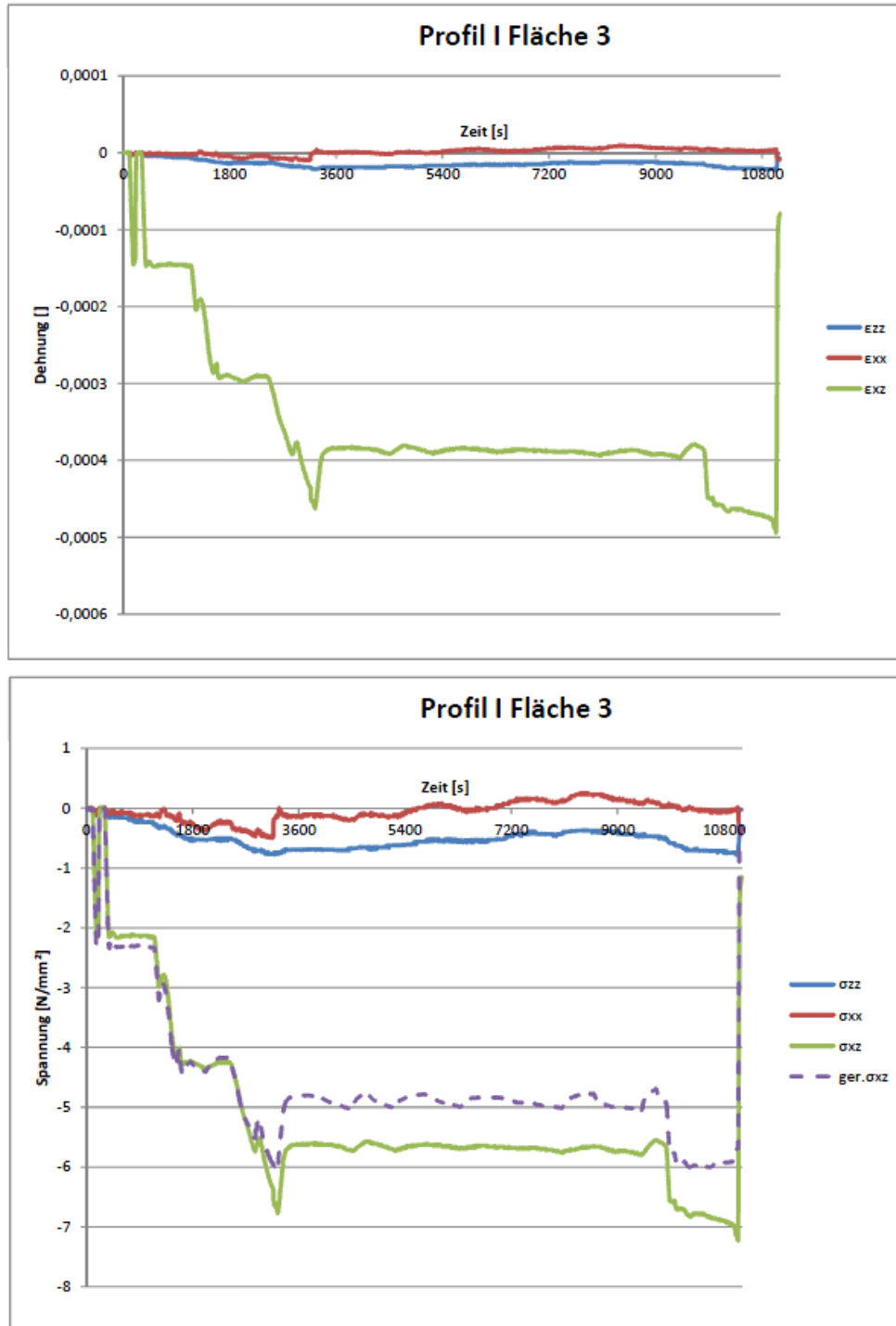


Abbildung III-47: DMS Profil I Fläche 3

In der Abbildung III-48 ist die Auswertung der Dehnungen und Spannungen der Fläche 1 im Profil III dargestellt. Hier ist eine leichte Abweichung der gemessenen Schubspannungen von den berechneten Schubspannungen über die gesamte Belastungsdauer, trotz mittiger Anordnung der Dehnmessstreifen, feststellbar. Auch die Normalverzerrungen bzw. -spannungen in x- und z-Richtung sind zwar klein im Vergleich zu den Schubverzerrungen bzw. -spannungen, aber trotzdem für einen reinen Schubspannungszustand laut Theorie relativ groß.

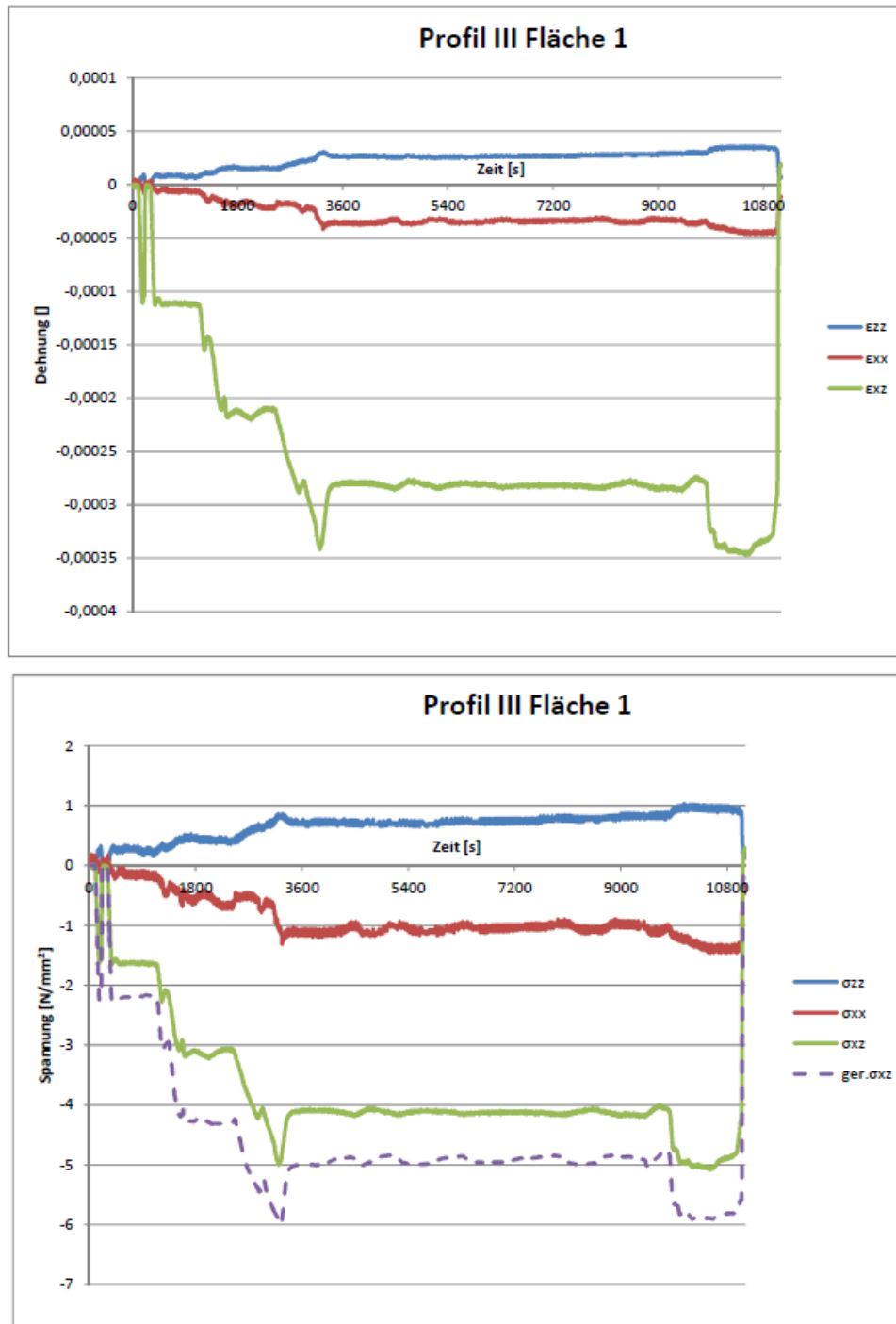


Abbildung III-48: DMS Profil III Fläche 1

In der Abbildung III-49 ist die Auswertung der Dehnungen und Spannungen der Fläche 3 im Profil III dargestellt. Hier bekommt man die beste mit der Theorie übereinstimmende Auswertung. Die berechneten Schubspannungen passen mit den gerechneten Schubspannungen vor allem bei höherer Belastung gut überein und die Normalverzerrungen und -spannungen in x- und z-Richtung sind verschwindend klein.

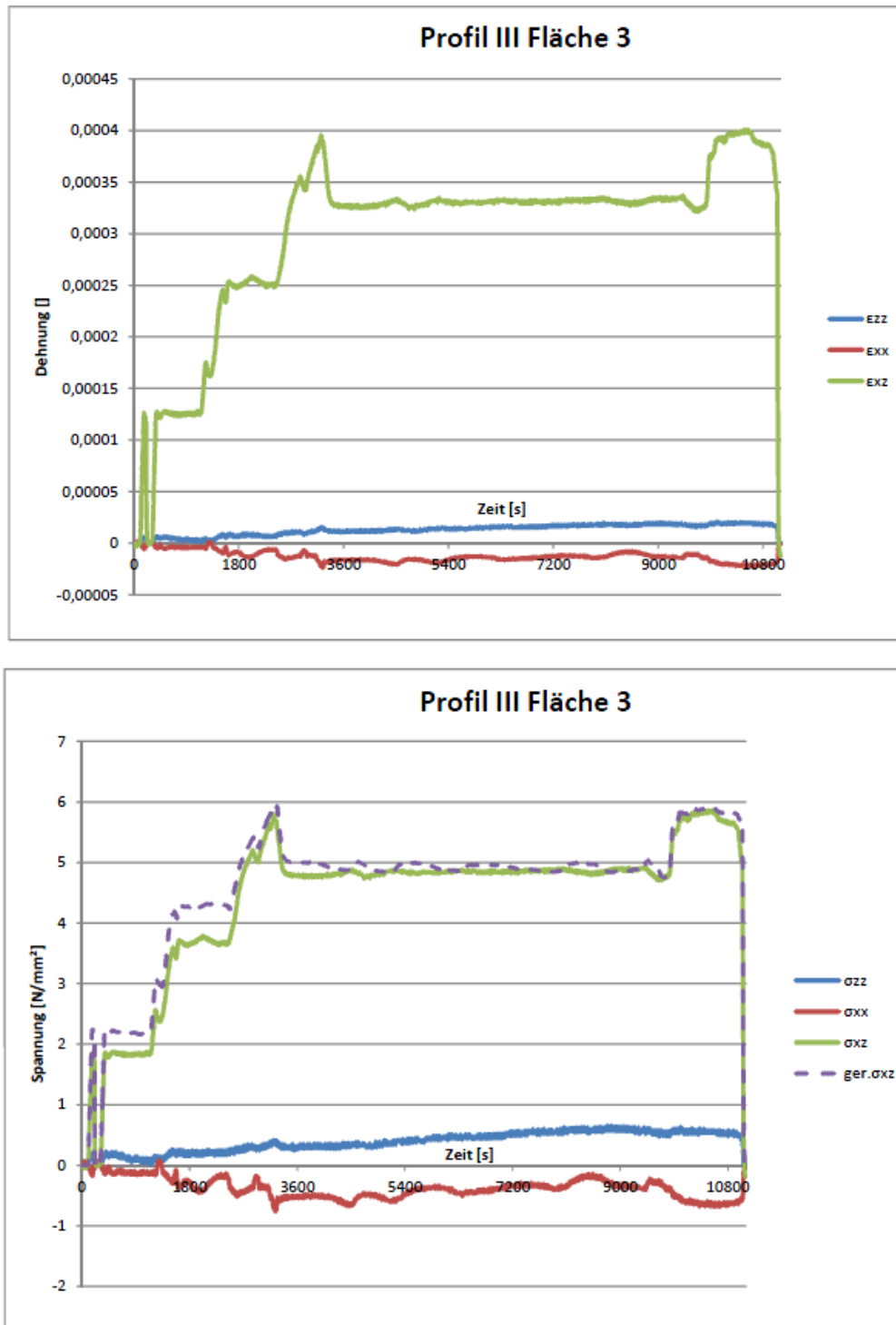


Abbildung III-49: DMS Profil III Fläche 3

In der Abbildung III-50 ist die Auswertung der Dehnungen und Spannungen der Fläche 0 im Profil II dargestellt. In der Auswertung ist erkennbar, dass die Schubverzerrungen und -spannungen verschwindend klein sind. Da aber in diesem Profil kein Torsionsmoment und damit keine Belastung vorhanden ist, sollten auch die Normalverzerrungen und -spannungen in x- und y-Richtung null sein.

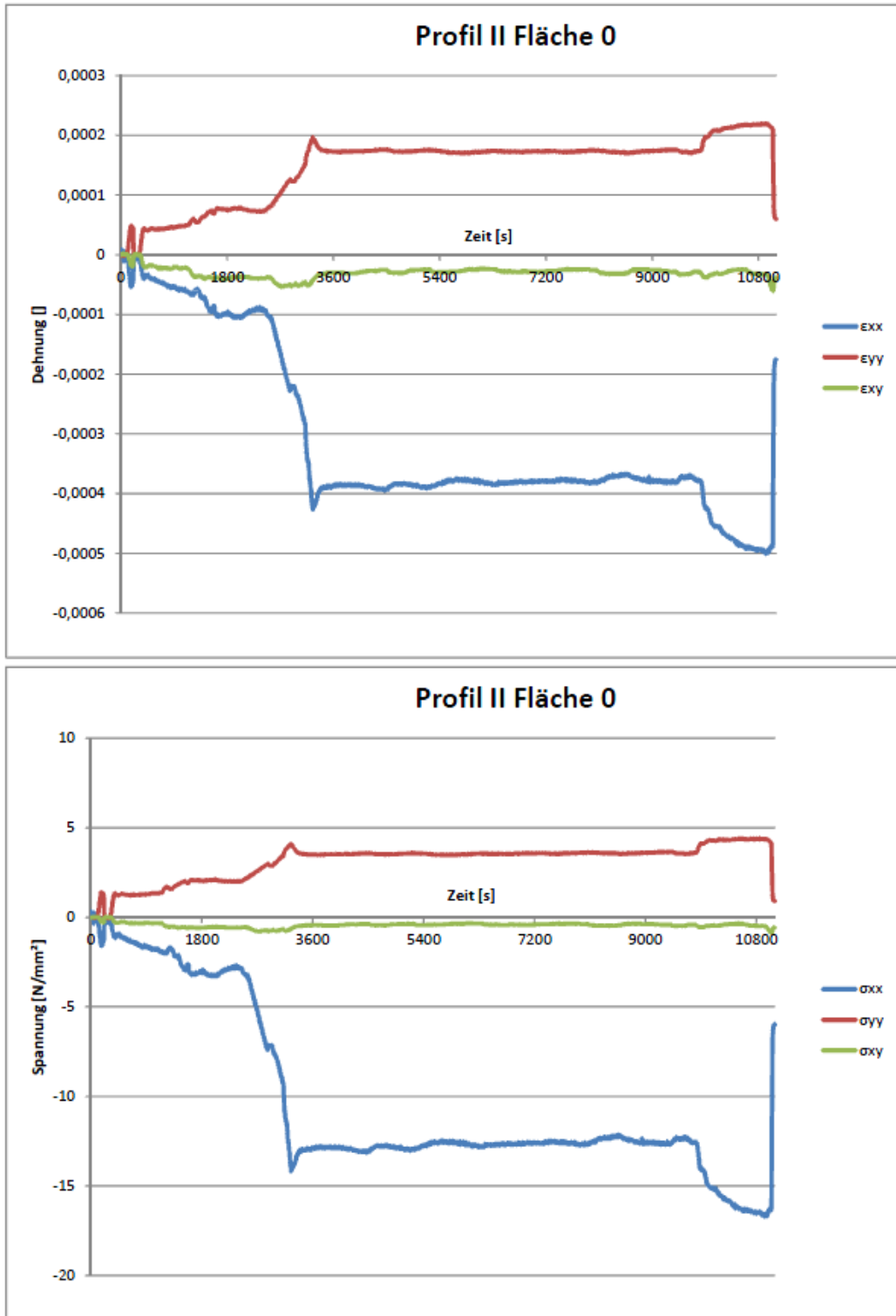


Abbildung III-50: DMS Profil II Fläche 0

2.4.3 Auswertung der Rissbilder - Laststufe 903 kNm Torsionsmoment

Vor dieser Laststufe wurde der Versuchsträger bei der ersten Laststufe mit einem Torsionsmoment von 495 kNm belastet. Bei beiden Laststufen überschreiten die berechneten Hauptzugspannungen mit den Lastfällen Eigengewicht, Vorspannung und Torsion die zulässige angenommene Zugspannung des Betons nicht. Das kann auch an Hand der Rissbilder für diese beiden Laststufen bestätigt werden. Bei der ersten Laststufe sind gar keine Risse aufgetreten und bei der Laststufe mit 903 kNm Torsionsmoment sind nur an einer Stelle Risse an der Oberseite des Versuchsträgers aufgetreten (Abbildung III-51 und Abbildung III-52). Diese Risse sind möglicherweise auf Zugspannungen an der Trägeroberseite aus der Umlagerung der Umlenkraft der Spannglieder vom Trogquerschnitt in den Füllbeton zurückzuführen.

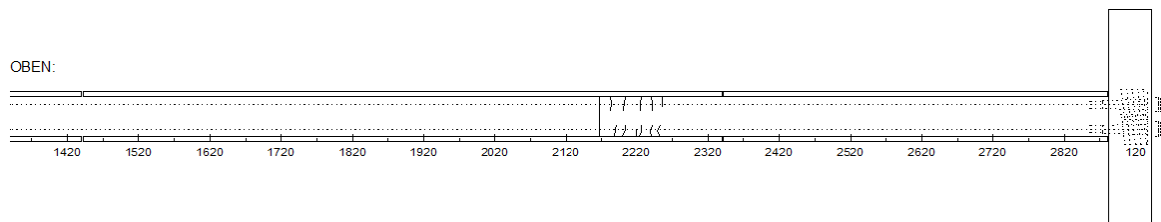


Abbildung III-51: Risse in der rechten Trägerhälfte - Laststufe 903 kNm



Abbildung III-52: Risse in der Oberseite des Versuchsträgers - Laststufe 903 kNm

2.4.4 Auswertung der Rissbilder - Laststufe 1.075 kNm Torsionsmoment

Auch bei dieser Laststufe überschreiten die berechneten Hauptzugspannungen mit den Lastfällen Eigengewicht, Vorspannung und Torsion die zulässige angenommene Zugspannung des Betons nicht. Vor dieser Laststufe wurde aber der Versuchsträger kurzfristig mit einer Belastungsspitze von 1.290 kNm Torsionsmoment belastet (Abbildung III-25). Bei dieser Lastspitze überschreiten die berechneten Hauptzugspannungen die zulässige angenommene Zugspannung des Betons in den Querschnitten A, B, C, D, E1 und E2 in den Versuchsträgerseitenflächen und in der Oberseite des Versuchsträgers. Im Querschnitt F wird die zulässige Zugfestigkeit des Betons nur in den Seitenflächen des Versuchsträgers überschritten (Abbildung III-40). Weil die berechneten Richtungen der Hauptzugspannungen in allen Querschnittsseitenflächen 125° betragen, sollten sich die Risse in den Seitenflächen des Versuchsträgers unter einem Winkel von 35° ergeben. Die Rissbilder bestätigen die Berechnung und zeigen in den Seitenflächen des Versuchsträgers Risse (blau gekennzeichnet) unter einem Winkel von ca. 35° (Abbildung III-51 bis Abbildung III-59).

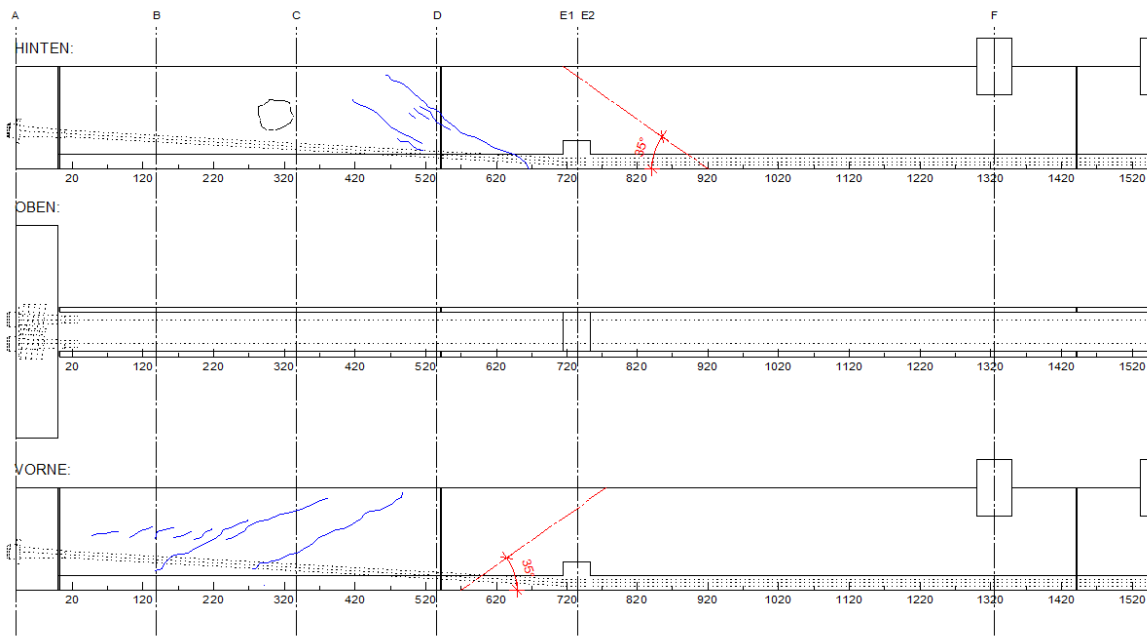


Abbildung III-53: Rissbild der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm

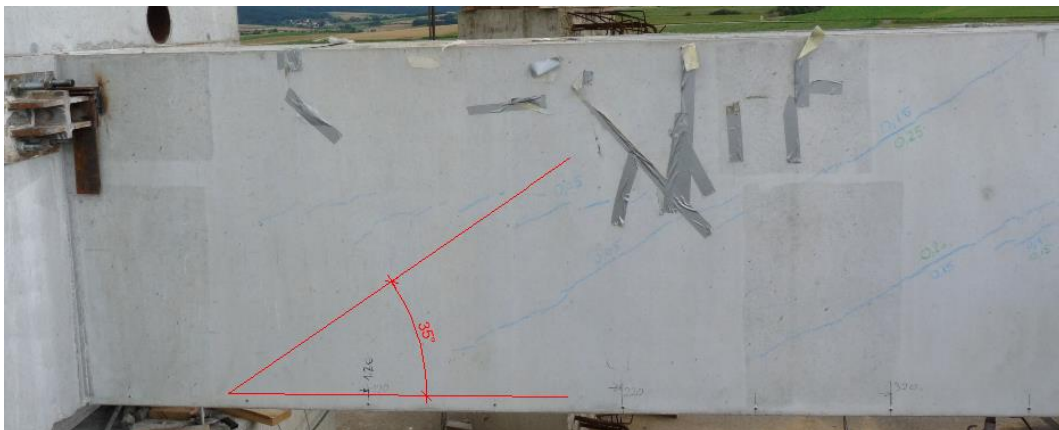


Abbildung III-54: Risse in der Vorderseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm

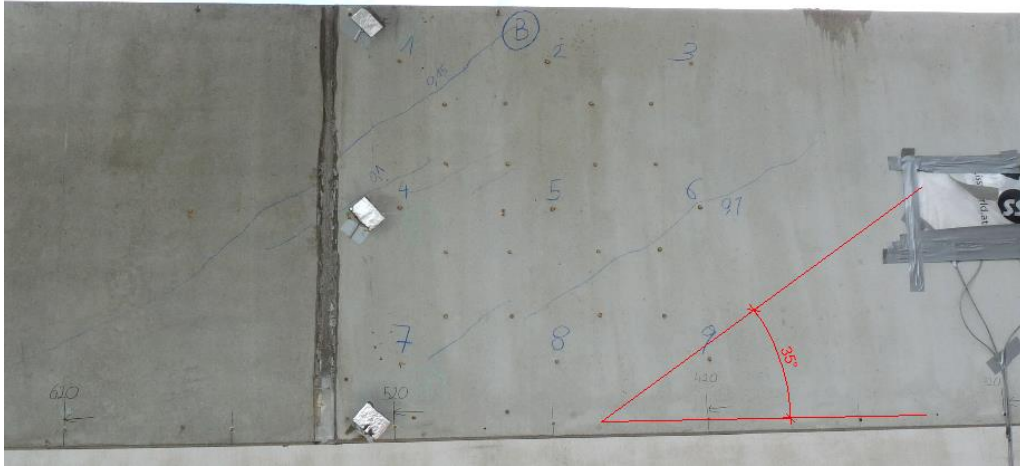


Abbildung III-55: Risse in der Hinterseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm

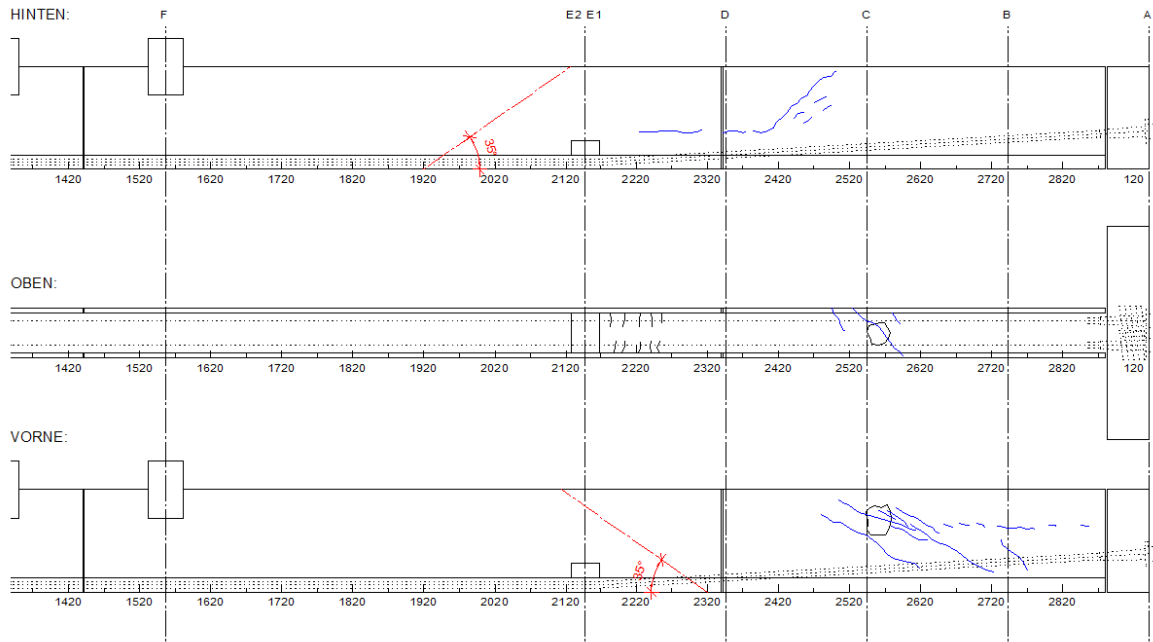


Abbildung III-56: Rissbild der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm



Abbildung III-57: Risse in der Vorderseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm

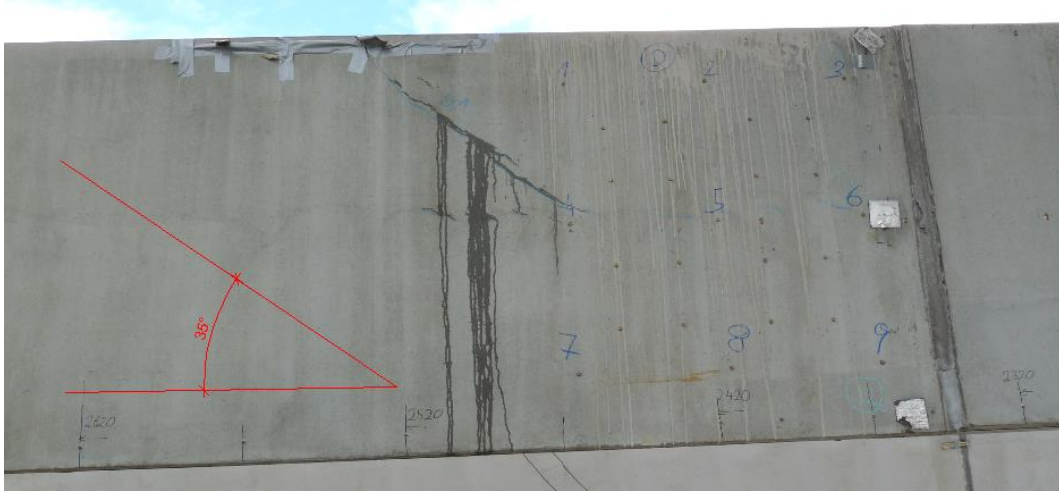


Abbildung III-58: Risse in der Hinterseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm

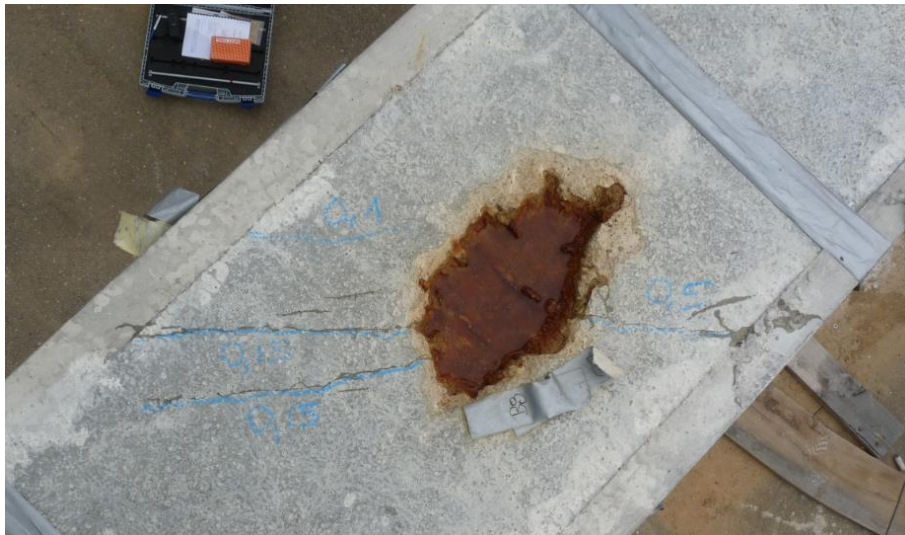


Abbildung III-59: Risse in der Oberseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm

Laut Berechnung sollte der erste Riss im Querschnitt E2 [15] in der Seitenfläche des Versuchsträgers entstehen (Abbildung III-40). Die Risse sind jedoch in beiden Trägerhälften zwischen dem Querschnitt A und D entstanden. Die Ursache dafür könnte sein, dass in beiden Trägerhälften zwischen dem Querschnitt A und D die Betondeckung für die Freilegung der Bewehrung, wie in Abbildung III-59 dargestellt, lokal abgestemmt wurde und daher in diesem Bereich Spannungsspitzen mit den größten Hauptzugspannungen auftraten. Die Breite der Risse variierte zwischen 0,05 und 0,15 mm.

Das Torsionsmoment von 1.075 kNm wurde bei dieser Laststufe 115 Minuten lang gehalten. Bevor es zu einer weiteren Steigerung der Belastung kam, wurde der Versuchsträger noch einmal auf Risse untersucht. Dabei wurden neue Risse (grün gekennzeichnet) festgestellt und die Breite der Risse nahm bei einigen Rissen auf bis zu 0,25 mm zu (Abbildung III-60 bis Abbildung III-64).

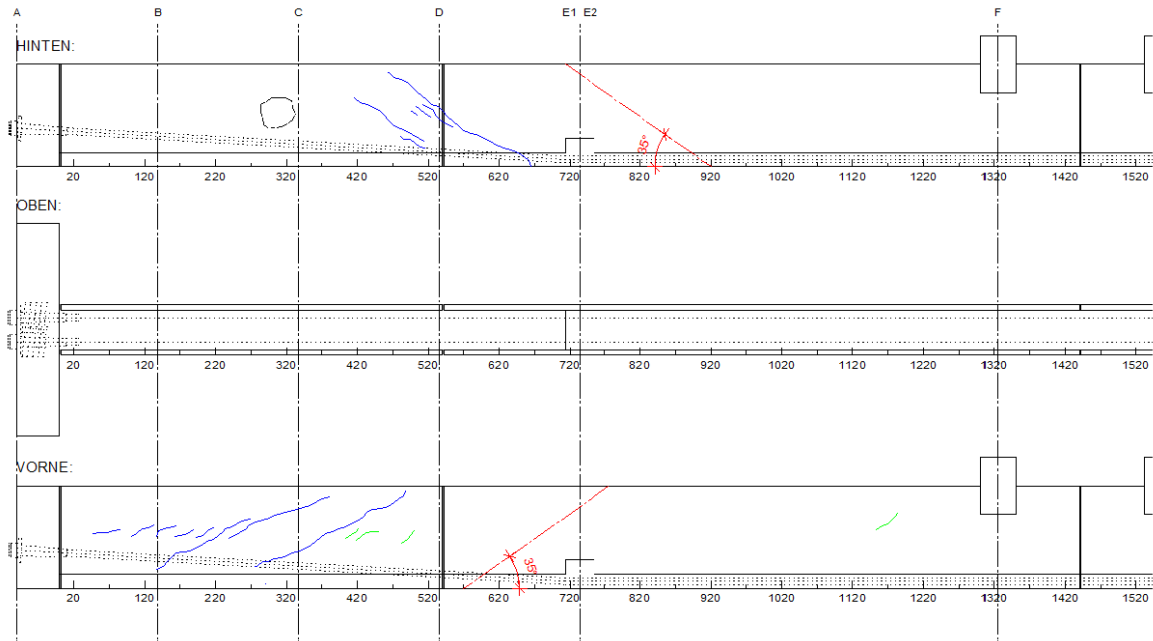


Abbildung III-60: Rissbild der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten

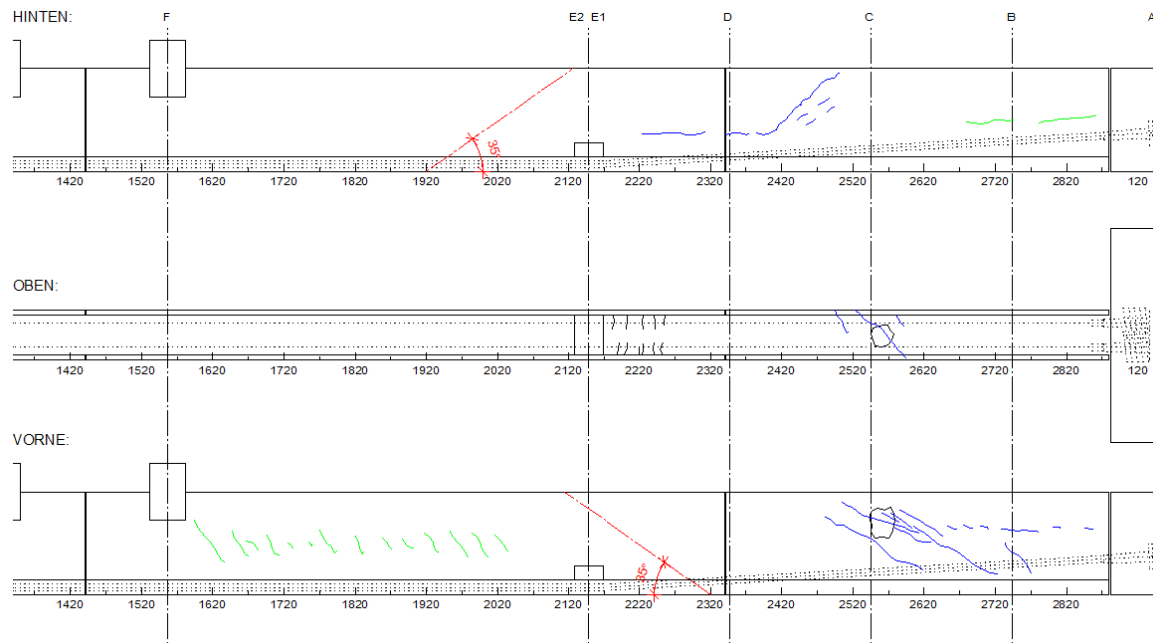


Abbildung III-61: Rissbild der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten



Abbildung III-62: Risse in der Vorderseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten



Abbildung III-63: Risse in der Vorderseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten



Abbildung III-64: Risse in der Hinterseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten

2.4.5 Auswertung der Rissbilder - Laststufe 1.290 kNm Torsionsmoment

Bei dieser Laststufe entstanden weitere Risse (rot gekennzeichnet) und es kam, wie auch bereits in der Berechnung festgestellt, zum Versagen in der rechten Hälfte des Versuchsträgers mit einer reinen Querkraftbewehrung (Abbildung III-65 bis Abbildung III-68). Dabei öffneten sich in der rechten Trägerhälfte die neuen Risse an der Versagensstelle auf bis zu 8 mm. In der linken Hälfte des Versuchsträgers mit der zusätzlichen Torsionsbewehrung entstanden zwar auch neue Risse, die Rissbreite betrug jedoch nicht mehr als 0,25 mm und es kam zu keinem Versagen des Versuchsträgers. Die eingelegte Torsionsbewehrung hat sich damit an der Tragfähigkeit beteiligt und die Belastung hätte in dieser Trägerhälfte noch weiter gesteigert werden können. Das Bruchbild an der Versagensstelle entsprach einem Schiebungsbruch mit schraubenförmigen Schiebungen um den Balken (Abbildung III-69).

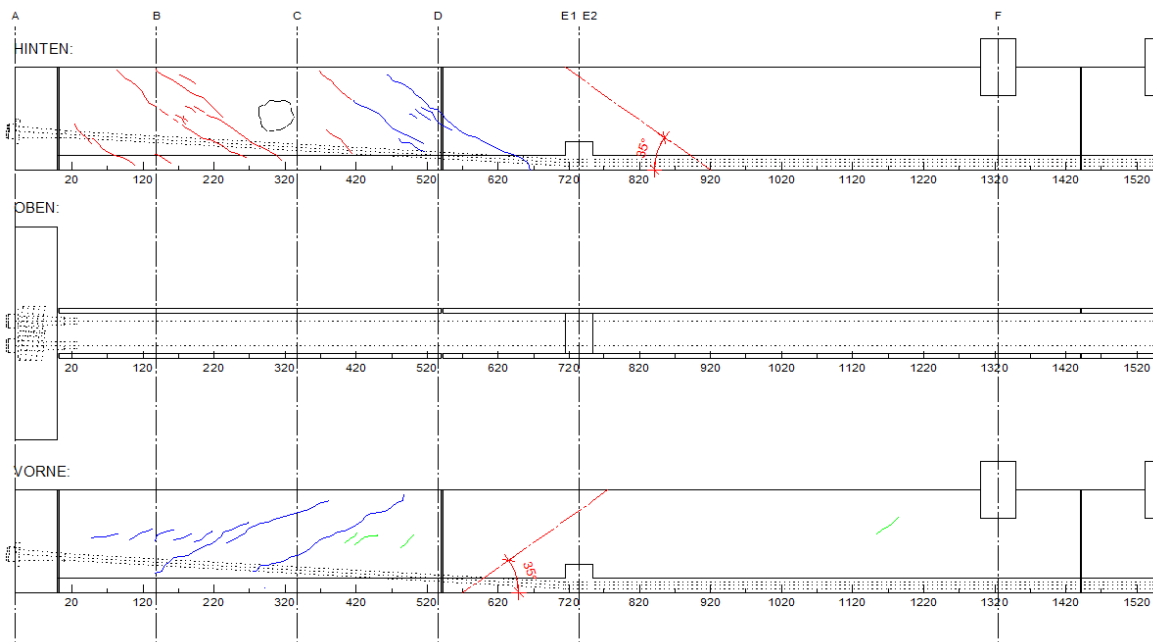


Abbildung III-65: Rissbild der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm



Abbildung III-66: Risse in der Hinterseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm

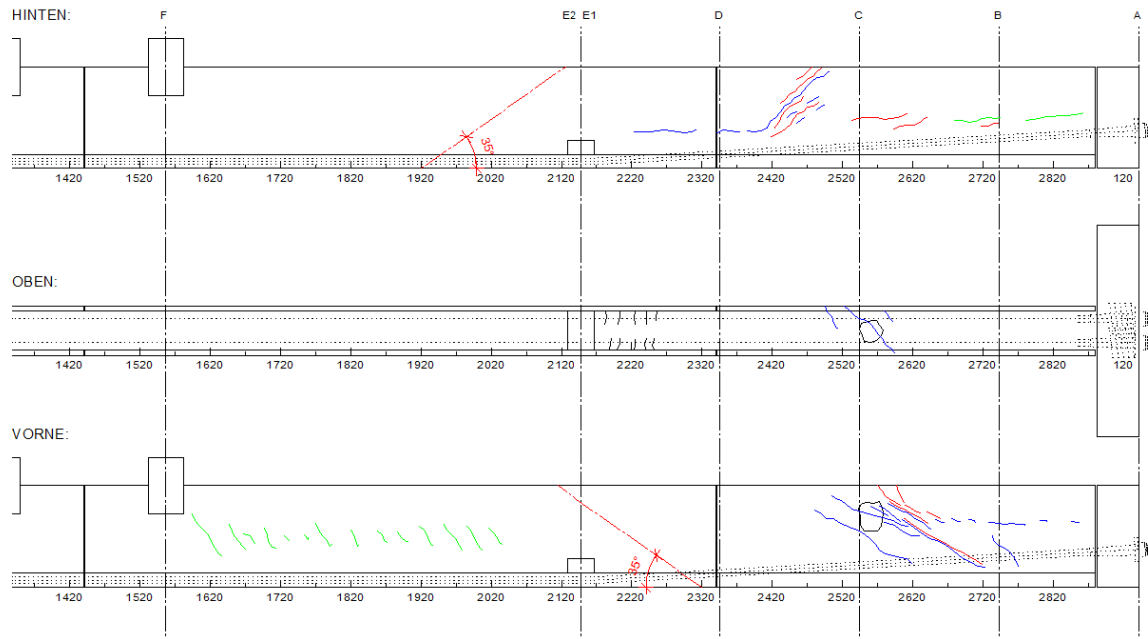


Abbildung III-67: Rissbild der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm



Abbildung III-68: Risse in der Vorderseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm



Abbildung III-69: Versagensstelle in der rechten Versuchsträgerhälfte

2.4.6 Auswertung der Dehnmessstreifen auf der Bügelbewehrung

In der rechten Hälfte des Versuchsträgers kam es direkt neben der freigelegten Bewehrung zum Versagensbruch. Daher hat der Dehnmessstreifen 1 die größte Dehnung und damit auch die größte Stahlspannung gemessen (Abbildung III-70).

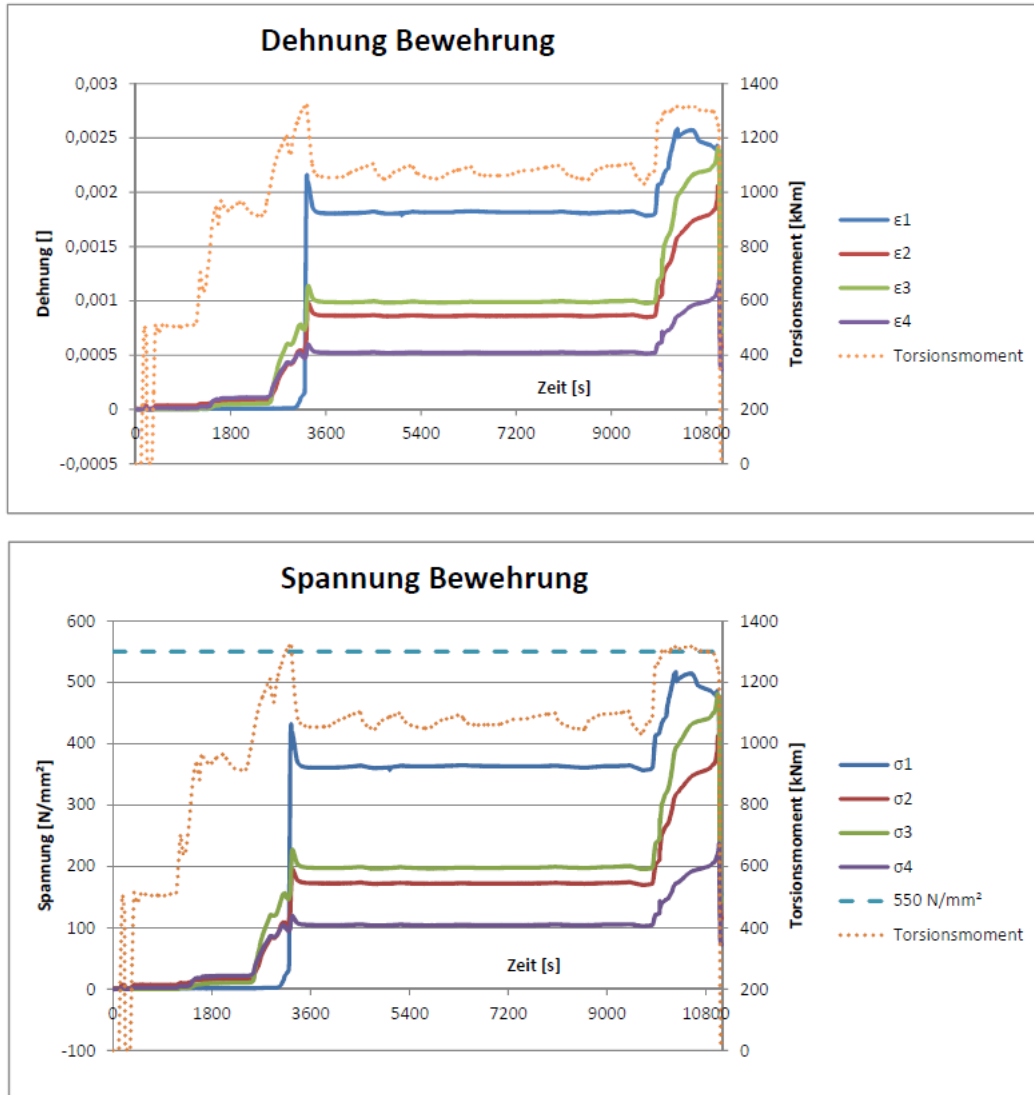


Abbildung III-70: DMS auf der Bügelbewehrung

Auffallend dabei ist aber, dass bei keinem Dehnmessstreifen die Fließgrenze der Bügelbewehrung von 550 N/mm² überschritten wurde. Laut Berechnung hätten jedoch die Bügel in der rechten Hälfte des Versuchsträgers (Dehnmessstreifen 1 und 2) sofort nach dem Übergang in den Zustand II ins Fließen kommen müssen. Aus dem Dehnungs- und Spannungsverlauf kann man genau erkennen, dass der Übergang von Zustand I in den Zustand II nach der zweiten Laststufe mit 903 kNm Torsionsmoment bei der Steigerung der Last bis zur zweiten Lastspitze mit 1.290 kNm Torsionsmoment stattgefunden hat. Ab diesem Zeitpunkt wurden merkbare Dehnungen in den Bügeln gemessen und es hätte laut Berechnung zum Versagen in der rechten Hälfte des Versuchsträgers kommen müssen. Nach dem Entlasten auf die dritte Laststufe mit 1.075 kNm Torsionsmoment ging die Spannung bei den Dehnmessstreifen in der linken, aber sogar auch in der rechten Hälfte des Versuchsträgers zurück. Erst bei der Steigerung der Belastung auf die vierte Laststufe mit 1.290 kNm Torsionsmoment nahm die Spannung wieder zu. Es hat sich somit das

räumliche Fachwerk, das für die Berechnung der Bewehrung angenommen wurde, nicht exakt gleich ausgebildet. Dadurch konnte auch nach dem Übergang in den Zustand II die Belastung noch gesteigert bzw. gehalten werden. Nach dem Versagen wurde die Bügelbewehrung im Bereich der Versagensstelle freigelegt (Abbildung III-71).



Abbildung III-71: Freigelegte Bewehrung im Bereich des Bruches

Die eingelegte Bügelbewehrung ist kein geschlossener Bügel sondern besteht aus vier einzelnen Stäben mit Bewehrungsübergriffen (Abbildung III-41). Dadurch kam es anscheinend an der Oberseite des Versuchsträgers im Bereich des Bewehrungsübergriffes zu einem Verankerungsbruch (Brucharten nach [21]) und damit zum Versagen des Versuchsträgers an dieser Stelle. Dieser Verankerungsbruch trat auf, bevor die Bügelbewehrung ihre Fließgrenze und damit die Tragfähigkeit erreichte. Laut [22] und [23] kommt es jedoch erst dann zum Bruch des Trägers, wenn in mindestens drei Seiten des Trägers die Bewehrung zu fließen beginnt. Nach dem die Bewehrung aber in keiner weiteren Seite zu fließen begann, wurde die endgültige Traglast des Trägers bei diesem Versuch wahrscheinlich noch nicht erreicht. Für eine genaue Bestimmung der Traglast des Versuchsträgers müsste ein weiterer Versuch bis zum Bruch des Versuchsträgers durchgeführt werden. In der rechten Hälfte des Versuchsträgers wurde noch zusätzlich ein geschlossener Bügel als Torsionsbewehrung eingelegt. Damit kam es in dieser Trägerhälfte zu keinem Versagen des Versuchsträgers und auch die gemessenen Spannungen in der Bügelbewehrung (Dehnmessstreifen 3 und 4) waren wesentlich geringer. Bei der vierten Laststufe mit 1.290 kNm Torsionsmoment nahm die Spannung im Dehnmessstreifen 3 aber

auch sehr stark zu. Beim Dehnmessstreifen 2 ist die gemessene Dehnung und Spannung auffällig klein im Vergleich zum Dehnmessstreifen 1. Die Richtigkeit der Messung des Dehnmessstreifens 2 kann daher nicht wirklich bestätigt werden. Der Dehnmessstreifen 5 hat während des Versuches keine Ergebnisse geliefert.

2.4.7 Auswertung der Wegaufnehmer

In der Abbildung III-72 sind die beiden ausgewerteten Verdrehungswinkel dargestellt.

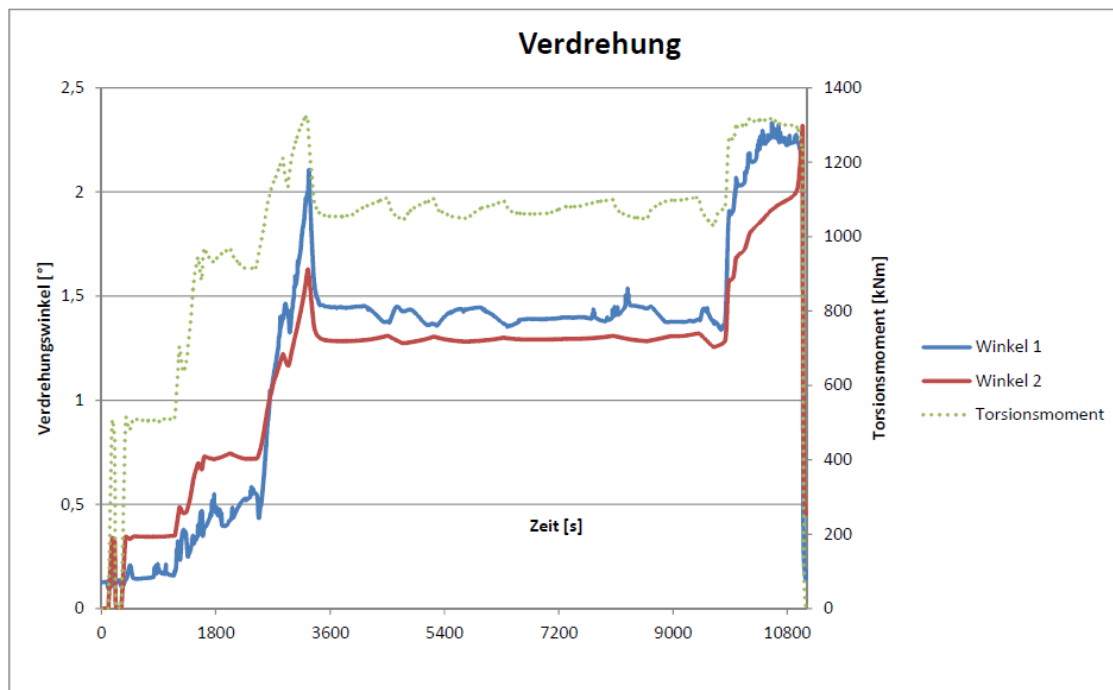


Abbildung III-72: Verdrehungswinkel

Man kann erkennen, dass die beiden Messungen annähernd denselben Winkel ergeben. Der Versuchsträger hat sich somit in der Mitte praktisch verwindungsfrei verdreht. Beim Verlauf des Winkels 2 kann man die Belastungsgeschichte sehr gut ablesen. Das Versagen des Versuchsträgers bei der vierten Laststufe mit 1.290 kNm Torsionsmoment hat sich durch eine starke Zunahme der Verdrehung angekündigt. Aber auch bei der zweiten Lastspitze mit 1.290 kNm hat die stark zunehmende Verdrehung bereits ein baldiges Versagen erwarten lassen. Durch die Entlastung auf die dritte Laststufe mit 1.075 kNm Torsionsmoment nahm die Verdrehung wieder ab und es kam damit noch zu keinem Versagen des Versuchsbalkens.

In der Abbildung III-73 wird der Verdrehungswinkel auf das zugehörige Torsionsmoment bezogen. Dabei ist erkennbar, dass die Zunahme des Verdrehungswinkels ab ca. 1.000 kNm Torsionsmoment größer wird. Diese größere Zunahme des Verdrehungswinkels wird durch eine Abnahme der Torsionssteifigkeit auf Grund von Rissen im Versuchsträger verursacht. Bei der Bildung der Risse geht der Versuchsträger vom Zustand I in den Zustand II über. Laut Berechnung hätte dieser Übergang erst bei einem Torsionsmoment von 1.115 kNm stattfinden sollen. Dabei wurde in der Berechnung die zulässige Zugspannung des Betons unter Torsionsbeanspruchung mit 4,75 N/mm² nach [17] angenommen. Diese zulässige Zugspannung konnte der Beton jedoch wahrscheinlich nicht erreichen und der Versuchsträger ging daher früher in den Zustand II über als die Berechnung ergab. Wählt man die zulässige Zugspannung für den Beton mit 4,20 N/mm², erfolgt der Übergang, wie bei der Auswertung, mit einem Torsionsmoment von ca. 1.000

kNm. Die neu berechneten Hauptspannungsrichtungen weichen dabei maximal 1° von den Hauptspannungsrichtungen mit einer zulässigen Betonspannung von $4,70 \text{ N/mm}^2$ ab und liefern somit die gleichen Rissbilder. Eine weitere Annahme in der Berechnung sind die Spannkraftverluste. Eine realistische Änderung dieser berechneten Spannkraftverluste wirkt sich jedoch auf die Risslast für den Übergang vom Zustand I in den Zustand II praktisch gar nicht aus. Das Versagen des Versuchsträgers bei der vierten Laststufe mit 1.290 kNm Torsionsmoment kündigt sich durch eine stetige Zunahme des Verdrehungswinkels bei gleich bleibendem Torsionsmoment an.

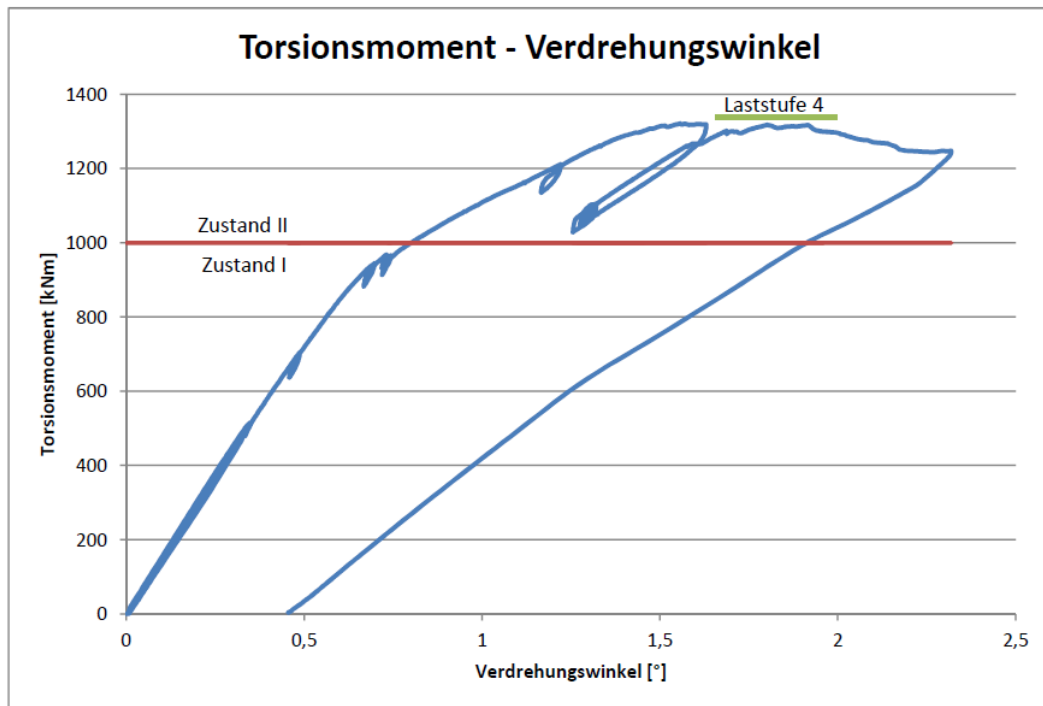


Abbildung III-73: Torsionsmoment - Verdrehungswinkel

Wird die Verdrehung auf die Länge des Versuchsträgers bezogen, kann mit Hilfe von:

$$\vartheta = \frac{M_t}{G * I_T} = \frac{M_t}{\frac{E}{2 * (1 + \nu)} * I_T}$$

die Torsionssteifigkeit $E * I_T$ bestimmt werden (Abbildung III-74).

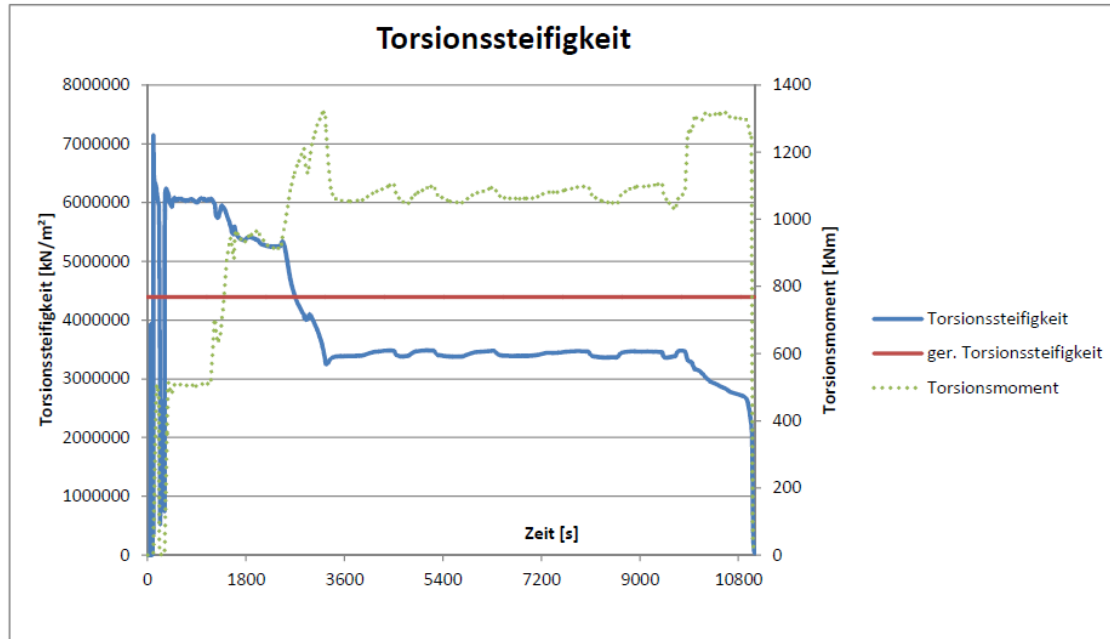


Abbildung III-74: E-Modul

Die anfänglichen Spitzen lassen sich durch die Trägheit des Versuchsträgers erklären. Die Verdrehung tritt nicht sofort zum Zeitpunkt des aufgebracht Torsionsmomentes auf, sondern stellt sich erst zeitversetzt ein. Daher bekommt man vor allem zu Beginn eine kleinere Verdrehung als das Torsionsmoment tatsächlich verursacht und damit eine wesentlich höhere Torsionssteifigkeit. Erst wenn man die Belastung über einen längeren Zeitraum konstant hält, stellt sich die zugehörige Verdrehung und damit die richtige Torsionssteifigkeit ein. Die auf der Basis der Verdrehung bestimmte Torsionssteifigkeit stellt sich einmal bei ca. 5.300.000 kNm² und einmal bei ca. 3.400.000 kNm² ein. Der Abfall der Torsionssteifigkeit beschreibt den Übergang des Versuchsträgers vom Zustand I in den Zustand II. Dieser Übergang findet, wie bereits beschrieben, bei ca. 1.000 kNm Torsionsmoment statt. Die angenommene Torsionssteifigkeit in der Berechnung von 4.389.607 kNm², mit dem berechneten E-Modul aus der geprüften Würfeldruckfestigkeit, liegt genau in der Mitte der beiden ausgewerteten Torsionssteifigkeiten. Kurz vor dem Versagen des Versuchsträgers sinkt die Torsionssteifigkeit noch einmal ab.

2.5 Vergleich und Interpretation der Ergebnisse

Ziel des Torsionsversuches war es, die Torsionstragfähigkeit des vorgespannten Versuchsträgers aus dünnwandigen Betonfertigteilen mit Füllbeton im Zustand I und im Zustand II zu bestimmen und die Messergebnisse mit der Theorie und den dazugehörigen Berechnungen zu vergleichen.

Im Zustand I wurde eine sehr gute Übereinstimmung der Elastizitätstheorie mit den Messergebnissen festgestellt. Die gemessenen Spannungen aus reiner Torsionsbeanspruchung stimmten mit den berechneten Spannungen sehr gut überein. Auch die Überlagerung der Spannungen aus den Lastfällen Eigengewicht, Vorspannung und Torsionsbeanspruchung lieferte eine sehr gute Übereinstimmung bei den gerechneten Hauptspannungsrichtungen mit den ausgewerteten Rissbildern. Einzig der genaue Zeitpunkt des Überganges des Versuchsträgers vom Zustand I in den Zustand II konnte an Hand des Versuches nicht exakt festgestellt werden und lieferte ein etwas anderes Ergebnis als die Berechnung. Dabei muss aber erwähnt werden, dass in der Berechnung Annahmen bezüglich der zulässigen Zugfestigkeit des Betons unter Torsionsbeanspruchung und der Spannkraftverluste getroffen werden mussten. Auch die ausführliche Recherche lieferte keine übereinstimmenden Aussagen über die Größe der zulässigen Zugspannung des Betons unter Torsionsbeanspruchung. Die Auswertung der Versuchsergebnisse bestätigt aber die Annahme einer höheren Zugfestigkeit des Betons unter einer Torsionsbeanspruchung als unter einer zentrischen Zugbeanspruchung.

Über das Torsionstragverhalten im Zustand II können folgende Aussagen getroffen werden. Die eingelegte Mindestbewehrung für Biegung in der rechten Hälfte des Versuchsträgers hätte laut Berechnung gemäß EC2 [15] die Torsionstragfähigkeit des Zustandes I nicht übernehmen können und es hätte somit bereits beim Übergang des Versuchsträgers vom Zustand I in den Zustand II zum Versagen des Versuchsträgers kommen müssen. Das Versagen des Versuchsträgers trat jedoch erst bei einer höheren Belastung als die Torsionstragfähigkeit im Zustand I auf. Gegenüber dem Torsionswiderstand laut EC2 [15] konnte eine Laststeigerung von $\eta = \frac{1290 \text{ kNm}}{556 \text{ kNm}} = 2,32$ erreicht werden.

Über die Tragfähigkeit der zusätzlichen Torsionsbewehrung in der linken Hälfte des Versuchsträgers kann keine Aussage gemacht werden, weil die Belastung nur um ca. das 1,3-fache über die Torsionstragfähigkeit des Zustandes I gesteigert werden konnte. Für eine genauere Aussagen über das Torsionstragverhalten des vorgespannten Versuchsträgers im Zustand II wäre es daher notwendig weitere Versuche mit einer durchgehenden Torsionsbewehrung in beiden Hälften des Versuchsträgers durch zu führen.

Zusammenfassend kann man sagen, dass die Verwendung von vorgespannten dünnwandigen Betonfertigteilen mit Füllbeton bei dem Versuchsträger zu keiner schlechteren Tragfähigkeit unter Torsionsbeanspruchung als bei einem Ortbetonträger geführt hat. Die Vorspannung wirkt sich vor allem im Zustand I positiv auf die Torsionstragfähigkeit aus, weil dadurch die zulässige Zugfestigkeit des Betons erst bei einer höheren Torsionsbeanspruchung erreicht wird.

3 Untersuchungen zur Einleitung der Vorspannung in dünnwandige Elemente

3.1 Zielsetzung

Ein wesentlicher Bestandteil der Baumethode zur Errichtung von Brückentragwerken oder Ingenieurbauten mit trogförmigen Halfertigteilen ist die Vorspannung. Erst durch die Einleitung einer Vorspannkraft entsteht ein tragfähiger Träger, dessen eingepprägter Spannungszustand den Einsatz als Rüstträger erlaubt. Um die trogförmigen Standardelemente oder Trägerstücke zu längeren Trägern zusammenzufügen bzw. um die Vorspannung der Träger flexibel auf die erforderlichen statischen Systeme verschiedener Bauwerke anpassen zu können, muss es möglich sein, die Spannglieder an jeder Stelle des Fertigteilträgers zu verankern oder umlenken zu können. In Abbildung III-75 ist exemplarisch die Spanngliedführung in den unterschiedlichen Bauphasen dargestellt, die beispielsweise zur Errichtung einer zweifeldrigen Plattenbalkenbrücke notwendig wäre. Da es sich während der Bauphasen um eine externe Vorspannung in den trogförmigen Querschnitten handeln muss, kann der Verlauf der Spannglieder nur durch Umlenkstellen in seiner Richtung geändert werden. Für die Verankerung der Spannglieder bedarf es den Einbau von Querträgern oder Endverankerungsblöcken. Erst nach dem Ausbetonieren der Fertigteilträger und dem Erhärten des Ortbetons, kann in gewohnter Weise die Vorspannung mit parabelförmigem Spanngliedverlauf eingeleitet werden.

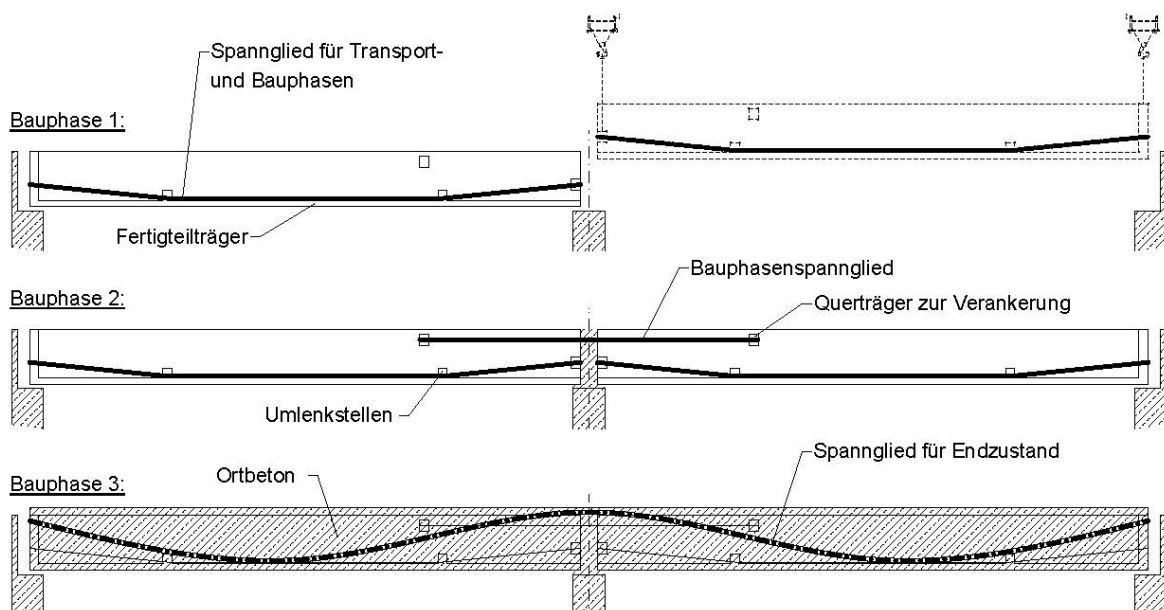


Abbildung III-75: Spanngliedschema für die Errichtung einer Zweifeld-Brücke mit trogförmigen Fertigteilen

Es stellt sich nun die Frage, ob die für die Bauphasen notwendige Vorspannkraft über die Querträger und Umlenkstellen in das dünnwandige Fertigteillement eingeleitet werden kann oder ob die vor allem im Bereich der Querträger sehr hohe punktuelle Einleitung einer Kraft zu örtlichem Versagen der Wandelemente führt. Außerdem muss eine Übertragung der Kraft über die Bauteilfuge zwischen Wandelement und Querträger bzw. Umlenkstelle erfolgen können. Die Bauteilfuge ergibt sich zwangsläufig aus dem Produktionsverfahren.

Zur Erläuterung der Problematik sei hier folgendes Beispiel angeführt. Es handelt sich um die theoretische Nachrechnung der Schubfuge des im Anschluss beschriebenen Belastungsversuchs. Im Versuch wurde an einem Testquerträger eines trogförmigen Fertigteilquerschnitts eine Probelastung durch die Einleitung einer Vorspannkraft von 6

x 180 kN aufgebracht. Die einwirkende Kraft, die pro Seite auf die Scherfläche der Bauteilfuge wirkt, ergibt sich mit:

$$F_{V,k} = 6 \cdot \frac{180}{2} = 540 \text{ kN/Fuge}$$

Der charakteristische Wert des Schubkraftwiderstands in der Fuge berechnet sich laut EC2 [15] unter der Annahme einer verzahnten Fuge und ohne Anschlussbewehrung bei einem Beton C30/37 wie folgt:

$$v_{Rki} = c \cdot f_{ctm} + \mu \cdot \sigma_n = 0,5 \cdot 2,9 + 0 = 1,45 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{ck}$$

Die aufnehmbare Schubkraft in der Fuge eines Querträgers mit den Abmessungen 30/50cm beträgt somit $F_{R,k} = 217,5 \text{ kN/Fuge}$ und ist daher nicht ausreichend, um die einwirkende Kraft übertragen zu können. Der Schubkraftwiderstand kann jedoch durch den Einbau einer Anschlussbewehrung (3Ø8) um den Term

$$v_{Rk,i} = c \cdot f_{ctm} + \rho \cdot f_{yk} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) = 1,45 + 0,013078 \cdot 550 \cdot 0,9 = 7,92 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$v_{Rki} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{ck} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 + \frac{30}{250}\right) * 30 = 7,92 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

erweitert werden.

Die aufnehmbare maximale Schubkraft beträgt demnach rechnerisch $F_{R,k} = 1188 \text{ kN/Fuge}$, also mehr als das Doppelte der Einwirkung. Die Frage ist jedoch, ob die Verankerung der Anschlussbewehrung in den 70 mm starken Seitwandelementen ausreicht. Eine Verankerungslänge ist faktisch mit 30 mm nicht vorhanden. Bei der Anschlussbewehrung handelt es sich um 3Ø8 Bewehrungsstäbe die mit 2 weiteren kurzen Stäben zu einer Kambewehrung verschweißt werden.

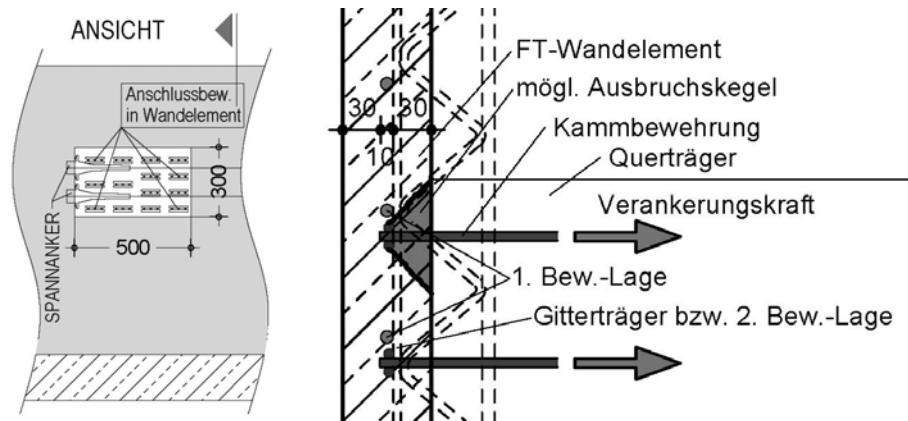


Abbildung III-76: Schnitt im Bereich Anschluss Querträger an FT-Seitwandelement

Ziel des Belastungsversuches ist es, eine Vorspannung in den Querträger einzuleiten und zu überprüfen, ob die Verankerung der Anschlussbewehrung ausreichend ist. Laut EC2 [15] ist der Anteil des Schubwiderstandes aus „Haffestigkeit“ nicht ausreichend, um die Vorspannung übertragen zu können. Demnach muss ein Teil der Schubkraft von der Anschlussbewehrung übertragen werden.

3.2 Versuchsaufbau und Versuchsablauf

Der Versuchsaufbau wurde im Endstück des 30 m langen Fertigteilträgers aus Elementdecken angeordnet. Im Endverankerungsblock befinden sich die Spanngliedverankerungen, von wo aus die 6 Monolitzen Typ VSL-S6 (150 mm^2) gespannt werden. Die Spannkraft wurde mittels Monolitzenpresse Typ FJ20 (maximale Spannkraft 260 kN) in kleinen Schritten bis zur Versuchslast von $6 \times 180 \text{ kN}$ gesteigert. Um den Querträger nicht einseitig zu belasten, sind zuerst die vier äußeren Litzen stufenweise gespannt worden. Danach könnte die vorgesehene Versuchslast auch auf die mittleren Litzen aufgebracht werden.

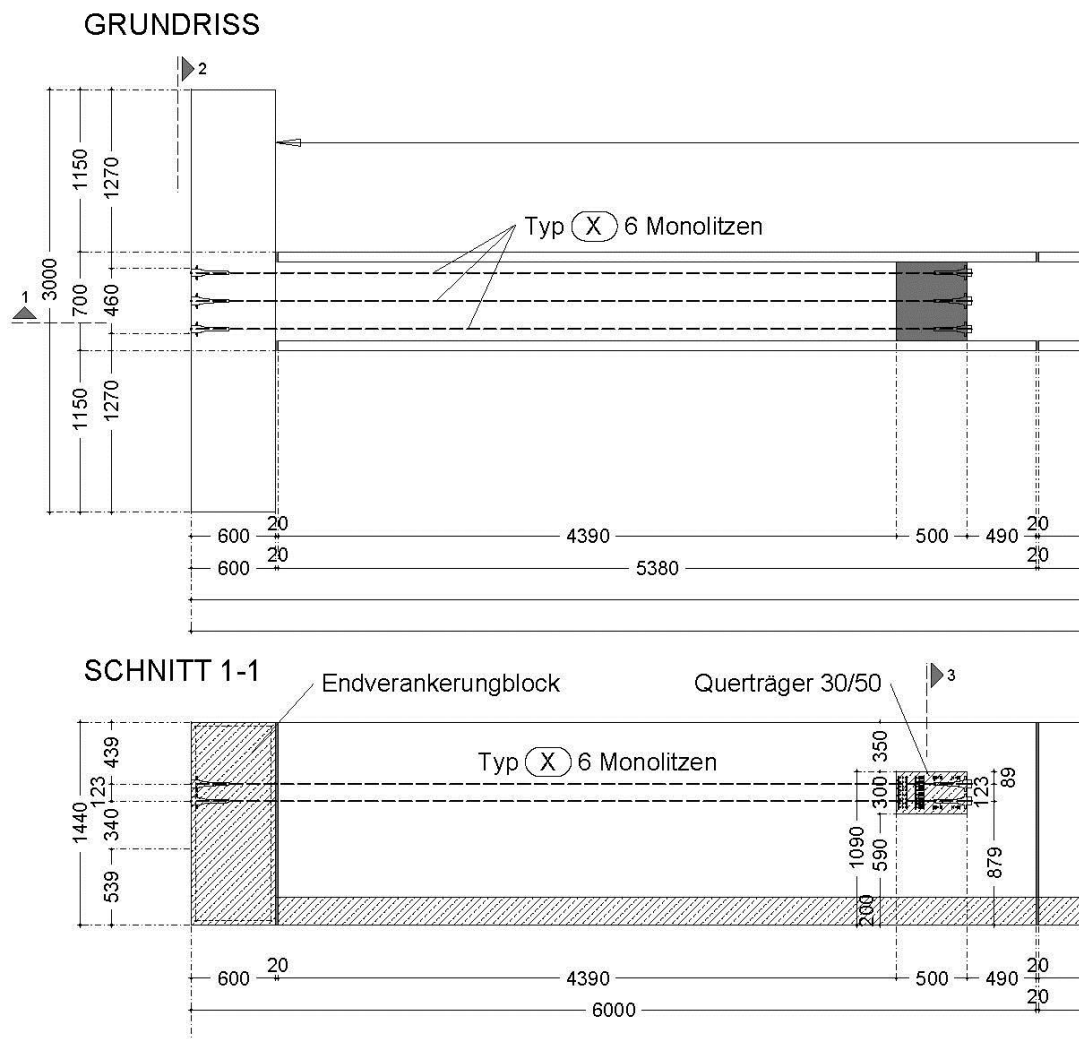


Abbildung III-77: Grundriss und Schnitt des Versuchsträgerstück

3.3 Versuchsergebnis

Nach Abschluss des Spannvorganges zeigte sich deutlich, dass der Querträger trotz der geringen Verankerungslänge die Kraft über die aufgerauten Schubfugen in die Seitenwände übertragen konnte. Da weder in den Seitenwänden noch im Querträger Risse vorhanden waren, befand sich das System im Zustand I. Die Schubspannung in der Fuge ergab sich bei einer Scherfläche von $0,15 \text{ m}^2$ je Seite und einer Gesamtkraft von 1080 kN zu $3,6 \text{ N/mm}^2$.

Der Versuch hat gezeigt, dass die Tragfähigkeit der Querträger für alle Belastungen die während der Großversuche auf derartige Bauteile wirken, ausreichen gegeben ist. Für eine

eindeutige Bestimmung der Schubkraftübertragung reicht dieser Versuch natürlich nicht. Dazu bedarf es mehrerer Bruchversuche. Jedoch kann bei Einhaltung der im Versuch aufgetretenen Schubspannung und einer dementsprechenden Anordnung einer Kammanschlussbewehrung, die Einleitung von einer Vorspannung über Querträger in ähnlicher Weise durchgeführt werden.



Abbildung III-78: Probelastung der Querträger zur Verankerung von 6 Monolitzen in einem trogförmigen Fertigteilträger aus Elementdecken

4 Zentrischer Druckversuch an einem Fertigteilträger aus Doppelwandelementen

4.1 Zielsetzung

Die Ergebnisse des in Abschnitt 1 beschriebenen Großversuchs haben gezeigt, dass die Spannungen mittels Schnittgrößenermittlung durch eine linear-elastische Tragwerksidealisation ausreichend genau berechnet werden und somit die Vorspannung und die Trägerabmessungen dimensioniert werden können. Verfolgt man nun den etwas konservativeren Ansatz auf der einen Seite die Druckspannungen in den Fertigteilen während sämtlicher Bauphasen mit $\sigma_{c,vorh} \leq 0,45 \cdot f_{ck}$ zu begrenzen und auf der anderen Seite keine Zugspannungen im Fertigteil zuzulassen, sollte der Meinung des Autors zufolge und nach Betrachtung der Versuchsergebnisse (Abschnitt 1) ein ausreichendes Sicherheitsniveau vorhanden sein. Die erreichten maximalen Druckspannungen beim besagten Versuch beliefen sich auf $\sigma_{c,vorh} = 22,18 \text{ N/mm}^2$ und somit auf 74% der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit.

Dennoch sollte darauf hingewiesen werden, dass dieser Großversuch primär die Durchführbarkeit dieser Baumethode zeigen sollte und sich daraus keine eindeutige Aussage über die Grenzen der Tragfähigkeit ableiten lassen.

Von besonderem Interesse ist das Tragverhalten des Fertigteilträgers unter hoher Druckbeanspruchung. Die Träger müssen, um die Belastungen aus Füllbeton und der nachträglich ergänzten Fahrbahnplatte aufnehmen zu können, im Vergleich zum Spannungszustand von herkömmlichen Spannbetonbauteilen hoch vorgespannt werden. Im Gegensatz zur Versagensart bei hohen Zugspannungen, die sich durch ein duktiler Verhalten vorankündigt, stellt das schlagartige Druckversagen bei dieser Baumethode ein enormes Sicherheitsrisiko dar und führt zwangsläufig zu folgenden Fragestellungen:

- Bei welchem Druckspannungsniveau kommt es zum Versagen?
- Gibt es, durch die im Bauzustand zwischen den Umlenkstellen wie eine extern wirkende Vorspannung, ein Stabilitätsversagen der Träger um die schwache Achse, vor allem beim Einsatz von Doppelwandelementen durch die produktionsbedingte maximale Bauteilbreite von 50 cm?
- Kann es zu einem Stabilitätsversagen der schlanken Seitenwandelemente kommen?
- Wie verhält sich der Lasteinleitungsbereich zwischen Endverankerungsblock und Fertigteilträger bei Einleitung einer hohen Vorspannkraft?
- Kommt es zu einem globalen Stabilitätsversagen durch ein Versagen der Vergussfugen?

Die Zielsetzung für die in weiterer Folge beschriebenen Großversuche ist daher die Untersuchung der Tragfähigkeit von dünnwandigen trogförmigen Fertigteilträgern durch zerstörende Belastungsversuche. Durch die Einleitung einer zentrischen Vorspannung soll ein Spannungszustand eingeleitet werden, bei dem der Träger durch Erreichen der Materialfestigkeit oder durch vorzeitiges örtliches oder globales Stabilitätsversagen zerstört wird.

4.2 Versuchsaufbau

Die Entscheidung den Versuchsaufbau in einer Größenordnung zu wählen, die einem möglichen Bauprojekt entspricht, hatte zum einen den Hintergrund eine möglichst praxisnahe Herstellung der Träger zu ermöglichen und zum anderen den Versuch unter Baustellenbedingungen durchführen zu können, um eventuelle Ungenauigkeiten im

Hinblick auf Trägerherstellung, Einbau der Spannglieder oder Aufbringen der Spannkraft zu berücksichtigen.

4.2.1 Versuchsträger und Versuchsaufbau

Die zwei vorproduzierten 30 m langen Fertigteilträger aus Doppelwandelementen dienen als Versuchsträger. Eine ausführliche Beschreibung über die Zusammensetzung der Träger, der Querschnittsabmessungen und der Spanngliederanordnung wird in Abschnitt II-5 gegeben. Die beiden Träger unterscheiden sich lediglich durch den Zusammenbau auf der Baustelle bzw. im Werk. An beiden wurde ein zentrischer Druckversuch durchgeführt, jedoch kam es beim ersten Versuchsträger, dem Träger der auf der Baustelle zusammengesetzt wurde, zu einem vorzeitigen Lasteinleitungsversagen durch die mangelhafte Fugenausbildung im Bereich Anschluss Endquerträger-Fertigteil [24]. In diesem Kapitel werden daher der Aufbau der Messtechnik und die zugehörigen Messergebnisse des zweiten Versuchsträgers angeführt, da bei dieser Versuchsdurchführung aussagekräftigere Daten vorhanden sind. Beim ersten Versuch wurden derselbe Versuchsaufbau und dieselbe Messtechnik verwendet. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass bis zur Versagenslaststufe annähernd gleiche Messwerte vorhanden waren. Daher wird in weiterer Folge lediglich auf die Versagensproblematik eingegangen und auf eine detaillierte Auflistung der Auswertungen der Messdaten verzichtet.

Das Aufbringen der Versuchslast erfolgte in beiden Fällen durch das Anspannen von zwei Spanngliedern vom Typ VSL 6-31. Es wurden je 31 kompaktierte Litzen mit einer Querschnittsfläche von je 165 mm² verwendet. Die Spannglieder werden von beiden Seiten durch zwei Spannpressen des Typs ZPE 1000 gespannt.

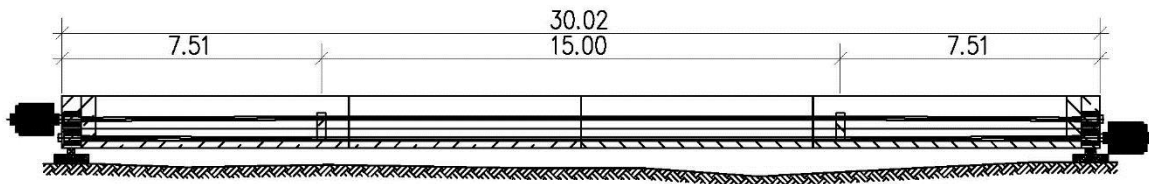


Abbildung III-79: Systemschnitt – Versuchsaufbau zentrischer Druckversuch

Um die Auswertung der Messdaten leichter interpretieren zu können wurde das Aufbringen einer zentrischen Vorspannung als zweckmäßig erachtet. Dies bedarf aber im Fall des zweiten Versuchsträgers einer Kompensation des Trägereigengewichts durch eine entsprechende zusätzliche Vorspannung. In Kapitel II-5, Abschnitt 5.1.4 wurde bereits auf diese Thematik eingegangen. Die unzureichende Eigengewichtskompensation beim zweiten Versuchsträger, erläutert in Kapitel II-5, Abschnitt 5.2.5.4, erfordert das Aufbringen einer Differenzkraft von stets $\Delta P = 1085,4 \text{ kN}$ (60 bar Pressendruck) im unteren Kabel verglichen zum oberen Versuchskabel. Dadurch kann die fehlende Vorspannung zumindest im mittleren Trägerabschnitt ersetzt werden und es wird schrittweise eine annähernd zentrische Belastung aufgebracht. Für die Aufzeichnung der Messdaten bedeutet dies jedoch, dass der Spannungszustand der durch die Eigengewichtskompensation ($P_{EG} = 2 * 487,26 = 974,52 \text{ kN}$) und die Aufbringung einer Spannkraft von $\Delta P = 1447,2 \text{ kN}$ (80 bar Pressendruck) im unteren Kabel und $\Delta P = 361,8 \text{ kN}$ (20 bar Pressendruck) im oberen Kabel nicht messtechnisch aufgenommen wurde. Dies muss bei der Auswertung der Ergebnisse berücksichtigt werden. Der Grund für die Aufbringung einer ersten Vorspannstufe ergibt sich aus dem „Straffen“ der Spannglieder. Der Pressenweg kann dadurch voll ausgenutzt werden. Ein Umsetzen der Spannpressen nach einem Verankern der Litzen in den Ankerbüchsen wurde aus Sicherheitsgründen nicht erlaubt. Zum einen wäre die Kraft bei Verankerung der Litzen mit Keilen in der Ankerbüchse im System eingefroren und zum anderen konnte die Art des Versagens vorab nicht vorausgesagt

werden, was eine Gefährdung des Spannpersonals bedeutet hätte. Dieses Risiko wollte man nicht eingehen und so konnten nach Straffen und Aufbringen der ersten Spannstufe die Litzen hinter der Spannpresse verankert und die geplante Versuchslast innerhalb des Pressenwegs ohne Umsetzen der Presse aufgebracht werden. Bei Bedarf kann der Pressendruck sofort weggenommen und die Kraft aus dem System genommen werden.



Abbildung III-80: links: Versuchsträger am Versuchsgelände – rechts: Versuchsträger nach Einbau der Spannlieder, Spannpressen und Sicherungslitzen gegen schlagartiges Ausweichen der Elemente

Um den Träger gegen ein eventuelles schlagartiges Ausweichen zu sichern, wurden über den Träger Sicherungslitzen geschlungen und an daneben positionierten Betonkörpern angehängt. Die Sicherungslitzen wurden so angeordnet, dass der Träger während des Versuches in alle Bewegungsrichtungen genügend Platz zu Verformung hat. Bei einem Knicken oder schlagartigen Aufstellen des Trägers würde der Träger aber die Sicherungslitzen spannen und müsste bei einer weiteren Bewegung die Betonkörper verschieben, was zu einer Verringerung der Bewegungsenergie führen würde. Somit kann die Gefährdung des Spannpersonals und des Versuchsteams verringert werden und der Träger sollte im ausgewiesenen Sicherheitsbereich zerstört werden. Eine Maßnahme die auf Grund der Tatsache, dass ins System durch die hohe Vorspannkraft eine beachtliche Energie eingeleitet wird, aus Sicht des Projektteams unbedingt erforderlich war.

Zur Aufnahme der Längsverkürzung der Betonfertigteilträger wurden auf einer Seite zwei längs-verschiebliche Rollenlager eingebaut. Eine mögliche seitliche Bewegung an diesem Trägerende wurde bewusst nicht baulich behindert. Man kann daher von einem allseitsbeweglichem Lager sprechen. Das Festlager wurde nicht nur in Längsrichtung, sondern auch in Querrichtung fest mit dem Fundament verbunden und somit ein seitliches Ausweichen des Trägers verhindert.



Abbildung III-81: Längsverschiebliches Lager des Versuchsträgers aus Doppelwandelementen

4.2.2 Messtechnik

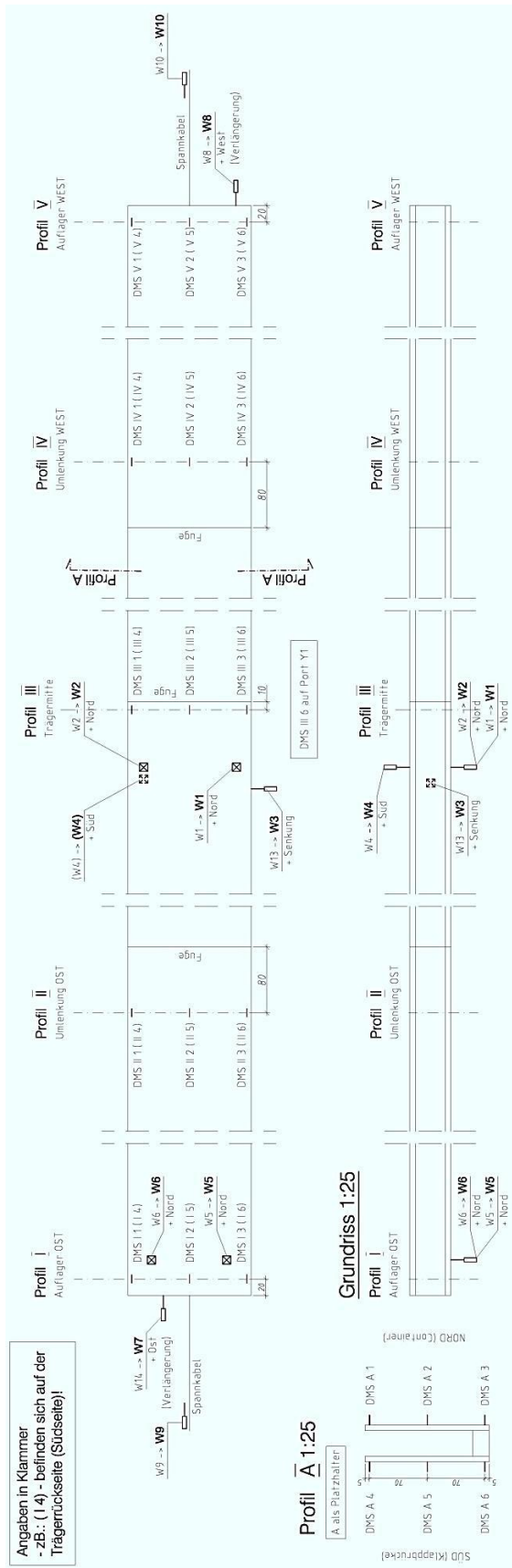
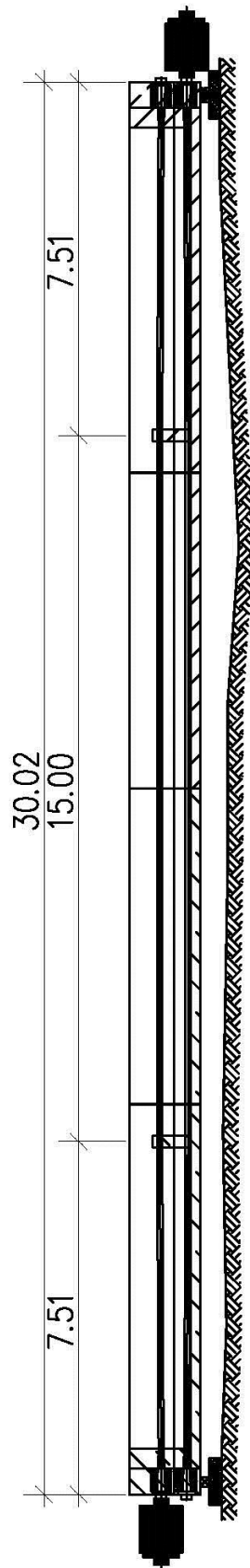


Abbildung III-82: Übersichtsplan Messstellen zweiter Versuchsträger (Zusammensetzung im Fertigteilwerk)

Abbildung III-82 zeigt einen Übersichtplan der verwendeten Messmittel. Eine maßstäbliche Skizze befindet sich in Anhang B.

4.2.2.1 Dehnmessstreifen

Es wurden 5 Messprofile mit je 6 DMS appliziert. Aus den während des Versuchs aufgezeichneten Verzerrungen lässt sich auf Grund der Tatsache, dass sich der Träger im gesamten Versuchszeitraum im Zustand I befindet, ein einfacher Zusammenhang zwischen Verzerrungen und Spannungen ableiten. Die Ermittlung des zeitlich zugehörigen Elastizitätsmoduls lässt sich durch die in Abschnitt 4.2.2.2 beschriebenen Wegaufnehmer ermitteln. Somit kann der zeitliche Verlauf der Spannungen exakt wiedergegeben werden.

Die Messprofile befanden sich jeweils auf den Doppelwandelementen unmittelbar neben den Auflagerblöcken (Profil I und V), an den Umlenkstellen der Eigengewichtsvorspannung (Profil II und IV) und in Trägermitte (Profil III).

4.2.2.2 Wegaufnehmer

Am Versuchsträger wurden insgesamt 10 Wegaufnehmer angebracht (siehe Abbildung III-82 und Anhang B). Mit den Wegaufnehmern W1, W2, W4 ließ sich in Trägermitte das seitliche Ausweichen des Trägers, die Verdrehung und die seitliche Verformung der Wandelemente zueinander bestimmen. Wegaufnehmer W3 erfasste die Durchbiegung in Trägermitte. Mit Hilfe von Wegaufnehmer W5 und W6 konnte das seitliche Ausweichen und die Verdrehung des freibeweglichen Trägerendes gemessen werden. Die zeitliche Verkürzung des Trägers wurde durch die Wegaufnehmer W7 und W8 aufgezeichnet.

Zur Bestimmung des Pressenwegs und somit der Vorspannkraft durch Umrechnung des Spannstahldehnwegs, wurden zwei zusätzliche Wegaufnehmer W9 und W10 angeordnet.

4.2.2.3 Kontroll-Nivellement der Trägerdurchbiegung

Die Durchbiegung wurde vor Versuchsbeginn mittels Nivellement zu unterschiedlichen Zeitpunkten bestimmt. Die Messung dient zur Kontrolle der mittels Wegaufnehmer gemessenen vertikalen Trägerverformungen. Zu folgenden Zeitpunkten wurde die Trägerlage gemessen:

- Vor der Vorbelastung – Träger nur durch die unvollständige Eigengewichtsvorspannung und sein Eigengewicht belastet.
- Vor der Vorbelastung - zur Kontrolle der ersten Messung
- Direkt nach Aufbringen der ersten Vorbelastung, Spannkraft von $\Delta P = 1447,2 \text{ kN}$ (80 bar Pressendruck) im unteren Kabel und $\Delta P = 361,8 \text{ kN}$ (20 bar Pressendruck) im oberen Kabel
- Am Tag des Versuches unmittelbar vor der Lastaufbringung. Dieser Wert wird als Ausgangswert für die Durchbiegungen herangezogen.

Die Ergebnisse sind in Tabelle III-8 ersichtlich. Der Unterschied zwischen 1. und 2. Messung ist quasi null, weil die Eigengewichtsvorspannung schon vor längerer Zeit aufgebracht wurde und somit die Kriechverkürzung schon weitestgehend abgeklungen war. Durch die exzentrische Vorbelastung wurde der Träger angehoben, was aus der Differenz zwischen Messung 2 und 3 zu erkennen ist. Unter der neu aufgebrachten Last der Vorbelastung setzte dann auch wieder das Kriechen ein und nach ca. 15 Stunden hatte sich der Träger zu Beginn des Versuches wieder um 3,25 mm abgesenkt.

		Auflager OST	Auflager WEST	Mitte linear	Mitte gemessen	Durchbiegung [cm]
1. Messung 3.7.2013	Absolut	279,22	281,25	280,235	277	3,235
	OST als Referenz	0	2,03	1,015	-2,22	
2. Messung 3.7.2013	Absolut	283,7	285,75	284,725	281,5	3,225
	OST als Referenz	0	2,05	1,025	-2,2	
3. Messung 3.7.2013	Absolut	283,7	285,75	284,725	283,1	1,625
	OST als Referenz	0	2,05	1,025	-0,6	
SPGL oben 20 bar						
SPGL unten 80 bar						
4. Messung 4.7.2013	Absolut	286,1	288,2	287,15	285,2	1,95
	OST als Referenz	0	2,1	1,05	-0,9	
SPGL oben 20 bar						
SPGL unten 80 bar						

grau hinterlegte Felder beinhalten gemessene Werte

Tabelle III-8: Kontrollmessung mittels Nivellement

4.3 Versuchsdurchführung

4.3.1 Versuchsträger 1

Beim ersten Versuchsträger könnte die planmäßige Vorspannung von $P_{EG} = 1400 \text{ kN}$ zur Eigengewichtskompensation aufgebracht werden. Die Versuchsvorspannung wurde zentrisch aufgebracht. Dabei wurde auf eine möglichst gleichzeitige Erhöhung des Pressendrucks geachtet. Bis zu einem Pressendruck von 100 bar ($P_{v,i} = 1809,5 \text{ kN/Spannglied}$) erfolgte die Steigerung in 10-bar-Schritten. Bei der Laststeigerung von 100 auf 110 bar Pressendrucks kam es jedoch zu einem vorzeitigen Versagen der Lasteinleitungsstelle. Die gesamte aufgebrachte Vorspannkraft ergab sich gemäß Pressendruck und unter Berücksichtigung der Eigengewichtsvorspannung zu:

$$P_{ges} = P_{EG} + P_{V,VOR} + \sum \Delta P_{V,i} = 5.380 \text{ kN}$$

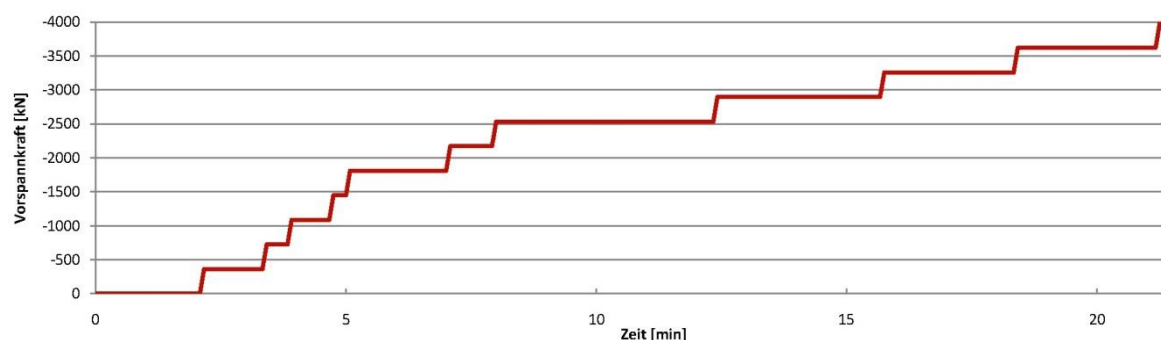


Diagramm III-19: zeitlicher Verlauf der Aufbringung der Versuchsvorspannung – Versuchsträger 1

Eine Analyse der Versagensart und die Interpretation der Ergebnisse dieses Versuchs werden in Abschnitt 4.5 erläutert. Das Ergebnis des 1. Zentrischen Druckversuchs erforderte eine Wiederholung des Großversuchs. Die Durchführung und Auswertung wird in weiterer Folge beschrieben.

4.3.2 Versuchsträger 2

Die Belastung wurde während des Versuches stufenweise gesteigert und nach Erreichen der Laststufe für eine kurze Zeit konstant gehalten. Ausgehend von der Vorbelastung mit $361,8\text{ kN}/1447,2\text{ kN}$ (oberes Kabel/unteres Kabel) und einer Eigengewichtsvorspannung von $P_{EG} = 974,52\text{ kN}$ wurde die Belastung in 10-bar-Schritten ($180,9\text{ kN}$) bis zu einem Pressendruck von 90/150 bar ($1628,1\text{ kN}/2713,5\text{ kN}$) erhöht. Ab dieser Laststufe wurde die Belastung nur mehr in 5 bar-Schritten gesteigert. Als die untere Presse die maximale Pressenkraft (Erreichen des maximalen Pressenwegs) von 300 bar (5427 kN) erreichte und noch immer kein Versagen des Trägers eingetreten war, wurde nur mehr die obere Pressenkraft von 240 bis 275 bar in 5-bar-Schritten gesteigert und somit eine exzentrische Belastung erzeugt. Die gesamte aufgebrauchte Versuchsvorspannkraft ergibt sich somit inklusive Berücksichtigung der Vorbelastung gemäß dem Pressendruck und der zugehörigen Kolbenfläche von $A_{Kolben} = 0,018095\text{ m}^2$ zu:

$$P_{ges} = P_{EG} + P_{V,VOR} + \sum \Delta P_{V,i} = 11.379,5\text{ kN}$$

Diese gesamte in den Fertigteilträger eingeleitete Vorspannkraft beinhaltet aber keine Verringerung der Eigengewichtsvorspannung durch Kriechen, Schwinden und elastische Verkürzung des Spannglieds durch Stauchung des Betonkörpers auf Grund der hohen Versuchsvorspannung. Sie dient lediglich als Richtwert zur Abschätzung der Versuchsergebnisse. Dennoch konnte eine sehr beachtliche Vorspannkraft auf den doch sehr schlanken Versuchsträger aufgebracht werden.

4.4 Versuchsauswertung

4.4.1 Auswertung des Pressendrucks

Die Protokollierung der Ableseung des Pressendrucks an den jeweiligen Monometern des Pressenaggregats ist in Diagramm III-20 dargestellt. Der in Abschnitt 4.3.2 erläuterte Versuchsablauf spiegelt sich gut ersichtlich im Verlauf der beiden Drücke wieder.

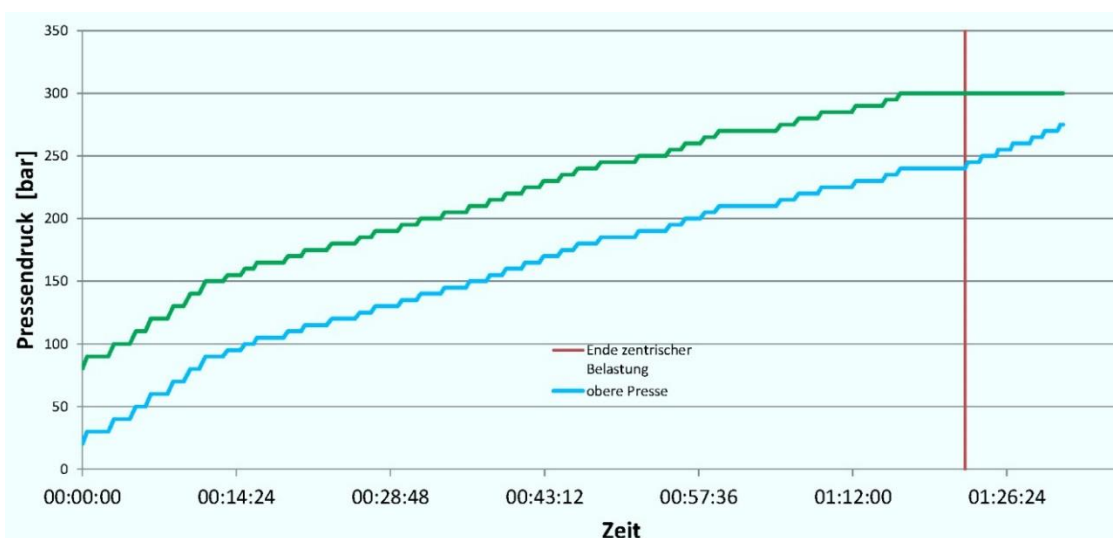


Diagramm III-20: zeitlicher Verlauf des Pressendrucks – Versuchsträger 2

4.4.2 Auswertung der Wegaufnehmer

4.4.2.1 Auswertung des Pressenwegs

Der Pressenhub wurde mittels der Wegaufnehmer W9 und W10 gemessen. Zur Ermittlung der Spannstahlverlängerung $\Delta l_{\text{Spannstahl}}$ muss die Verkürzung des Fertigteilträgers berücksichtigt werden. Zu Erläuterung dieser Thematik sei folgendes Beispiel angeführt:

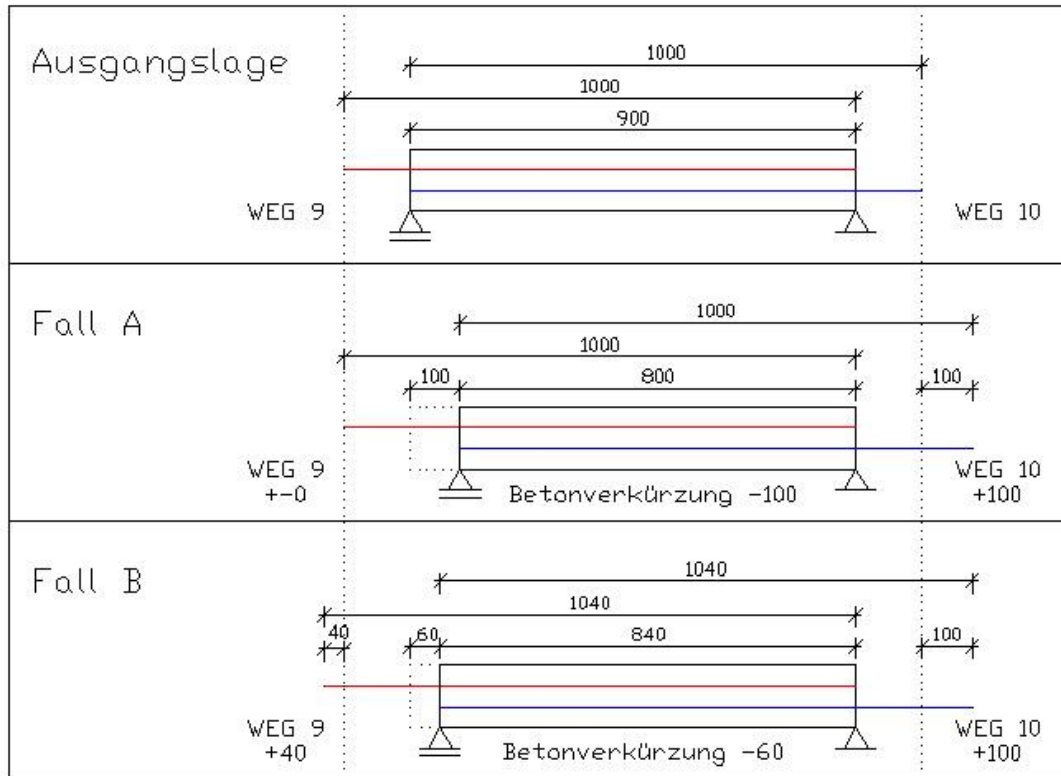


Abbildung III-83: Ermittlung der Spannstahlverlängerung

Ausgangslage:

Ein Träger mit der Länge 900 und zwei Spannkabel mit jeweils 1000 Einheiten Länge. Das linke Auflager ist beweglich und das rechte fest. Weg 9 misst die Veränderung der Lage des roten Spannglieds bezogen auf die Ausgangslage, Weg 10 die des blauen Spannglieds

Fall A:

Beide Pressen beginnen zu arbeiten. Angenommen wird, dass die Spannglieder um 100 Einheiten herausgezogen werden. ANNAHME: Der Betonkörper setzt keinen Widerstand entgegen ($EA=0$) => er macht die volle Verformung mit (Betonverkürzung -100). Dadurch darf es zu keiner Verlängerung der Spannglieder kommen. Weg 9 zeigt dies auch schon richtig an, aber bei Weg 10 muss man noch die Betonverkürzung berücksichtigen [$100+(-100)=0$]

Fall B:

Beide Pressen beginnen zu arbeiten. Angenommen wird, dass sie die Spannglieder um 100 Einheiten herausziehen. ANNAHME: Der Betonkörper setzt einen Widerstand entgegen sodass er sich nur mehr um 60 Einheiten verkürzt. Dadurch müssen sich die Spannkabel um 40 Einheiten verlängern. Weg 9 zeigt dies auch schon richtig an, aber bei Weg 10 muss man erneut die Betonverkürzung berücksichtigt werden [$100+(-60)=40$]

Da der Fertigteilträger eine Steifigkeit besitzt muss die Betonverkürzung bei Weg 10 berücksichtigt werden. Weg 9 gibt sofort die Spannstahlverlängerung wieder.

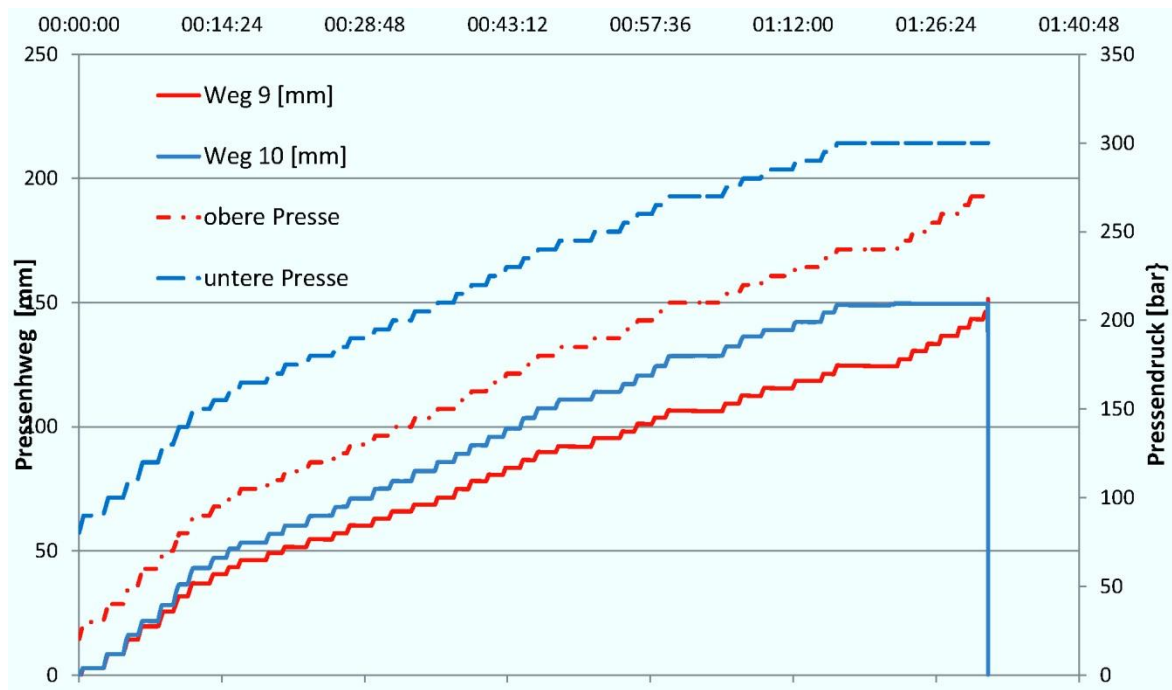


Diagramm III-21: zeitlicher Verlauf der Spannstahlverlängerung – Versuchsträger 2

4.4.2.2 Auswertung Stauchung des Fertigteilträgers

Die zeitliche Längenänderung des Trägers wurde durch die Wegaufnehmer W7 und W8 aufgezeichnet. Durch Subtrahieren der beiden Messwerte kann die Gesamtverkürzung des Betonträgers wiedergegeben werden.

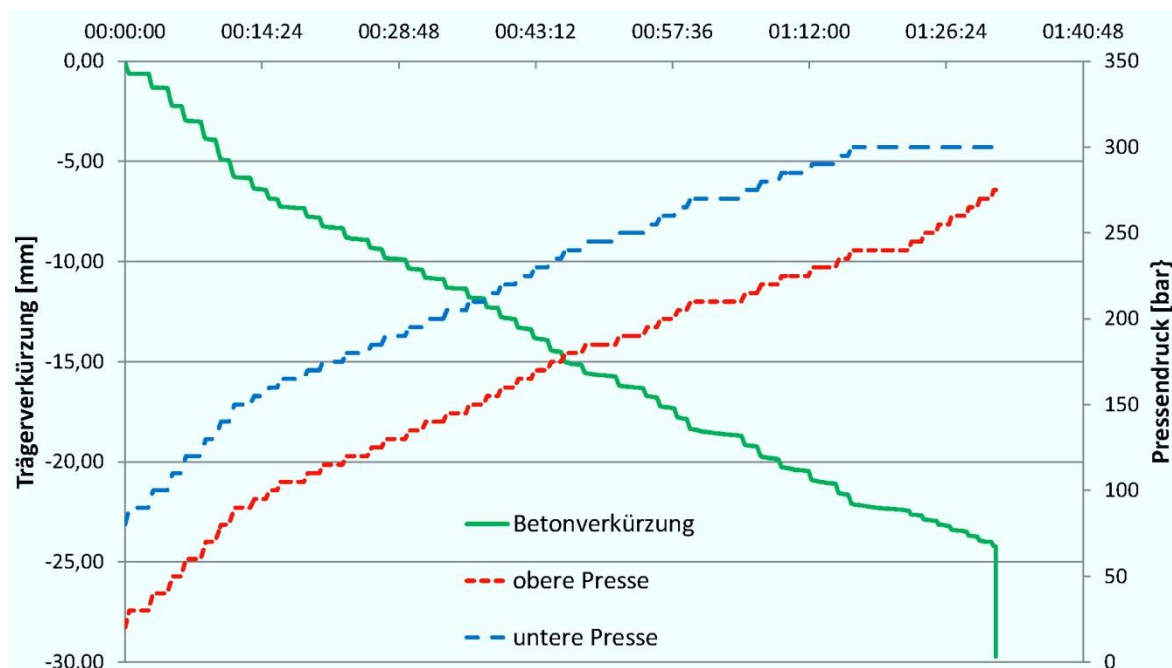


Diagramm III-22: zeitlicher Verlauf der Trägerverkürzung – Versuchsträger 2

Der Versuchsträger hat sich durch das Aufbringen der Versuchslast bis zum Versagen um $\Delta l_x = -24,23 \text{ mm}$ verkürzt. Das ergibt bei einer Gesamtlänge des Trägers von $l_0 = 30,06 \text{ m}$ eine mittlere Stauchung von $\varepsilon_x = -0,806055 \cdot 10^{-3}$

4.4.2.3 Auswertung der Trägerquerverschiebung und Trägerverdrehung

Trägermitte:

Mit den Wegaufnehmern W1 (Unterkante) und W2 (Oberkante) wurde das seitliche Ausweichen des Trägers in Feldmitte bestimmt. Wegaufnehmer W4 diente als Vergleichsmessung der seitlichen Bewegung an der gegenüberliegenden Oberseite des Trägers. Damit konnte kontrolliert werden, ob die Seitenwände des Fertigteilquerschnitts auseinanderklaffen, oder ob die Form des Querschnitts erhalten blieb. Gemäß den Ergebnissen, dargestellt in Diagramm III-23, kam es kaum zu einer unterschiedlichen Querverschiebung der Trägeroberkanten. Die Querschnittsform blieb also während der Druckbeanspruchung erhalten.

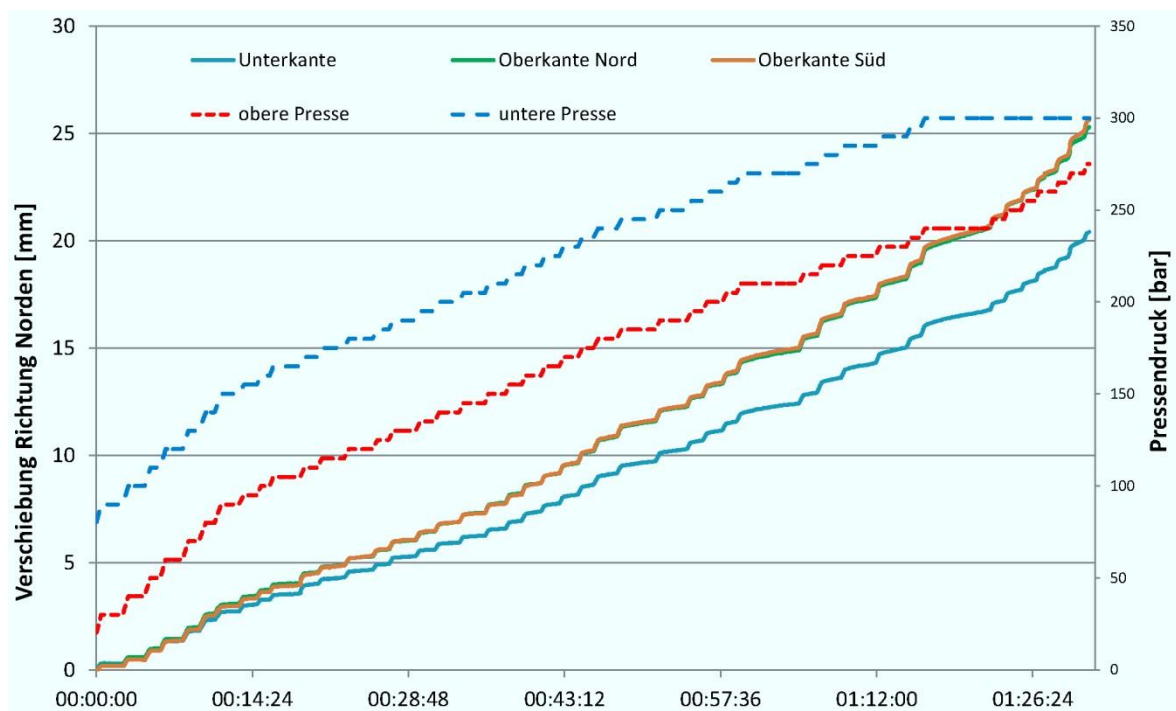


Diagramm III-23: zeitlicher Verlauf der Querverschiebung in Trägermitte – Versuchsträger 2

Es konnte jedoch eine deutliche Querverschiebung des Querschnitts festgestellt werden, wobei die Oberseite etwas mehr Verformung erfuhr. Das heißt, der Träger wurde nicht nur gestaucht, sondern begann bereits seitlich auszuweichen und etwas zu kippen. In Abbildung III-84 ist das Kippen des Trägers in überhöhter Form dargestellt. In Feldmitte sind die Versuchsspannglieder im Hüllrohr frei gespannt, dadurch ergibt sich bei der vorliegenden Querverschiebung des Fertigteilträgers eine exzentrische Belastung und somit eine Momenten-Belastung um die schwache Achse. Die mittlere Exzentrizität ergibt sich zu $e_y = 0,02 \text{ m}$ und erzeugt ein Moment $M_z = \sum P_{v,i} \cdot 0,02 \cong 172 \text{ kNm}$. Berücksichtigt man die Versuchsvorspannkraft gemäß der Auswertungen in Diagramm III-27, ergibt sich daraus bei linear-elastischen Berechnung der Spannungen in den Randfasern der Seitenwände eine zusätzliche Spannung von $\sigma_x = \mp 3,90 \text{ N/mm}^2$. In der Trägermitte muss also eine Seitenwand durch diese zusätzliche Querbelastung höhere Druckspannungen erfahren haben.

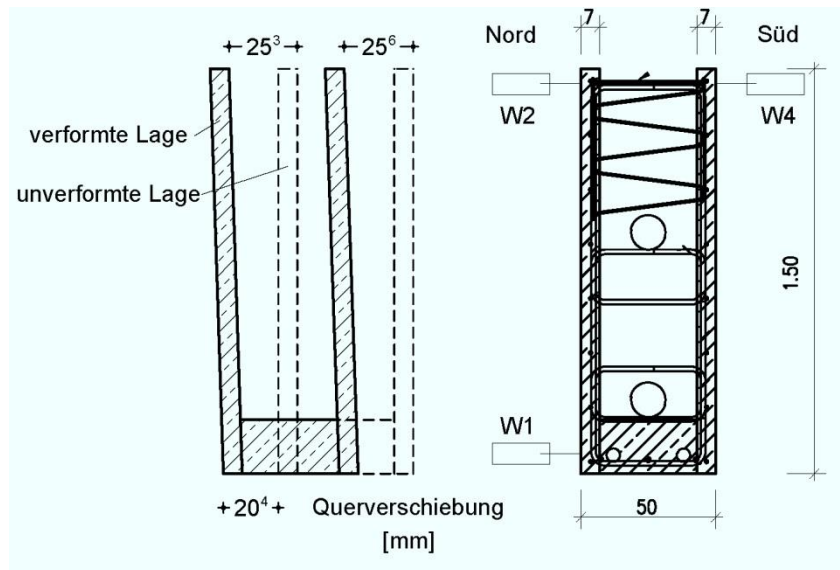


Abbildung III-84: Querverschiebung und Querverdrehung des Fertigteilträgers in Feldmitte

Allseits bewegliches Endauflager:

Zur Feststellung, ob sich das allseits bewegliche Endauflager in Querrichtung verschiebt oder verdreht, dienten Wegaufnehmer W5 und W6. In Diagramm III-24 ist der Plot der zeitlichen Querverschiebungen an Trägerober- und Trägerunterseite gezeichnet. Es ist eine eindeutige Verschiebung mit unterschiedlichen Vorzeichen zu erkennen. Das bedeutet, der Querschnitt hat sich am Endauflager verdreht, jedoch sind die Bewegungen in einer Größenordnung, die vernachlässigt werden kann.

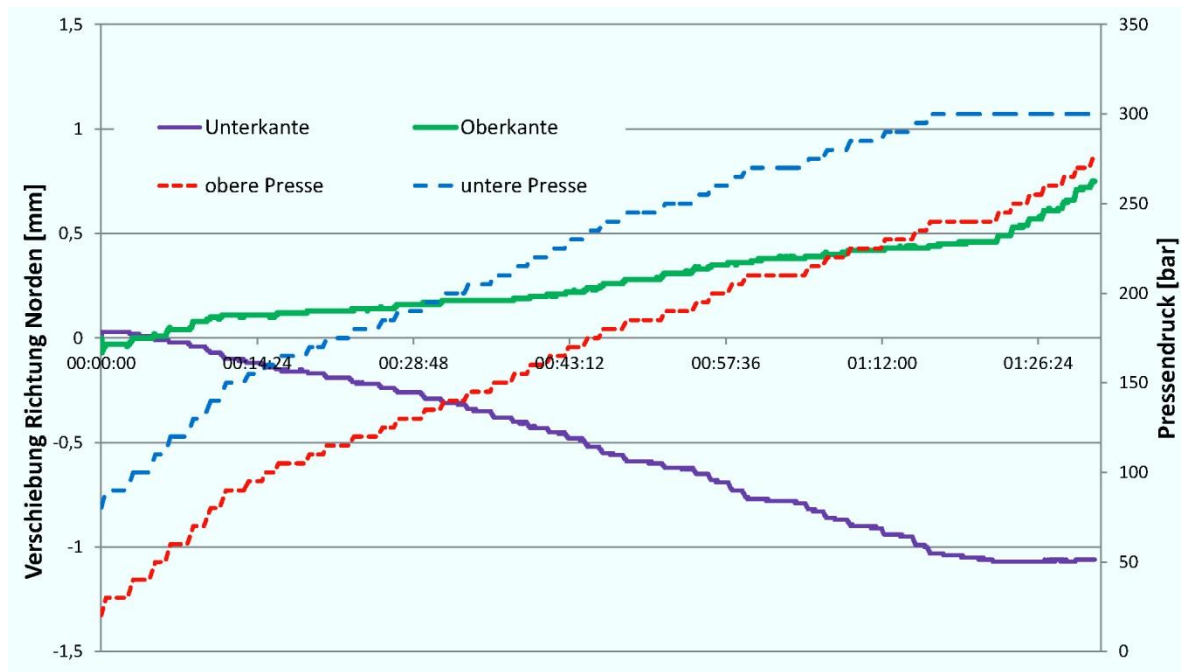


Diagramm III-24: zeitlicher Verlauf der Querverschiebung am Trägerende – Versuchsträger 2

4.4.2.4 Auswertung der Trägerdurchbiegung

Die vertikale Durchbiegung in Trägermitte wurde von Wegaufnehmer W3 erfasst. Ausgangspunkt waren die 1,95 cm aus dem in Abschnitt 4.2.2.3 beschriebenen

Nivellement. Aus dem Diagramm wird ersichtlich, dass es durch die zentrische Belastung kaum zu einer vertikalen Verformung gekommen ist. Bis zum Ende der zentrischen Belastung (rote Linie) schwankt die Durchbiegung zwischen 18 und 20 mm. Diese 2mm Abweichung sind bei einer Trägerlänge von 30 m vernachlässigbar gering. Erst als die untere Presse ihre maximale Pressenkraft erreichte und somit nur mehr mit der oberen Presse belastet werden konnte, nimmt die Durchbiegung erwartungsgemäß deutlich zu. Der Träger wird durch den exzentrischen Angriff der Vorspannkraft und dem daraus resultierenden positiven Moment nach unten durchgebogen. Die Druckspannungen müssen demnach an der Oberseite ab dem Zeitpunkt der exzentrischen Belastung schneller angestiegen sein.

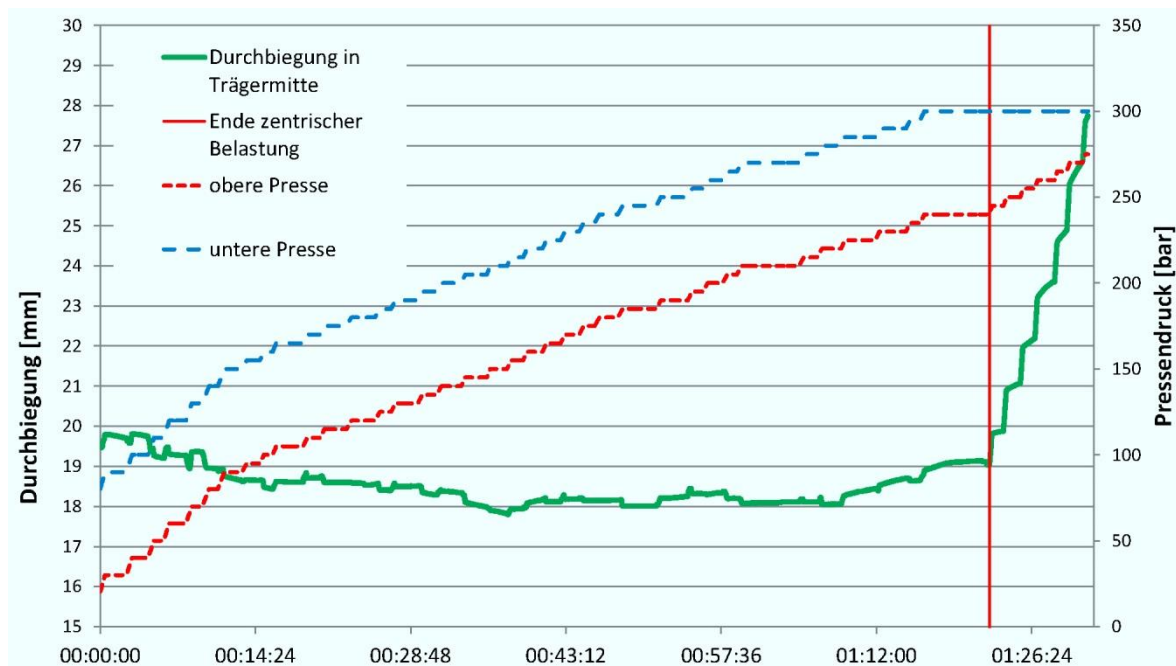


Diagramm III-25: zeitlicher Verlauf der Durchbiegung in Trägermitte – Versuchsträger 2

Zusammenfassend kann nach Auswertung der Durchbiegung festgehalten werden, dass die Wirkung der Vorspannung eindeutig feststellbar ist.

4.4.3 Ermittlung der eingeleiteten Versuchslast

Die Ermittlung der eingeleiteten Versuchslast kann zum einen durch Umrechnung des Pressendrucks mit Hilfe der Spannpressen-Kolbenfläche und zum anderen durch Rückrechnung durch den zeitlich aufgezeichneten Pressenweg erfolgen. Letzteres sollte die exakt im Spannkabel vorherrschende Spannkraft wiedergeben, da bei Umrechnung des Pressendrucks die Reibung in der Presse und in den Keilen eine Unbekannte darstellt, die nur geschätzt werden könnte. Sie dient aber als gute Kontrolle der gemessenen Ergebnisse.

4.4.3.1 Berechnung der Versuchslast durch den Pressendruck

Durch Umrechnung des in Abschnitt 4.4.1 ausgewerteten zeitlichen Verlauf des Pressendrucks ($10 \text{ bar} \approx 1 \text{ MN/m}^2$) multipliziert mit der Kolbenfläche $A_{\text{Kolben}} = 0,18095 \text{ m}^2$ erhält man die Vorspannkraft der beiden Spannkabel bzw. deren Summe, siehe Diagramm III-26. Die Summe der beiden Spannkräfte $\sum \Delta P_{V,i} = 10,405 \text{ MN}$ beinhaltet die Vorbelastung durch das Straffen der Spannglieder.

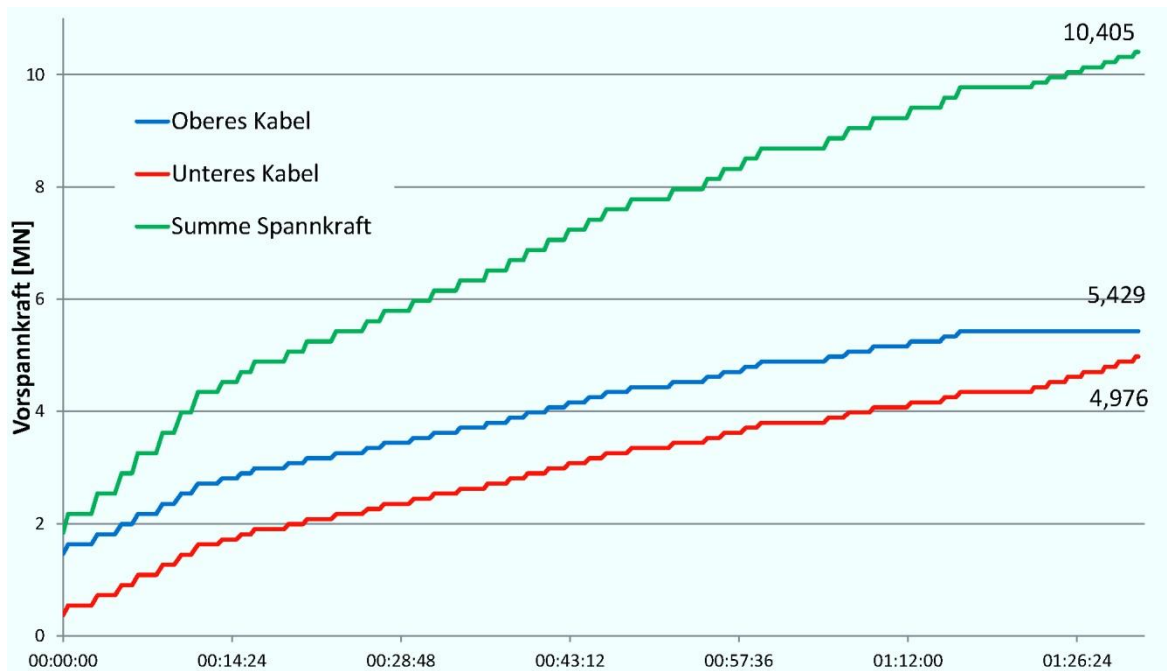


Diagramm III-26: Gesamte Vorspannkraft in den Spannkabeln laut Pressendruck – Versuchsträger 2

Um die während des Versuchs eingeleitete Kraft mit den Ergebnissen der Spannkraftermittlung aus der Spannstahldehnung vergleichen zu können, muss die Vorbelastung abgezogen werden. Somit erhält man den zeitlichen Verlauf der Summe der beiden Vorspannkraft, welche während des Versuchs eingeleitet wurden, dargestellt in Diagramm III-27.

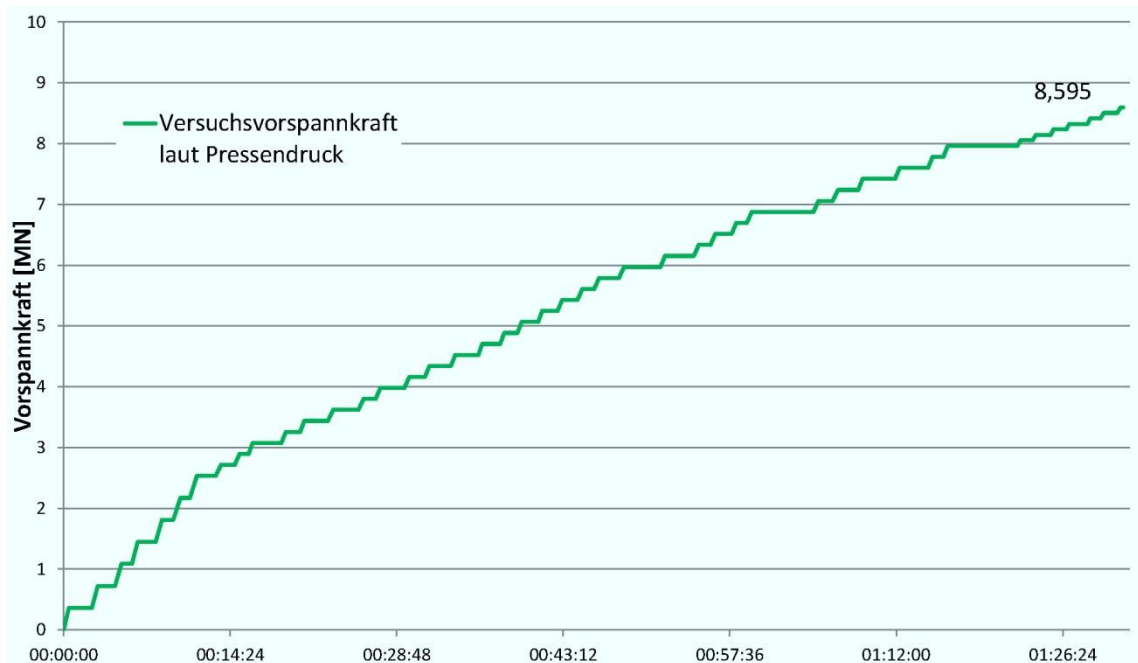


Diagramm III-27: Versuchs-Vorspannkraft in den Spannkabeln laut Pressendruck – Versuchsträger 2

4.4.3.2 Berechnung der Versuchslast durch den Pressenweg

Die Spannkraft wird mit Hilfe des Hook'schen Gesetzes aus der Dehnung des Spannstahls berechnen. Die Dehnungen der Spannkabel lassen sich aus der in Abschnitt 4.4.2.1 unter

Berücksichtigung der Betonverkürzung ermittelten Spannstahlverlängerungen wie folgt berechnen:

$$\varepsilon_{p(t)} = \frac{\Delta l(t)}{l_0}$$

Die Spanngliedlänge l_0 zum Zeitpunkt des Versuchsbeginns setzt sich aus der Trägerlänge, der Länge der beiden Ankerbüchsen, der Pressenlänge und dem Pressenhub der Vorbelastung zusammen und ergibt sich mit:

$$l_0 = l_{\text{Träger}} + l_{\text{Büchsen}} + l_{\text{Presse}} + l_{\text{Vorbelastung}} = 30,06 + 2 * 0,12 + 1,2 + 0,05 = 31,55 \text{ m}$$

Der Elastizitätsmodul des Spannstahls wird gemäß dem Prüfbericht der Voestalpine (siehe Anhang B) mit $E_P = 195.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Die Spannstahlfläche für ein Kabel beträgt $A_P = 5.115,0 \text{ mm}^2$. Daraus kann abhängig von dem zeitlichen Verlauf der Spannstahlverlängerung die Spannkraft in den beiden Versuchsspanngliedern berechnet werden:

$$P_{V,i(t)} = E_P * A_P * \frac{\Delta l(t)}{l_0}$$

Das Ergebnis ist in Diagramm III-28 angeführt. Der Graph zeigt die Summe der beiden Spannkraften, die während des Versuchs bis zum Versagen des Fertigteilträgers eingeleitet wurden.

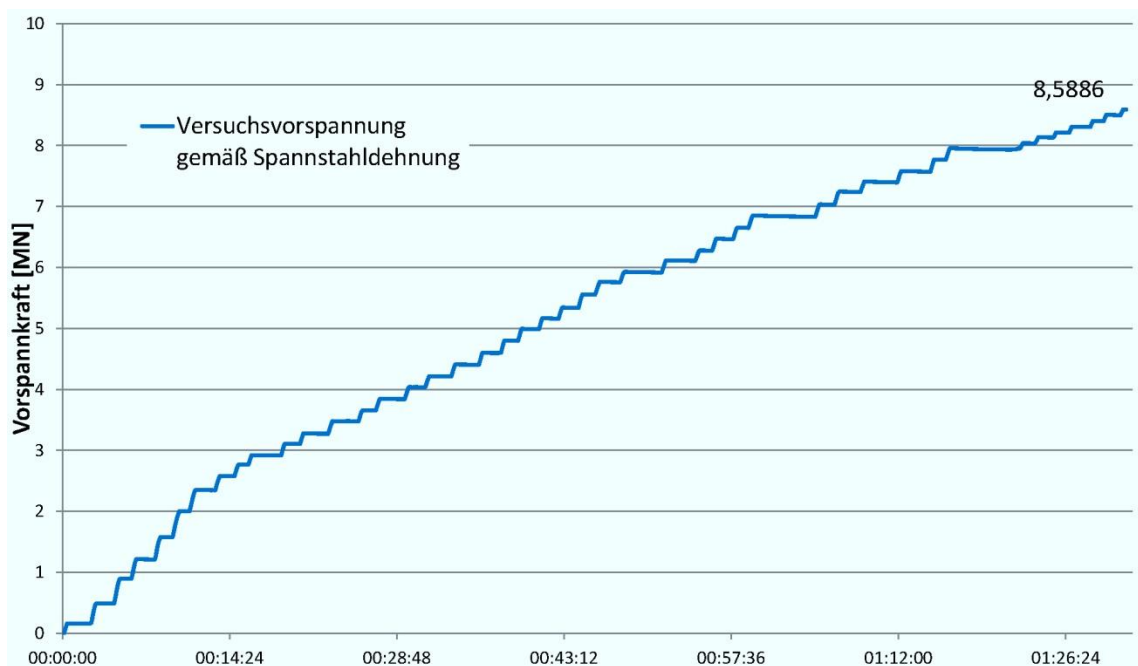


Diagramm III-28: Versuchs-Vorspannkraft in den Spannkabeln laut Spannstahldehnung – Versuchsträger 2

Der Vergleich der beiden von voneinander völlig unabhängigen Berechnungen bzw. Messungen der Versuchs-Vorspannkraft zeigt eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse (Diagramm III-29). Die Versagenslast von $P_{V,\varepsilon} = 8,589 \text{ MN}$ (aus Spannstahldehnung) bzw. $P_{V,p} = 8,595 \text{ MN}$ (aus Pressendruck) sind annähernd ident. Es könnte also die exakte zeitliche Aufbringung der Versuchslast aufgezeichnet werden. Für die weiteren Berechnungen und Auswertungen wird die Versuchskraft, ermittelt aus der Spannstahldehnung, verwendet.

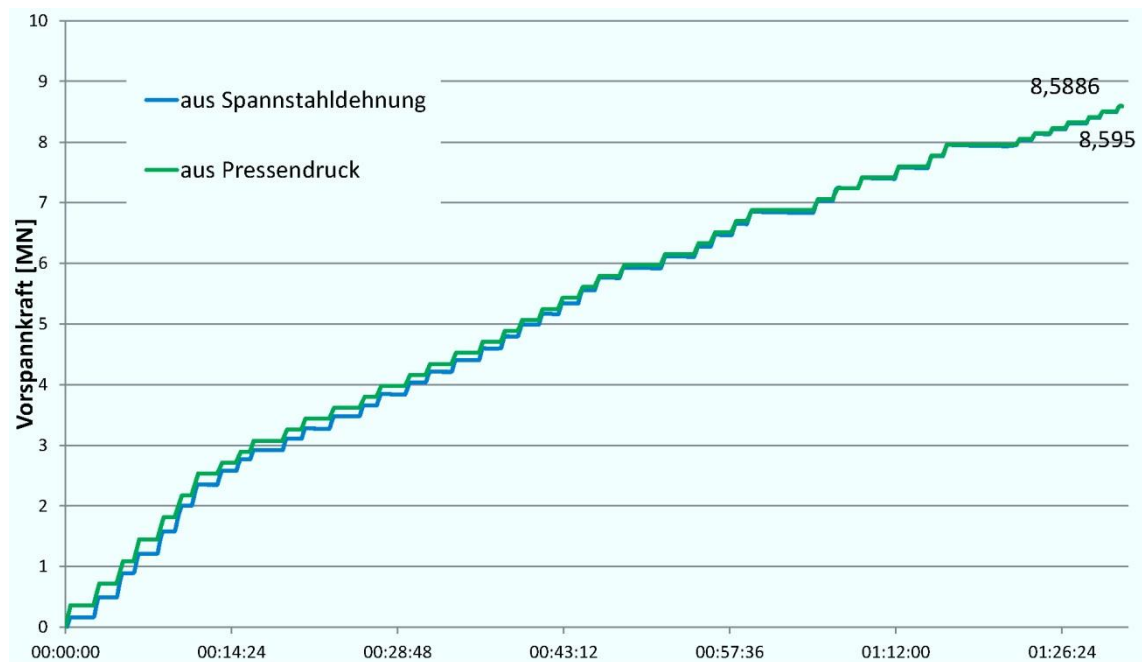


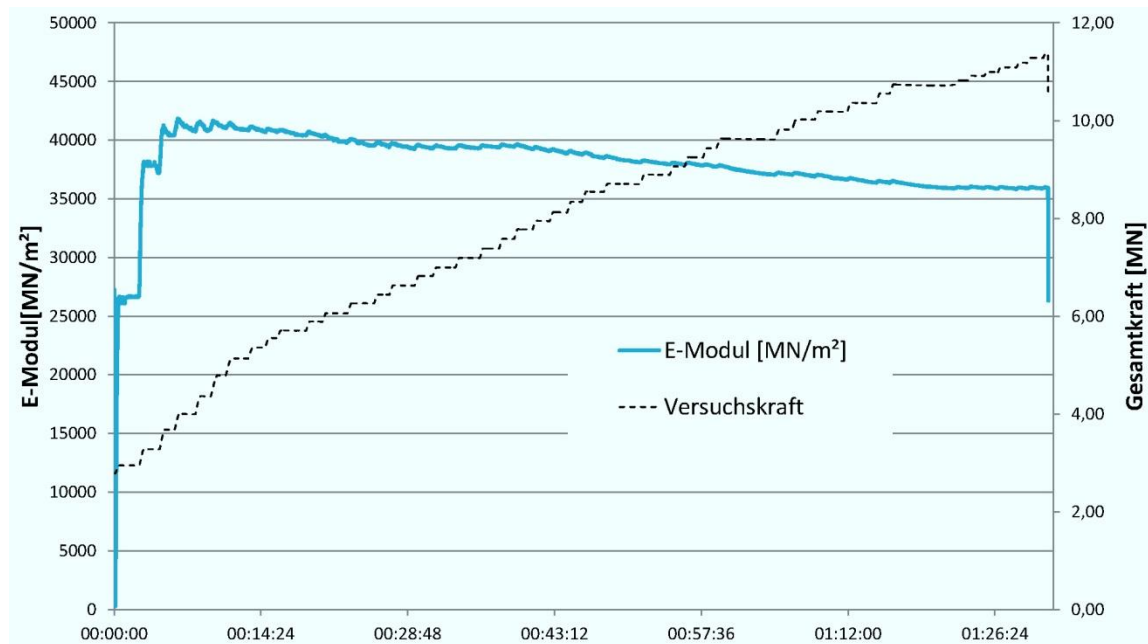
Diagramm III-29: Vergleich der berechneten Versuchs-Vorspannkraften aus Pressendruck und Spannstahldehnung – Versuchsträger 2

4.4.4 Ermittlung des Elastizitätsmoduls E_{cm} des Fertigteilträgers

Aus den in Abschnitt 4.4.2.2 ermittelten zeitlich abhängigen Längenänderungen bezogen auf die Grundlänge des Fertigteilträgers und der in Abschnitt 4.4.3 berechneten Versuchslast lässt sich gemäß dem Hook'schen Gesetz eine Beziehung zum Elastizitätsmodul $E_{cm(t)}$ des Versuchsträgers herstellen. Bei der Berechnung der mittleren Spannungen im Träger durch die Versuchskraft $P_{V,\varepsilon(t)}$ bezogen auf die ideale Querschnittsfläche $A_{c,i} = 0,29653 \text{ m}^2$ handelt es sich zwar um eine Näherung, da die Versuchslast aus bekannten Gründen (Eigengewichtskompensation) nicht zentrisch aufgebracht wurde, dennoch ist aus Sicht des Autors die Ermittlung der mittleren Spannungen zur Abschätzung des mittleren Elastizitätsmoduls $E_{cm(t)}$ ausreichend. Die Wirkung der Versuchsvorspannung war bei Betrachtung der ausgewerteten Durchbiegungen (siehe Abschnitt 4.4.2.4) durch die Eigengewichtsbelastung annähernd zentrisch. Zur Ermittlung des zeitabhängigen Elastizitätsmoduls $E_{cm(t)}$ wurde folgende Formel herangezogen:

$$E_{cm(t)} = \frac{P_{V,i(t)}}{A_{c,i}} * \frac{l_0}{\Delta l(t)}$$

Der zeitliche Verlauf ist in Diagramm III-30 wiedergegeben. Anfangs steigt der E-Modul rasch auf einen Wert von 41.856 N/mm^2 an. Da das System anscheinend zu Belastungsbeginn noch nicht die spätere Steifigkeit aufweisen konnte, wird angenommen, dass die Fugen der Elementstöße erst ab einer gewissen Laststufe vollständig überdrückt waren. Von da an nahm der Elastizitätsmodul bis zu einem Wert von 35.932 N/mm^2 ab. Es spiegelt sich also das bekannte plastische Verhalten des Betons wieder. Die Größenordnung der ermittelten Werte befindet sich auf demselben Niveau wie die Werte des in Abschnitt 1.4.2.4 ausgewerteten E-Moduls des trogförmigen Fertigteilträgers aus Elementdecken.

Diagramm III-30: Zeitabhängiger Elastizitätsmodul $E_{cm}(t)$ – Versuchsträger 2

4.4.5 Auswertung der Dehnmessstreifen

Bei den mittels Dehnmessstreifen gemessenen Werten handelt es sich um Verzerrungen in den jeweiligen Punkten der Messprofile. Um auf den zeitlichen Spannungsverlauf in den Profilen schließen zu können, werden die Verzerrungen mit dem zeitlich zugehörigen Wert des Elastizitätsmoduls multipliziert. Die Ergebnisse zeigen sich wie folgt:

4.4.5.1 Betonspannungen in Messprofil I und V

Die Messprofile I und V befinden sich an den beiden Trägerenden 20 cm nach der Verbindung Endverankerungsblock-Fertigteilträger.

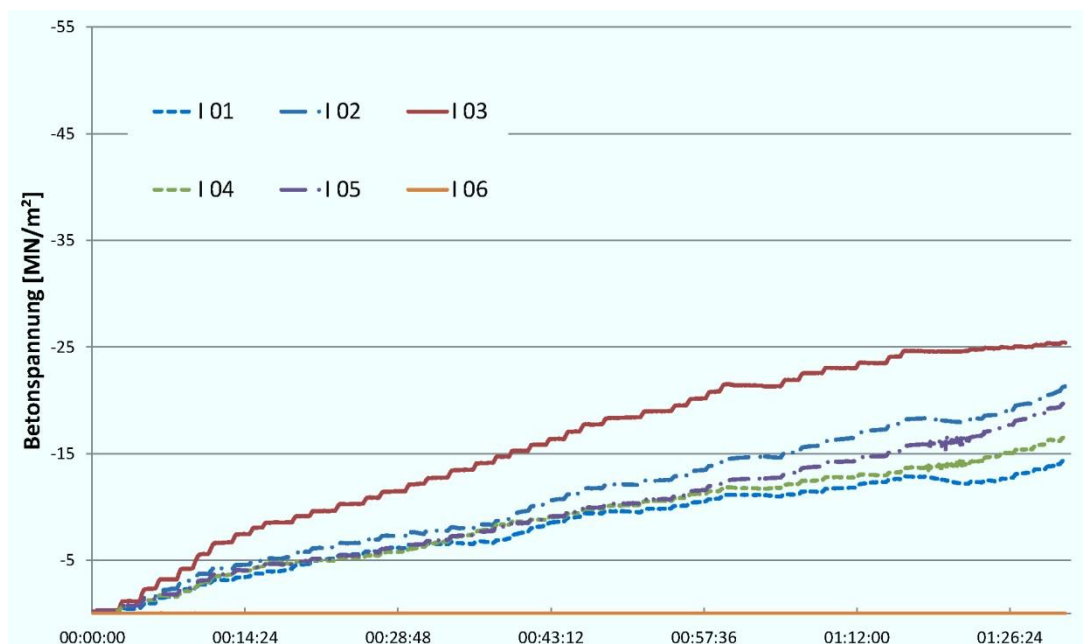


Diagramm III-31: Betonspannungen in Messprofil I – Versuchsträger 2

Diagramm III-31 und Diagramm III-32 zeigen die Betonspannungen, die auf Grund der Versuchsvorspannung aufgetreten sind. Bei den Dehnmesstreifen V 04 und V 06 dürfte es sich um eine fehlerhafte Messung handeln.

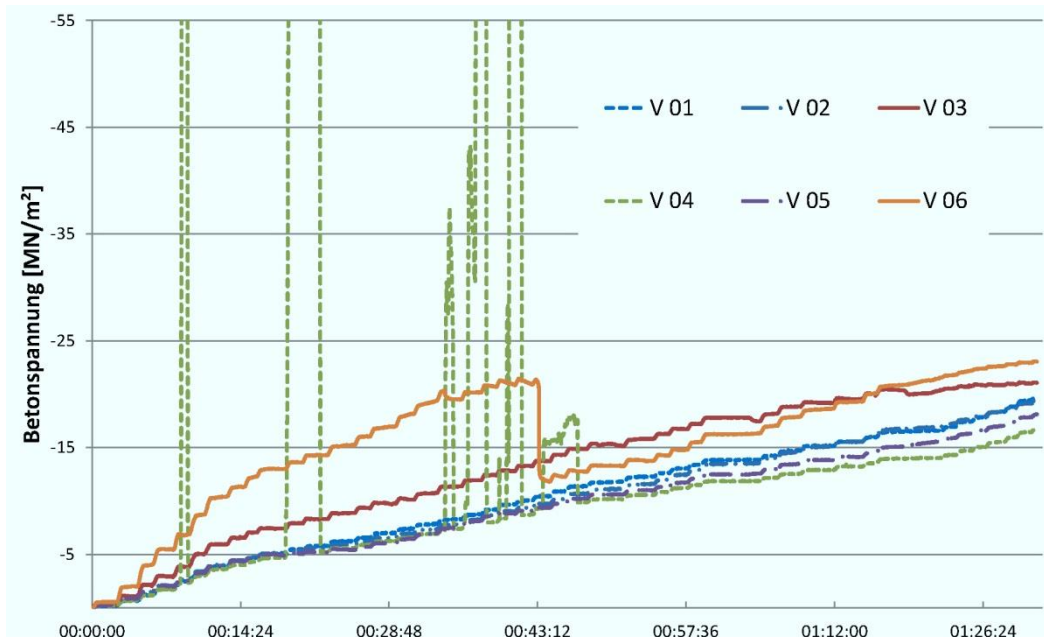


Diagramm III-32: Betonspannungen in Messprofil V – Versuchsträger 2

4.4.5.2 Betonspannungen in Messprofil II und IV

Die Messprofile II und IV befinden sich an den beiden Umlenkstellen 7,235 m von der jeweiligen Auflagerachse entfernt.

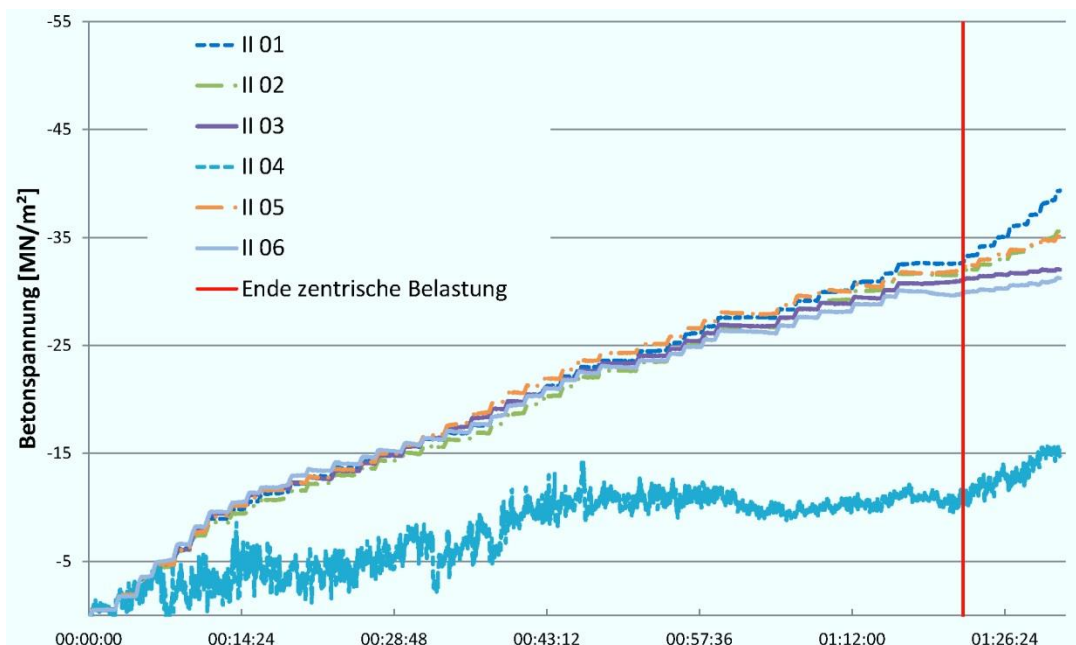


Diagramm III-33: Betonspannungen in Messprofil II – Versuchsträger 2

Diagramm III-33 und Diagramm III-34 zeigen die Betonspannungen, die auf Grund der Versuchsvorspannung in den Messprofilen der Umlenkstellen aufgetreten sind. Bei DMS II 04 handelt es sich um einen schadhaften Dehnmesstreifen.

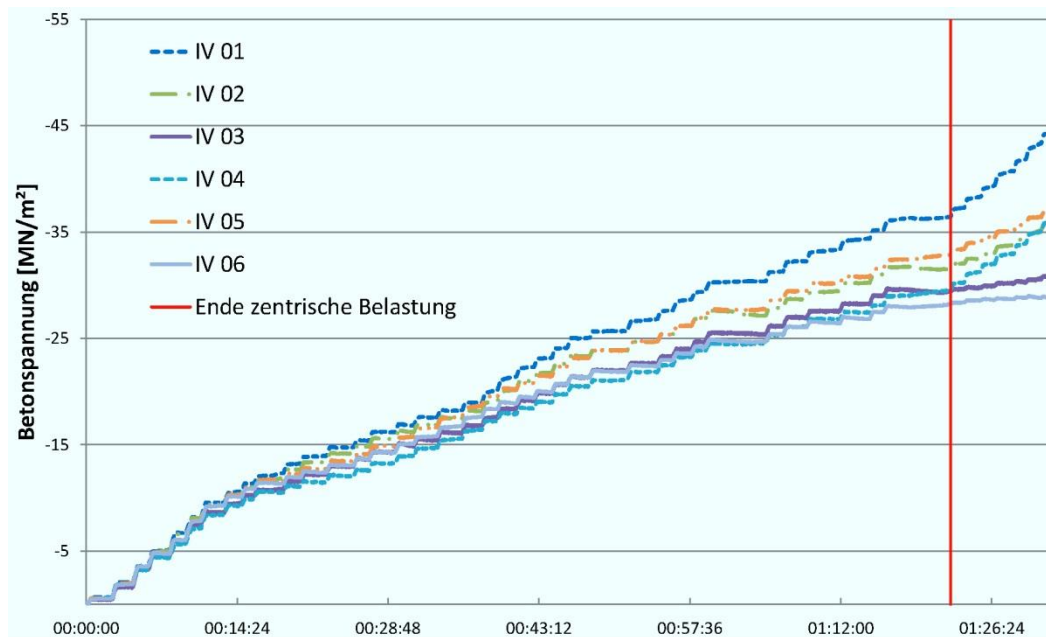


Diagramm III-34: Betonspannungen in Messprofil IV – Versuchsträger 2

Die maximale Druckspannung von $-44,25 \text{ N/mm}^2$, die auf Grund der Versuchsvorspannung im gesamten Träger auftrat, ergab sich an der Messstelle IV 01.

4.4.5.3 Betonspannungen in Messprofil III

Das Messprofil III ist in Feldmitte angeordnet. In Diagramm III-35 sind die Betonspannungen, die auf Grund der Versuchsvorspannung in der Mitte des Trägers aufgetreten sind, wiedergegeben.

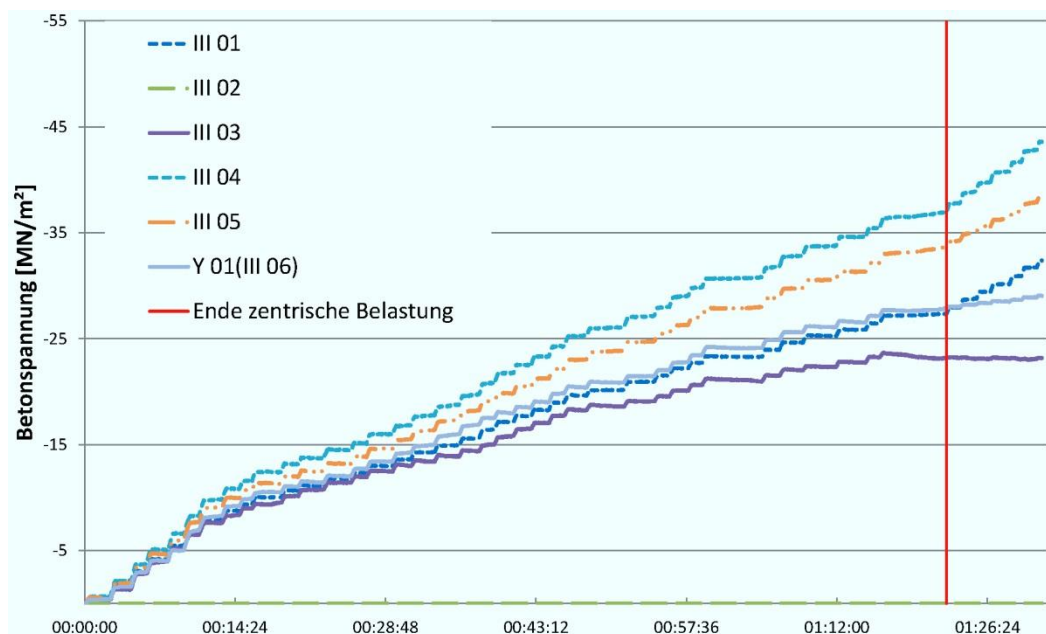


Diagramm III-35: Betonspannungen in Messprofil III – Versuchsträger 2

Die höchste Druckspannung in Feldmitte ergab sich an der Messstelle III 04. Die maximale Spannung betrug $-43,57 \text{ N/mm}^2$.

4.4.5.4 Betonspannungen in Messprofil II und IV unter Berücksichtigung der Vorbelastung

In den Fertigteilträger wurde bereits vor der Durchführung des Versuchs ein Spannungszustand durch Eigengewicht, Eigengewichtsvorspannung und Straffen der Spannglieder eingeleitet. Der Spannungszustand in Profil II und IV (Umlenkstelle) berechnet sich unter folgenden Annahmen für die Querschnittswerte:

$$\begin{aligned} A_{c,i} &= 0,29653 \text{ m}^2 & z_{s,o} &= -0,916 \text{ m} \\ I_{y,i} &= 0,06574 \text{ m}^4 & z_{s,m} &= -0,166 \text{ m} \\ h &= 1,50 \text{ m} & z_{s,u} &= 0,584 \text{ m} \end{aligned}$$

und den Schnittgrößen für die Vorbelastung:

Eigengewicht

$$g_{c,k} = 1,05 \cdot 7,05 = 7,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad M_{EG,k;Mitte} = +0,8058 \text{ MNm} \quad M_{EG,k;Umlenk} = +0,596 \text{ MNm}$$

Eigengewichtsvorspannung

$$z_{c,p} = 0,515 \text{ m} \quad P_{EG} = -0,97452 \text{ MN} \quad M_{cp,EG} = -0,5019 \text{ MNm}$$

1.Spannstufe (Straffen der Spannglieder)

$$\begin{aligned} P_{V,VOR} &= 100 \text{ bar} \cdot 0,018095 & z_{c,p} &= 0,31 \text{ m} & \Delta P_{V,1} &= -1,0857 \text{ MN} \\ P_{V,VOR} &= -1,8095 \text{ MN} & \Delta P_{V,1} &= 60 \text{ bar} \cdot 0,018095 & M_{cp,V,1} &= -0,3366 \text{ MNm} \end{aligned}$$

zu:

$$\begin{aligned} \sigma_{ck,II,IV,OBEN} &= \frac{P_{EG} + P_{V,VOR}}{A_{c,i}} + \frac{M_{EG,k;Umlenk} + M_{cp,EG} + M_{cp,V,1}}{I_{y,i}} \cdot z_{s,o} = -6,01 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \sigma_{ck,II,IV,MITTE} &= \frac{P_{EG} + P_{V,VOR}}{A_{c,i}} + \frac{M_{EG,k;Umlenk} + M_{cp,EG} + M_{cp,V,1}}{I_{y,i}} \cdot z_{s,m} = -8,78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \sigma_{ck,II,IV,UNTEN} &= \frac{P_{EG} + P_{V,VOR}}{A_{c,i}} + \frac{M_{EG,k;Umlenk} + M_{cp,EG} + M_{cp,V,1}}{I_{y,i}} \cdot z_{s,u} = -11,54 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned}$$

Berücksichtigt man die elastische Stauchung des Fertigteilträgers gemäß Abschnitt 4.4.2.2 von $\varepsilon_x = -0,806055 \cdot 10^{-3}$, müssen sich die Schnittgrößen der Eigengewichtsvorspannung bis kurz vor Erreichen des Versagens auf folgende Werte reduzieren.

$$P_{EG,red} = P_{EG} - A_{p,EG} \cdot E_{PEG} \cdot \varepsilon_x = -0,87078 \text{ MN}$$

$$M_{cp,EG,red} = -0,44845 \text{ MNm}$$

Der Spannungszustand unter Berücksichtigung der reduzierten Eigengewichtsvorspannung durch die elastische Stauchung des Betonträgers ergibt sich somit zu:

$$\sigma_{ck,II,IV,OBEN,red} = \frac{P_{EG,red} + P_{V,VOR}}{A_{c,i}} + \frac{M_{EG,k;Umlenk} + M_{cp,EG,red} + M_{cp,V,1}}{I_{y,i}} \cdot z_{s,o} = -6,41 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{ck,II,IV,MITTE} = \frac{P_{EG,red} + P_{V,VOR}}{A_{c,i}} + \frac{M_{EG,k;Umlenk} + M_{cp,EG,red} + M_{cp,V,1}}{I_{y,i}} \cdot z_{s,m} = -8,56 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{ck,II,IV,UNTEN} = \frac{P_{EG,red} + P_{V,VOR}}{A_{c,i}} + \frac{M_{EG,k;Umlenk} + M_{cp,EG,red} + M_{cp,V,1}}{I_{y,i}} \cdot z_{s,u} = -10,72 \frac{N}{mm^2}$$

Die Reduktion der Eigengewichtsvorspannung tritt zwar erst kurz vor dem Versagen in vollem Umfang ein und nicht bereits zu Beginn des Versuches, aber da bei der Auswertung nur die maximal auftretenden Spannungen von Interesse sind, wird in weiterer Folge zur Ermittlung der am Ende des Versuchs aufgetretenen Werte der reduzierte Spannungszustand an der Umlenkstelle zur Versuchsauswertung addiert.

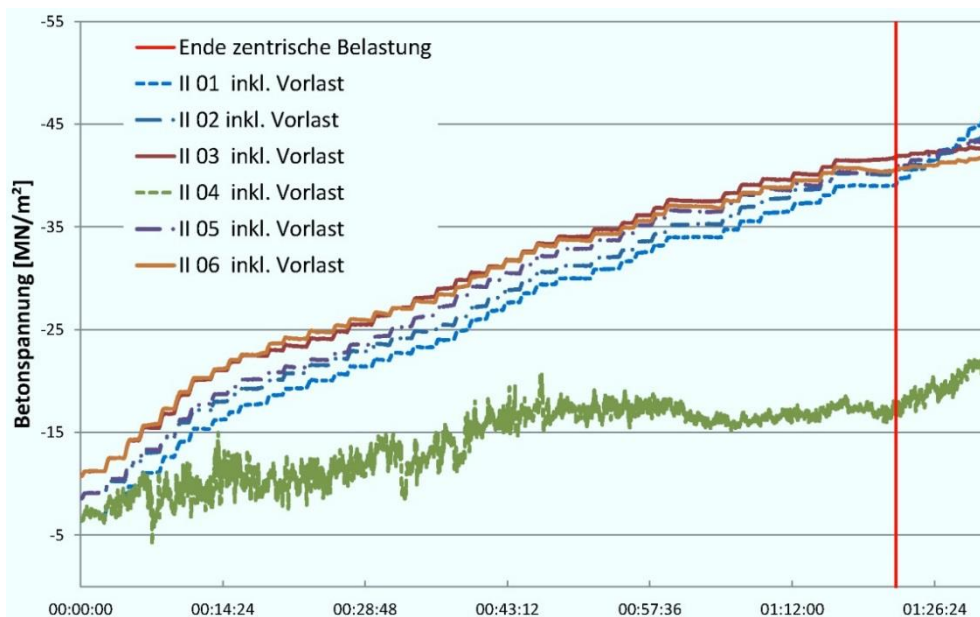


Diagramm III-36: Betonspannungen in Messprofil II inkl. Vorbelastung – Versuchsträger 2

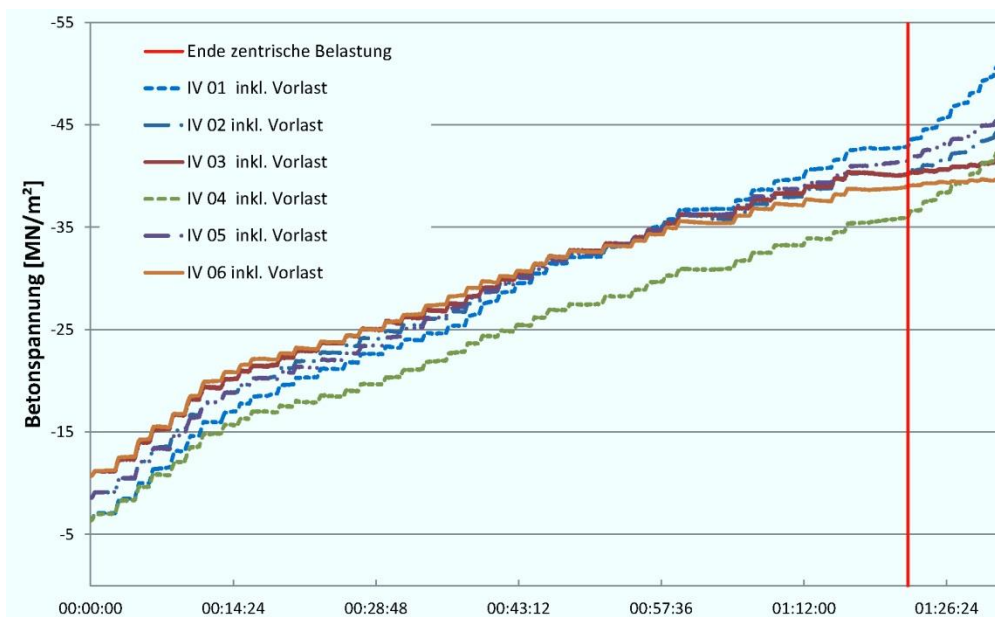


Diagramm III-37: Betonspannungen in Messprofil IV inkl. Vorbelastung – Versuchsträger 2

Die maximale Druckspannung an den Umlenkstellen trat im Messpunkt IV 01 auf und betrug $-50,67 \text{ N/mm}^2$. In diesem Bereich kam es zum Versagen des Trägers durch Erreichen der Materialfestigkeit.

4.4.5.5 Betonspannungen in Messprofil III unter Berücksichtigung der Vorbelastung

Der Spannungszustand aus Vorbelastung betrug in Feldmitte unter Berücksichtigung der Reduktion der Eigengewichtsvorspannung auf Grund der Betonstauchung:

$$\sigma_{ck,III,OBEN,red} = \frac{P_{EG,red} + P_{V,VOR}}{A_{c,i}} + \frac{M_{EG,k;Mitte} + M_{cp,EG,red} + M_{cp,V,1}}{I_{y,i}} \cdot z_{s,o} = -9,33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{ck,III,MITTE} = \frac{P_{EG,red} + P_{V,VOR}}{A_{c,i}} + \frac{M_{EG,k;Mitte} + M_{cp,EG,red} + M_{cp,V,1}}{I_{y,i}} \cdot z_{s,m} = -9,09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{ck,III,UNTEN} = \frac{P_{EG,red} + P_{V,VOR}}{A_{c,i}} + \frac{M_{EG,k;Mitte} + M_{cp,EG,red} + M_{cp,V,1}}{I_{y,i}} \cdot z_{s,u} = -8,85 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Daraus ergibt sich durch Addition der Spannungen während des Versuchs der in Diagramm III-38 dargestellte zeitliche Verlauf der Spannungen.

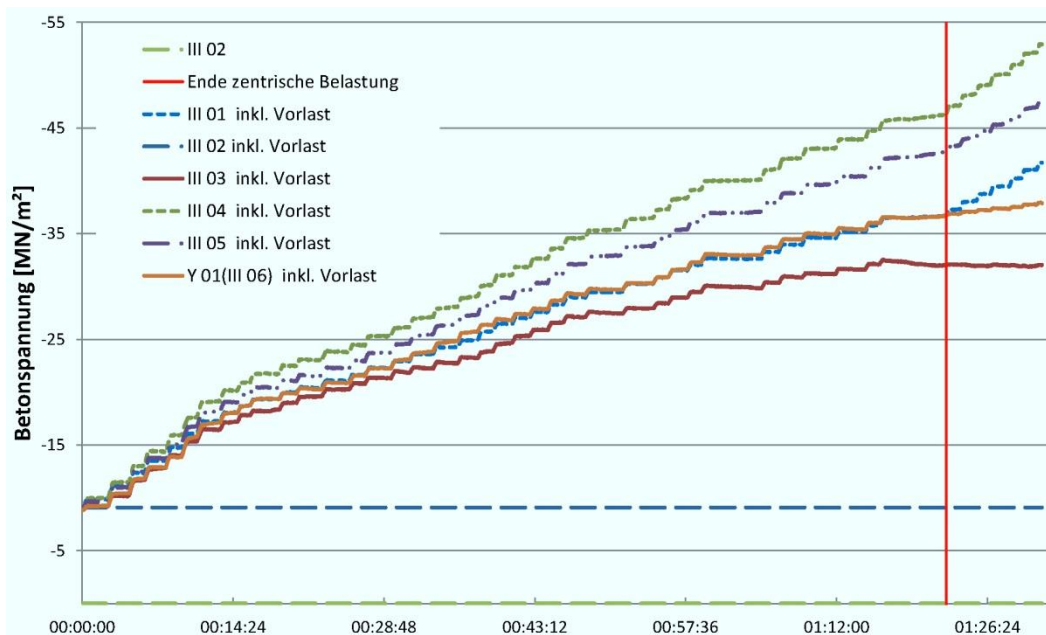


Diagramm III-38: Betonspannungen in Messprofil III inkl. Vorbelastung – Versuchsträger 2

In der Messstelle III 04 trat die maximale Druckspannungen des gesamten Trägers auf und betrug $-52,94 \text{ N/mm}^2$.

4.5 Vergleich und Interpretation der Ergebnisse

4.5.1 Versagensanalyse Versuchsträger 1

Das Versagen trat bei der Laststeigerung von 100 auf 110 bar Pressendruck ein. Direkt beim Anfahren der Pressen auf 110 bar kam es zum Bruch. Der Träger versagte nicht wie ursprünglich erwartet durch Erreichen der Betondruckfestigkeit im Element bzw. in den Zwischenfugen, sondern in der Randfuge zwischen Verankerungsblock und Doppelwand (siehe Abbildung III-85). Dies war darauf zurückzuführen, dass bei der Herstellung der Fuge die Betonqualität mangelhaft war. Die Fugen im Bereich der Lasteinleitung des Versuchsträgers 1 wurden nicht wie die des in Abschnitt III1 beschriebenen Trägers mit hochwertigem Vergussmörtel verfüllt, sondern mit normalem Füllbeton. Wegen der hochsommerlichen Temperaturen während des Betoniervorganges konnte dieser nicht mehr ordnungsgemäß verdichtet werden und es entstand eine inhomogene Fuge. Durch die schlechte Fugenausbildung konnte die Kraft nicht direkt über die Fuge stirnseitig in das Element geleitet werden. Somit bildete sich eine schräge Druckstrebe nach außen aus. Die dagegen wirkende Zugkraft konnte sich auf Grund fehlender Bewehrung nicht einstellen und es kam zum Versagen. Des Weiteren reichte die Schubkraftübertragung im Lasteinleitungsbereich nicht aus, um die Kraft zu übertragen. Direkt nach dem Bruch entspannte sich der Träger vollständig und somit waren die Elementfugen nicht mehr überdrückt. Dadurch kam es in den einzelnen Fugen ebenfalls zum Bruch und die einzelnen Elemente fielen zu Boden. Durch die Verformungen und das ruckartige Versagen kam es im Bereich der Elementfugen an der Oberkante zu örtlichen Betonabplatzungen.



Abbildung III-85: Versagensstelle Versuchsträger 1 – Versagensmodell der Krafteinleitungsstelle

Dieses Ergebnis zeigt einmal mehr wie wichtig eine ordentliche Fugenausbildung beim Bauen mit dünnwandigen Fertigteilen ist. Die Lasteinleitungsstelle darf nicht zur „Schwachstelle“ des Systems werden, da das gesamte Bauverfahren von einer ordentlichen Einleitung der Vorspannkraft abhängt. Die Ausbildung der Fuge zwischen Endquerträger und Längsträger muss daher unbedingt in einer Weise ausgeführt werden, in der möglichst der gesamte Anteil der Vorspannkraft stirnseitig in die Elemente geleitet wird. In Abbildung III-86 ist das Aufklaffen beziehungsweise das Abplatzen der Fertigteilwandelemente in jenem Bereich gut zu erkennen, in dem gemäß Kraftmodell (Abbildung III-85) eine Kombination aus Zug- und Schubspannungen auftritt. Bei Anordnung eines nachträglich ausbetonierten Endquerschotts, wie im dargestellten Versuch, muss zur Aufnahme der Spaltzugkraft eine dementsprechende Bewehrung vorhanden sein. Diese Bewehrung sollte in den Wandelementen verankert sein, um ein Aufklaffen der Fuge in Querrichtung zu behindern. Eine Möglichkeit die Bewehrung in den dünnen Fertigteilen zu verankern, bietet die in Kapitel II4 und III3 beschriebene Kammbewehrung.



Abbildung III-86: Versagen der Lasteinleitungsstelle- Versuchsträger 1

Die Erkenntnisse aus Versuch 1 wurden bei der Herstellung des Versuchsträgers 2 berücksichtigt.

4.5.2 Versagensanalyse Versuchsträger 2

Das Versagen des Trägers trat im Bereich der rechten (von Norden betrachtet) Umlenkstelle auf. Auf Grund der Anordnung des Messprofils IV in diesem Areal kann davon ausgegangen werden, dass sich die Spannungen an der Oberseite der Fertigteilseitenwände in der Größenordnung von -50 N/mm^2 bewegten. Betrachtet man die Spannungsverläufe in Feldmitte (Diagramm III-38) und an der besagten Umlenkstelle (Diagramm III-37), so fällt der starke Anstieg der oberen Spannungen nach dem Ende der zentrischen Belastung auf. Durch die Steigerung der Vorspannkraft im oberen Kabel wurde zusätzlich eine positive Momenten-Beanspruchung in den Fertigteilträger eingeleitet, was den Anstieg der oberen Druckspannungen erklärt.

Die Auswertungen der applizierten Dehnmessstreifen haben örtliche Spannungsspitzen im Bereich der Versagensstelle von ca. 57 MN/m^2 ergeben. Eine Druckfestigkeitsprüfung von entnommenen Bohrkernen ergab eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit von 58 N/mm^2 . Der Versuch hat gezeigt, dass ein örtliches Beulen sowie ein Stabilitätsversagen der Fertigteillemente bei sorgfältiger Fugenausbildung und Anordnung von Querschotten zur Aufnahme von Umlenkkraften der Spannglieder ausgeschlossen werden kann. Dieses Ergebnis bestätigt die Robustheit dieser neuen Baumethode, da bei einer Anwendung im Bereich des Brücken- und Ingenieurbaus die Spannung auf Grund der Normenregelungen begrenzt werden müssen und somit das Lastniveau weit unterhalb von jenem des Versuches liegt.

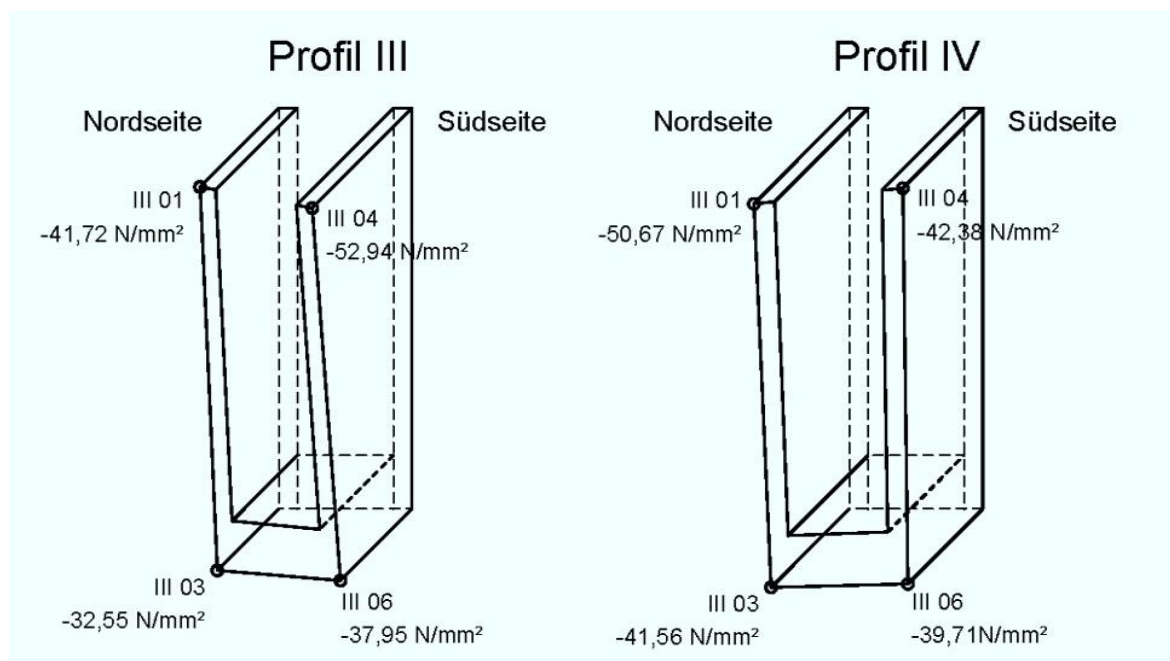


Abbildung III-87: Spannungsverteilung – links: Feldmitte – rechts: Umlenkstelle (Versagensbereich)

4.5.3 Abschätzung des Anwendungsbereiches

Mit Hilfe einer umfangreichen numerischen Variantenstudie wurde der Anwendungsbereich von Fertigteilträgern aus Doppelwandelementen anhand des Beispiels einer einfeldrigen, zweispurigen Plattenbalkenbrücke abgeschätzt. Diagramm III-39 zeigt die erforderlichen Höhen der Fertigteilträger und die Anzahl der erforderlichen Spannritzen (Nummer in eckigen Kästchen) in Abhängigkeit der Spannweiten und der Betondruckfestigkeit. Die erforderlichen Hubgewichte eines Fertigteilträgers sind in Abhängigkeit der Spannweite dargestellt.

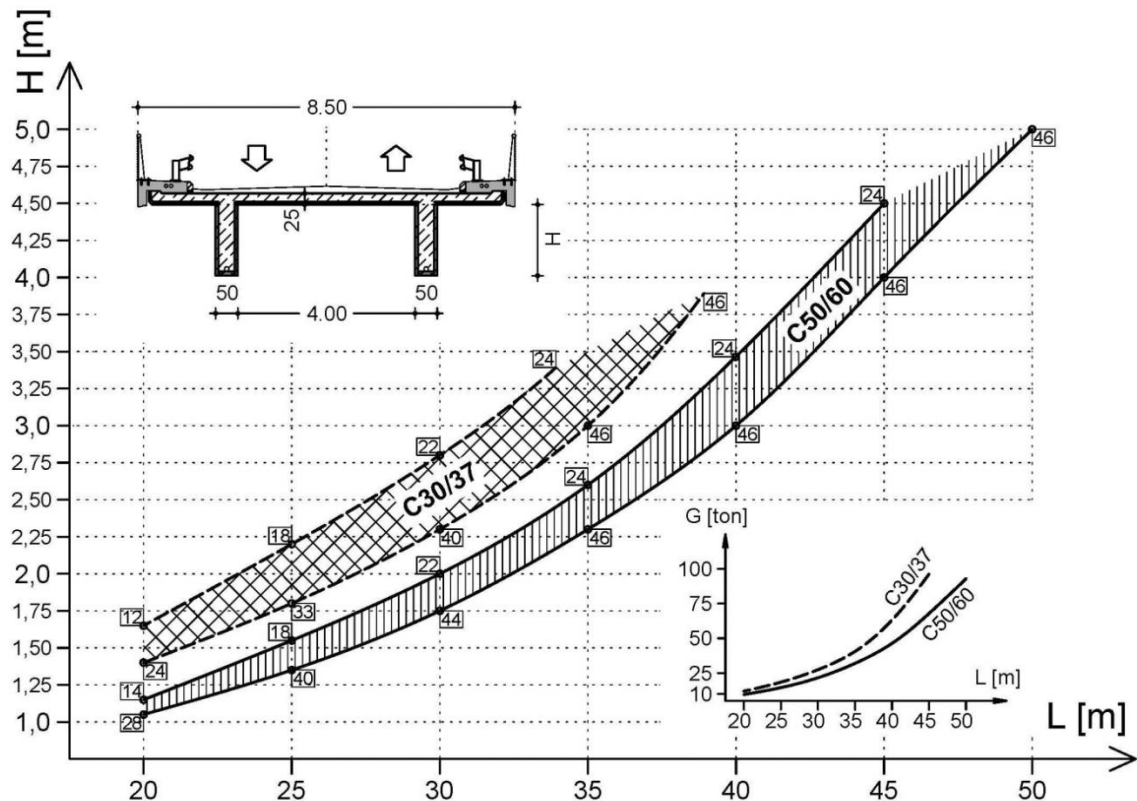


Diagramm III-39: Höhen - Spannweiten - Verhältnis für Doppelwandträger in Abhängigkeit der Betonfestigkeit und Anzahl der Spannlitzen 2

Die Bauphasen zur Errichtung des angenommenen Brückenobjekts lassen sich wie folgt unterteilen:

- Herstellen und Vorspannen der Fertigteile im Werk. Anschließender Transport auf die Baustelle.
- Versetzen der Fertigteilhauptträger und anschließendes Ausbetonieren mit Füllbeton.
- Vorspannen der ausbetonierten Hauptträger und Herstellen der Fahrbahnplatte und der Randbalken.
- Nachspannen der Spannglieder zur Minimierung der Vorspannverluste aus den Bauphasen.
- Verkehrsinbetriebnahme

Folgende Annahmen bzw. Begrenzungen flossen in die Berechnungen ein:

- Belastung mit LM1.
- Ausbetonieren der Fertigteile mit Füllbeton in einem Arbeitsschritt.
- Während der Bauphasen und für die quasi ständige Lastfallkombination dürfen keine Zugspannungen im gesamten Querschnitt auftreten.
- Begrenzungen der Druckspannungen in sämtlichen Bauphasen und für die quasi ständige Lastfallkombination mit $0,45 \cdot f_{ck}$.
- Begrenzungen der Druckspannungen für die charakteristische Lastfallkombination mit $0,6 \cdot f_{ck}$.
- Der Füllbeton wurde mit einer Betondruckfestigkeitsklasse C30/37 angesetzt.
- Schlankheiten L/H von unter 10 wurden nicht untersucht.
- Die Anzahl der maximalen Litzenanzahl wurde gemäß den geometrischen Randbedingungen begrenzt.

Durch die Ergebnisse dieser Berechnungen und die Erkenntnisse aus der Produktion der beiden Versuchsträger kann daher ein Einsatzbereich der Doppelwandträger für Brückentragwerke mit Spannweiten von 20-45m abgeleitet werden. Die in Diagramm III-39 dargestellten Höhenangaben der Fertigteilträger sollen einen ungefähren Richtwert für Überführungsbauwerke ähnlicher Brückenkategorien geben. Sie sind je nach Brückenbreite und Verkehrsbelastung im Einzelfall zu prüfen und können mitunter durchaus schlanker ausfallen, da für die Begrenzung der Spannungen in den Bauphasen ein etwas konservativer Ansatz gewählt wurde. Ebenfalls geringere Querschnittshöhen können bei einer integralen Bauweise erzielt werden. Der Querschnittswiderstand der trogförmigen Fertigteilträger ist im Bauzustand bei negativen Biegemomenten, wie sie bei Rahmenecken auftreten, höher. Die Verbindung zwischen Widerlagerwand und Brückentragwerk kann durch den hohen Anteil an Ortbeton bei dieser Bauweise monolithisch hergestellt werden, wodurch sich der Einsatz der Fertigteile optimal für die Errichtung von integralen Brückenbauwerken oder für Durchlaufträger-Brücken eignet.

IV Zusammenfassung

1 Ergebnisse der Großversuchsreihe

Mit den Ergebnissen des Forschungsprojekts konnte gezeigt werden, dass die Herstellung von trogförmigen Halbfertigteilträgern unter Verwendung von Elementdecken bzw. Doppelwandelementen technisch möglich ist und gegenüber Ortbeton-Spannbetonträgern eine wirtschaftliche Alternative zur Errichtung von Brücken- und Ingenieurbauten darstellt. Im Vergleich zu Stahlträgern können bei ähnlichen Hubgewichten während der Montage beträchtliche Kosteneinsparungen auf Grund der günstigen Baustoffpreise von Beton realisiert werden. Im Vergleich zu konventionellen Spannbetonträgern weisen die trogförmigen Betonfertigteile den entscheidenden Vorteil auf, bei ähnlicher Tragfähigkeit bedeutend leichter zu sein und dadurch Einsatzmöglichkeiten für die Betonbauweise zu erschließen, die bisher dem Stahlbau vorbehalten waren.

2 Ausblick

Im unmittelbaren Zusammenhang mit der vorliegenden Arbeit steht die Planung von 2 Brückenobjekten im Zuge des Neubaus der S7. Fürstenfelder Schnellstraße. Alle in den Feldversuchen gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse flossen in die Tragwerksplanung der beiden Brückenobjekte S7.21 Lafnitz-Brücke und S7.22 Lahnbach-Brücke ein.

Die ASFINAG Bau Management GmbH hat gegenüber der ursprünglichen Variante, die beiden Brückenobjekte in Stahl-Beton-Verbundbauweise durch Lancierung zu errichten, eine Alternative beauftragt, die eine Herstellung mit Hilfe des Brückenklappverfahrens beinhaltet. Unterhalb der beiden Brückenobjekte befindet sich eine im Sinne des Naturschutzes „schützenswerte Feuchtsenke“ und somit ist eine Errichtung auf Lehrgerüst ausgeschlossen. Das Baufeld ist nur im Bereich der Widerlager und der Mittel-Pfeiler-Achse für Bautätigkeiten nutzbar

Die Herstellung der Brückenobjekte mit dem Brückenklappverfahren in Kombination mit den dünnwandigen, vorgespannten Fertigteilen, soll in weiterer Folge ausgeschrieben und ausgeführt werden. Die Begründung der ASFINAG laut [25] für die Wahl des Tragsystems lautet:

Durch die Sonderbaumethode „Brückenklappverfahren“ kann ein Spannbetontragwerk trotz Verzicht auf Hilfsunterstellungen mit wirtschaftlicher und rascher Bauherstellung ermöglicht werden. Die Großanwendung dieses neuen Bauverfahrens gibt der ASFINAG Bau – Management GmbH darüber hinaus die Möglichkeit das Brückenklappverfahren einem echten Praxistest zu unterziehen, um somit auch zukünftige Bauvorhaben mit diesem System umzusetzen.

Beschreibung des Verfahrens [25]:

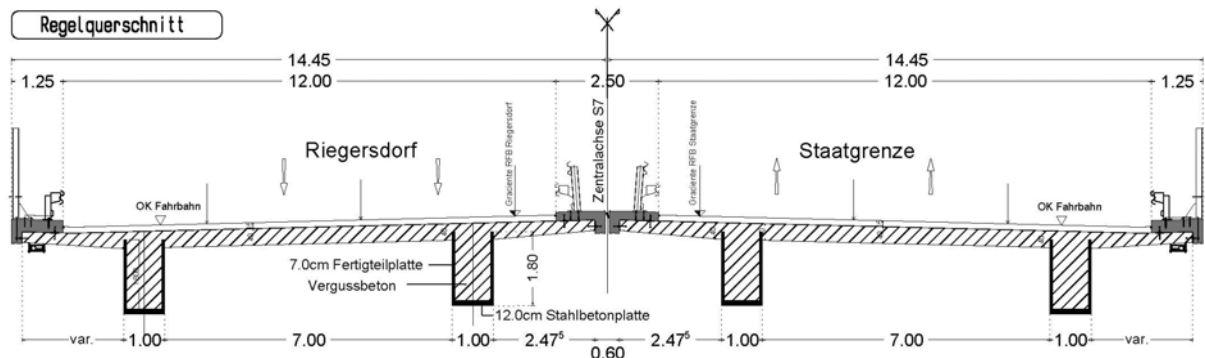


Abbildung IV-1: Regelquerschnitt Brücke über den Lahnbach bzw. über die Lafnitz

In einem ersten Schritt werden zunächst die Fundamente, die mittleren Pfeiler und die Widerlager hergestellt. Gleichzeitig läuft die Herstellung der Fertigteile für Brückenträger (Feldversuch im Maßstab 1:1,43) und Einhängeträger, sowie der Transport auf die Baustelle (Bauphase 1). Danach werden zwei Hilfspfeiler inklusive Führungsschienen aufgebaut, die für den Klappvorgang notwendig sind. Der zentrale Brückenteil (Druckstreben, Brückenträger 1 und 2) werden in vertikaler Position montiert (Bauphase 2). In den Bauphasen 3-4 findet die weitere Vorbereitung für das Absenken der Brücke mittels Litzenhebern statt.

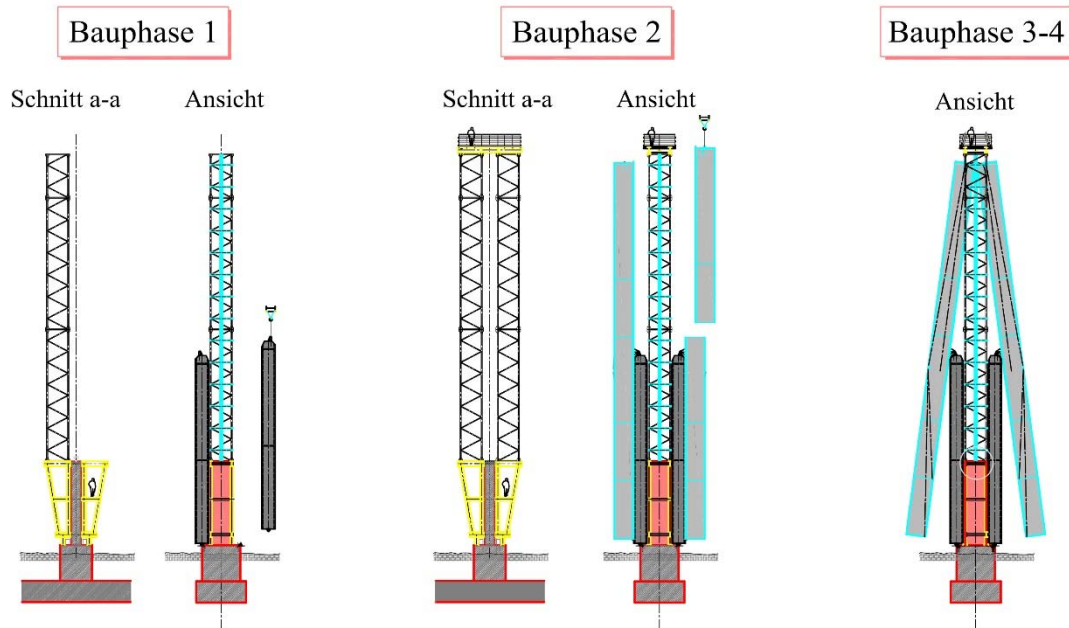


Abbildung IV-2: Bauphase 1-4

Während des Klappvorgangs (Bauphase 5) entstehen Druckkräfte in den Druckstreben bzw. Zugkräfte in den Zuggliedern, die durch das Spannglied aufgenommen werden. Die Bewegung der Druckstreben und Brückenträger ist durch die Drehachsen an Fuß und Kopf der Druckstreben vorgegeben (Abbildung IV-3).

In Bauphase 6 werden an den Druckstreben und an den Kragarmenden temporäre Abspannungen eingebaut, um das Ausbetonieren der Druckstreben zu ermöglichen.

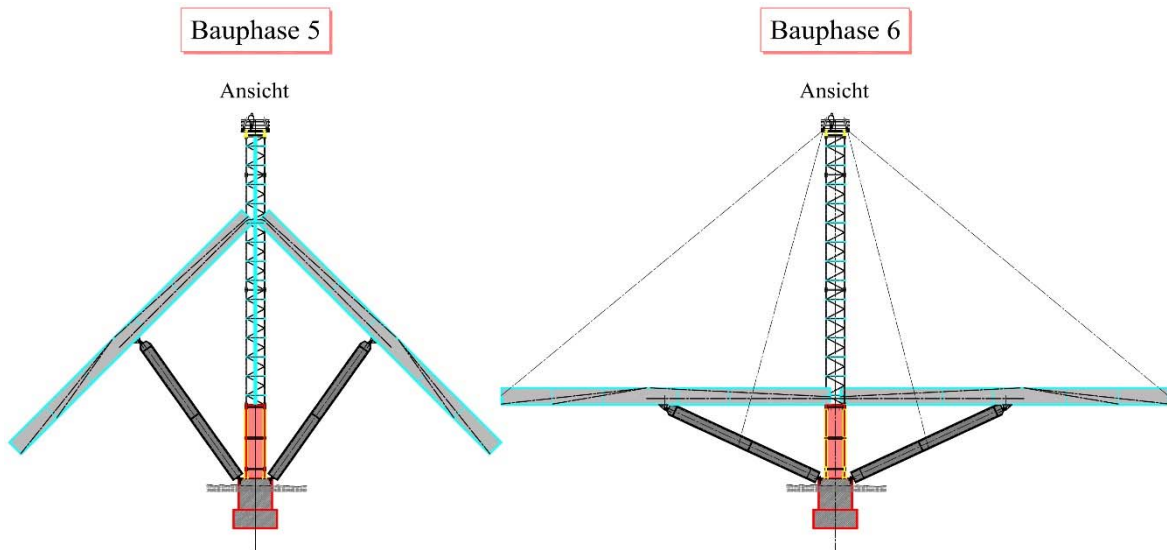


Abbildung IV-3: Bauphase 5 und 6

In Bauphase 7 wird mit der Montage der Einhängerträger begonnen. Zuerst werden die Abspannungen an den Kragarmenden vorgespannt und danach die Einhängerträger mit zwei Mobilkränen eingehoben

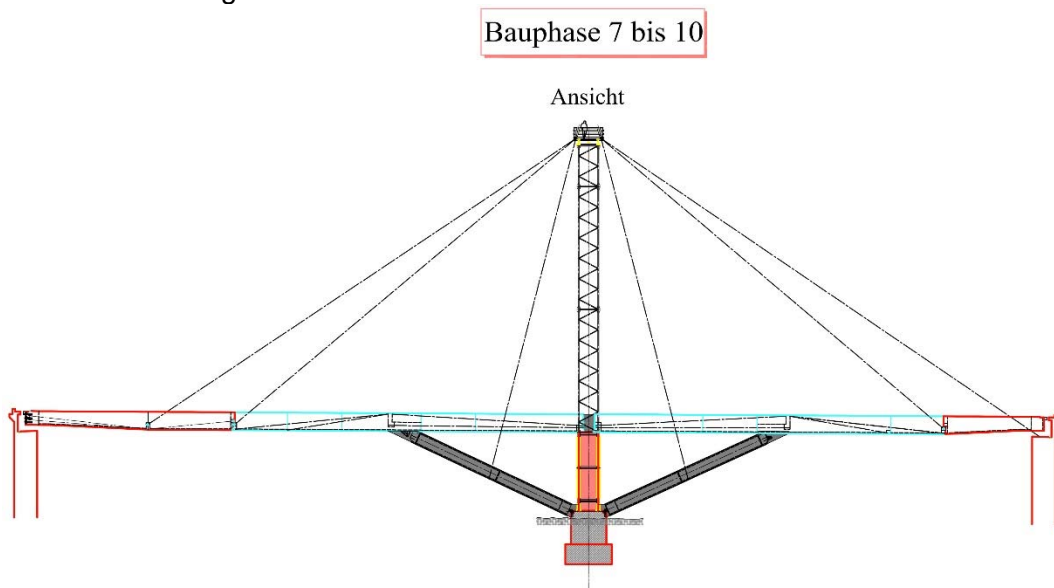


Abbildung IV-4: Bauphase 7-10

Der nächste Schritt der Montage ist die Verfüllung des Trogquerschnittes mit Beton, der in zwei Schritten erfolgt. In Bauphase 8a wird eine Schicht von 10-50 cm stufenweise betoniert. Um das Gewicht des Füllbetons zu tragen, werden die Abspannungen nachgespannt bzw. die eine durchgehende Vorspannung aktiviert. Die restliche Betonschicht von 118 cm wird in der Bauphase 8b betoniert.

In Bauphase 9 ist die zweite Betonschicht bereits erhärtet, so dass der Brückenträger nun durch einen Rechteckquerschnitt charakterisiert ist. Nach der Demontage der Abspannungen und der Hilfspfeiler kann mit den Betonierarbeiten der Fahrbahnplatte begonnen werden. Die Fahrbahnplatte wird mittels Verbundschalwagen in folgenden Abschnitten hergestellt (Bauphase 10):

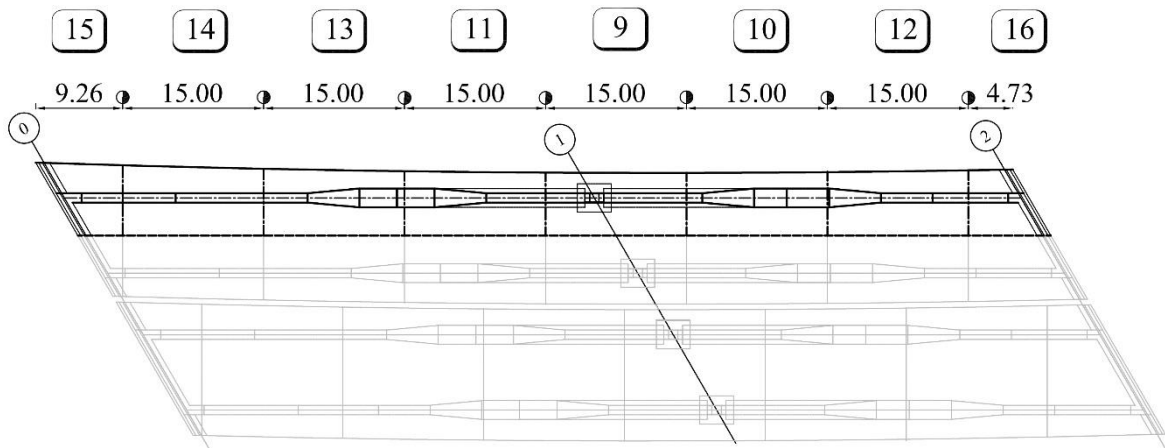


Abbildung IV-5: Bauphase 10–16 Betonieren der Fahrbahnplatte in Abschnitten

Mit der Errichtung der beiden Brückenobjekte über den Lahnbach und die Lafnitz werden zwei neue innovative Bauverfahren miteinander kombiniert. In der vorliegenden Arbeit und in der Dissertation von [10] wurde gezeigt, dass diese Bauverfahren reif für die Praxis sind. Mit hohen Erwartungen blickt man der Ausführung der beiden Objekte entgegen, um die neuen Entwicklungen in planungs- und ausführungstechnischer, sowie ökonomischer Hinsicht einem echten Praxistest zu unterziehen. In diesem Zusammenhang ist der ASFINAG hier besonderes für ihr Engagement zu danken, die Ergebnisse von Forschungsprojekten in konkrete Projekte einfließen zu lassen.

Literaturverzeichnis

- [1] Bundesministerium für Verkehr, „Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen“, Berlin, 2013.
- [2] U. Kuhlmann und A. Detzel, „Verbundbrücken,“ in *Handbuch Brücken*, Kassel, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010, pp. 271-281; 935-958.
- [3] R. Holst und K. H. Holst, *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton*. 6. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn GmbH Co. KG, 2014.
- [4] M. Kleiser, „Konstruktive Gestaltung von Brücken - eine ingeniose Tätigkeit,“ in *Brückentagung 2013*, Wien, 2013.
- [5] Leidfaden PRECO+, „bridgedesign.de,“ 24 09 2012. [Online]. Available: <http://www.bridgedesign.de/>. [Zugriff am 10 02 2015].
- [6] *Handbuch INTAB*, „arcelormittal.com,“ Juli 2010. [Online]. Available: http://sections.arcelormittal.com/fileadmin/redaction/4-Library/2-Steel_research_reports/3-Bridges/INTAB_Guide_DE.pdf. [Zugriff am 10 Februar 2015].
- [7] F. Aigner und T. Petraschek, „Betonbrücken,“ in *Handbuch Brücken*, G. Mehlhorn, Kassel, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010, pp. 249-261.
- [8] *The PCI Bridge Design Manual Steering Committee, part of the Transportation Activities Council, Precast Prestressed Concrete Bridge Design Manual Third Edition, Second Release, August 2014, Chicago: Precast/Prestressed Concrete Institute, August 2014.*
- [9] S. Foremniak und J. Kollegger, „Bridge Girders out of hollow wall elements and ultra-thin precast elements,“ *The 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, pp. 297-301, 21 07 2014.
- [10] S. Gmainer, *Brückenklappverfahren - Untersuchungen zur Entwicklung eines praxistauglichen Bauverfahrens*, Diss., 2011, Wien: Technische Universität Wien | Fakultät für Bauingenieurwesen | Institut für Tragkonstruktionen | E212, 2011.
- [11] F. Oberndorfer GmbH & Co KG, „Decke. Wand. Fertigteilbau - Produktkatalog,“ 05 01 2015. [Online]. Available: http://www.oberndorfer.at/fileadmin/user_upload/documents/Download/Produktinformationen/AT_DS_VER_0001-06_Produktkatalog.pdf. [Zugriff am 05 01 2015].
- [12] Sommer Anlagentechnik GmbH, [Online]. Available: <http://www.sommerlandshut.de>. [Zugriff am 05 06 2012].
- [13] Qualitätsgemeinschaft Doppelwand, Bayern, „<http://www.doppelwand.com>,“ [Online]. Available: <http://www.doppelwand.com>. [Zugriff am 16 05 2015].
- [14] Sika, *Sika Grout - 314 Produktdatenblatt*, 2011.
- [15] Europäisches Komitee für Normung, *DIN EN 1992-1-14: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*, 2011-01-00.
- [16] VSL International Ltd., *European Technical Approval No. ETA-06/0006*, Koeniz: European Organisation for Technical Approvals, 2011.
- [17] P. Egger, „Damping system for structures against dynamical hazards,“ in *EURODYN2011 8th International Conference on Structural Dynamics*, Leuven, Belgien, 2011.
- [18] S.-K. Park, *Zur Rissbildung von Stahlbetonträgern unter reiner Torsionsbeanspruchung*, Berlin: Technische Universität Berlin, 1994.

- [19] *F. Jablonski, Skriptum Fachbereich 4 - Produktionstechnik, Universität Bremen: Fachgebiet 15 - Technische Mechanik - Strukturmechanik.*
- [20] *K. Weinberg, Torsion nichtkreisförmiger Vollquerschnitte, Universität Siegen: Lehrstuhl für Festkörpermechanik, 2011.*
- [21] *F. Leonhardt, G. Schelling, Torsionsversuche an Stahlbetonbalken, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, 1974.*
- [22] *P. Lampert, B. Thürlimann, Torsionsversuche an Stahlbetonbalken, ETH Zürich: Instiut für Baustatik, 1968.*
- [23] *P. Lampert, P. Lüchinger, B.Thürlimann, Torsionsversuche an Stahl- und Spannbetonbalken, ETH Zürich: Institut für Baustatik, 1971.*
- [24] *B. Eichwalder, Brücken mit vorgespannten Doppelwandelementen, Wien: Technische Universität Wien | Fakultät für Bauingenieurwesen | Institut für Tragkonstruktionen | E212, 2012.*
- [25] *ASFINAG BAU MANAGEMENT GMBH, „Technischer Bericht Objekt S7.21 - Brücke über die Lafnitz,“ ASFINAG, Wien, 2012.*
- [26] *V. Vass und P. Takacs, Abschnittsweise Herstellung von Betonbrücken mit dem Brückenklappverfahren, dargestellt am Beispiel der Brücke über den Lahnbach, Wien: Technische Universität Wien | Fakultät für Bauingenieurwesen | Institut für Tragkonstruktionen | E212, 2013.*

Abbildungsverzeichnis

Abbildung I-1: Veröffentlichung der Zustandsnoten nach Brückenflächen deutscher Bundesfernstraße [1]....	1
Abbildung I-2: Schalwagen für ein Verbundbrücke [2]	4
Abbildung I-3: Prinzip-Skizze einer integralen Verbundbrücke mit einer Fahrbahnplatte aus Halbfertigteilen [6]	5
Abbildung I-4: Unterschied VFT-Technologie und VFT-WIB Bauweise [5]	5
Abbildung I-5: Spannbeton T-Fertigteilträger ohne Ortbeton – mit Längsfugen-Verguss und Quervorspannung [7]	6
Abbildung I-6: Spannbeton T-Fertigteilträger mit Ortbeton-Fahrbahnplatte und Quervorspannung [7]	7
Abbildung I-7: Spannbeton T-Fertigteilträger mit Ortbetonergänzung ohne Quervorspannung [7].....	7
Abbildung I-8: Querschnittstypen laut Appendix B - PCI Bridge Design Manual [8].....	8
Abbildung I-9: Querschnitt eine Brückenträgers aus Doppelwandelementen und Halbfertigteilplatten [9]....	9
Abbildung I-10: Druckstrebenbrücke nach dem Brückenklappverfahren [10].....	10
Abbildung I-11: Zugstrebenbrücke nach dem Brückenklappverfahren.....	10
Abbildung I-12: Druckstrebenbrücke nach dem Brückenklappverfahren mit Hilfspfeiler [10]	11
Abbildung I-13: Zugstrebenbrücke nach dem Brückenklappverfahren mit Hilfspfeiler [10].....	11
Abbildung I-14: Trogförmiger Fertigteilträger aus Gitterträgerdecken (l) bzw. Doppelwandelementen (r) ...	13
Abbildung I-15: Entwurf einer Autobahnüberführung – Prinzip-Skizze für das Bauen mit trogförmigen Halbfertigteil-Trägern und Halbfertigteil-Deckenelementen	14
Abbildung I-16: Versuchsgelände Fa. Oberndorfer in Gars am Kamp – Klappbrücke aus Fertigteilen hergestellt aus Gitterträgerdecken(l) - Ausbetonierter Fertigteilträger aus Gitterträgerdecken (m) – Versuchsträger aus Doppelwandelementen (r).....	16
Abbildung I-17: Absenken der trogförmigen Fertigteilträger mit dem Brückenklappverfahren	17
Abbildung II-1: Versuchsgelände Gars am Kamp.....	19
Abbildung II-2: Grundriss und Schnitt des Fertigteilträgers für die Klappbrücke.....	19
Abbildung II-3: Querschnitt des trogförmigen Brückenträgers	20
Abbildung II-4: Herstellung der Seitenwände aus Elementdecken	21
Abbildung II-5: Aufstellen der Wandelemente auf dem Schaltisch – Abschalen der Stoßfugen und Trägerenden	22
Abbildung II-6: Schalen der Querträger, Stegverstärkung und Umlenkstellen – Bauteile nach dem Ausschalen	23
Abbildung II-7: Anschweißen des aussteifenden Horizontalverbands	24
Abbildung II-8: Herstellen der Knotenverbindung für den Anschluss der Druckstreben	24
Abbildung II-9: Anlieferung des Brückenträgers – Einheben des Brückenträgers.....	25
Abbildung II-10: Querschnitt Druckstrebe	26
Abbildung II-11: Lasteinleitungsblock – Aufgestellte Seitenwangen mit einbetoniertem Lasteinleitungsblock	27
Abbildung II-12: Verlegen der Bewehrung von unterer und oberer Platte	27
Abbildung II-13: Verladen der fertigen Druckstrebe	28
Abbildung II-14: Ansicht und Grundriss des Einfeld-Brückenstegs.....	29
Abbildung II-15: Regelquerschnitte des Einfeld-Brückenstegs.....	29
Abbildung II-16: Produktion der Seitenwände	31
Abbildung II-17: Kammbewehrung als Anschlussbewehrung für einen Querträger.....	32
Abbildung II-18: Verankerungsblock mit Spanngliedverankerungen	32
Abbildung II-19: Umlenkstellen und Querträger für Belastungstest.....	33
Abbildung II-20: Schweißanschluss Verband - links durchgehende Naht – rechts unterbrochene Naht	33
Abbildung II-21: Einheben der Trägerstücke und Lagern auf temporäre Hilfsunterstellungen	34
Abbildung II-22: Auswirkung von Querschnittungenauigkeiten auf die Fugenausbildung	34
Abbildung II-23: Vorspannen des Einfeld-Brückenstegs	35
Abbildung II-24: 30 m langer vorgespannter, trögförmiger Fertigteilträger	36
Abbildung II-25: Ansicht Träger aus Doppelwänden	37
Abbildung II-26: Querschnitt des Versuchsträgers aus Doppelwandelementen.....	38
Abbildung II-27: Schemaskizze Hüllrohrstoß	39
Abbildung II-28: Schemaskizze Schubnase bei Vergussfuge	39
Abbildung II-29: Schnitt im Bereich der Streckmetallabschalung	41

Abbildung II-30: oben Eigengewichtsvorspannung – unten Versuchsvorspannung	41
Abbildung II-31: Querschnitte - Trägermitte - Trägerrand	41
Abbildung II-32: breiter Endverankerungsblock	43
Abbildung II-33: schmaler Endverankerungsblock.....	44
Abbildung II-34: Liegende Herstellung des Bewehrungskorbes – Einbau der Steckmetalabschalung für End- und Zwischenabschalungen.....	46
Abbildung II-35: Ansicht Bewehrungskorb - Muffenstöße.....	46
Abbildung II-36: Hüllrohrstoß an den Elementenden	47
Abbildung II-37: Schalungselement für Schubnasen.....	47
Abbildung II-38: Betonieren der 1. Halbschale der Doppelwandelemente.....	48
Abbildung II-39: Wendenstation.....	49
Abbildung II-40: Bewehrungskorb Querträger	50
Abbildung II-41: Übersicht Unterstellungen	51
Abbildung II-42: Einrichten der Unterstellungen	51
Abbildung II-43: Zusammensetzen der Elemente – links: Einschieben der Elemente – rechts: Einrichten des ersten Elements	52
Abbildung II-44: Fuge zwischen Endverankerungsblock und Randelement.....	52
Abbildung II-45: Abschaltung der Elementfugen – links: Abschaltung Bodenplatte – Mitte, rechts: Fugenabschalung.....	53
Abbildung II-46: Riss in der Vergussfuge durch Temperatureinwirkung	54
Abbildung II-47: Einbau der Spannglieder	55
Abbildung II-48: Zusammenstellen der Doppelwandelemente im Fertigteilverk	56
Abbildung II-49: Abschaltung der Stoßfugen und Verfüllen mit Vergussmörtel	57
Abbildung II-50: Abschaltung der Stoßfugen und Verfüllen mit Vergussmörtel	58
Abbildung II-51: Spannungen σ_{xx} im Versuchsträger – oben: Spannungen nach Anspannen der 2 x 2 Eigengewichtsspannglieder – unten: Spannungen nach Anspannen der zusätzlichen Transportsicherungsspannglieder	59
Abbildung II-52: Verladen des 30 m langen Fertigteilträgers und Einheben des Trägers auf dem Versuchsgelände.....	60
Abbildung II-53: Transport des Fertigteilträgers	60
Abbildung III-1: Ausbetonieren eines 30 m langen trogförmigen Fertigteilträger aus Elementdecken	61
Abbildung III-2: Statisches System des Versuchsträgers.....	62
Abbildung III-3: Übersichtsplan der applizierten Messmittel.....	63
Abbildung III-4: Setzdehnungsmessung - Messmarken	64
Abbildung III-5: Dehnmessstreifen – DMS mit Kautschukband-Abdichtung - Halbbrücke nach Entfernen der Abdeckfolie	64
Abbildung III-6: Auflagersituation Versuchsträger –Spannpresse am Endverankerungsblock - längsverschiebliches Rollenlager	65
Abbildung III-7: Vorspannen des Einfeld-Brückenstegs	67
Abbildung III-8: Querschnitte der Grenzfälle – links: Trogquerschnitt – rechts: Rechteckquerschnitt.....	70
Abbildung III-9: Regelquerschnitt desTrogquerschnitts – Regelquerschnitt des zur Hälfte ausbetonierten Querschnitts	87
Abbildung III-10: Bauphase 1 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}	90
Abbildung III-11: Bauphase 2 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}	91
Abbildung III-12: Bauphase 3 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}	92
Abbildung III-13: Bauphase 4 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}	93
Abbildung III-14: Bauphase 5 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}	94
Abbildung III-15: Bauphase 6 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}	95
Abbildung III-16: Bauphase 7 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}	96
Abbildung III-17: Bauphase 8 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}	97
Abbildung III-18: Bauphase 9 – Normalkraft- und Momentenverlauf – resultierende Spannungen σ_{xx}	98
Abbildung III-19: Vergleich der Spannungen in den unterschiedlichen Bauphasen in Feldmitte.....	102
Abbildung III-20: Vergleich der Spannungen in den unterschiedlichen Bauphasen an den Umlenkstellen ...	103
Abbildung III-21: links: Bügelbewehrungskonzept eins Plattenbalkensteges mit trogförmigen Fertigteilen – rechts: Bügelbewehrung in FT, Torsionslängsbewehrung eingefädelt bzw. Bügelbewehrung in Füllbeton..	105
Abbildung III-22: Ansicht und Grundriss Torsions-Versuchsträger	106
Abbildung III-23: Querschnitt durch den Torsionsversuch-Aufbau	107

Abbildung III-24: Lasteinleitung – links: Pressenanordnung auf Zugseite – rechts: Kraftmessdose unter der Presse auf Druckseite.....	107
Abbildung III-25: Momentenverlauf des Torsionsmomentes.....	108
Abbildung III-26: Kraftmessdosen zur Bestimmung der Auflagerreaktionen	108
Abbildung III-27: Sicherung des Auflagers gegen Abheben - Herstellung der Absicherung gegen Abheben.	109
Abbildung III-28: Profile für DMS.....	110
Abbildung III-29: Anordnung der DMS in den Profilen.....	110
Abbildung III-30: Anordnung der DMS als gleichseitiges Dreieck	110
Abbildung III-31: Anordnung der DMS auf der Bügelbewehrung	111
Abbildung III-32: Wegaufnehmer an der Unterseite des Versuchsträgers	111
Abbildung III-33: ebener Spannungszustand [18].....	113
Abbildung III-34: ebener Hauptspannungszustand [18].....	113
Abbildung III-35: reiner Schubspannungszustand [18].....	113
Abbildung III-36: Verlauf der Vorspannkraft	114
Abbildung III-37: Spannungsverläufe aus Eigengewicht und Vorspannung	115
Abbildung III-38: Spannungsverläufe durch Torsion.....	115
Abbildung III-39: Untersuchungspunkte am Querschnitt	115
Abbildung III-40: Torsionswiderstand im Zustand I	116
Abbildung III-41: Trägerhälfte mit der Mindestbewehrung für Biegung	117
Abbildung III-42: Trägerhälfte mit der Torsionsbewehrung	117
Abbildung III-43: Messergebnisse der Kraftmessdosen	121
Abbildung III-44: Momentenentwicklung	122
Abbildung III-45: Momentenentwicklung bis zum Ausfall der Kraftmessdosen	123
Abbildung III-46: DMS Profil I Fläche 0	124
Abbildung III-47: DMS Profil I Fläche 3	125
Abbildung III-48: DMS Profil III Fläche 1	126
Abbildung III-49: DMS Profil III Fläche 3	127
Abbildung III-50: DMS Profil II Fläche 0	128
Abbildung III-51: Risse in der rechten Trägerhälfte - Laststufe 903 kNm	129
Abbildung III-52: Risse in der Oberseite des Versuchsträgers - Laststufe 903 kNm.....	129
Abbildung III-53: Rissbild der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm.....	130
Abbildung III-54: Risse in der Vorderseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm	130
Abbildung III-55: Risse in der Hinterseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm	131
Abbildung III-56: Rissbild der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm	131
Abbildung III-57: Risse in der Vorderseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm.....	131
Abbildung III-58: Risse in der Hinterseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm.....	132
Abbildung III-59: Risse in der Oberseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm.....	132
Abbildung III-60: Rissbild der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten.....	133
Abbildung III-61: Rissbild der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten	133
Abbildung III-62: Risse in der Vorderseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten	134
Abbildung III-63: Risse in der Vorderseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten	134
Abbildung III-64: Risse in der Hinterseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten	134
Abbildung III-65: Rissbild der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm.....	135
Abbildung III-66: Risse in der Hinterseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm	135
Abbildung III-67: Rissbild der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm	136
Abbildung III-68: Risse in der Vorderseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm.....	136
Abbildung III-69: Versagensstelle in der rechten Versuchsträgerhälfte	136
Abbildung III-70: DMS auf der Bügelbewehrung	137
Abbildung III-71: Freigelegte Bewehrung im Bereich des Bruches	138
Abbildung III-72: Verdrehungswinkel	139
Abbildung III-73: Torsionsmoment - Verdrehungswinkel	140
Abbildung III-74: E-Modul.....	141
Abbildung III-75: Spanngliedschema für die Errichtung einer Zweifeld-Brücke mit trogförmigen Fertigteilen	143

<i>Abbildung III-76: Schnitt im Bereich Anschluss Querträger an FT-Seitenwandelement</i>	<i>144</i>
<i>Abbildung III-77: Grundriss und Schnitt des Versuchsträgerstück</i>	<i>145</i>
<i>Abbildung III-78: Probelastung der Querträger zur Verankerung von 6 Monolitzen in einem trogförmigen Fertigteilträger aus Elementdecken</i>	<i>146</i>
<i>Abbildung III-79: Systemschnitt – Versuchsaufbau zentrischer Druckversuch.....</i>	<i>148</i>
<i>Abbildung III-80: links: Versuchsträger am Versuchsgelände – rechts: Versuchsträger nach Einbau der Spannlieder, Spannpressen und Sicherungslitzen gegen schlagartiges Ausweichen der Elemente</i>	<i>149</i>
<i>Abbildung III-81: Längsverschiebliches Lager des Versuchsträgers aus Doppelwandelementen</i>	<i>150</i>
<i>Abbildung III-82: Übersichtsplan Messstellen zweiter Versuchsträger (Zusammensetzung im Fertigteilwerk)</i>	<i>151</i>
<i>Abbildung III-83: Ermittlung der Spannstahlverlängerung</i>	<i>155</i>
<i>Abbildung III-84: Querverschiebung und Querverdrehung des Fertigteilträgers in Feldmitte.....</i>	<i>158</i>
<i>Abbildung III-85: Versagensstelle Versuchsträger 1 – Versagensmodell der Krafteinleitungsstelle.....</i>	<i>169</i>
<i>Abbildung III-86: Versagen der Lasteinleitungsstelle- Versuchsträger 1</i>	<i>170</i>
<i>Abbildung III-87: Spannungsverteilung – links: Feldmitte – rechts: Umlenkstelle (Versagensbereich)</i>	<i>171</i>
<i>Abbildung IV-1: Regelquerschnitt Brücke über den Lahnbach bzw. über die Lafnitz.....</i>	<i>175</i>
<i>Abbildung IV-2: Bauphase 1-4</i>	<i>175</i>
<i>Abbildung IV-3: Bauphase 5 und 6</i>	<i>176</i>
<i>Abbildung IV-4: Bauphase 7-10</i>	<i>176</i>
<i>Abbildung IV-5: Bauphase 10–16 Betonieren der Fahrbahnplatte in Abschnitten</i>	<i>177</i>

A ANHANG A

B ANHANG B

Berechnungsblatt - Kriechzahlen lt. EN 1992-1-1

Bauteil	Fertigteilträger			
Beton	Bauteilabmessung		Angaben zum Betrachtungszeitraum	
f_{cm}	51 N/mm ²		t_0	48 Tage
f_{ck}	43 N/mm ²		t_1	49 Tage
Umgebung				
RH	75 %		t_2	245 Tage
T	21,00 °		t_{∞}	17800 Tage
			σ_c	24 N/mm ²

Beiwerte zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit

$\alpha_1 = 0,76622913$ $\alpha_2 = 0,92674365$ $\alpha_3 = 0,82679728$

Grundzahl des Kriechens Φ_0

$\Phi_{RH} = 1,45253514$ für $f_{cm} < 35$ N/mm²
 $\Phi_{RH} = 1,24808793$ für $f_{cm} > 35$ N/mm² <=====

$\beta_{(f_{cm})} = 2,34787138$
 $\beta_{(t_0)} = 0,44073375$

$\Phi_0 = 1,2915041$

Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Einwirkung des Kriechens $\beta_{(t,t_0)}$

$\beta_H = 540,862643 \leq 1500$ für $f_{cm} < 35$
 $\beta_H = 497,561964 \leq 1500 \alpha_3$ für $f_{cm} > 35$ <=====

$\beta_{(t_1,t_0)} = 0,1551259$
 $\beta_{(t_2,t_0)} = 0,6852145$
 $\beta_{(t_{\infty},t_0)} = 0,9917414$

Kriechenzahl $\Phi_{(t,t_0)}$ lt. EN 1992-1-1: 2004 ANHNG B

$\Phi_{(t_1,t_0)} = 0,2003457$

$\Phi_{(t_2,t_0)} = 0,8849574$

$\Phi_{(t_{\infty},t_0)} = 1,2808381$

Berechnungsblatt - Kriechzahlen lt. EN 1992-1-1

Berücksichtigung der Nicht-Linearität bei hohen Druckspannungen **lt. EN 1992-1-1: 2004**

$$\sigma_c = 24 \text{ N/mm}^2 > 19 \text{ N/mm}^2 = 0,45 \cdot f_{ck}$$

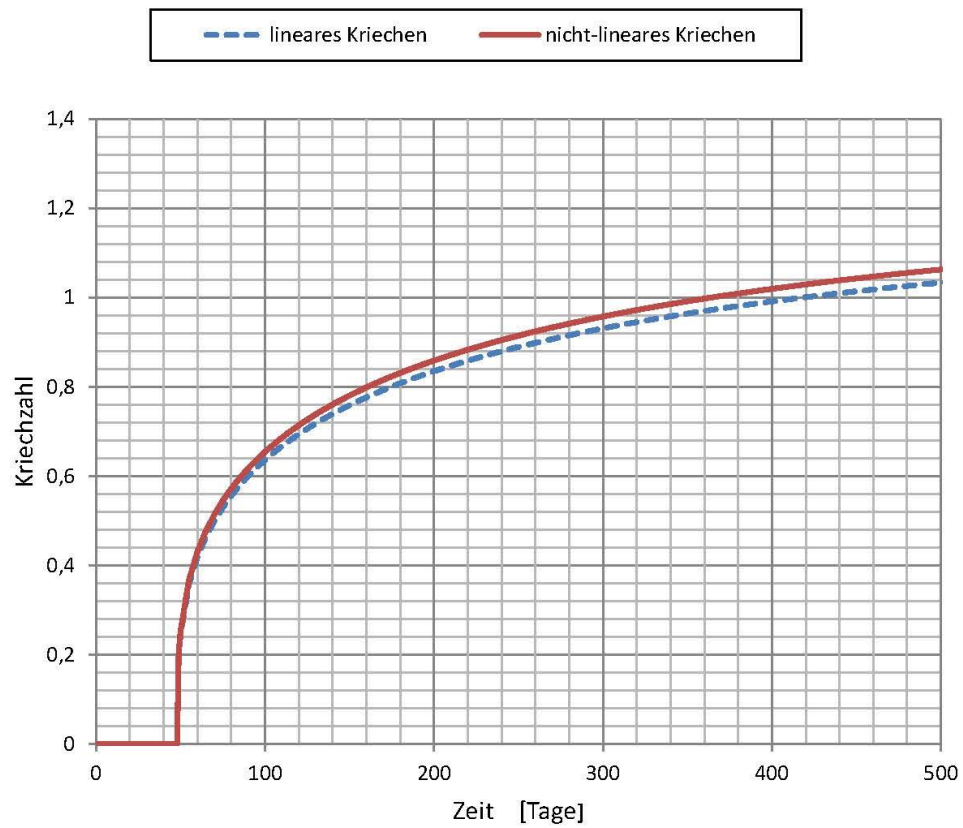
Nicht-Linearität muss berücksichtigt werden

$$k_c = 0,469$$

$$\Phi_{k(t1,t0)} = 0,20606042$$

$$\Phi_{k(t2,t0)} = 0,91020014$$

$$\Phi_{k(t\infty,t0)} = 1,31737307$$



Berechnungsblatt - Kriechzahlen lt. EN 1992-1-1

Bauteil	RECHTECKQUERSCHNITT	
Beton	Bauteilabmessung	Angaben zum Betrachtungszeitraum
f_{cm} 49,92 N/mm ²	h 1440 mm	t_0 48 Tage
f_{ck} 42 N/mm ²	b 700 mm	t_1 49 Tage
	u 4280 mm	t_2 196 Tage
	h ₀ 471 mm	t_{∞} 17800 Tage
Umgebung		σ_c 24 N/mm ²
RH 75 %		
T 21,00 °		

Beiwerte zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit

$\alpha_1 = 0,779929644$ $\alpha_2 = 0,93144817$ $\alpha_3 = 0,83733016$

Grundzahl des Kriechens Φ_n

$\Phi_{RH} = 1,32131013$ für $f_{cm} < 35$ N/mm²
 $\Phi_{RH} = 1,16486843$ für $f_{cm} > 35$ N/mm² <-----

$\beta_{(f_{cm})} = 2,37778177$
 $\beta_{(t_0)} = 0,44073375$

$\Phi_0 = 1,2207456$

Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Enwirkung des Kriechens $\beta_{(t,t_0)}$

$\beta_H = 1062,59023 \leq 1500$ für $f_{cm} < 35$
 $\beta_H = 1021,92277 \leq 1500 \alpha_3$ für $f_{cm} > 35$ <-----

$\beta_{(t_1,t_0)} = 0,1250395$
 $\beta_{(t_2,t_0)} = 0,5378131$
 $\beta_{(t_{\infty},t_0)} = 0,983349$

Kriechzahl $\Phi_{(t,t_0)}$ lt. EN 1992-1-1: 2004 ANHNG B

$\Phi_{(t_1,t_0)} = 0,1526414$

$\Phi_{(t_2,t_0)} = 0,656533$

$\Phi_{(t_{\infty},t_0)} = 1,200419$

Berechnungsblatt - Kriechzahlen lt. EN 1992-1-1

Berücksichtigung der Nicht-Linearität bei hohen Druckspannungen**lt. EN 1992-1-1: 2004**

$$\sigma_c = 24 \text{ N/mm}^2 > 19 \text{ N/mm}^2 = 0,45 \cdot f_{ck}$$

Nicht-Linearität muss berücksichtigt werden

$$k_\sigma = 0,481$$

$$\Phi_{k(t_1, t_0)} = 0,15985149$$

$$\Phi_{k(t_2, t_0)} = 0,68754463$$

$$\Phi_{k(t_\infty, t_0)} = 1,25712139$$

