

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (<http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/>).



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN

VIENNA
UNIVERSITY OF
TECHNOLOGY

Institut für Tragkonstruktionen

Betonbau

o. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.

Karlsplatz 13 / E212, A-1040 Wien

Diplomarbeit zum Thema

Schubversuche an ausgebauten Brückenträgern aus Spannbeton der Salzachbrücke in Werfen

Master´s Thesis

ausgeführt am

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau,
Technische Universität Wien

unter der Anleitung von

o. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.
Dipl.-Ing. Dr. techn. Markus Vill

Verfasst von

Harald Torghele

Franz-Linher-Weg 10, 5700 Zell am See

E 610 / 00 26 719

Wien im Frühjahr 2007

Kurzfassung

Schon zu Beginn der 50er Jahre wurde Spannbeton vermehrt für den Bau von Brückentragwerken eingesetzt. Viele dieser Tragwerke werden noch immer genutzt. Hierbei stellt sich nun die Frage, ob noch ausreichende Tragfähigkeiten und Gebrauchstauglichkeiten nach dem heutigen Stand der Technik vorausgesetzt werden können.

Im Zuge des Abbruchs der im Jahr 1952 eröffneten Bahnhofsbrücke in Werfen erhielt das Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau der TU – Wien im Jahr 2005 die Möglichkeit, Versuche zum Schubtragverhalten durchzuführen. Das Brückentragwerk wurde als Durchlaufträger über zwei Felder mit einer jeweiligen Stützweite von 31,30 m ausgeführt.

Für diesen Zweck wurden in der vorliegenden Arbeit drei Versuchsaufbauten entwickelt, die es ermöglichen, pro Belastungsversuch Ergebnisse über das Schubtragverhalten von zwei ausgebauten Plattenbalken zu erhalten. Die zwei Versuchsträger wurden während der Abbrucharbeiten des Brückentragwerks ausgebaut. Beide Träger waren 14 m lang und hatten eine Plattenbreite von 1,05 m. Der Versuchsaufbau, der mittels der zwei Träger hergestellt wurde, bildete mit Stahlträgern und einem speziellen Vorspannsystem ein geschlossenes Kräftesystem ohne zusätzlichen Prüfraumen.

Nach dem Ausbau der Versuchsträger wurde die Lage der Bewehrung mit einem Profometer sowie die Betonfestigkeit mit dem Schmidt-Hammer bestimmt. Die Eigenschaften der verwendeten Baustoffe, Beton, schlaffe Bewehrung und Spannstahl wurden, anhand entnommener Proben, im Labor untersucht.

Während der Belastungsversuche wurden Dehnungs- sowie Verformungsmessungen durchgeführt und die Entwicklung der Rissbildung an den Spannbetonträgern dokumentiert.

Die Arbeit beinhaltet Grundlagen der Querkrafttheorie, der Versuchsplanung und Durchführung sowie deren Auswertung, die vorhergehende FE - Simulation der Versuchsabläufe und die Berechnung der maximal zulässigen Belastung des ursprünglichen Brückentragwerks nach unterschiedlichen Normen.

Abstract

At the beginning of the fifties of the last century the use of prestressed concrete for bridge constructions increased rapidly in Austria. Many of these buildings are still in use. Therefore, the question arises whether sufficient load-carrying-capacities and serviceabilities (according to the state current of the art) can still be ensured or not.

In the course of the demolition of the railroad station bridge in Werfen, which was put into operation in 1952, the Institute for Structural Engineering at TU Vienna got the possibility to conduct tests concerning the shear load bearing capacity. The bridge construction was designed as a continuous beam spanned over two fields with a respective supporting distance of 31.30 m.

Within this thesis three test setups were developed, allowing to get information about the shear load bearing capacity of two separated tee beams. The beams were removed during the demolition work of the bridge. Both beams were 14 m long with a plate width of 1.05 m. The test setup, consisting of the two tee beams together with steel girders and a special preload system, was designed as a closed force system without an extra test frame.

After the removal of the two tee beams the reinforcement was located with non destructive test methods. The mechanical properties of the used building-materials (concrete, reinforcement, and prestressing steel) were determined from material samples tested in the laboratory.

During the load tests strain as well as deformation measurements were conducted, and the development of crack initiation in the beams was recorded continuously.

The thesis contains basics of the shear force theory, the test planning and execution as well as its evaluation, the previous calculated finite element simulation of the test procedures, and the calculation of the ultimate load of the bridge structure according to various standards.

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei den Menschen bedanken durch deren Mithilfe und Unterstützung ein rasches und unkompliziertes Erstellen dieser Arbeit ermöglicht wurde.

Dieser Dank gilt vor allem Herrn o. Univ. Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng. und seinem gesamten Team vom Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau für die ausgezeichnete Betreuung und für die freundliche Aufnahme.

Herrn Dipl.-Ing. Dr. techn. Markus Vill danke ich besonders für die tatkräftige Unterstützung bei der Durchführung der Versuche in Bischofshofen, als auch für die unkomplizierte Betreuung und das kollegiale Verhältnis während der Ausarbeitung der vorliegenden Arbeit im letzten Jahr.

Mein Dank gilt auch Herrn Dipl.-Ing. Herbert Pardatscher sowie dem Bauleiter der Baufirma GTB Herrn Bmstr. Ing. Rupert Fritzenwallner und den Arbeitern der Baufirma für die Unterstützung bei der Versuchsdurchführung.

Mit der Fertigstellung dieser Arbeit endet nun auch ein weiterer Lebensabschnitt. Aus diesem Grund gilt mein Dank auch den vielen Menschen, die mich in den letzten Jahren unterstützt und gefördert haben.

Besonders bedanken möchte ich mich bei meinen Eltern, die mich immer gefördert und tatkräftig unterstützt haben.

Bei Sabine bedanke ich mich recht herzlich für die Unterstützung beim Erstellen der Graphiken und für den Beistand in den letzten Jahren.

Ein ganz besonderer Dank gilt meinem langjährigen Mitbewohner und Mitstreiter Daniel, mit dem ich viele aufregende Momente in Wien erleben durfte.

Zu aller letzt möchte ich mich bei meinen Studienkollegen, Freunden und dem biz bedanken, durch die mir in den letzten Jahren nie langweilig wurde.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	I
Abstract	II
Danksagung	III
Inhaltsverzeichnis	IV
1 Einleitung	7
1.1 Zielsetzung der Arbeit	8
1.2 Grundlagen der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen	9
1.2.1 Allgemeines	9
1.2.2 Schubtragverhalten von Bauteilen im ungerissenen Zustand	10
1.2.3 Schubtragverhalten von Bauteilen im gerissenen Zustand	10
1.2.4 Arten des Schubversagens	12
1.3 Beschreibung des Brückentragwerks	14
1.3.1 Konstruktionsprinzip	14
2 Planung der Versuche und Baustoffprüfungen	16
2.1 Allgemeines	16
2.2 Vorbereitungsarbeiten	16
2.2.1 Ausbau der Versuchsträger	16
2.3 Beschreibung der Versuchsträger	18
2.3.1 Geometrie der Versuchsträger	18
2.3.2 Bewehrung	19
2.4 Eigenschaften der Baustoffe	21
2.4.1 Beton	21
2.4.2 Schlaffe Bewehrung	23
2.4.3 Spannstahl	25
2.4.3.1 Visuelle Untersuchung	25
2.4.3.2 Zugversuch	27
2.4.3.3 Untersuchung der chemischen Zusammensetzung	28
2.4.3.4 Metallografische Untersuchung	28
2.4.3.5 Härteprüfung	31
2.5 Aufbau der Versuchseinrichtung	32
2.6 Messeinrichtung und Messdatenerfassung	38
2.7 Berechnung mittels FE - Programm ATENA	40
2.7.1 Allgemeines	40
2.7.2 Berechnung des Belastungsversuches 1 (V 1)	41
2.7.3 Berechnung des Belastungsversuches 2 (V 2)	44
2.7.4 Berechnung des Belastungsversuches 3 (V 3)	46
3 Versuchsdurchführung	49
3.1 Vorspannen der Auflager	49
3.2 Belastungsversuch V 1	52
3.3 Belastungsversuch V 2	55
3.4 Belastungsversuch V 3	56
4 Versuchsauswertung	61

4.1	Belastungsversuch V1	61
4.1.1	Laststufen V1	61
4.1.2	Durchbiegungsmessung V1	64
4.1.3	Dokumentation der Rissentstehung V1	66
4.1.4	Ergebnisse der Messwertaufnehmer V 1	69
4.1.5	Zusammenfassung und Resümee des 1. Belastungsversuches	71
4.2	Belastungsversuch V3	72
4.2.1	Laststufen V3	72
4.2.2	Durchbiegungsmessung V3	75
4.2.3	Dokumentation der Rissentstehung V3	77
4.2.4	Ergebnisse Messwertaufnehmer V 3	79
4.2.5	Zusammenfassung und Resümee des 3. Belastungsversuches	81
5	Berechnung des Querkrafttragverhaltens nach div. Normen und Ermittlung des max. zul. Sonderfahrzeugs	82
5.1	Allgemeines	82
5.2	Berechnung nach B 4250 (01.Juli.1989) [12]	83
5.2.1	Verwendete Baustoffe und Kennwerte	83
5.2.2	Nachweis der Beanspruchung des Betons durch Querkraft	84
5.2.3	Aufnahme der schrägen Zugkräfte durch Bewehrung	85
5.2.4	Querkraftkomponente der geneigten Spannkraft	86
5.2.5	Mindestschrägzugbewehrung	86
5.3	Berechnung nach Ö-Norm B 4750 [7]	87
5.3.1	Verwendete Baustoffe und Kennwerte	87
5.3.2	Querkrafttragfähigkeit der Betondruckstreben	88
5.3.3	Querkrafttragfähigkeit der Schrägzugbewehrung	89
5.3.4	Querkraftkomponente der geneigten Spannkraft	89
5.3.5	Mindestschrägzugbewehrung	90
5.4	Berechnung nach EN 1992-1-1 EUROCODE 2 [10]	91
5.4.1	Verwendete Baustoffe und Kennwerte	91
5.4.2	Querkrafttragfähigkeit der Betondruckstreben	92
5.4.3	Querkrafttragfähigkeit der Schrägzugbewehrung	93
5.4.4	Querkraftkomponente der geneigten Spannkraft	93
5.4.5	Mindestschrägzugbewehrung	94
5.5	Berechnung des maximal zulässigen Sonderfahrzeugs nach EN 1991-2 Eurocode 1 [13]	95
5.5.1	Berechnung der einwirkenden Querkraft aufgrund ständiger Lasten	95
5.5.2	Berechnung des jeweils maximal zulässigen Sonderfahrzeugs	96
6	Zusammenfassung und Ausblick	100
7	Abbildungen, Tabellen und Literatur	102
7.1	Abbildungsverzeichnis	102
7.2	Tabellenverzeichnis	105
7.3	Literaturverzeichnis	106
8	Anhang	108

8.1	Anhang A: Darstellung aller Ergebnisse der Messwertaufnehmer	108
8.1.1	Belastungsversuch V 1	108
8.1.2	Belastungsversuch V 3	109
8.2	Anhang B: Querkrafteinwirkung durch Sonderfahrzeuge	111
8.3	Anhang C: Foto – Dokumentation	113
8.3.1	Rissentwicklung Belastungsversuch V 1	113
8.3.2	Rissentwicklung Belastungsversuch V 3	114
8.3.3	Abbruch der Versuchseinrichtung	116

1 Einleitung

Das Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau der TU - Wien erhielt im Jahr 2005 den Forschungsauftrag zur Durchführung von zerstörenden Belastungsversuchen an der Salzachbrücke in Werfen (siehe Abb. 1-1). Die Marktgemeinde Werfen liegt im Salzachtal im Pongau am Fuß des Hagen- und Tennengebirges. Die Brücke verbindet das Ortszentrum mit dem am anderen Ufer der Salzach gelegenen Bahnhof der Westbahnstrecke. Die erste Bahnhofsbrücke wurde im Jahr 1876 zusammen mit der Bahnhofstrasse erbaut, um den sicheren Anschluss an die im gleichen Jahr eröffnete Westbahn zu ermöglichen. Die in Rahmen dieser Diplomarbeit untersuchte Brücke wurde Anfang der 50er Jahre geplant und erbaut. Laut [3] wurde die Bahnverbindungsbrücke am 28. September 1952 durch den damaligen Landeshauptmann Dr. Josef Klaus dem öffentlichen Verkehr übergeben. Durch den Abbruch des Tragwerks und die Errichtung einer neuen Brücke bestand die Möglichkeit durch Versuche, sowohl die Tragfähigkeit, insbesondere die Schubtragfähigkeit, als auch die Dauerhaftigkeit der 50 Jahre alten Spannbetonträger der Brücke mittels verschiedener Versuche näher zu untersuchen.



Abb. 1-1: Ansicht der Bahnhofsbrücke Werfen

Der Abtrag der Brücke erfolgte im Oktober 2005. Für die geplanten Versuchsanordnungen wurden zwei Träger mit einer Länge von jeweils ca. 14 m vom übrigen Tragwerk entnommen. Dies geschah (Blickrichtung flussabwärts) im linken Auflagerbereich (siehe Abb. 1-9). Die beiden Spannbetonstege mit Plattenquerschnitt wurden nach dem Ausheben mittels Tieflader zum ÖBB Brückenbauhof in Bischofshofen transportiert. Dort wurden die Träger gegen Witterung geschützt. Vom 8. bis 12. Mai 2006 erfolgte die Durchführung der Versuche.

1.1 Zielsetzung der Arbeit

In Deutschland wurde die erste Norm DIN 4227 „Spannbetonrichtlinien für die Bemessung und Ausführung“ zur Berechnung von Spannbetontragwerken im Jahre 1953 herausgegeben. Diese Norm wurde in den 50er Jahren auch in Österreich für die Planung und den Bau einiger Spannbetontragwerke herangezogen. Die erste Ö-Norm für Spannbeton wurde 1974 veröffentlicht.

Wie in [1] beschrieben, war erst nach Herausgabe der „Zusätzlichen Bestimmungen zu DIN 4227“ im Jahre 1966 ein Nachweis der Schubbewehrung sowie die Anordnung einer Mindestbewehrung vorgeschrieben. Bis zu diesem Zeitpunkt musste bei Nichterreichen eines bestimmten Grenzwertes der Hauptzugspannungen unter Bruchlast keine Schubbewehrung berechnet und nur konstruktive Bewehrung eingelegt werden.

In der vorliegenden Arbeit wird das Schubtragverhalten der beiden Spannbetonträger untersucht. Für dieses Vorhaben wurden drei Versuchsaufbauten entwickelt. Bei diesen teilweise zerstörenden Belastungsversuchen wurden sowohl die Pressenkraft und der Pressenweg als auch Verformungen, Dehnungen, Risse und deren Rissbreiten der Träger gemessen.

Zusätzlich sollten Aufschlüsse über die Dauerhaftigkeit des Tragwerks gewonnen werden. Hierfür wurden einzelne Baustoffkennwerte von Beton, der schlaffen Bewehrung und des Spannstahls analysiert.

Vor der Durchführung der Versuche wurden Betonzylinder zur Untersuchung an der technischen Versuchs- und Forschungsanstalt der TU - Wien (TVFA) entnommen. Die Proben des Spannstahls und der schlaffen Bewehrung wurden am Ende der Versuche entnommen und im Prüflabor der Austria Draht AG in Bruck an der Mur und an der TVFA getestet.

Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit können als Grundlage für die Beurteilung der Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit existierender Spannbetontragwerke dienen.

1.2 Grundlagen der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen

Im folgenden Kapitel wird die Entstehung der Querkraft und deren Einfluss auf Betontragwerke erläutert. Es wird das Schubtragverhalten von Bauteilen mit und ohne Schubbewehrung erklärt. Ebenfalls werden die wesentlichsten Schubversagensmechanismen bei schubbewehrten Bauteilen gezeigt.

1.2.1 Allgemeines

Wenn bei einem Träger längs der Achse veränderliche Biegemomente $M(x)$ (siehe Abb. 1-2) auftreten, erzeugen diese stets Querkräfte $V(x) = \frac{dM}{dx}$.

(1.1)

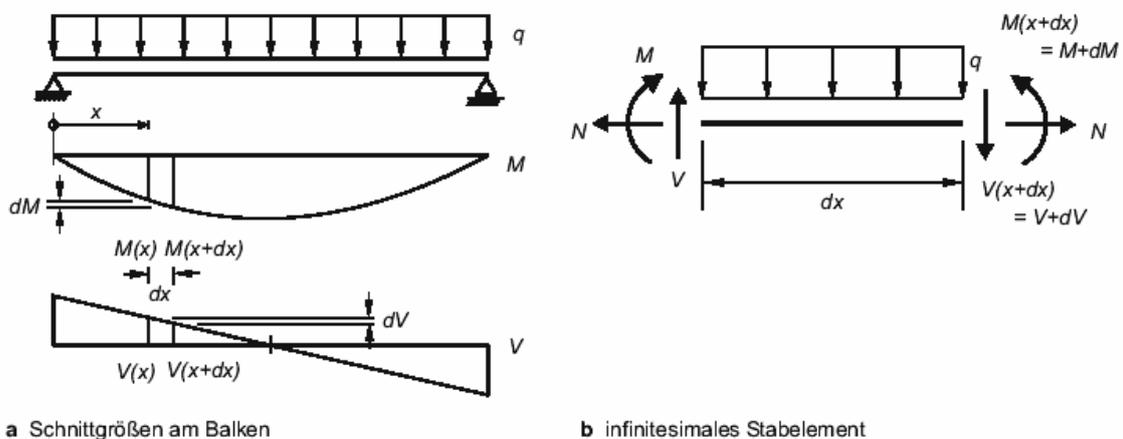


Abb. 1-2: Verknüpfung von Biegemoment und Querkraft aus [11]

Die durch die veränderliche Biegebeanspruchung hervorgerufenen, in ihrer Größe unterschiedlichen, Zug- und Druckkräfte müssen zur Herstellung des Gleichgewichts mit Querkraften, die im Steg wirken, gekoppelt werden. Die Beanspruchung von Betonbauteilen setzt sich meist aus Biegemomenten, Querkraften und Normalkraften zusammen. Bei Balken unterscheidet man bei Erreichen der Grenztragfähigkeit, je nach Größe der Beanspruchungen, zwischen Schub- und Biegeversagen. Bei beiden Fällen versagt entweder der Beton auf Druck oder der Stahl beim Erreichen der Zugfestigkeit.

Wird die Betonzugfestigkeit nicht überschritten, bleibt der Querschnitt im Zustand I. Ist die Betonzugfestigkeit aufgrund zu hoher Beanspruchung überschritten, treten Risse auf und der Querschnitt befindet sich im Zustand II.

1.2.2 Schubtragverhalten von Bauteilen im ungerissenen Zustand

Bei ungerissenen Stahlbetonbauteilen stellt sich, wie bei allen homogenen Bauteilen, ein zweiachsiger Spannungszustand ein. Es wirken lediglich Zug- und Druckspannungen, die so genannten Hauptspannungen σ_1 und σ_2 .

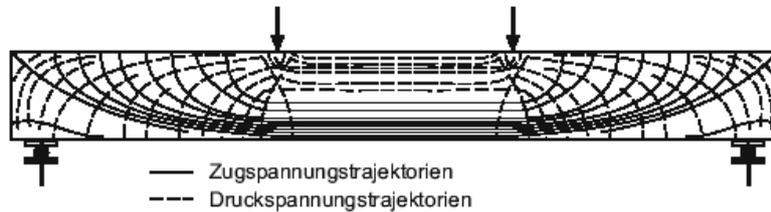


Abb. 1-3: Hauptspannungen eines ungerissenen Balkens aus [11]

In Abb. 1-3 ist ein durch zwei Einzellasten beanspruchter Einfeldträger dargestellt. Das gezeichnete Netz der Druckspannungs- und Zugspannungstrajektorien zeigt den inneren Kräftefluss des Trägers im Zustand I. In den ungestörten Bereichen des Trägers können die Hauptspannungen, aufgrund des Geltens der Hypothese von Bernoulli, mit Hilfe der Mohrschen Spannungskreise berechnet werden. In den Störbereichen von Trägern, wie zum Beispiel bei konzentrierten Einleitungspunkten von Lasten oder bei Querschnittssprüngen, kann das Gelten der Hypothese von Bernoulli nicht mehr vorausgesetzt werden, da die Dehnungen in diesen Bereichen von der ebenen Dehnungsverteilung abweichen [11].

1.2.3 Schubtragverhalten von Bauteilen im gerissenen Zustand

Die in Kapitel 1.2.1 erwähnten Versagensarten Schub- und Biegeversagen rufen wiederum Schub- oder Biegerisse im Träger hervor.

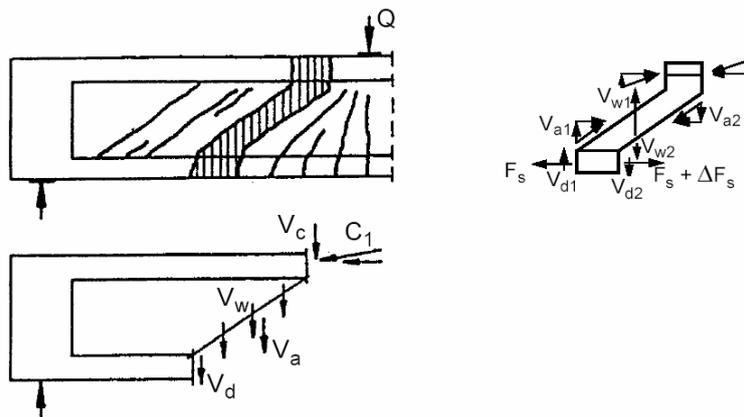


Abb. 1-4: Elemente der Querkräfteabtragung aus [19]

Im Zustand II setzt sich die Querkrafttragfähigkeit aus folgenden, in Abb. 1-4 dargestellten, Tragwirkungen zusammen.

- Querkraftanteil der Biegedruckzone - V_c

Der Anteil der Querkraft V_c , der über die Druckzone abgeleitet wird, stellt einen wesentlichen Teil der Querkrafttragwirkung des Bauteils dar. Je stärker also die Druckzone ist, desto größer ist die Vertikalkomponente der zum Auflager geneigten Biegedruckkraft

- Dübelwirkung der Bewehrung - V_d

Die Bewehrungsstäbe (Längsbewehrung) verhindern eine Verschiebung der Rissufer. Die durch die so genannte Dübelwirkung aufnehmbare Querkraft V_d , hängt vom Bewehrungsgrad, dem Durchmesser der Bewehrung, der Art der Bewehrung (Rippenstahl, Rundstahl) und der Zugfestigkeit des Betons ab. Der zur Aktivierung der Dübelwirkung notwendige gegenseitige vertikale Versatz der Rissufer, ist durch die Öffnung des schrägen Biegeschubrisses gewährleistet.

- Rissverzahnung - V_a

Durch die, zwischen den Rissufern aktivierten, Rissverzahnungsspannungen werden auch nach der Schubrissbildung Kräfte senkrecht und parallel zu den Rissufern übertragen. Die Rissreibungskräfte nehmen mit zunehmender Rissbreite ab.

- Querkraftanteil der Schubbewehrung - V_w

Die Schubbewehrung stellt, in dem der Querkraftabtragung im Steg zugrunde liegenden Fachwerksmodell, den Zugstab dar. Die Schubbewehrung bildet somit mit den durch Rissbildung entstehenden Betondruckstreben ein engmaschiges Netzfachwerk. Der Querkraftanteil der Schubbewehrung V_w nimmt mit dem Bewehrungsgrad zu.

Einfluss der Vorspannung

Längsdruckkräfte bewirken durch die vergrößerte Druckzonenhöhe eine verstärkte Übertragung von Querkraften in der ungerissenen Druckzone und dadurch eine Tragfähigkeitserhöhung des vorgespannten Bauteils.

1.2.4 Arten des Schubversagens

Querkraftbewehrte Balken unterscheiden sich bei geringer Belastung im Tragverhalten nicht von Balken ohne Querkraftbewehrung. Wenn der Einfluss der Querkraft auf die Rissbildung, durch deren zunehmend geneigten Verlauf, sichtbar wird, wird die Querkraftbewehrung, bestehend aus vertikalen oder schrägen Bügeln oder Aufbiegungen der Längsbewehrung, wirksam.

Querkraftbewehrte Balken können unterschiedliche Versagensmechanismen aufweisen. Diese hängen von der Trägergeometrie und den Bewehrungsgraden, der Biegezug- und Querkraftbewehrung ab. Die wesentlichen Querkraftversagensmechanismen sind:

- Biegeschubversagen

Biegeschubversagen tritt bei Bauteilen mit geringer oder ohne Schubbewehrung auf. Die Biegeschubrisse, die meistens aus einem Biegeriss entstehen, dringen flach in die Druckzone vor (siehe Abb. 1-5) [11]. Dies ist möglich, da die vorhandene Schubbewehrung unmittelbar nach der Schubrissebildung fließt und somit keine weiteren Kräfte aufnehmen kann. Beim immer kleiner werdenden Druckzonenquerschnitt, ist die Druckzone nicht mehr in der Lage die Biegedruckkraft und den zugehörigen Querkraftanteil aufzunehmen. Sie versagt schlagartig.

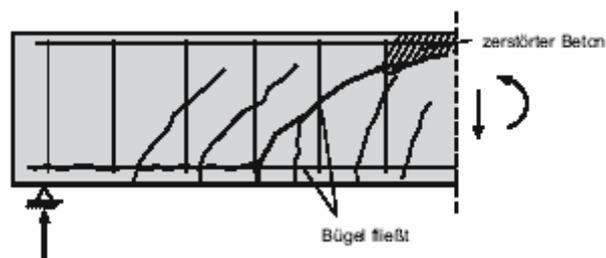


Abb. 1-5: Biegeschubversagen aus [11]

- Stegzugversagen

Stegzugversagen (Abb. 1-6) tritt häufig bei profilierten Trägern mit dünnen Stegen oder bei vorgespannten Trägern auf. Infolge der hohen Hauptzugspannungen treten Diagonalrisse im Steg auf. Nach der Rissbildung ist noch eine deutliche Laststeigerung möglich, da normalerweise eine ausreichende Schubbewehrung vorhanden ist und sich dadurch die volle Fachwerkwirkung einstellen kann. Die Schrägrisse dringen erst beim Fließen der Bewehrung in die Zug- und Druckgurte vor. Der Träger versagt entweder durch das Reißen der Bügel oder wiederum durch ein Biegeschubversagen.

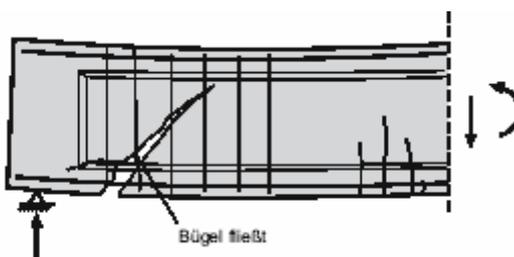


Abb. 1-6: Stegzugversagen aus [11]

- Stegdruckversagen

Das Versagen der Druckstreben tritt vorwiegend bei profilierten Trägern mit dünnen, hoch schubbewehrten Stegen auf (Abb. 1-7). Zunächst bilden sich, wie beim Stegzugversagen, zahlreiche Schrägrisse aus und die aufzunehmende Querkraft wird großteils über Fachwerkwirkung abgetragen. Schlussendlich versagt der Träger beim Erreichen der Grenztragfähigkeit der Druckstreben zwischen den Schubrisen im Steg schlagartig. Die Querkraftbewehrung wird dabei nie bis zur Streckgrenze beansprucht.

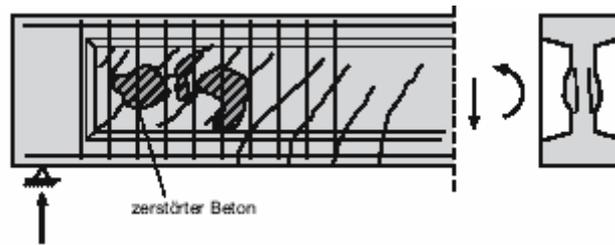


Abb. 1-7: Stegdruckversagen aus [11]

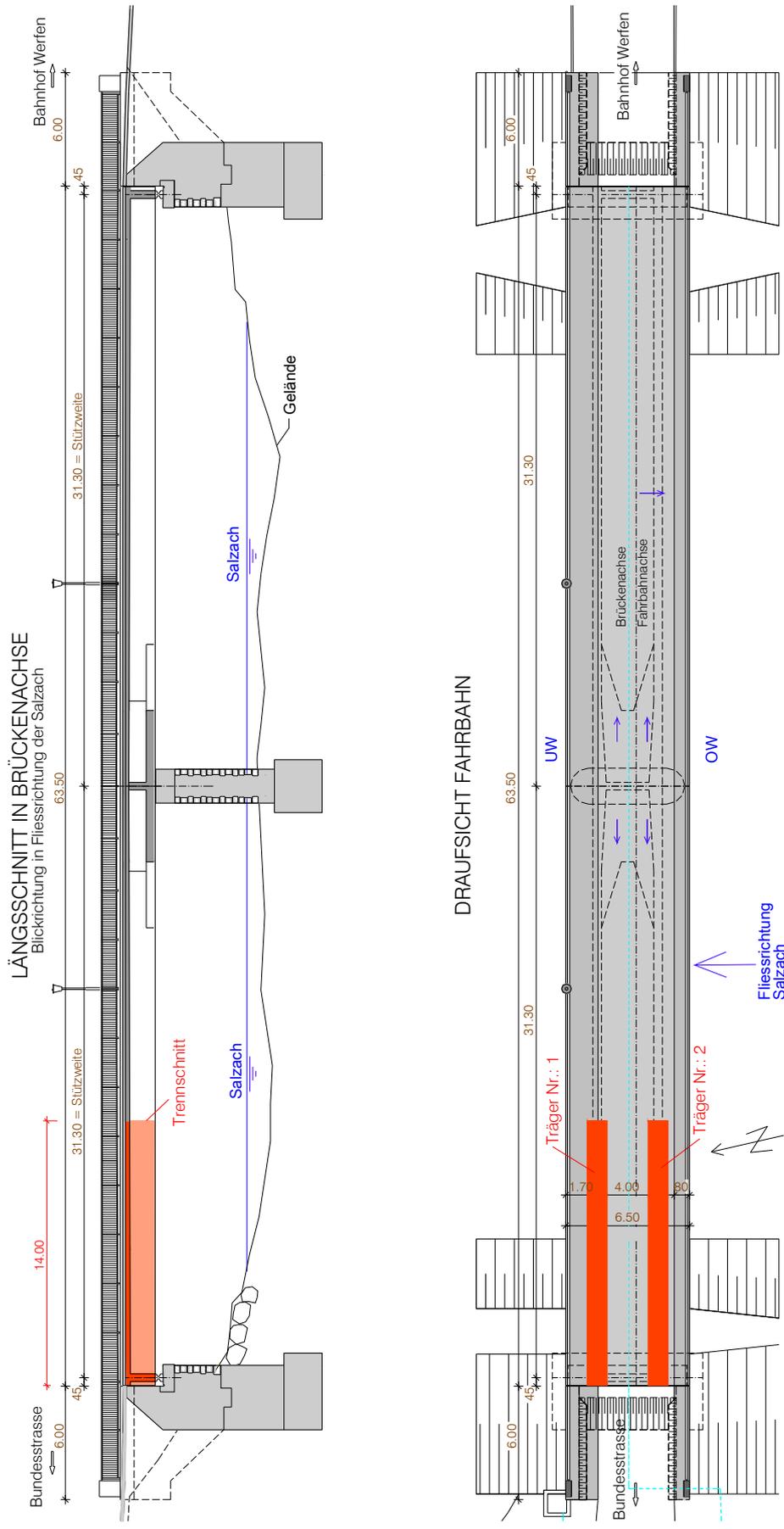


Abb. 1-9: Bestandsplan der Brücke und Lage der Träger

2 Planung der Versuche und Baustoffprüfungen

2.1 Allgemeines

Das Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau der Technischen Universität Wien wurde von der ÖBB-Infrastruktur Betrieb AG – Konstruktiver Ingenieurbau mit der Durchführung von zerstörenden Belastungsversuchen zur Erforschung des Schubtragverhaltens beauftragt.

In den nachstehenden Abschnitten erfolgt eine detaillierte Beschreibung aller Arbeiten, die vor dem Beginn der Versuche durchgeführt wurden. Weiterhin erfolgt eine genaue Beschreibung der Versuchsträger hinsichtlich ihrer Geometrie und der verwendeten Baustoffe.

2.2 Vorbereitungsarbeiten

2.2.1 Ausbau der Versuchsträger

Die Firma GTB (Gesellschaft für Tief- und Brückenbau) war mit den Abbrucharbeiten des gesamten Tragwerks sowie dem Ausbau der Versuchsträger beauftragt. Ebenfalls erfolgten der Transport der Träger nach Bischofshofen und das Herstellen der Versuchsanordnung durch die Firma GTB.



Abb. 2-1: Abbrucharbeiten des östlichen Teils des Tragwerks

Mit den Abbrucharbeiten des gesamten Brückentragwerks wurde in der ersten Oktoberwoche 2005 begonnen. Zuerst wurde der östliche Teil der Brücke abgetragen (Abb. 2-1). Der westliche Teil der Brücke wurde in ca. 15 m Entfernung vom Widerlager-West mit Hilfsjochen unterstützt und bis dorthin mittels einer hydraulischen Abbruchzange vom Flusspfeiler her abgetragen. Nach erfolgtem Freischneiden der Versuchsträger wurden diese mit einem Mobilkran der Firma Rachbauer am 10. Oktober 2005 ausgehoben. Wie in den Abbildungen (Abb. 1-8 und Abb. 1-9) ersichtlich, sollten die Versuchsträger eine Länge von 14 m und eine Plattenbreite von 1,05 m aufweisen.



Abb. 2-2: Verhub Versuchsträger Nr. 1



Abb. 2-3: Verhub Versuchsträger Nr. 2

Der in den Abbildungen Abb. 2-2 und Abb. 2-3 dargestellte Verhub der ca. 33 Tonnen schweren Spannbetonträger erfolgte, nachdem sich zu Beginn die Träger etwas im Widerlager verhakt hatten, ohne weitere Probleme. In den Abbildungen sind die zuvor beschriebenen Hilfskonstruktionen und das Widerlager der Brücke zu erkennen. Weiterhin kann in Abbildung 2-3 einen Teil des Endquerträgers des Tragwerks erkannt werden.

Der Aushub der Träger erfolgte einzeln, wobei darauf geachtet wurde, dass sich die Aufhängepunkte der Kette in den Drittelpunkten des Trägers befanden. Die Träger wurden mittels eines Tiefladers zum Brückenbauhof nach Bischofshofen transportiert (Abb. 2-4). In Bischofshofen wurden die Träger mit zwei Portalkränen vom Transportfahrzeug gehoben und auf dem Lagerplatz zwischengelagert.



Abb. 2-4: Sicherung des Trägers auf dem Tieflader

In Abb. 2-4 ist ebenfalls das Brückenlager ersichtlich. Die notwendigen Betonierarbeiten für die Versuchseinrichtung wurden im Anschluss durchgeführt. Weiterhin wurden die Versuchsträger mittels Planen vor Witterung geschützt.

2.3 Beschreibung der Versuchsträger

2.3.1 Geometrie der Versuchsträger

Die, in Abb. 2-17 dargestellten Versuchsträger weisen die Form von klassischen Plattenbalken auf. Hierfür wurden die Spannbetonträger aus dem bestehenden Brückentragwerk aus der Fahrbahnplatte mit einer Betonsäge herausgeschnitten.

Die Träger hatten eine durchschnittliche Gesamthöhe von 157,0 cm sowie eine gemittelte Plattenbreite von 105,0 cm. Da der Steg der Versuchsträger eine durchschnittliche Stärke von 45,0 cm aufwies, ergab sich jeweils ein Plattenüberstand von 30,0 cm. Die Plattenstärke beträgt im Schnitt 25,0 cm und die Trägerlänge etwa 14,0 m. Beide Träger waren mit 16 Spanngliedern St 85/105 Rg \varnothing 26 mm vorgespannt. Beim „Träger Nr. 1“ war schon vor dem Beginn der Versuche eine Vorschädigung des Trägers durch den Aushub feststellbar. So verlief zum Beispiel ein durchschnittlich 3,0 mm breiter Riss rechts neben dem „flexiblen“ Auflager leicht schräg nach oben bis zur freiliegenden Spannbewehrung (Abb. 2-5).



Abb. 2-5: Vorschädigung Träger Nr.1

In Abb. 2-6 sind die Vorbereitungsarbeiten für den ersten Versuchsaufbau ersichtlich. Ebenfalls sind die Sicherungsmaßnahmen, die ein Kippen der Träger verhindern sollten, dargestellt. Die Plattenbalken wurden gegen den Boden und die Kranfahrbahn abgestrebt. Zusätzlich wurde der obere Träger mit Zugseilen in seiner Lage gesichert.



Abb. 2-6: Darstellung der Versuchseinrichtung mit Abstrebungen

2.3.2 Bewehrung

Da vom Brückentragwerk keine Bewehrungs- und Ausführungspläne vorhanden waren, wurden die Versuchsträger mittels Bewehrungssuchgerät zur Bestimmung der Bewehrung untersucht. Verwendet wurde das Messgerät Profometer 5 Modell S der Firma Proceq [4]. Mit diesem Gerät wurden die Bewehrungsstäbe lokalisiert und der Durchmesser bestimmt. Weiterhin wurde die Betondeckung gemessen.

Die Ergebnisse der Untersuchung sind in Abb. 2-7 dargestellt. Im Feldbereich war eine Schubbewehrung mit 2-schnittigen Bügeln $\varnothing 8,0$ mm mit einem mittleren Abstand von 25,0 cm vorhanden. Lediglich im Auflagerbereich der Träger waren Bügel mit 10,0 mm Durchmesser und einem Abstand von 25,0 cm vorhanden. Für die Bügel sowie die in Längsrichtung verlegte Steglängsbewehrung mit 8,0 mm Durchmesser wurde gerippter Betonstahl verwendet. Die Bewehrungsposition Nr. 3 (siehe Abb. 2-7), Längsstäbe mit 18,0 mm Durchmesser, sowie alle Spannstäbe waren mit Rundstahl ausgeführt. Eine genaue Erfassung der Spannstäbe mit Hilfe des Profometers war nicht möglich, da diese für eine getrennte Betrachtung jedes einzelnen Stabes zu eng eingebaut waren. Weiters konnte jedoch mit dem Bewehrungssuchgerät der Verlauf der Spanngliedbündel festgestellt werden. Die in Abb. 2-7 Schnitt 1-1 dargestellte Lage und Anzahl der schlaffen und der Spannstahlbewehrung (2 x 8 Stück Durchmesser 26 mm) wurde vor Ort exakt bestimmt. Die Lage der vorgefundenen Bewehrung der Versuchsträger wurde im Schnitt 2-2, soweit nicht genau erfassbar, dem damaligen Stand der Technik angeglichen und auch entsprechend in der Berechnung angesetzt.

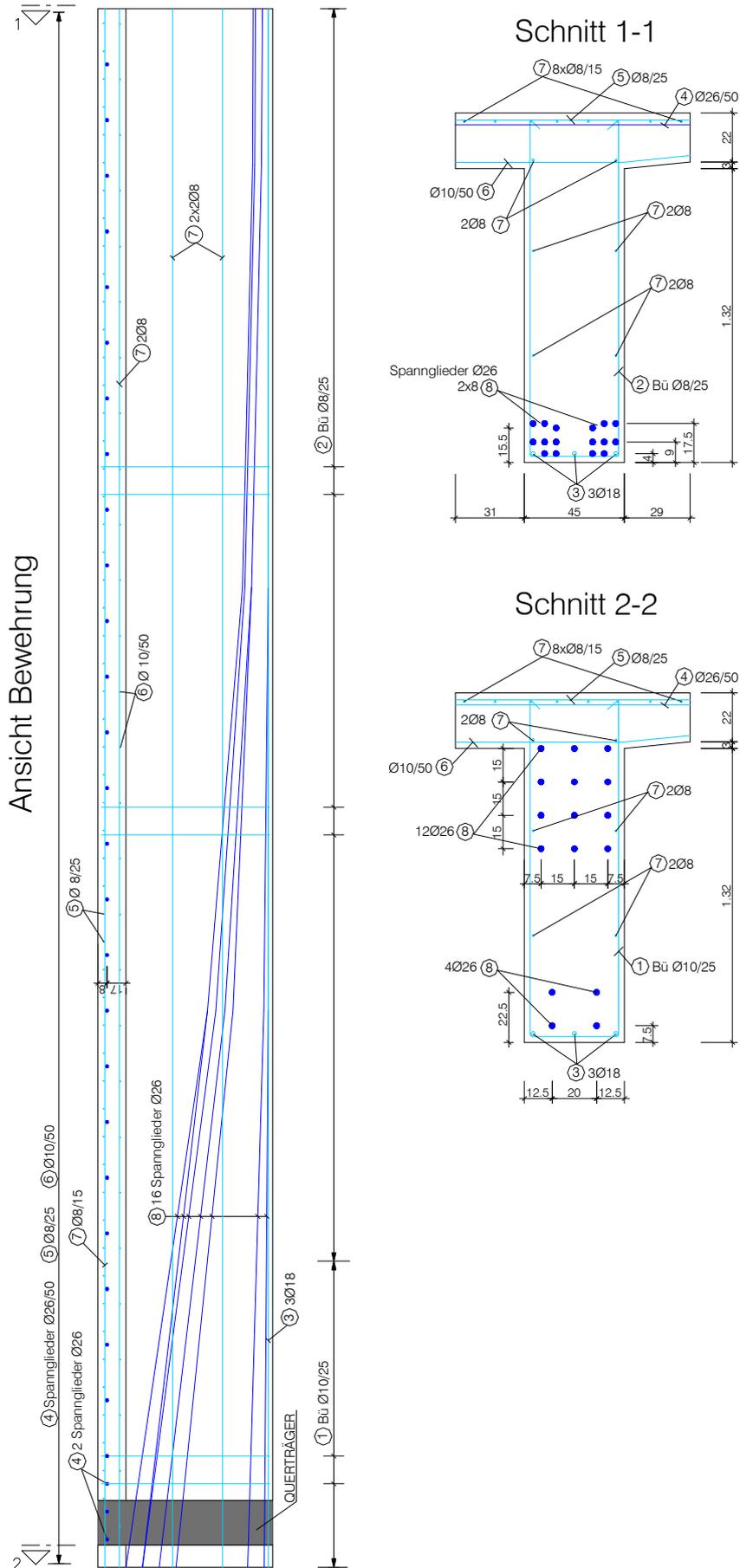


Abb. 2-7: Darstellung der Trägerbewehrung

2.4 Eigenschaften der Baustoffe

2.4.1 Beton

Nach dem Ausbau der Versuchsträger wurde die Betondruckfestigkeit mittels Rückprallprüfung bestimmt. Die Messung der Betondruckfestigkeit erfolgte nach Ö Norm B 3303 [5] mit einem Schmidt-Hammer Modell N der Firma Proceq [4] bei beiden Trägern jeweils an 3 Stellen an der Innenseite der Träger. Der Messbereich dieses Geräts liegt zwischen 10 und 70 N/mm².

Die Prüfung wurde nur an der Innenseite durchgeführt, da die Oberfläche der äußeren, dem Fluss zugewandten Seite, gestuckt ausgeführt war und diese dadurch die Messergebnisse verfälscht hätte. Hierbei ergaben sich (nach der Umrechnung mit den Umwertungskurven nach [4]) Würfeldruckfestigkeiten (siehe Tab. 2.1) zwischen 56,0 N/mm² und >70,0 N/mm². Beim „Träger Nr. 1“ wurde eine mittlere Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = 68,21$ N/mm² ermittelt. Für den „Träger Nr. 2“ ergab sich die mittlere Betondruckfestigkeit zu $f_{ck} = 68,25$ N/mm². Die Messergebnisse weisen eine Streuung von $\pm 8,0$ N/mm² auf. Beide Träger wiesen also wie erwartet in etwa gleiche Betondruckfestigkeiten auf und genügen somit leicht den Anforderungen der Würfeldruckfestigkeit der Betongüte C 40/50 der Ö Norm B 4700, 2001 [8] laut der ON Richtlinie ONR 24008 [22].

Träger Nr. 1						Träger Nr. 2					
x= 0 m		x= 7 m		x= 14 m		x= 0 m		x= 7 m		x= 14 m	
62	62	60	56	70	62	66	62	>70	54	66	56
67	67	66	60	>70	64	66	66	68	62	>70	66
70	70	>70	62	66	64	>70	66	>70	64	>70	70
70	70	70	66	64	66	>70	66	64	66	>70	>70
70	70	62	68	>70	70	68	68	62	66	>70	>70
>70	70	70	70	62	>70	>70	70	>70	68	>70	>70
>70	70	56	70	>70	>70	62	70	>70	>70	>70	>70
70	>70	68	>70	>70	>70	>70	>70	66	>70	>70	>70
>70	>70	>70	>70	64	>70	66	>70	54	>70	70	>70
70	>70	>70	>70	>70	>70	70	>70	66	>70	56	>70
69,63		67,00		68,00		68,25		67,00		69,50	
mittlere Würfeldruckfestigkeit f_{ck} T 1 [N/mm ²]=				68,21		mittlere Würfeldruckfestigkeit f_{ck} T 2 [N/mm ²]=				68,25	

Tab. 2.1: Ermittlung der Betondruckfestigkeit mittels Rückprallhammer

Um einen Vergleich der Ergebnisse der Rückprallmessung zu ermöglichen, wurde die tatsächliche Betondruckfestigkeit sowie der E-Modul durch die Technische Versuchs- und Forschungsanstalt der TU Wien (TVFA), an den vor den Versuchen aus der Platte der Träger entnommenen Bohrkernen, bestimmt. Die Bohrkern wiesen durchschnittlich einen Durchmesser von 75,0 mm auf.

Für die Ermittlung der Rohdichte des Betons sowie der Druckfestigkeit wurden drei Bohrkern untersucht. Die durch Versuche ermittelte Druckfestigkeit des Betons hängt stark von der Probekörperform (Würfel, Zylinder) und vom „Size Effekt“ ab. Die Ermittlung der Betondruckfestigkeit erfolgte nach Ö-Norm B 3303 [5], in der die prüffertigen Druckproben ein Verhältnis von Höhe zu Durchmesser von $h/d = 1 \pm 0,1$ aufzuweisen haben. Die Auswertung der Versuchsergebnisse (siehe Tab. 2.2) ergab eine mittlere Rohdichte von $\rho_c = 2480 \text{ kg/m}^3$ sowie eine mittlere Betondruckfestigkeit von $\beta_w = 88,56 \text{ N/mm}^2$. Die geforderte Druckfestigkeit eines bei der Berechnung angenommenen Betons C 40/50 laut Ö Norm B 4700, 2001 [8] mit einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von $f_{cwk} = 50 \text{ N/mm}^2$ wird somit leicht eingehalten.

Bohrkern	Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	μ
Gewicht [kg]	0,83	0,86	0,84	/
Durchmesser [cm]	7,50	7,55	7,46	
Höhe [cm]	7,64	7,73	7,66	
Bruchlast [kN]	348,00	426,00	401,00	
Fläche [cm ²]	44,18	44,77	43,71	
Volumen [dm ³]	0,34	0,35	0,33	
Rohdichte [kg/dm ³]	2,46	2,48	2,51	2,48
Druckfestigkeit [N/mm ²]	78,77	95,15	91,74	88,56

Tab. 2.2: Mechanische Kennwerte des Betons

Die Bestimmung des E-Moduls erfolgte mit drei Bohrkernen mit einer Höhe von ca. 150 mm. Die Auswertung der Versuchsergebnisse (siehe Tab. 2.3) ergab einen mittleren E-Modul von $E_c = 35525 \text{ N/mm}^2$. Die Ermittlung des E-Moduls erfolgte nach Ö-Norm B 3303 [5], in der die prüffertigen Proben mindestens ein Verhältnis von $h/d = 2/1$ aufzuweisen haben. Der geforderte E-Modul eines bei der Berechnung angenommenen Betons C 40/50 laut Ö Norm B 4700, 2001 [8] von $E_c = 35000 \text{ N/mm}^2$ wird somit im Mittelwert erreicht.

Bohrkern	Nr. 4	Nr. 5	Nr. 6	μ
Durchmesser [cm]	7,51	7,42	7,52	/
Höhe [cm]	15,13	15,30	15,27	
E-Modul [N/mm ²]	33996,6	44479,2	28100,72	35525,51

Tab. 2.3: Bestimmung E-Modul Beton

2.4.2 Schlappe Bewehrung

Die zu prüfenden Betonstahlproben wurden während des Abbruchs der Versuchsträger entnommen, wobei darauf geachtet wurde möglichst gerade, unbeschädigte Probestücke mit einer Länge von ca. 1,0 m auszubauen. Grundlage für die durchgeführten Versuche an den Betonstählen war die Ö-Norm B 4200 Teil 7 [9], in der die Prüfverfahren für Zugversuche an Betonstählen beschrieben sind. Die Untersuchung erfolgte durch die Technischen Versuchs- und Forschungsanstalt der TU Wien (TVFA).

Folgende schlaffe Bewehrungsstäbe wurden geprüft:

- Bügelbewehrung: 3 Stück, \varnothing 8 mm, (Torstahl)
- Längsbewehrung: 3 Stück, \varnothing 8 mm, (Torstahl)
- Längsbewehrung: 3 Stück, \varnothing 18 mm, (Rundstahl)

Die erzielten Ergebnisse der geprüften Rippenstähle sowie der Längsbewehrung \varnothing 18 mm (siehe Tab. 2.4) entsprechen großteils den Anforderungen der Ö-Norm B 4200- Teil 7 [9] für warm gewalzte Baustähle der Güte BSt 420, welche für die Berechnung herangezogen wurden. Für die Berechnung wurde Betonstahl der Güte BSt 420 gewählt, da zum Zeitpunkt der Errichtung des Tragwerks laut [6] noch keine einheitliche Norm für Baustähle veröffentlicht war, sondern lediglich Zulassungen für spezielle Betonstähle vergeben wurden.

Proben		A_{eff} [mm ²]	F_{eH} [kN]	F_m [kN]	R_{eH} [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	ϵ_{Br} 5d [%]	ϵ_{Br} 10d [%]	ϵ_{GL} [%]
Ø 8 mm	B 1	50,3	29,5	37,64	581	741	17,1	12,5	7,9
	B 2	50,3	30,75	37,34	603	732	14,7	9,9	5,1
	B 3	50,3	30,0	37,61	587	736	14,3	9,3	4,3
	μ	50,3	30,08	37,53	590,3	736,3	15,4	10,6	5,8
	L 1	50,3	30,25	37,98	597	749	15,4	10,9	6,4
	L 2	50,3	28,5	38,9	552	754	17,4	11,9	6,4
	L 3	50,3	30,0	39,44	577	758	14,2	10,6	7,0
	μ	50,3	29,58	38,77	575,3	753,7	15,7	11,1	6,6
Ø 18 mm	1	254,5	112,0	164,46	432	634	26,5	22,5	18,5
	2	254,5	105,0	147,04	406	568	26,5	21,6	16,7
	3	254,5	112,0	163,82	430	629	25,4	21,8	18,2
	μ	254,5	109,7	158,44	422,7	610,3	26,1	22,0	17,8

Tab. 2.4: Ergebnisse Zugversuch Bewehrungsstahl TVFA TU Wien

Die ermittelten mittleren Zugfestigkeiten bei den Betonstählen mit 8,0 mm Durchmesser von 736,3 N/mm² bzw. 753,7 N/mm² sowie die Zugfestigkeit beim Betonstahl mit 18,0 mm Durchmesser von 610,3 N/mm² liegen deutlich über der erforderlichen Zugfestigkeit eines BSt 420 von 460 N/mm² (Ö-Norm B 4200- Teil 7 [9]). Die Werte entsprechen jenen eines Betonstahls BSt IIIa oder BSt IIIb, welcher etwa 1949 verwendet wurde (ON Richtlinie ONR 24008 [22]). Ebenfalls wurde die Bruchdehnung ϵ_{Br} bei Verwendung des kurzen ($l_{05} = 5 \cdot d_0$) sowie des langen ($l_{010} = 10 \cdot d_0$) Proportionalitätsstabes ermittelt. Verglichen wurde die Bruchdehnung unter Verwendung des kurzen Proportionalitätsstabes l_{05} . Hierbei liegen die ermittelten Bruchdehnungen bei den Betonstählen mit 8,0 mm Durchmesser mit 15,4 % bzw. 15,7 % unterhalb der geforderten Mindestgrenze von 21 %, laut Ö-Norm B 4200 Teil 7 [9]. Die Bruchdehnung beim Betonstahl mit 18,0 mm Durchmesser liegt mit 26,1 % oberhalb der geforderten Mindestgrenze von 21 %.



Abb. 2-8: Geprüfte Schlaffe Bewehrung

2.4.3 Spannstahl

Die zu prüfenden Spannstahlproben wurden während des Abbruchs der Versuchsträger entnommen, wobei darauf geachtet wurde möglichst gerade, unbeschädigte Probestücke mit einer Länge von ca. 3,50 m auszubauen. Die Spannstahlproben wurden im Prüflabor der Austria Draht AG in Bruck an der Mur einem Versuchsprogramm, bestehend aus Zugversuch, Untersuchung der chemischen Zusammensetzung, Metallografische Untersuchung und Härteprüfung unterzogen.

2.4.3.1 Visuelle Untersuchung

Die Proben wurden unmittelbar nach der Entnahme aus den Versuchsträgern visuell beurteilt und grob in drei Gruppen eingeteilt (Tab. 2.5).

Probe	Korrosionszustand Hüllrohr / Zustand Spannstahl	Durchkorrodierte Stellen des Hüllrohrs Länge [cm]	Verfüllgrad [%]
S 1	Hüllrohr: Abschnittsweise stark korrodiert	-	75 – 100
S 2	Hüllrohr: Abschnittsweise stark korrodiert, teilw. durchkorrodiert	70	75 – 100
S 3	Hüllrohr: stark korrodiert, teilw. durchkorrodiert, von Hand entfernbar; Spannstahl flächendeckend Korrosionsnarben	20	0 – 25
S 4	Hüllrohr: Abschnittsweise mittel korrodiert	-	75 – 100
S 5	Hüllrohr: Abschnittsweise Flugrost	-	75 – 100
S 6	Hüllrohr: stark korrodiert, teilw. durchkorrodiert	150	75 – 100
S 7	Hüllrohr: Abschnittsweise stark korrodiert	-	75 – 100
M 1	Hüllrohr: Abschnittsweise stark korrodiert, teilw. durchkorrodiert	60	25 – 50
M 2	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
M 3	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
M 4	Hüllrohr: guter Zustand, leichter Flugrost	-	75 – 100
M 5	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
M 6	Hüllrohr: teilw. durchkorrodiert, Kopplungsstelle des Hüllrohrs	20	75 – 100
M 7	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
M 8	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
M 9	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
G 1	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	50 – 75
G 2	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	25 – 50
G 3	Hüllrohr: Vorschädigung vorhanden	-	50 – 75
G 4	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	50 – 75
G 5	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
G 6	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
G 7	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
G 8	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
G 9	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	50 – 75
G 10	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	50 – 75
G 11	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
G 12	Hüllrohr: guter Zustand, von Hand schwer entfernbar	-	0 – 25
G 13	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
G 14	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100
G 15	Hüllrohr: guter Zustand, blank	-	75 – 100

Tab. 2.5: Visuelle Beurteilung der Spannstahlproben

Die drei Gruppen setzten sich wie folgt zusammen:

- Schlechte Qualität der Hüllrohre: S1 bis S7
- Mittlere Qualität der Hüllrohre: M1 bis M9
- Gute Qualität der Hüllrohre: G1 bis G15

Beurteilt wurde der Korrosionszustand der Hüllrohre der Spannstähle und deren Verpressgrad, welcher mittels abklopfen festgestellt wurde. Wie aus der Tab. 2.5 ersichtlich, waren nahezu alle Spannstahlproben in einem guten Zustand (Abb. 2-9). Nur vereinzelt wurden durchkorrodierte Bereiche der Hüllrohre festgestellt (Abb. 2-10). Der Verpressgrad lag durchschnittlich zwischen 75 % - 100 %. Bei zwei Spannstahlproben, Probe S 3 sowie Probe G 12, wurde ein Verpressgrad von 0 % - 25 % ermittelt. Bei der Spannstahlprobe S 3 konnte das Hüllrohr leicht vom Spannstahl gezogen werden und am Spannstahl wurden flächendeckende Korrosionsnarben dokumentiert.

Bei der Probe S 3 sowie der Probe G 12 wurde ein dünner Schmierfilm auf dem Stahl festgestellt, was darauf schließen lässt, dass beabsichtigt war diese Spannglieder nicht zu verpressen. Rechtfertigen lässt sich diese Vermutung mit der zum Zeitpunkt der Errichtung des Tragwerks noch herrschenden „Experimentalphase“ des Spannbetonbaues. Das Verpressen dieser Spannglieder kann natürlich auch schlicht und einfach vergessen worden sein. Weitere Fotos der Spannstähle sind im Anhang C dargestellt.



Abb. 2-9: Guter Zustand der Hüllrohre



Abb. 2-10: Hüllrohr durchkorrodiert, Korrosionsnarben am Spannstahl

2.4.3.2 Zugversuch

Die Spannstahlproben wurden im Prüflabor der Austria Draht AG in Bruck an der Mur einem Zugversuch unterzogen. In Tab. 2.6 sind die Ergebnisse des Zugversuchs dargestellt.

Serie n = 1	$F_{p0,2}$	F_m	$R_{p0,2}$	R_m	E-Modul	ϵ_{Br}	ϵ_{GL}	$R_{p0,2} : R_m$
	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN/mm ²]	[%]	[%]	[%]
$\varnothing = 26,0 \text{ mm}$	395,9	493,8	746	930	24,5	3,62	3,61	80,2

Tab. 2.6: Ergebnisse Zugversuch Spannstahl

Es wurde eine mittlere Zugfestigkeit bei den Spannstählen mit 26,0 mm Durchmesser von $R_m = 930 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Die ermittelte Zugfestigkeit aus dem Zugversuch liegt 100 N/mm^2 unter der mittleren Zugfestigkeit eines in Ö Norm B 4258 [21] angegebenen Spannstahls ST 85/105 Rg mit 26 mm Durchmesser von $R_m = 1030 \text{ N/mm}^2$. Dies begründet sich darauf, dass die Norm erst im Jahr 1977 erschien und davor auch schwächere Spannstähle, die in eigenen Zulassungen geregelt waren, zur Anwendung kamen. Ebenfalls wurden eine mittlere Bruchdehnung von 3,62 % sowie ein E Modul von $24,5 \text{ kN/mm}^2$ ermittelt. Der Versuchsverlauf ist in Abb. 2-11 dargestellt.

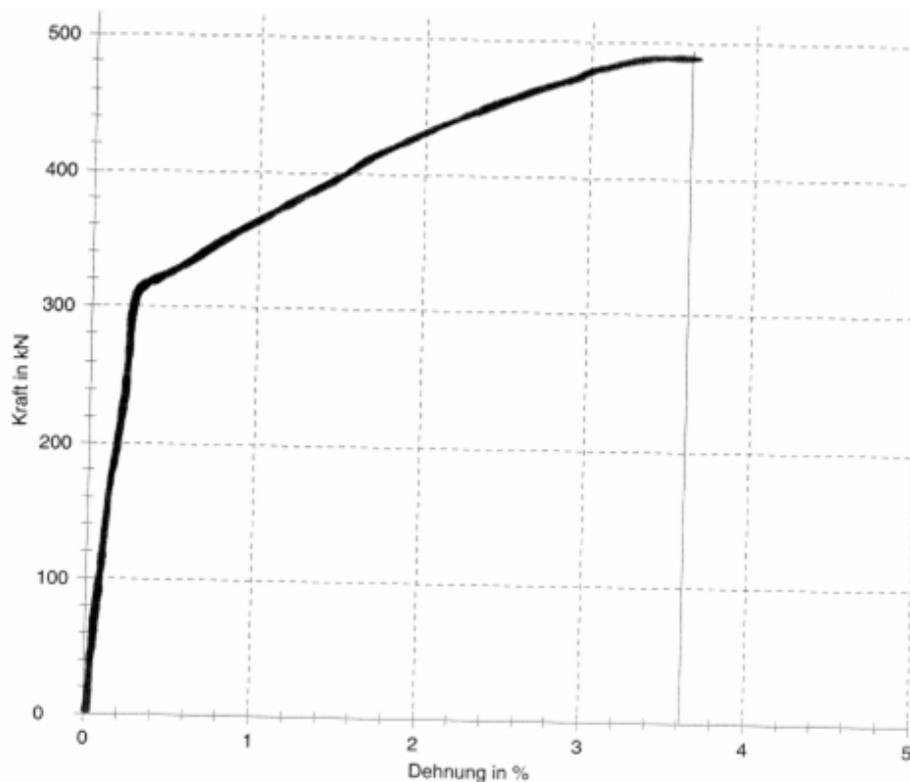


Abb. 2-11: Seriengrafik Zugversuch

2.4.3.3 Untersuchung der chemischen Zusammensetzung

Ein ausgebauter Spannstahlabschnitt mit einer Länge von 320 mm wurden im Prüflabor der Austria Draht AG in Bruck an der Mur auf seine chemische Zusammensetzung untersucht. Die Ergebnisse der Untersuchung können der, aus dem Untersuchungsbericht entnommenen Tabelle Tab. 2.7, entnommen werden.

	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	Al	Mo	As	Co
Stahlsorte 65Si7	,60- ,70	,70- 1,00	1,50- 1,80	max ,035	max ,035	---	---	---	---	---	---	---
Muster	,67	,59	1,34	,022	,020	,10	,03	,04	,013	,004	,038	,021

Tab. 2.7: Chemische Zusammensetzung in %

Die chemische Zusammensetzung des Probematerials kann in etwa der Stahlsorte 65Si7 zugeordnet werden.

2.4.3.4 Metallografische Untersuchung

Von dem ausgebauten Muster wurden im Prüflabor der Austria Draht AG in Bruck an der Mur ein Längs- und ein Querschliff angefertigt. Die vier dargestellten Bilder wurden direkt aus dem Prüfbericht entnommen.

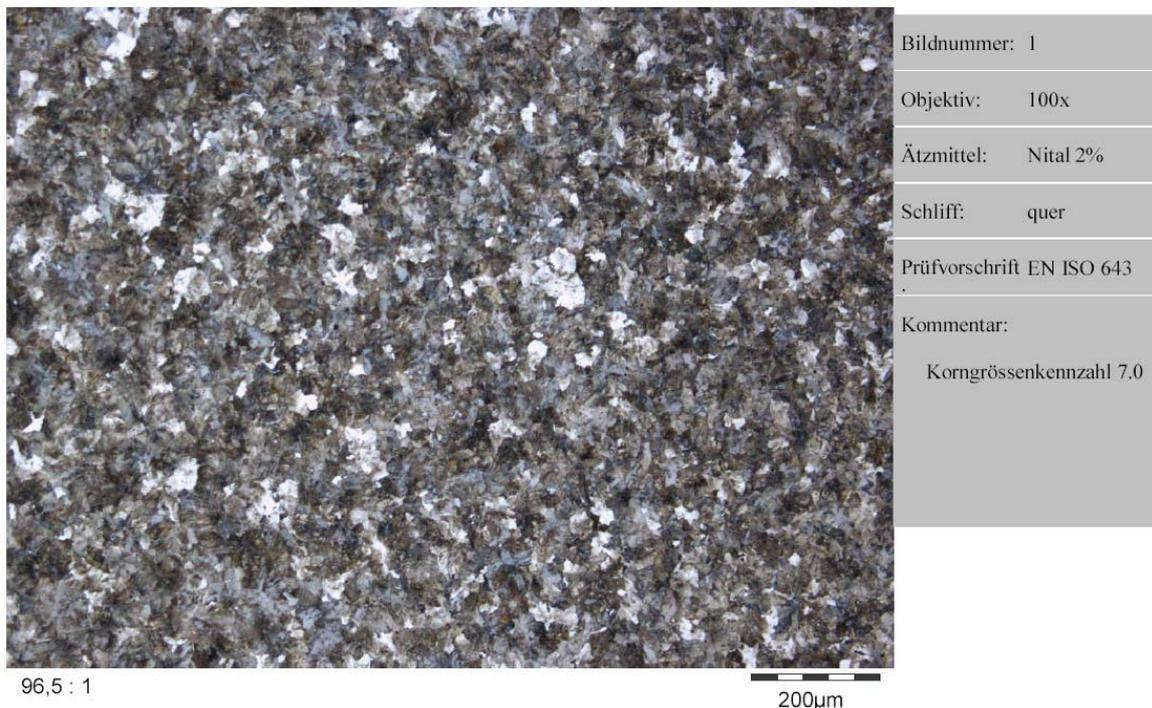


Abb. 2-12: Querschliff Bild 1

In Abb. 2-12 ist ein Querschliff des Musters dargestellt. Das Schliffbild zeigt eine Korngrößenkennzahl von 7.0 nach EN ISO 643.

Der in Abb. 2-13 dargestellte Querschliff zeigt ein walzhartes Ferrit Perlit (Sorbit) Gefüge mit einem Anteil von ca. 40 % an auflösbarem Perlit.

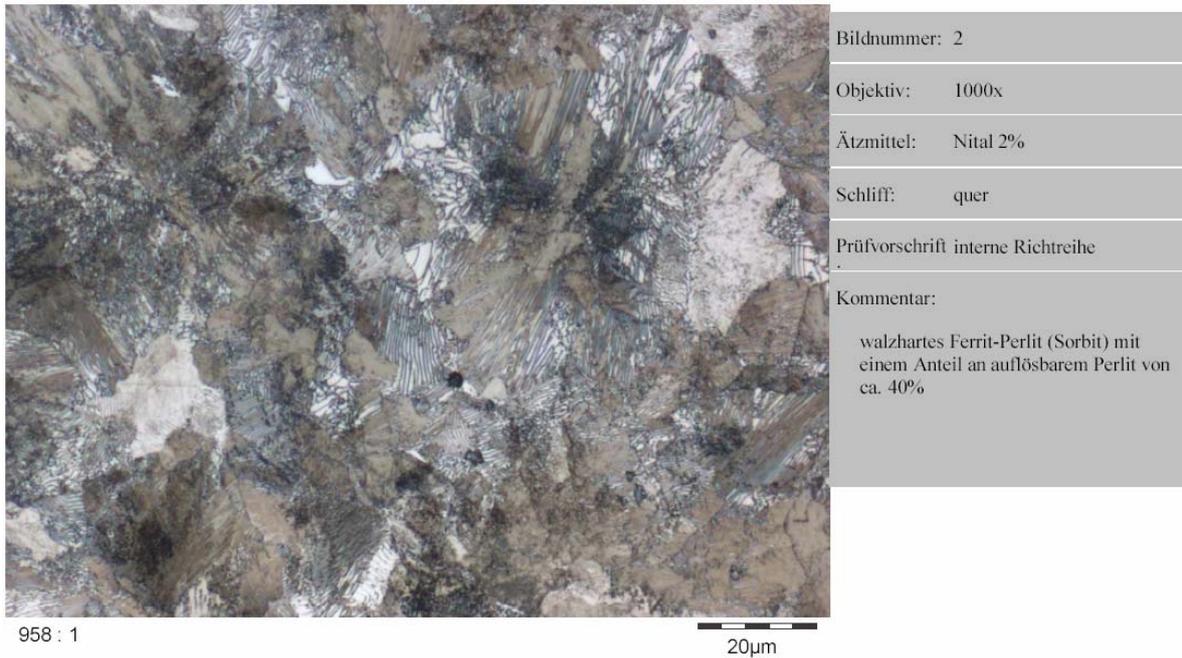


Abb. 2-13: Querschliff Bild 2

In dem in Abb. 2-14 dargestellten Querschliff ist eine Randabkühlung mit einer Tiefe von 0,380 mm nach EN ISO 3887 erkennbar.

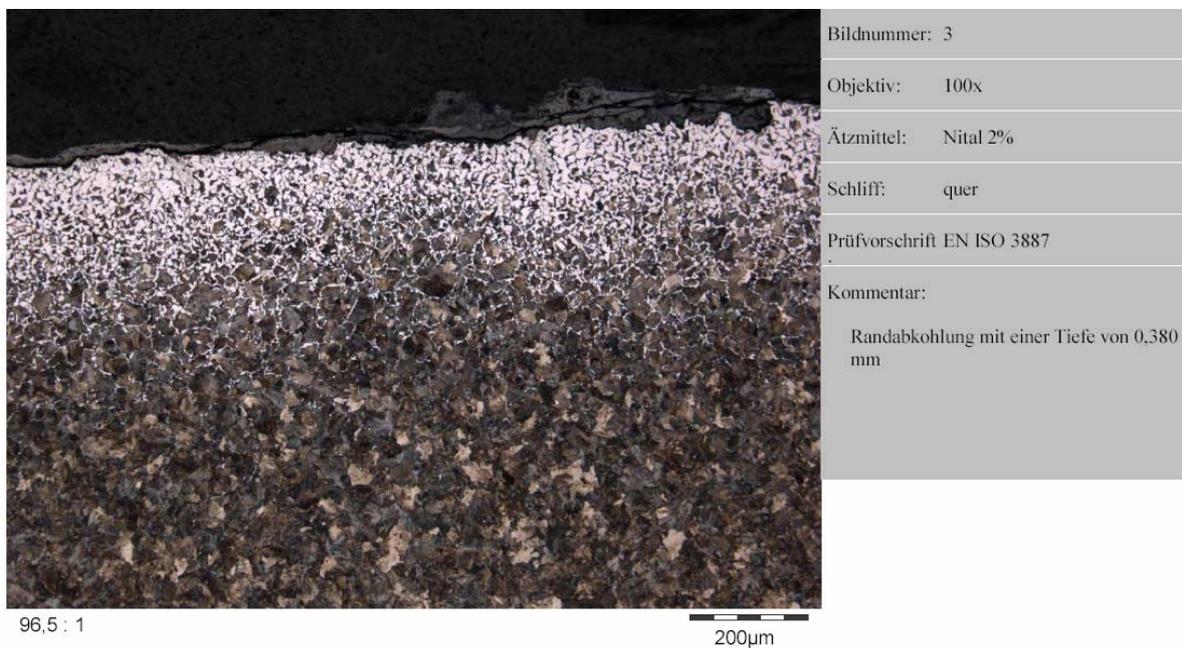


Abb. 2-14: Querschliff Bild 3

In dem in Abb. 2-15 dargestellten Längsschliff ist keine Kaltverformung feststellbar.



96,5 : 1

200µm

Bildnummer: 4

Objektiv: 100x

Ätzmittel: Nital 2%

Schliff: längs

Prüfvorschrift interne Richtreihe

Kommentar:

keine erkennbare Kaltverformung

Abb. 2-15: Längsschliff

2.4.3.5 Härteprüfung

Die Versuchsergebnisse der Härteprüfungen sind in Abb. 2-16 dargestellt. Die Prüfungen wurden am Querschleif durchgeführt. Es wurden 5 Härteprüfungen, deren Mittelwert $29,7 \pm 1,2$ HRC beträgt, vollzogen. Diese Härte entspricht nach der Umrechnungstabelle nach DIN 50150 einer Zugfestigkeit von in etwa 960 N/mm^2 .

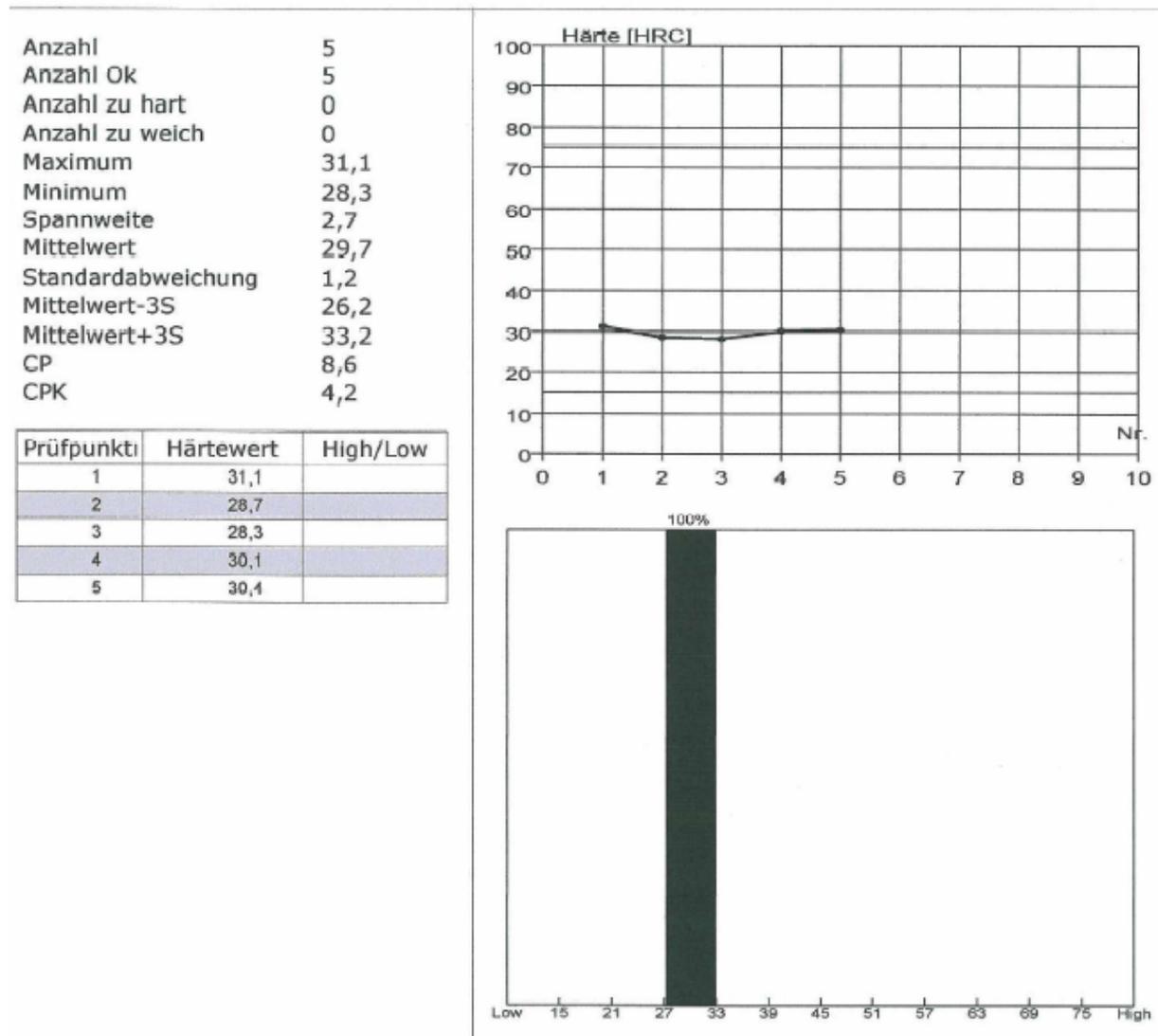


Abb. 2-16: Härteprüfung

2.5 Aufbau der Versuchseinrichtung

In den Abbildungen Abb. 2-19, Abb. 2-20 und Abb. 2-21 sind die Versuchsanordnungen dargestellt. Ursprünglich wurden drei Versuche entwickelt, um eine möglichst genaue Aussage über das Schubtragverhalten der Träger zu erhalten. Die Versuche unterschieden sich durch die Anordnung der Presse und des „flexiblen“ zweiten Auflagers. Das erste Auflager („fixes“ Auflager) war bei allen Versuchen an derselben Stelle. Dieses Auflager diente auch zur Queraussteifung des gesamten Versuchsaufbaues. Es bestand aus einem massiven Kern aus Beton C 25/30. Dieses versteifende Element befindet sich im Bereich der ehemaligen Lager der beiden Spannbetonträger. Der massive Block reicht, wie in Abb. 2-19 im Schnitt 1-1 dargestellt, über die ganze Höhe der Träger mit einer Breite von 80 cm und einer Länge von 105 cm. Die drei „flexiblen“ Auflagersockel wurden ebenfalls mit Beton C 25/30 hergestellt. Die Sockelelemente sind nur zwischen den Platten der Träger angeordnet und haben eine Breite von 50 cm und eine Höhe von 65 cm (siehe Abb. 2-20, Schnitt 2-2). Alle Sockel wurden von der Firma GTB vor dem Aufeinanderstellen der beiden Spannbetonträger erstellt. In weiterer Folge wird der oben liegende Träger als „Träger Nr. 1“ und der unten liegende Träger als „Träger Nr. 2“ bezeichnet.



Abb. 2-17: Darstellung der Versuchsträger

Die Auflagerkonstruktionen wurden durch ein vom Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau der TU - Wien entwickeltes System vorgespannt. Die aufgebrachte Vorspannkraft sollte ein Klaffen der Fuge zwischen den Trägern an den Auflagern verhindern. Dadurch war eine ungestörte Lasteinleitung in die Auflager und eine möglichst realitätsnahe Verformung der Träger zu erwarten. Das Vorspannen der Träger wird in der Arbeit im Kapitel 3.1 detailliert beschrieben.

In Abb. 2-18 ist das prinzipielle statische System der Versuchsaufbauten dargestellt. Durch die hydraulische Presse wird die Kraft mittels einer eingepprägten Verschiebung aufgebracht. Die beiden Träger werden durch 2 x 8 vorgespannte Gewindestangen M 36 8.8 zusammengehalten. Die eingezeichneten Lager dienen nur zur Aufnahme des Eigengewichts der Träger.

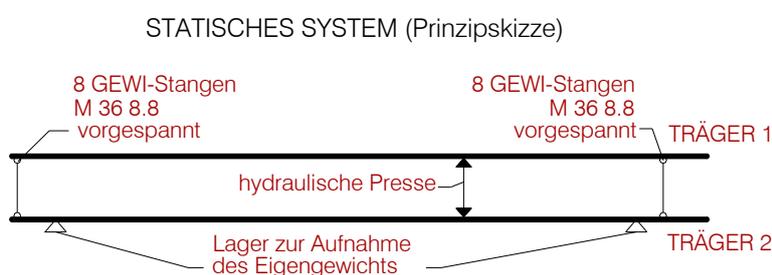


Abb. 2-18: Prinzipiskizze des statischen Systems

Die Positionierung des „flexiblen“ Auflagers und der Presse erfolgte nach folgenden Grundsätzen. Für den ersten Versuch betrug der Abstand der beiden Auflagers 12 m. Die Presse wurde vier Meter vom „flexiblen“ Auflager und acht Meter vom „fixen“ Auflager entfernt positioniert (siehe Abb. 2-17 und Abb. 2-19). Diese Aufteilung sollte gewährleisten, dass die Pressenkraft zu 2/3 in das flexible Auflager und zu 1/3 in das feste Auflager geleitet wird. Es sollte dadurch ebenfalls eine Beeinträchtigung der weiteren Versuchsanordnungen vermieden werden. Die Schubbeanspruchung war, durch die gewählte Aufteilung, vor allem im „flexiblen“ Auflager zu erwarten. Entstehende Schubrisse sollten nicht in den Wirkungsbereich des „flexiblen“ Auflagers für den zweiten Versuch reichen.

Die geplante Spannweite des zweiten Versuches betrug deshalb nur noch 10 Meter (siehe Abb. 2-20). Die Presse sollte in der Mitte der Auflagers angeordnet werden. In diesem Versuch sollten die unterschiedlichen Auswirkungen, der gleich groß auftretenden Auflagerkräfte der beiden Auflagers, untersucht werden. Der zweite Versuch konnte jedoch nicht wie geplant umgesetzt werden. Eine genaue Erklärung für den Entschluss diesen Versuch nicht auszuführen, folgt in Kapitel 3.3.

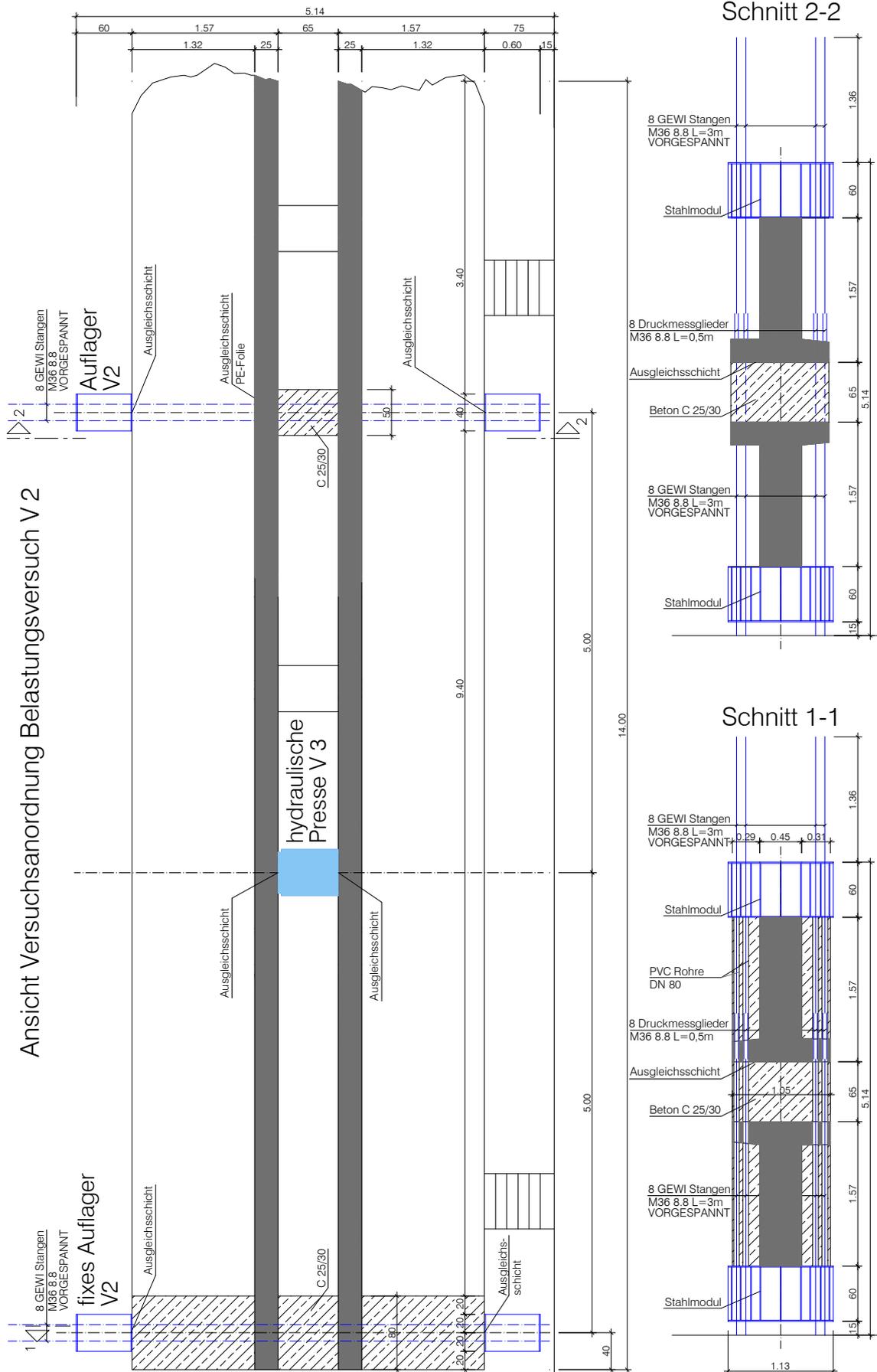


Abb. 2-20: Darstellung Versuchsaufbau Belastungsversuch V 2

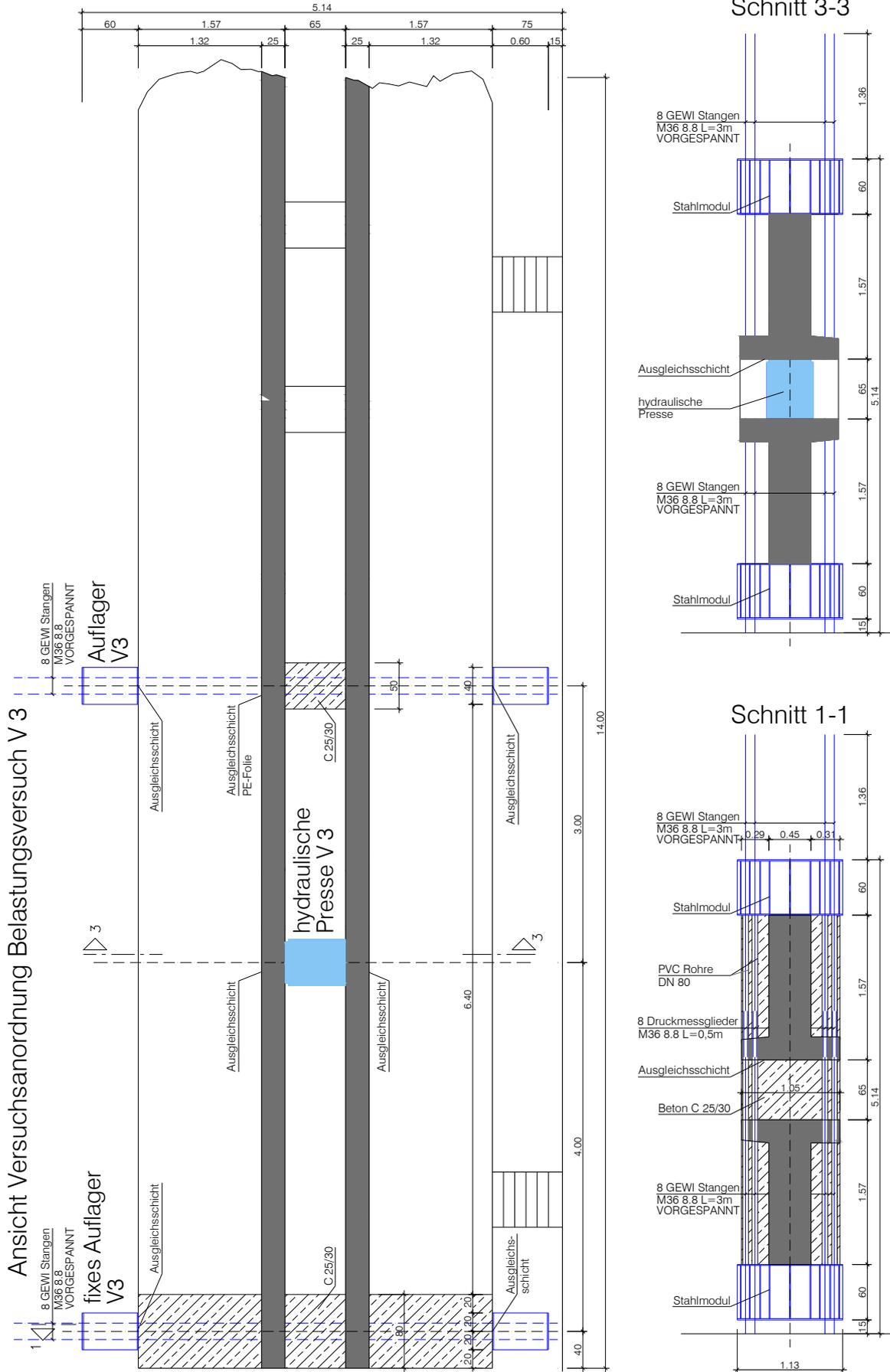


Abb. 2-21: Darstellung Versuchsaufbau Belastungsversuch V3

Je kleiner die Spannweite für die Versuche wurde, desto höher war die Wahrscheinlichkeit ein Schubtragversagen und kein Biegeversagen zu erreichen, da der Träger durch die verkürzte Spannweite weniger auf Biegung beansprucht wird. Der Abstand der Auflager betrug beim dritten Versuch sieben Meter. Die Presse wurde drei Meter vom „flexiblen“ Auflager und vier Meter vom „fixen“ Auflager entfernt positioniert (siehe Abb. 2-21). Durch diesen Versuch sollte die maximale Pressenkraft bei Schubtragversagen erzielt werden.



Abb. 2-22: Presse

Für die Versuche wurde eine Presse des Typs Eberspächer ZE-7042K8491 (Abb. 2-22) mit einer maximal aufbringbaren Kraft von 6.300 kN bei 630 bar Druck verwendet. Der Öldruck wurde über ein Pumpenaggregat der Firma Eberspächer (Abb. 2-23) aufgebracht und mit einem Druckgeber gemessen. Der maximale Hub der Presse beträgt 150 mm. Dieser wurde bei den Versuchen jedoch nicht ausgeschöpft. Die Presse hat einen Durchmesser von 45 cm und eine Höhe von 46 cm. Da die Spannbetonträger 65 cm voneinander entfernt waren, wurden, um ein kraftschlüssiges Anliegen der Presse an den „Träger Nr. 1“ zu ermöglichen, zusätzliche Stahlplatten auf die Presse gelegt.



Abb. 2-23: Hydraulikaggregat

2.6 Messeinrichtung und Messdatenerfassung

Es wurden hauptsächlich Verformungen und Verzerrungen der Versuchsträger gemessen. Die Verformungen, sprich die Durchbiegungen, der Spannbetonträger wurde mittels Nivellement dokumentiert. Hierfür wurden an den Trägern sechs Messprofile (siehe Abb. 2-24) im Abstand von zwei Meter entlang der horizontalen Achse der Träger eingerichtet. Je Messprofil wurden ein Rollmeter an den „Träger Nr. 1“ und ein Maßband an den „Träger Nr. 2“ geklebt.



Abb. 2-24: Messprofile

Für die Aufzeichnung der Verzerrungen wurden elektrische Messmethoden, auch Punktmessverfahren genannt, verwendet. Die Messungen erfolgten mit Messwertaufnehmern, Messwertverstärkern und einer Einheit für die Messdatenverarbeitung. Als Messwertaufnehmer kamen,

- Induktive Wegaufnehmer (Messbereich 50 mm, Messgenauigkeit $\pm 0,01$ mm)
- Bogenwegaufnehmer (Messbereich 2 mm, Messgenauigkeit von $\pm 0,01$ mm)
- Dehnmessstreifen (Messbereich 2,0 %, Messgenauigkeit $\pm 0,02\%$)

zur Anwendung. Die Bogenwegaufnehmer wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen der TU Wien hergestellt. Die 12 eingesetzten Folien - DMS bestehen aus einem hochflexiblen Polyamidträger und einem konstanten Messgitter. Die genaue Funktionsweise der Messwertaufnehmer kann in [2] nachgelesen werden.



Abb. 2-25: Messeinrichtung

Die Messsignale konnten während der Versuche kontinuierlich dargestellt werden (Abb. 2-25 und Abb. 2-26). Hierfür wurden die Messsignale mit den Messwertverstärkern gefiltert, verstärkt und in digitale Informationen umgewandelt. Die Speicherung der Daten erfolgte anschließend auf dem PC.



Abb. 2-26: Messbildschirm

2.7 Berechnung mittels FE - Programm ATENA

2.7.1 Allgemeines

In diesem Kapitel erfolgt eine Beschreibung der nichtlinearen FE Berechnung der Versuchsträger. Die Simulation hatte zum Ziel, die Prüfkraft und das Verhalten der Versuchsträger unter der geplanten Prüfanordnung vor Versuchsbeginn zu ermitteln. Die Berechnungen wurden mit dem Finite – Elemente -Programm ATENA, welches am Institut für Tragkonstruktionen verwendet wird, durchgeführt. Die Berechnungen sollten Anhaltswerte für die maximal aufnehmbaren Lasten bei den tatsächlichen Versuchen ergeben. Es werden jeweils die Ergebnisse des unteren Versuchsträgers dargestellt und diese mit den aus den Versuchen ermittelten Werten verglichen.

Das Programm wurde speziell für Stahlbetonkonstruktionen entwickelt. Es basiert laut [18] auf der nichtlinearen Finite Elemente Methode. In dieser wird die Lösung durch eine iterative Methode mit Hilfe eines linearen Einflusswertes und eines nichtlinearen Korrekturfaktors ermittelt.

Die Berechnungen wurden an einem 2-D-System durchgeführt. Die Abmessungen der Plattenbalken waren wie folgt:

- | | | | |
|------------------|--------|---------------|---------|
| ▪ Gesamthöhe: | 1,57 m | Gesamtlänge: | 14,0 m |
| ▪ Steghöhe: | 1,32 m | Stegdicke: | 0,45 m |
| ▪ Plattenbreite: | 1,05 m | Plattendicke: | 0,25 m. |

Folgenden Materialien kamen bei der Berechnung zur Anwendung:

- Beton C 40/50 nach Ö-Norm B 4700,
- Schlappe Bewehrung BSt 420 nach Ö-Norm B 4700,
- Spannstahl St 835/1030, (Spannstahlfläche $A = 530,93 \text{ mm}^2$), Spannkraft: $P = 246 \text{ kN}$ pro Spannstahl, bei einer angenommenen 45%igen Vorspannkraft (bezogen auf die Zugfestigkeit)

Für die Berechnungen wurde der Träger mittels eines quadratischen FE – Netzes mit einer Elementgröße von 20 cm diskretisiert. Bei den Lasteinleitungspunkten wurden zur Lastverteilung jeweils Stahlplatten mit einer Länge von 80 cm angebracht. Die Berechnungen wurden mit dem Newton-Raphson'schen Iterationsverfahren durchgeführt.

In den Darstellungen der drei Versuche (Abb. 2-27, Abb. 2-33 und Abb. 2-37) sind die Spannglieder, die Längsbewehrung und die Bügel $\varnothing 10 \text{ mm}$ in blauer Strichführung dargestellt. Alle anderen Bewehrungen wurden als „smeared reinforcement“ modelliert und sind in den Abbildungen nicht sichtbar. In den rot dargestellten „Monitoring-Points“ wurden die Kräfte und Verschiebungen der drei Versuche berechnet. Die Belastung wurde als eingeprägte Verschiebung aufgebracht.

2.7.2 Berechnung des Belastungsversuches 1 (V 1)

Bei diesem Versuch betrug der Abstand der beiden Auflager 12,0 m. Die Kraft wurde in 4,0 m Entfernung vom rechten Auflager eingeleitet (siehe Abb. 2-27). Die in den „Monitoring-points“ berechneten Verschiebungen der einzelnen Lastschritte sind in Abb. 2-28 dargestellt.

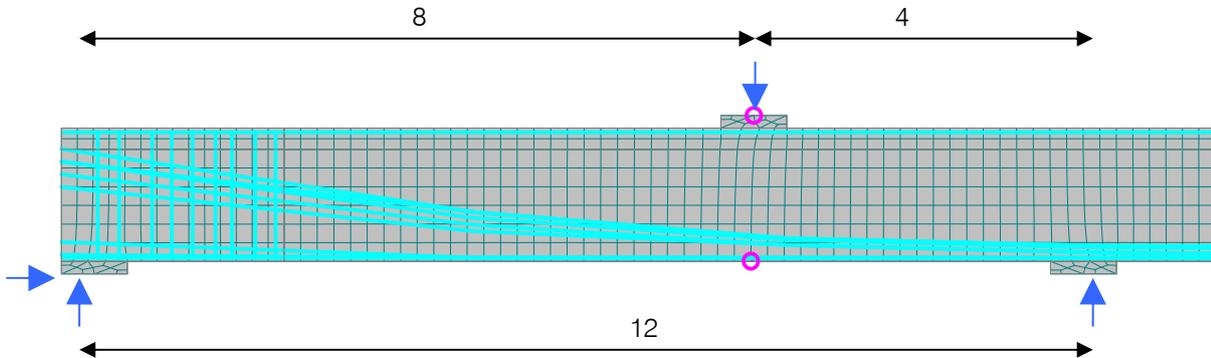


Abb. 2-27: Übersichtsdarstellung V 1 – ATENA

Mittels ATENA wurden eine maximal aufgebrauchte Last von $F_{A,max} = 2,848 \text{ MN}$ und eine Durchbiegung von $d_{A,max} = 25,0 \text{ mm}$ berechnet. Bei einer eingeleiteten Last von $F_{A,V1} = 1,810 \text{ MN}$ (entspricht in etwa der maximal aufgebrauchten Pressenkraft beim ersten Belastungsversuch) berechnet sich die Durchbiegung des Trägers zu $d_{A,V1} = 3,5 \text{ mm}$ (Abb. 2-28). Mit der bei der FE – Berechnung, durch das Aufbringen der Vorspannkraft, berechneten negativen Durchbiegung von $d_{A,n} = 4,4 \text{ mm}$ ergibt sich die resultierende Durchbiegung für die Last $F_{A,V1}$ zu $d_{A,V1,ges} = 7,9 \text{ mm}$. Die tatsächliche Durchbiegung des oberen Trägers beim ersten Versuch betrug 12,0 mm, die des unteren Trägers 3,0 mm.

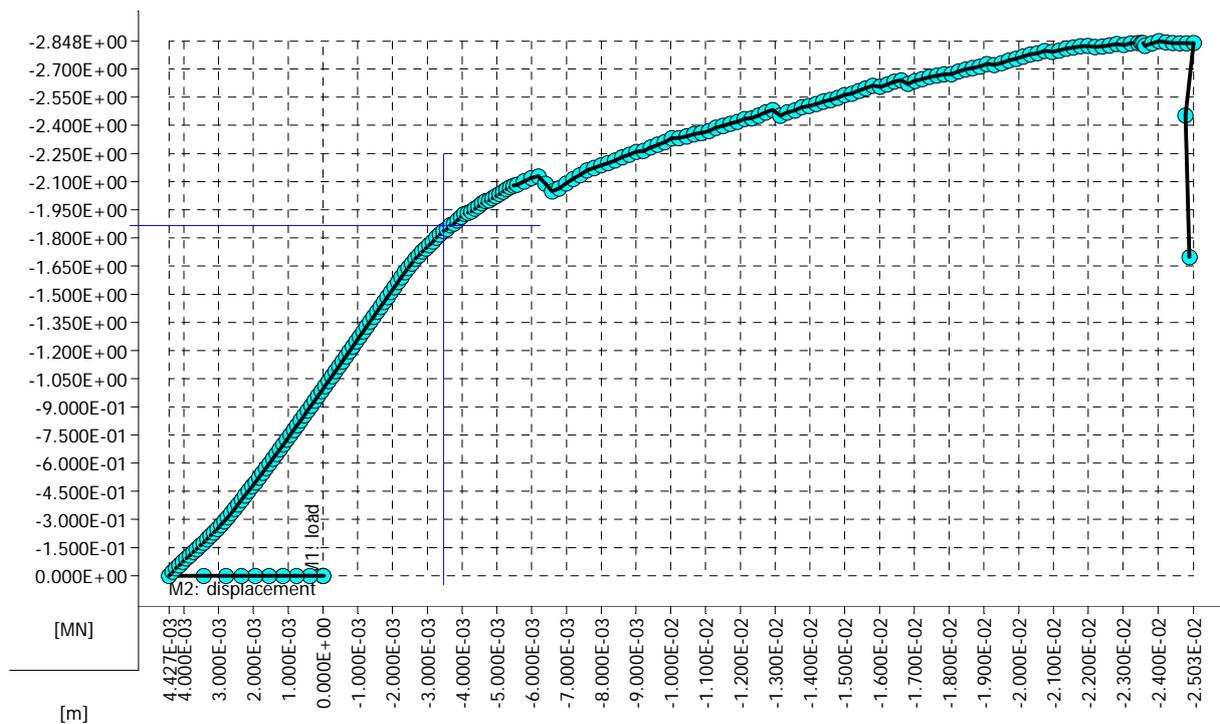


Abb. 2-28: Kraft-Verschiebungsdiagramm V 1 – ATENA

In Abb. 2-29 ist der resultierende Schubspannungsverlauf bei der 88. Laststufe dargestellt. Bei dieser Laststufe wurde eine Kraft von $F_{A,V88} = 1,819 \text{ MN}$ aufgebracht. Im dunkelgrün dargestellten Bereich zwischen dem rechten Auflager und dem Krafeinleitungsbereich betragen die Schubspannungen $2,0 \text{ N/mm}^2$. Für diese Laststufe wurden in der FE-Berechnung keine Risse ermittelt. Dies stimmt mit dem Ergebnis des „Trägers Nr. 1“ aus dem ersten Belastungsversuch gut überein. Ebenfalls sind die resultierenden Auflagerreaktionen dargestellt. Die Auflagerkraft links ergibt sich zu $A_L = 0,7328 \text{ MN}$. Diese setzt sich aus der eingeleiteten Last $1/3 \times F_{A,V88} = 0,606 \text{ MN}$ und der resultierenden linken Auflagerkraft nach dem Vorspannvorgang sowie dem Eigengewicht von $V_{AL} = 0,1265 \text{ MN}$ zusammen. Die rechte Auflagerkraft $A_R = 1,367 \text{ MN}$ ergibt sich aus $2/3 \times F_{A,V88} = 1,213 \text{ MN}$ plus der linken Auflagerkraft nach dem Vorspannen und dem Eigengewicht von $V_{AR} = 0,155 \text{ MN}$.

Step 88, SPANNBETONTRAEGER VERSUCH NR. 1

Scalars: iso-areas, Basic material, in nodes, Stress, Tau xy, <-1.363E+01;1.156E+01>[MPa]

Vectors: Basic material, Reactions, Max: 1.819E+00[MN]

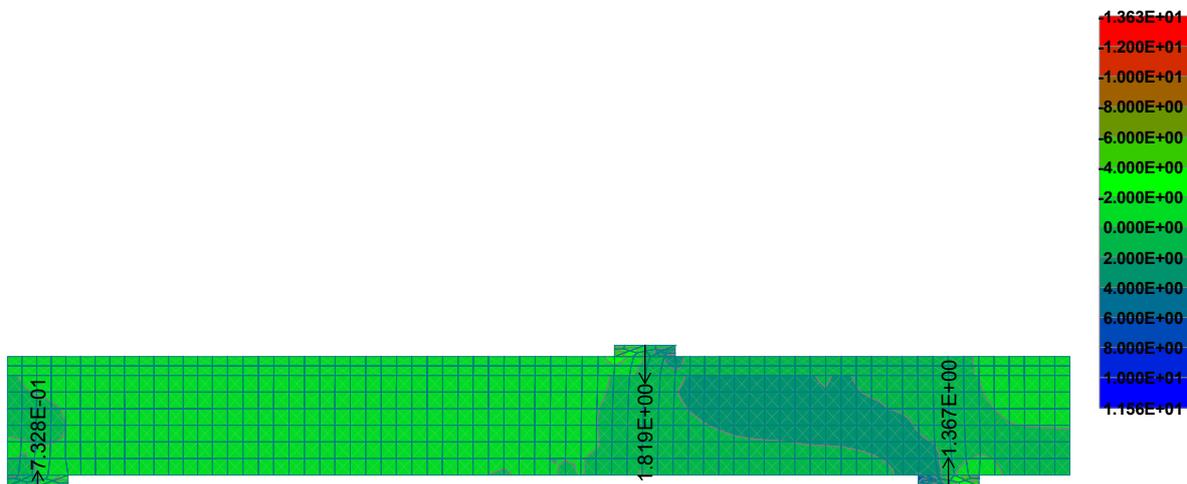


Abb. 2-29: Schubspannungsverlauf, load-stepp 88, V 1 – ATENA

In den folgenden Abbildungen werden die Ergebnisse der FE - Berechnung des ersten Versuchs bei der maximal aufnehmbaren Last von $F_{A,max} = 2,837 \text{ MN}$ dargestellt. Beim Rissbild (Abb. 2-30) ist deutlich die Ausbildung von Schubrisen (Querzug) im rechten Teil des Trägers erkennbar. Zur Verbesserung der Darstellungsqualität wurden nur Risse mit einer Rissbreite größer $0,5 \text{ mm}$ dargestellt.

Step 206, SPANNBETONTRAEGER VERSUCH NR. 1

Vectors: Basic material, Reactions, Max: 2.837E+00[MN]

Cracks: in int. points, <5.000E-04; ...), opening: <-7.497E-04;8.668E-03>[m],

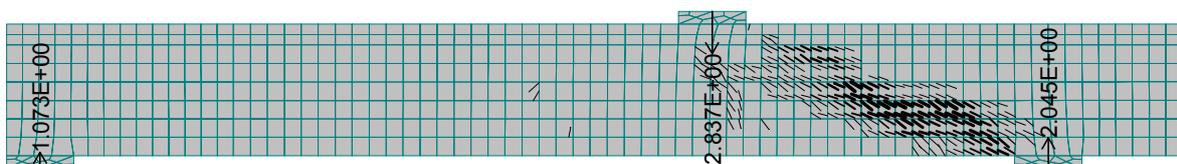


Abb. 2-30: Rissbild, load-step 206, V 1 – ATENA

Abb. 2-31 zeigt den resultierenden Schubspannungsverlauf bei der 206. Laststufe mit einer aufgetragenen Kraft von $F_{A,V206} = 2,837 \text{ MN}$. Im Bereich zwischen dem rechten Auflager und dem Krafteinleitungsbereich ist eine Vergrößerung der Schubspannungen um $2,5 \text{ N/mm}^2$ gegenüber der 88. Laststufe zu erkennen. Die resultierende maximal auftretende Schubspannung beträgt $4,5 \text{ N/mm}^2$.

Step 206, SPANNBETONTRAEGER VERSUCH NR. 1

Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Stress, Tau xy, <-1.882E+01;2.810E+01>[MPa]

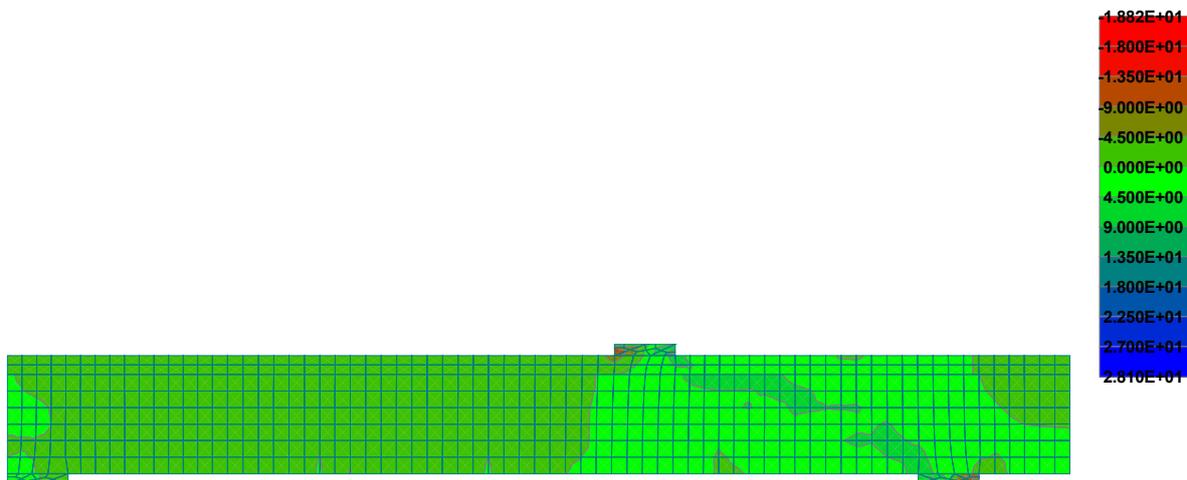


Abb. 2-31: Schubspannungsverlauf, load-step 206, V 1 – ATENA

In dem in Abb. 2-32 dargestellten Schubverzerrungsverlauf, bei der maximal aufbringbaren Last, ist deutlich jener Bereich zu erkennen, in dem die Verzerrungen den Träger „auseinander zu reißen“ scheinen. In diesem Bereich treten auch die größten in Abb. 2-30 gezeichneten Schubrisse mit einer Breite vom 8 mm auf.

Step 206, SPANNBETONTRAEGER VERSUCH NR. 1

Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Strain, Gamma xy, <-9.646E-04;1.526E-02>[None]

Tensors, in nodes, Principal Strain

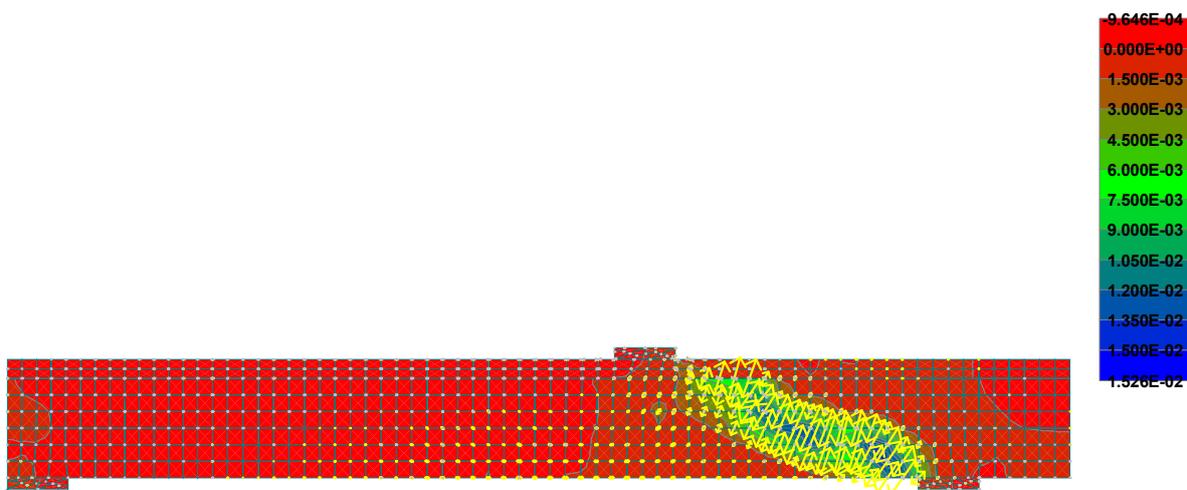


Abb. 2-32: Schubverzerrungen, load-stepp 206, V 1 – ATENA

2.7.3 Berechnung des Belastungsversuches 2 (V 2)

Bei diesem Versuch betrug der Abstand der beiden Auflager 10,0 m. Die Kraft wurde in 5,0 m Entfernung vom rechten Auflager eingeleitet (siehe Abb. 2-33). Die in den „Monitoring-points“ berechneten Verschiebungen der einzelnen Lastschritte sind in Abb. 2-34 dargestellt.

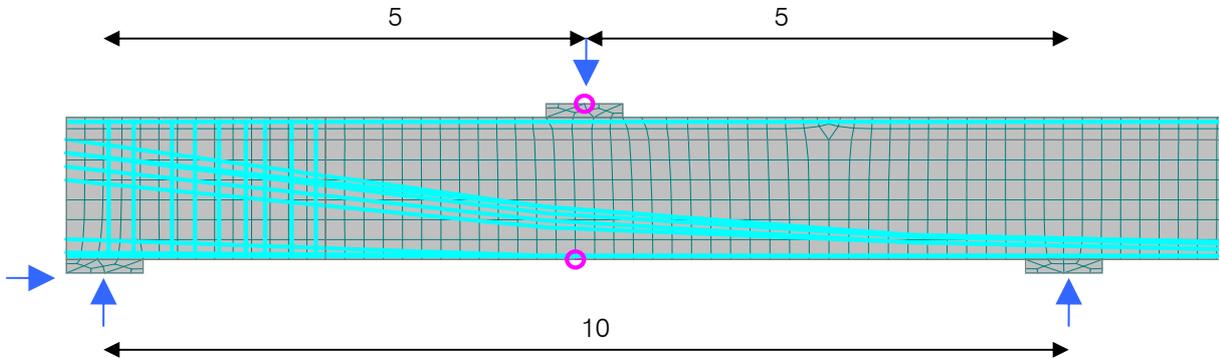


Abb. 2-33: Übersichtsdarstellung V 2 – ATENA

Bei der Berechnung wurden bei dieser Laststellung eine maximal aufgebrachte Last von $F_{A,max} = 2,974 \text{ MN}$ und eine Durchbiegung von $d_{A,max} = 18,0 \text{ mm}$ ermittelt. Der, bei der Berechnung des ersten Versuchs angesetzte, Schlupf der Spannbewehrung am rechten Trägersrand wurde hier nicht mehr angenommen, da bereits eine Krafteinleitungslänge von 3,40 m vorhanden war.

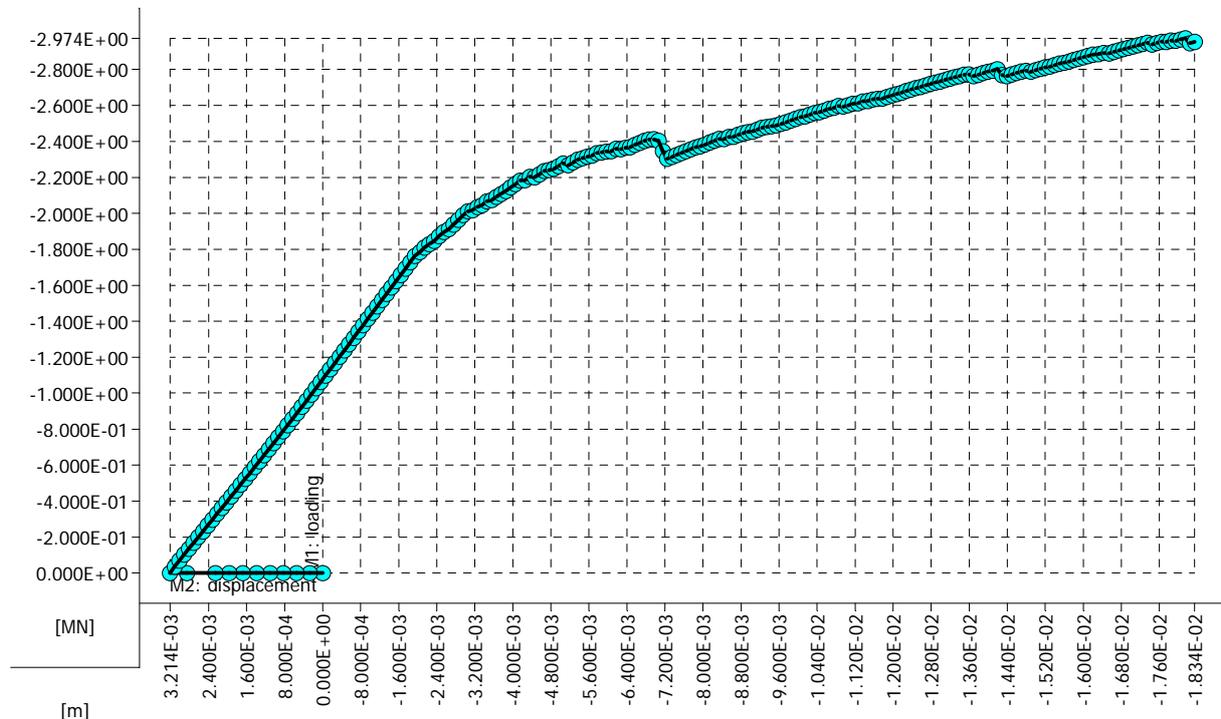


Abb. 2-34: Kraft-Verschiebungsdiagramm V 2 – ATENA

Beim Rissbild (Abb. 2-35) sind Schubrisse (Querzug) mit einer maximalen Breite von 5 mm im rechten Teil des Trägers erkennbar. Ebenfalls ist die Ausbildung von Rissen im linken Teil des Trägers dargestellt. Zur Verbesserung der Darstellungsqualität wurden nur Risse mit einer Rissbreite größer 0,5 mm dargestellt. Die dargestellten Auflagerreaktionen ergeben sich aus Eigengewicht, Vorspannung und der eingeleiteten Last zu:

- linke Auflagerkraft $A_L = 1,583 \text{ MN}$, mit $1/2 \times F_{A,V223} = 1,487 \text{ MN}$ und $V_{AL} = 0,097 \text{ MN}$.
- rechte Auflagerkraft $A_R = 1,367 \text{ MN}$, mit $2/3 \times F_{A,V223} = 1,487 \text{ MN}$ und $V_{AR} = 0,185 \text{ MN}$.

Step 223, SPANNBETONTRAEGER

Vectors: Basic material, Reactions, Max: 2.974E+00[MN]

Cracks: in int. points, <5.000E-04; ...), opening: <-1.770E-04;5.162E-03>[m],

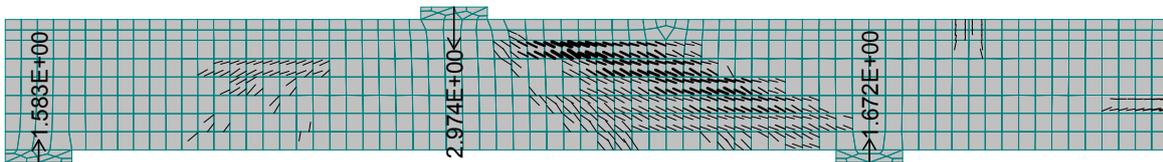


Abb. 2-35: Rissbild, load-step 223, V 2 – ATENA

In Abb. 2-36 ist der resultierende Schubverzerrungsverlauf bei der 206. Laststufe dargestellt. Bei dieser Laststufe wurde eine Kraft von $F_{A,V206} = 2,974 \text{ MN}$ aufgebracht. Gut zu erkennen sind die ausgeprägten Verzerrungsverläufe im rechten Teil des Trägers sowie die geringen Verzerrungen im linken Teil des Trägers.

Step 223, SPANNBETONTRAEGER

Scalars: iso-areas, Basic material, in nodes, Strain, Gamma xy, <-1.401E-03;7.402E-03>[None]

Vectors: Basic material, Reactions, Max: 2.974E+00[MN]

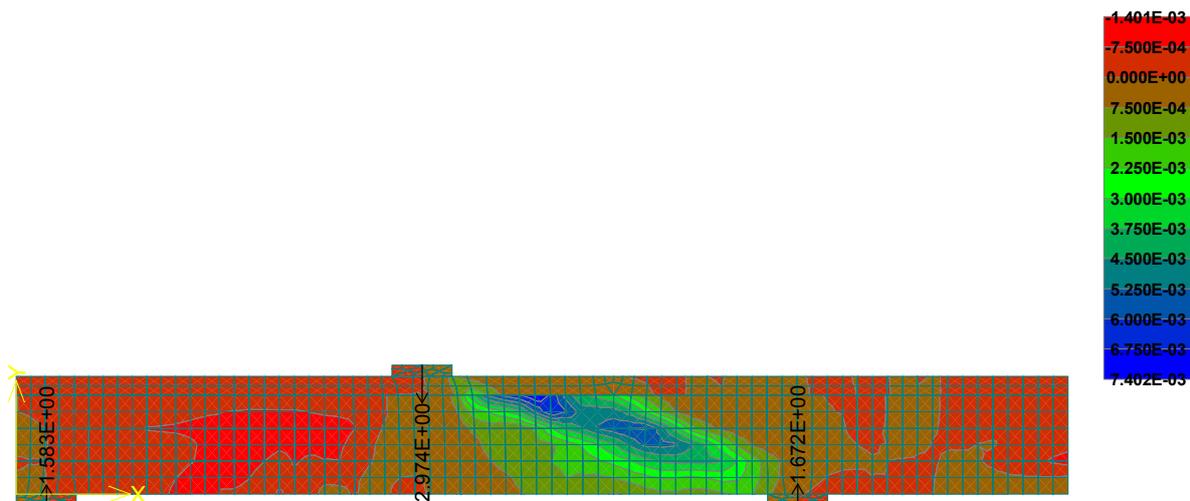


Abb. 2-36: Schubverzerrungen, load-stepp 223, V 2 – ATENA

2.7.4 Berechnung des Belastungsversuches 3 (V 3)

Bei diesem Versuch betrug der Abstand der beiden Auflager nur mehr 7,0 m. Die Kraft wurde in 3,0 m Entfernung vom rechten Auflager eingeleitet (siehe Abb. 2-37). Die in den „Monitoring-points“ berechneten Verschiebungen der einzelnen Lastschritte sind in Abb. 2-38 dargestellt.

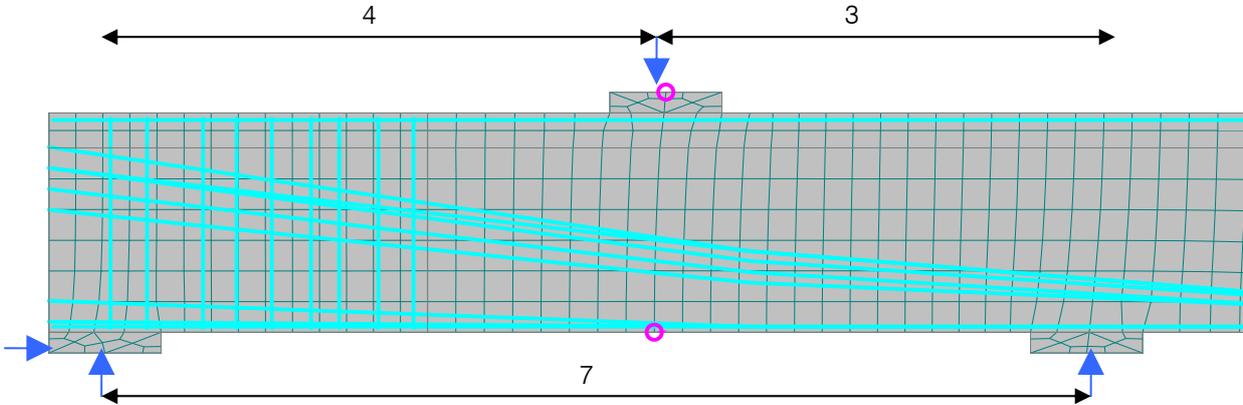


Abb. 2-37: Übersichtsdarstellung V 3 – ATENA

Bei der Berechnung wurden bei dieser Laststellung eine maximal aufgebrachte Last von $F_{A,max} = 4,663 \text{ MN}$ und eine Durchbiegung von $d_{A,max} = 14,0 \text{ mm}$ ermittelt. Der, bei der Berechnung des ersten Versuchs angesetzte, Schlupf der Spannbewehrung am rechten Trägerrand wurde hier ebenfalls nicht mehr angenommen (größere Lasteinleitungslänge).

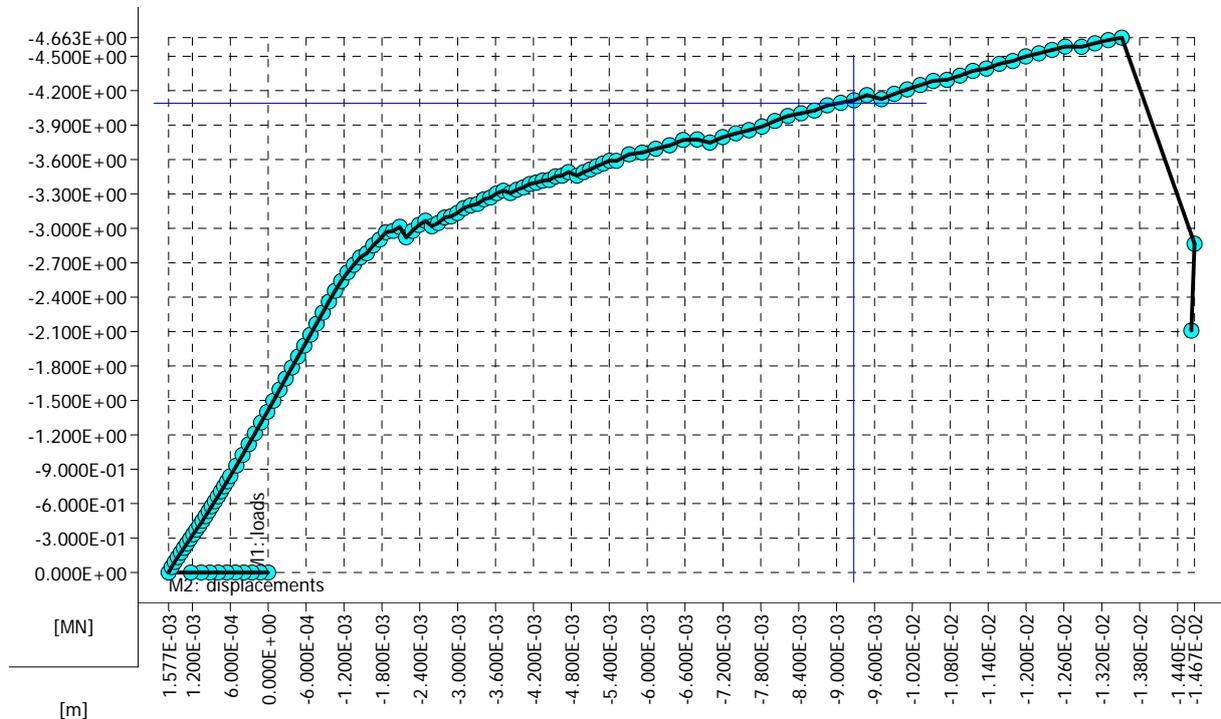


Abb. 2-38: Kraft-Verschiebungsdiagramm V 1 – ATENA

Bei einer eingeleiteten Last von $F_{A,V3} = 4,197 \text{ MN}$ (entspricht in etwa der maximal aufgetragenen Pressenkraft beim dritten Belastungsversuch) berechnet sich die Durchbiegung des Trägers zu $d_{A,V1} = 9,5 \text{ mm}$ (Abb. 2-38). Mit der bei der FE – Berechnung, durch das Aufbringen der Vorspannkraft, ermittelten negativen Durchbiegung von $d_{A,n} = -1,6 \text{ mm}$ ergibt sich die resultierende Durchbiegung für die Last $F_{A,V3} = 4,197 \text{ MN}$ zu $d_{A,V1,ges} = 11,0 \text{ mm}$. Die tatsächliche Durchbiegung des oberen Trägers beim dritten Versuch betrug $40,0 \text{ mm}$, die des unteren Trägers $7,0 \text{ mm}$.

Beim Rissbild (Abb. 2-39), bei einer aufgetragenen Kraft von $F_{A,V3} = 4,172 \text{ MN}$, sind Schubrisse (Querzug) mit einer maximalen Breite von $2,6 \text{ mm}$ im rechten Teil des Trägers erkennbar. Ebenfalls ist die Ausbildung von Rissen im linken Teil des Trägers dargestellt. Zur Verbesserung der Darstellungsqualität wurden nur Risse mit einer Rissbreite größer $0,5 \text{ mm}$ gezeichnet. Die dargestellten Auflagerreaktionen ergeben sich aus Eigengewicht, Vorspannung und der eingeleiteten Last zu:

- linke Auflagerkraft $A_L = 1,807 \text{ MN}$, mit $3/7 \times F_{A,V111} = 1,788 \text{ MN}$ und $V_{AL} = 0,018 \text{ MN}$.
- rechte Auflagerkraft $A_R = 2,647 \text{ MN}$, mit $4/7 \times F_{A,V111} = 2,384 \text{ MN}$ und $V_{AR} = 0,264 \text{ MN}$.

Step 111, SPANNBETONTRAEGER VERSUCH NR.3

Vectors: (everywhere), Reactions, Max: $4.172\text{E}+00[\text{MN}]$

Cracks: in int. points, $<5.000\text{E}-04; \dots$, opening: $<-4.167\text{E}-04;2.644\text{E}-03>[\text{m}]$,

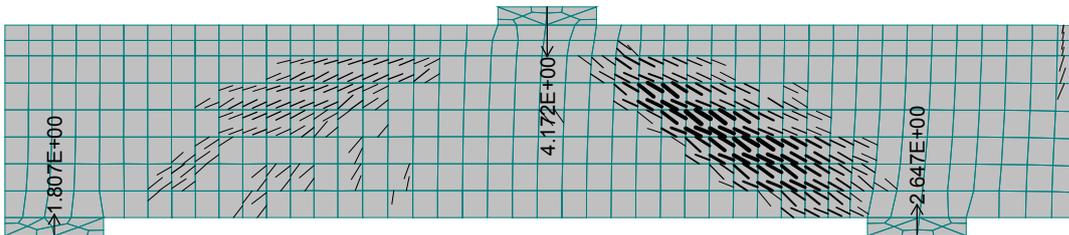


Abb. 2-39: Rissbild, load-step 111, V 3 – ATENA

In Abb. 2-40 ist der resultierende Schubverzerrungsverlauf bei der 111. Laststufe dargestellt. Gut zu erkennen sind die ausgeprägten Verzerrungsverläufe im rechten Teil des Trägers sowie die geringen Verzerrungen im linken Teil des Trägers.

Step 111, SPANNBETONTRAEGER VERSUCH NR.3

Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Strain, Gamma xy, <-1.690E-03;5.334E-03>[None]

Vectors: (everywhere), Reactions, Max: 4.172E+00[MN]

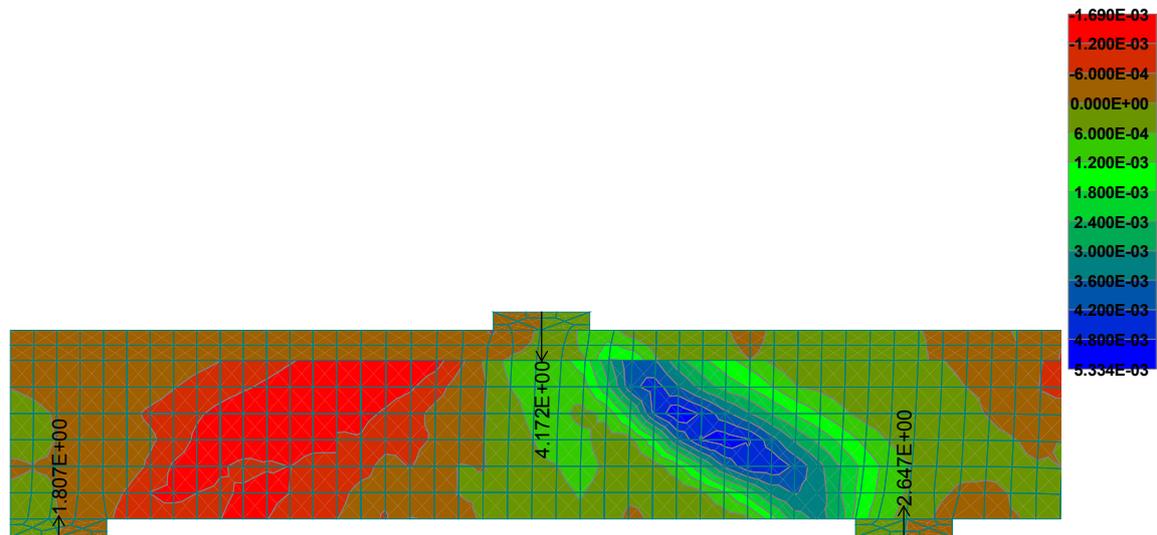


Abb. 2-40: Schubverzerrungen, load-stepp 111, V 3 – ATENA

3 Versuchsdurchführung

3.1 Vorspannen der Auflager

Wie bereits in Kapitel 2.5 erwähnt, wurden die Auflagerkonstruktionen durch ein vom Institut für Tragkonstruktionen der TU - Wien entwickeltes System vorgespannt. Das Vorspannsystem bestand je Auflager aus zwei Stahlmodulen mit den Abmessungen $B/H/L = 40/60/113$ cm. Diese wurden auf der Ober- bzw. Unterseite der Versuchsträger angebracht. Mit 16 Stück M 36/8.8 ($L = 3,0$ m) je Auflager, die mittels Zugmessgliedern gestoßen wurden (Abb. 2-19, Schnitt 2-2), wurde die über Pressen aufgebrachte Vorspannkraft über die Stahlmodule in das System eingeleitet. Die Zugmessglieder dienten zur genauen Messung der aufgetragenen Kraft in den Spanngliedern. Die Gewindestangen wurden an der Unterseite des unteren Stahlmoduls, sowie an der Oberseite des oberen Moduls, mit Muttern M 36/8.8 fixiert.

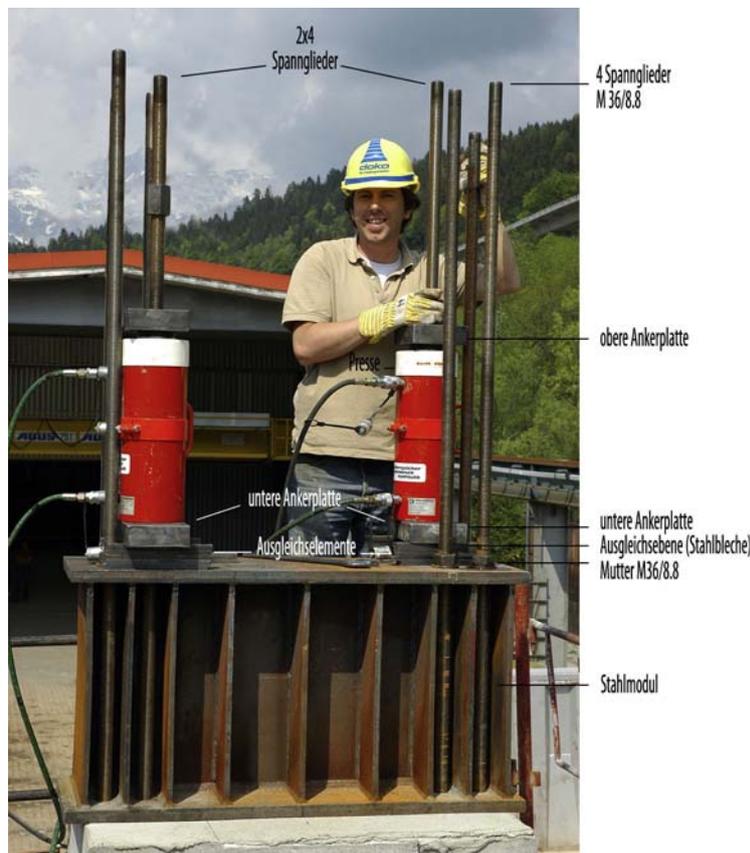


Abb. 3-1: Vorspannsystem

Das System wurde an den Auflagerstellen vorgespannt, um der auftretenden elastischen Dehnung der Spannglieder durch eine Vordehnung des Betons entgegen zu wirken. Somit konnte ein Klaffen der Fuge zwischen den Trägern bei der Versuchsdurchführung verhindert werden.

Der erforderliche Spannweg wurde wie folgt berechnet:

$$\varepsilon_{STAHL} + \varepsilon_{BETON} = \varepsilon_{ges} \quad \text{mit} \quad (3.1)$$

einer Stahlfläche von 8 Gewindestangen $A_s = 42,58 \text{ cm}^2$, einem E-Modul $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ sowie einer gedrückten Betonfläche $A_c = 45 \times 80 = 3600 \text{ cm}^2$ und einem E-Modul für Beton C 40/50 von $E_c = 35000 \text{ N/mm}^2$ und einer einzuleitenden Kraft von $F_{ges} = 2600 \text{ kN}$ in ein Auflager ergibt sich die erforderliche Gesamtdehnung ε_{ges} der Gewindestangen zu

$$\frac{F_{ges}}{E_c A_c} + \frac{F_{ges}}{E_s A_s} = \varepsilon_{ges} = 4,61 \text{ ‰} \quad (3.2)$$

Der Abstand der Einspannung der Gewindestangen beträgt $L = 4,99 \text{ m}$. Somit ergibt sich der erforderliche Spannweg einer Gewindestange ΔL zu

$$\Delta L = \varepsilon_{ges} * L = 2,3 \text{ cm.} \quad (3.3)$$

Der Arbeitsablauf für das Erstellen des Vorspannsystems setzte sich wie folgt zusammen:

- 1) Lagerichtiges Anbringen des unteren Stahlmoduls mittels Hubwagen
- 2) Verbinden jeweils zweier Gewindestangen mit einem Druckmessglied
- 3) Einfädeln der Gewindestangen durch die, in den Versuchsträgern erstellten Bohrungen, sowie in die Lochbohrungen des unteren Stahlmoduls
- 4) Andrehen der Muttern (händisch) auf den Gewindestangen bis zur Unterkante des unteren Stahlmoduls
- 5) Einfädeln des oberen Stahlmoduls auf die Gewindestangen und lagerichtiges Aufsetzen auf den „Träger Nr. 1“
- 6) Andrehen der Haupt-Muttern (händisch) bis zur Oberkante des oberen Stahlmoduls und Entfernen des Hubwagens
- 7) Auflegen einer Ausgleichsschicht aus mehreren Stahlblechen pro Presse auf die Oberkante des oberen Stahlmoduls
- 8) Einfädeln und Auflegen der unteren Ankerplatte pro Presse auf die Ausgleichsschicht
- 9) Einfädeln und Auflegen der Pressen auf die unteren Stahlbleche
- 10) Einfädeln und Auflegen der oberen Ankerplatten auf die Pressen
- 11) Andrehen der Hilfs-Muttern (händisch) bis zur Oberkante der oberen Ankerplatte
- 12) Aufbringen der Vorspannkraft über die hydraulischen Pressen
- 13) Nachdrehen der Haupt-Muttern bis auf die Oberkante des oberen Stahlmoduls und Festziehen
- 14) Lösen der Hilfs-Muttern; Entfernen der oberen Ankerplatte. Umsetzen der Pressen
- 15) Wiederholen der Arbeitsschritte 7 bis 14 (3 fach), sowie eventuelle notwendige Wiederholungen der Arbeitsschritte durch Kontrolle und Korrektur der in das Auflager eingeleiteten Vorspannkraft der einzelnen Spannglieder

Das Aufbringen der Vorspannkraft erfolgte mit zwei hydraulischen Pressen des Typs Eberspächer ZD 9039. Diese sind für eine maximale Kraft von 563 kN, bei 700 bar Druck, ausgelegt und verfügen über eine maximale Hubhöhe von 257 mm. Die Pressen wurden jeweils diagonal versetzt, an der Oberseite der Stahlmodule angebracht und lagen auf Ankerplatten, die speziell für diese Versuchsreihe angefertigt wurden (Abb. 3-1).

Durch das Ausfahren der Pressen und das Nachziehen der Muttern auf dem Stahlmodul wurde die geplante Vorspannkraft über die Gewindestangen in das Auflager und in das System eingeleitet. Diese wurde durch die Zugmessglieder gemessen und digital aufgezeichnet. Die Pressen mussten drei Mal, jeweils diagonal (siehe Abb. 3-2), versetzt werden. Unterschiede beim Aufbringen der einzelnen Vorspannkräfte wurden zum Schluss durch nochmaliges Anbringen der Pressen an den erforderlichen Gewindestangen und Wiederholen der bereits erwähnten Arbeitsschritte ausgeglichen.



Abb. 3-2 : Umsetzarbeiten beim Vorspannen der Auflager

Für den ersten Versuch wurde das „fixe“ Auflager mit einer Kraft von 2800 kN vorgespannt. Das zweite Auflager wurde mit 2300 kN vorgespannt. Beim dritten Versuch wurde in das „flexible“ Auflager eine Vorspannkraft von 2200 kN eingeleitet. Beim „fixen“ Auflager konnte noch eine Vorspannkraft von 2600 kN in den Spanngliedern gemessen werden. Diese Kraft war für die Durchführung des dritten Belastungsversuchs ausreichend, was ein Nachspannen der Spannglieder nicht erforderte.

3.2 Belastungsversuch V 1

Bei diesem Versuch betrug der Abstand der beiden Auflager 12,0 m. Die Presse wurde in 4,0 m Entfernung vom „flexiblen“ Auflager positioniert. Schon während des Vorspannens der Auflager wurde begonnen, die Lage der Messwertaufnehmer, bestehend aus 20 Stück Bogenwegaufnehmern, 10 Stück induktiven Wegaufnehmern und 12 Stück Dehnmessstreifen, nach der in Abb. 3-5 dargestellten Zeichnung auf die beiden Versuchsträger zu übertragen. Bei der Einteilung der Messwertaufnehmer wurde darauf geachtet, den durch die aufgebrachte Belastung resultierenden Spannungsverlauf in den Versuchsträgern zu messen. Nach Beendigung der Vorspannarbeiten wurden die L-förmigen Winkel, auf denen die Messwertaufnehmer angebracht wurden, mittels Heißkleber auf die Versuchsträger platziert, oder mittels Messing Spreizdübeln befestigt (siehe auch Abb. 3-3).



Abb. 3-3: Bogenwegaufnehmer

Die 12 Dehnmessstreifen wurden, wie in Abb. 3-4 dargestellt, auf Bügel angebracht, die zuvor freigelegt und speziell für die DMS - Klebtechnik vorbereitet wurden.



Abb. 3-4: Dehnmessstreifen

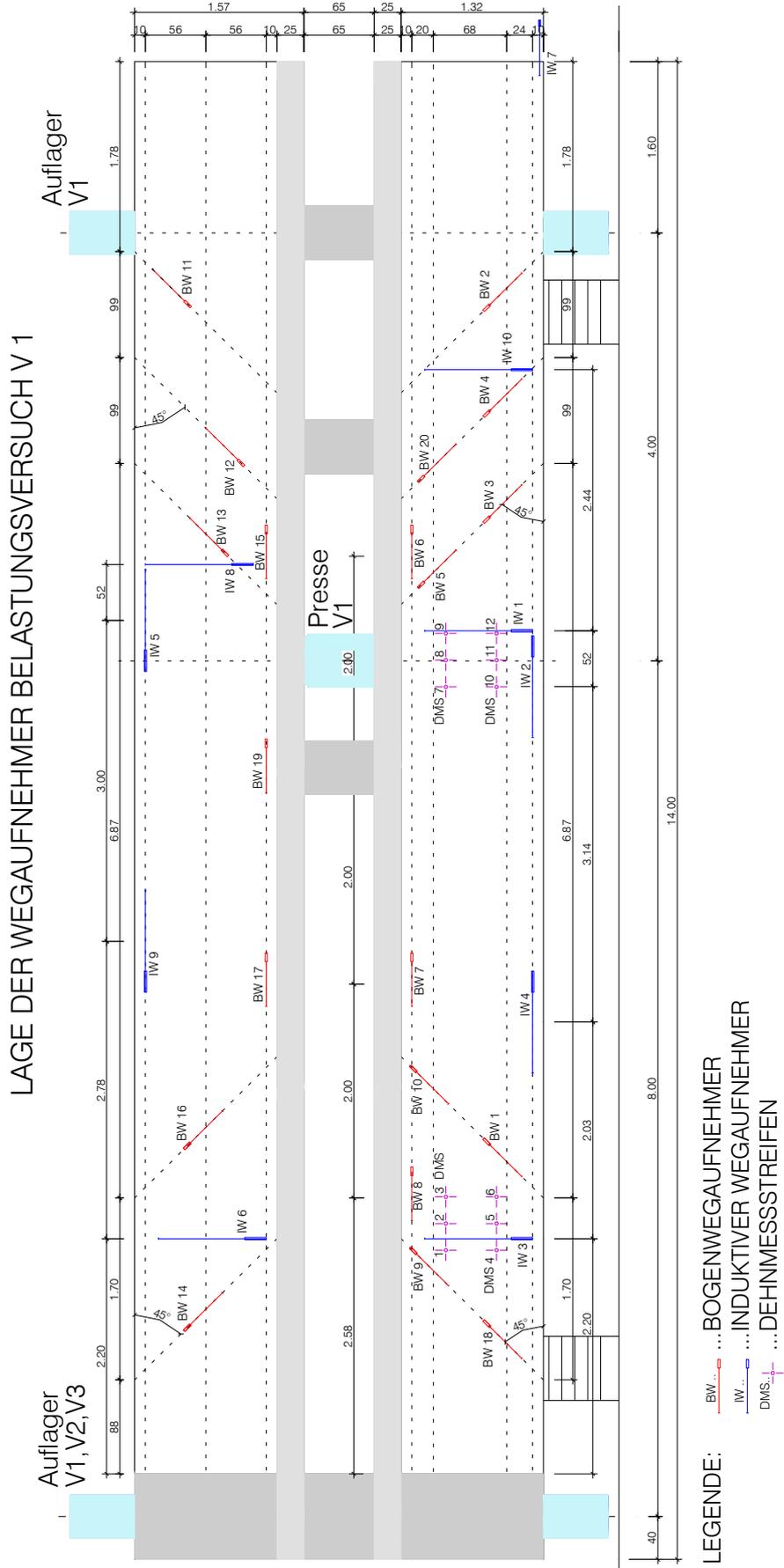


Abb. 3-5: Lage der Wegaufnehmer Belastungsversuch V 1

Weiterhin wurde ein induktiver Wegaufnehmer zur Messung des, beim ersten Belastungsversuch zu erwartenden, Spannstahleinzugs direkt auf einen Spannstahl des unteren Trägers angebracht (siehe Abb. 3-6).



Abb. 3-6: Messung des Spannstahleinzugs

Nach dem Anbringen aller Messwertaufnehmer wurden diese mit den Messwertverstärkern und einer Einheit für die Messdatenverarbeitung (PC) verbunden. Die vollständig verkabelte Messeinrichtung für den ersten Belastungsversuch ist in Abb. 3-7 dargestellt.



Abb. 3-7: Messeinrichtung Versuch Nr. 1

Im Anschluss wurde die zum Aufbringen der Belastung notwendige hydraulische Presse an die geplante Stelle gebracht. Ein kraftschlüssiges Anliegen der Presse am „Träger Nr. 1“ war erforderlich, um keine Hubhöhe der Presse zu verlieren. Dies wurde durch das Einlegen von Stahlplatten erreicht.

Nach dem Abschluss der Vorbereitungen am 11. Mai 2006 um 9:00 Uhr, erfolgten eine Bestandsaufnahme der vorhandenen Risse und die Nullmessung des Nivellements (die Darstellung der Messprofile erfolgte bereits in Kapitel 2.6). Danach wurde der erste Belastungsversuch gestartet. Der Versuch dauerte in etwa 1,5 Stunden. Die Auswertung des Versuchs sowie die Darstellung der einzelnen Laststufen erfolgt im Kapitel 4.1. Der Belastungsversuch wurde bei einer aufgebrachtten Höchstlast von 1810,90 kN beendet, da man die weiteren Versuche nicht gefährden wollte und dieser auch nicht als zerstörender Belastungsversuch geplant war.

3.3 Belastungsversuch V 2

Der zweite Belastungsversuch war mit einem Abstand der beiden Auflager von 10,0 m und einer Anordnung der Presse in Feldmitte geplant. Der Abstand der Presse vom ersten Belastungsversuch zum „flexiblen“ Auflager des zweiten Belastungsversuchs war mit 2,0 m geplant (siehe Abb. 3-8).

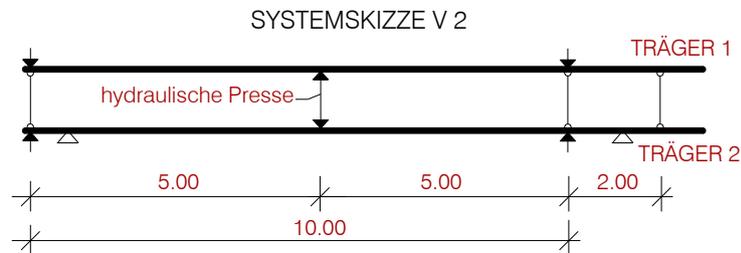


Abb. 3-8: Systemskizze 2. Belastungsversuch

Nach Beendigung des ersten Belastungsversuchs bei einer aufgebrachtten Pressenlast von $F = 1810,90 \text{ kN}$ wurde der entstandene Riss, der von der Lage der Presse des ersten Belastungsversuchs beginnend schräg nach oben verlaufend bis über das „flexible“ Auflager des geplanten zweiten Versuchs reichte, untersucht.

Die Dokumentation des Risses ergab Rissbreiten im Bereich von 1,0 mm bis 1,5 mm. Der Verlauf des Risses ist in der folgenden Abbildung dargestellt. Die Entwicklung aller Risse des ersten Versuchs ist in Kapitel 4.1 dargestellt.



Abb. 3-9: Rissbild 1. Belastungsversuch

Nach Abwägung des Einflusses des Risses auf den geplanten zweiten Belastungsversuch wurde entschieden, den Versuch nicht durchzuführen, da keine aussagekräftigen Ergebnisse zu erwarten waren. Der Auflagerbereich des „flexiblen“ Auflagers war durch den vorhergegangenen Versuchsablauf und die entstandenen Risse beim oben liegenden Träger schon zu geschwächt.

3.4 Belastungsversuch V 3

Bei diesem Versuch betrug der Abstand der beiden Auflager 7,0 m. Die Presse wurde im Abstand von 3,0 m zum „flexiblen“ Auflager positioniert. Vor Beginn des dritten Belastungsversuchs musste zuerst die Vorspannung des „flexiblen“ Lagers des ersten Versuchs gelöst werden. Dies erfolgte in umgekehrter Reihenfolge, der in Kapitel 3.1 erläuterten Arbeitsschritte. Auch hier war es also notwendig, die Pressen für das Lösen der Vorspannung mehrmals umzusetzen. Nach dem Lösen der Vorspannung wurde das, an der Unterseite des Trägers Nr. 2, mit Muttern auf den Gewindestangen befestigte Stahlmodul mit einem Hubwagen angehoben. Als nächstes wurden die 16 Stück Muttern gelöst und von den Gewindestangen geschraubt.

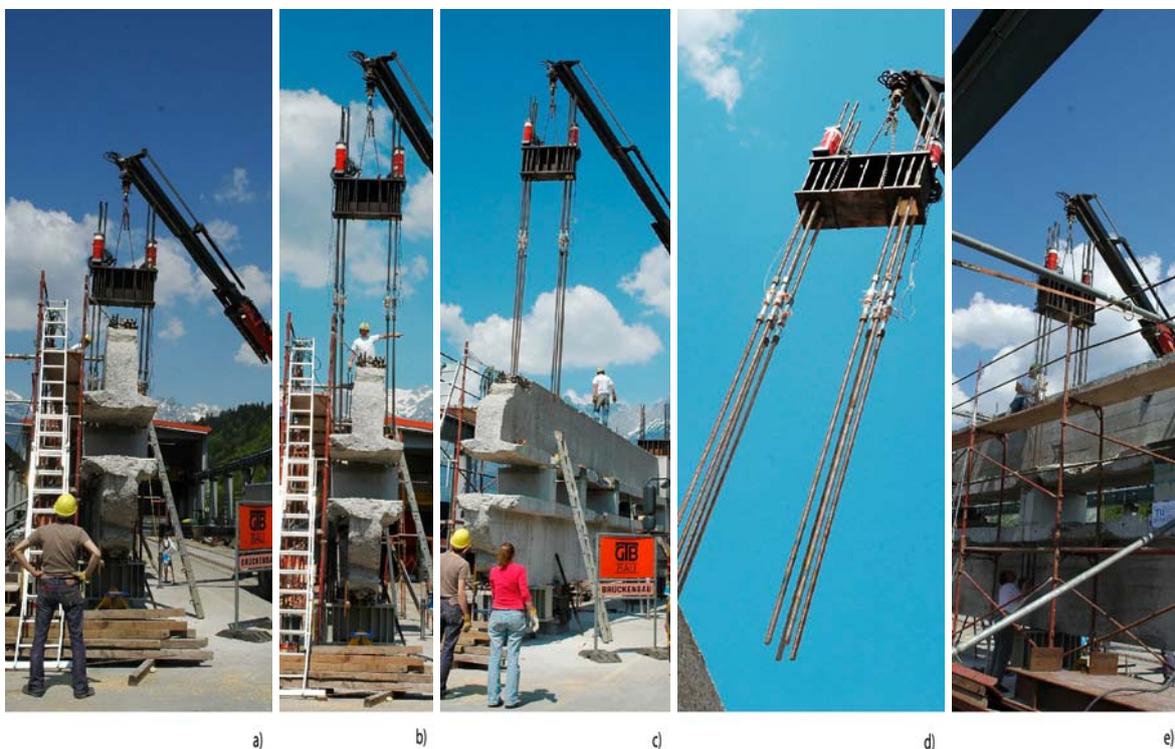


Abb. 3-10: Umsetzvorgang des Spannsystems

In der Abb. 3-10 [a)- e)] sind einzelne Arbeitsschritte des Umsetzvorgangs zu sehen. In den Abb. 3-10 a), b), ist das Ausfädeln des Stahlmoduls mit den mit acht Druckmessgliedern verbundenen 16 Stück Gewindestangen und den zwei aufgesetzten Pressen dargestellt. Beim Ausfädeln der Gewindestangen aus dem „flexiblen“ Auflager des ersten Versuchs sowie dem Einfädeln in das „flexible“ Auflager des dritten Belastungsversuchs Abb. 3-10 e) musste darauf geachtet werden, die Messkabel der Druckmessglieder nicht zu beschädigen.

Nach dem Einfädeln der Gewindestangen in das untere Stahlmodul wurden wieder die in Kapitel 3.1 erklärten Arbeitsschritte für das Vorspannen des „flexiblen“ Auflagers durchgeführt.

Beim Vorspannvorgang des „flexiblen“ Auflagers kam es, während der Aufbringung der Vorspannkraft auf das letzte Gewindestangenpaar, zu einem plötzlichen Auftreten von Rissen entlang der Kunststoffrohre in dem betonierten Sockel des „flexiblen“ Auflagers des dritten Versuchs. Daraufhin wurde der Vorspannvorgang sofort abgebrochen. Nach eingehender Begutachtung des Auflagers sowie des Rissverlaufs wurde eine Nachberechnung der bis zu diesem Zeitpunkt in das Auflager eingeleiteten Kräfte durchgeführt.



Abb. 3-11: Rissentstehung während Vorspannvorgang

Die Nachberechnung ergab eine eingeleitete Kraft von 2200 kN, die sich symmetrisch aufteilte. Diese war nur um 100 kN geringer als jene des ersten Versuchs und wurde auf Basis, der mittels ATENA erzielten Berechnungsergebnisse, der zu erwartenden Auflagerkräfte als ausreichend angenommen. Somit wurde beschlossen den Versuch fortzusetzen. Die entstandenen Risse waren nur im nachträglich betonierten oberen Teil des Sockels feststellbar. Es waren somit keine Auswirkungen auf den weiteren Versuchsablauf zu erwarten. Beim „fixen“ Auflager wurde nur die im Auflager verbliebene Vorspannkraft kontrolliert. Mit 2600 kN war sie um 200 kN geringer als jene des ersten Versuchs und wurde ebenfalls als ausreichend angenommen.

Während des Lösens der Vorspannung des „flexiblen“ Auflagers des ersten Versuchs wurde begonnen, die Lage der Messwertaufnehmer, bestehend aus 20 Stück Bogenwegaufnehmern, acht Stück induktive Wegaufnehmer und 20 Stück Dehnmessstreifen, nach dem in Abb. 3-12 dargestellten Plan auf die beiden Versuchsträger zu übertragen. 9 Stück Bogenwegaufnehmer und 4 Stück induktive Wegaufnehmer, die im ersten Versuch verwendet wurden, mussten nicht mehr neu angebracht werden. Die angebrachten Dehnmessstreifen Nr. 1 bis Nr. 6 waren in ihrer Lage so konzipiert, dass sie für alle Versuche verwendet werden konnten.

LAGE DER WEGAUFNEHMER BELASTUNGSVERSUCH V 2

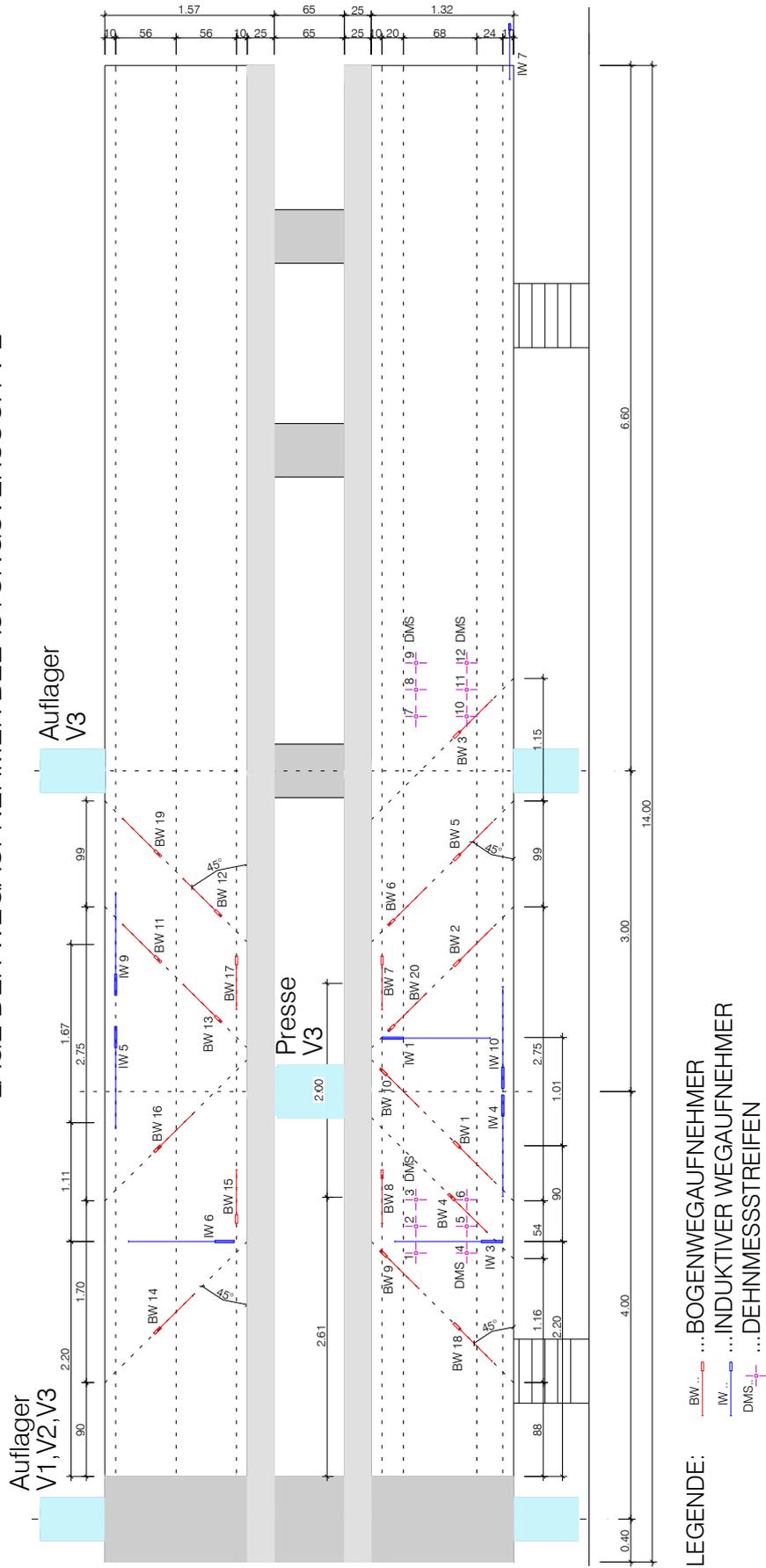


Abb. 3-12: Lage der Wegaufnehmer Belastungsversuch V 3

Das Anbringen der L-förmigen Winkel, auf denen die Messwertaufnehmer angebracht wurden, erfolgte nach dem Ende der Vorspannarbeiten des „flexiblen“ Auflagers (siehe Abb. 3-3).

Nach dem Anbringen aller Messwertaufnehmer wurden diese mit den Messwertverstärkern und einer Einheit für die Messdatenverarbeitung (PC) verbunden. Die vollständig verkabelte Messeinrichtung für den dritten Belastungsversuch ist in Abb. 3-13 dargestellt.



Abb. 3-13: Messeinrichtung Versuch Nr. 3

Die zum Aufbringen der Belastung notwendige hydraulische Presse wurde vor dem Umsetzen des Vorspannsystems in ihrer geplanten Lage eingebaut (siehe Abb. 3-14). Ein kraftschlüssiges Anliegen der Presse am „Träger Nr. 1“ wurde wiederum durch das Einlegen von Stahlplatten erreicht.



Abb. 3-14: Einbau Presse Belastungsversuch Nr. 3

Vor der Lastaufbringung, erfolgten noch eine Bestandsaufnahme der vorhandenen Risse sowie die Nullmessung des Nivellements (die Darstellung der Messprofile erfolgte bereits in Kapitel 2.6). Danach wurde der 3. Belastungsversuch gestartet. Die Auswertung des Versuchs sowie die Darstellung der einzelnen Laststufen erfolgt im Kapitel 4.2. Bei diesem zerstörenden Belastungsversuch wurde eine aufgebrauchte Höchstlast von 4197,20 kN gemessen. Nach zwei weiteren Belastungsstufen, bei denen die Höchstlast nicht mehr überschritten wurde, wurde der Versuch nach zwei Stunden Dauer beendet, um einen sicheren Abbau der Versuchseinrichtung zu gewährleisten.

Die Dokumentation des Abbruchs der Versuchsträger und der Ausbau der Spann Stahl- und der schlaffen Bewehrungsproben erfolgt im Anhang Teil C.

4 Versuchsauswertung

4.1 Belastungsversuch V1

Bei diesem Versuch betrug der Abstand der beiden Auflager 12,0 m. Die Presse wurde in 4 m Entfernung vom „flexiblen“ Auflager positioniert. Nach Feststellung der bereits vorhandenen Risse an den Trägern sowie der Nullmessungen des Nivellements, erfolgte am Vormittag des 11. Mai 2006 um 9:00 Uhr der erste Versuch. Dieser dauerte ca. 1,5 Stunden.

4.1.1 Laststufen V1

Für den ersten Belastungsversuch wurden 11 Laststufen (in weiterer Folge mit LS abgekürzt) gewählt. Es wurde ein Belastungsintervall von $\Delta F = 200 \pm 5$ kN für die Laststufen LS 2 bis einschließlich LS 8, wie in Tab. 4.1 dargestellt, gewählt. Für die Laststufen LS 9 Bis LS 11 erfolgte die Laststeigerung mit $\Delta F = 150 \pm 5$ kN. Bei jeder Laststufe wurden die Verformungen der beiden Träger mittels Nivellement gemessen und dokumentiert (siehe Tab. 4.1). Während dieser Zeitspanne reduzierte sich die jeweils bis zu diesem Zeitpunkt aufgebrachte Kraft um durchschnittlich 25 kN. Dies lässt sich durch das Entstehen von Mikrorissen in den Träger begründen.

Die durch die Presse aufgebrachte Höchstlast von $F_{\max} = 1810,90$ kN wurde zwischen LS 10 und LS 11 erreicht. Diese teilte sich unter Annahme eines Einfeldsystems mit einer konstanten Biegesteifigkeit der Träger über die gesamte Länge in beide Auflager wie folgt auf:

- „fixes“ Auflager: $A = 1/3 \cdot F_{\max} = 603,63$ kN
- „flexibles“ Auflager: $B = 2/3 \cdot F_{\max} = 1207,27$ kN

Laststufe	Pressenkraft Messanfang/ Messende [kN]	Profil 12		Profil 10		Profil 8		Profil 6		Profil 4		Profil 2	
		w_{12} T1	w_{12} T2	w_{10} T1	w_{10} T2	w_8 T1	w_8 T2	w_6 T1	w_6 T2	w_4 T1	w_4 T2	w_2 T1	w_2 T2
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
LS 1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
LS 2	200/184	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
LS 3	390/370	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
LS 4	590/573	0,00	-0,50	0,00	0,00	0,50	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
LS 5	790/770	0,00	-0,50	0,50	0,50	1,00	0,50	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00
LS 6	990/955	0,00	-0,50	1,00	1,00	2,00	1,00	2,00	1,00	1,00	0,50	0,00	0,00
LS 7	1185/1160	0,00	-0,50	2,00	1,00	2,50	1,50	2,50	1,50	2,00	1,00	0,00	0,00
LS 8	1390/1350	0,50	-0,50	3,00	1,00	3,00	2,00	3,50	2,00	2,00	1,00	1,00	0,00
LS 9	1500/1490	1,00	-0,50	4,00	1,50	4,00	2,50	4,50	2,00	3,50	1,00	1,50	0,00
LS 10	1660/1630	1,00	-0,50	7,00	2,00	9,00	2,50	7,00	2,50	5,00	1,50	2,00	0,00
Höchstlast	1810,9	/											
LS 11	1750/1720	2,00	-0,50	10,00	2,00	12,00	3,00	9,00	3,00	7,00	1,50	3,00	0,00
Entlastung	1710	/											

Tab. 4.1: Belastungsversuch V1: Darstellung der Laststufen und Verformungen

Die erste Laststufe LS 2 wurde bei einer Pressenkraft von $F = 200$ kN durchgeführt. Die erste detaillierte Überprüfung der Rissentwicklung erfolgte bei der Laststufe LS 6, mit einer aufgetragenen Pressenlast von $F = 1000$ kN. Ebenfalls war die Entwicklung der Risse durch eine durchgehende Fotodokumentation des Belastungsversuchs nachvollziehbar.

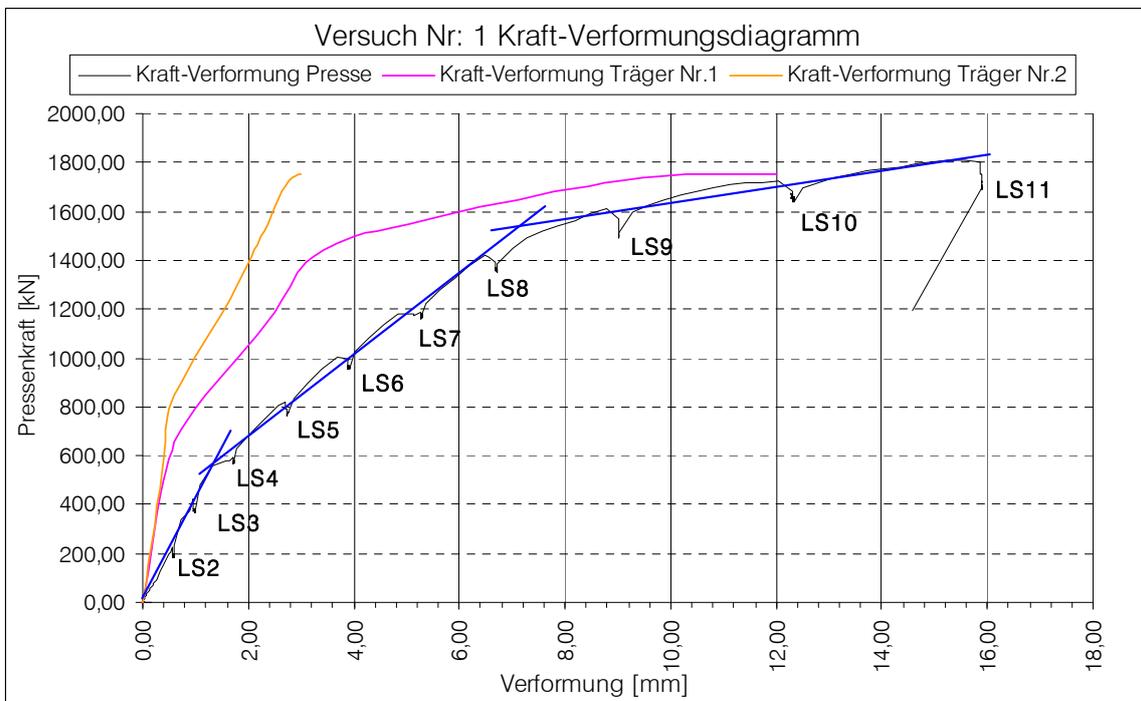


Abb. 4-1: Versuch V1: Last-Verformungsdiagramm mit Laststufen

In Abb. 4-1 sind die Last - Verformungslinien der beiden Träger und der Presse für den ersten Versuch dargestellt. Ebenfalls sind in diesem Diagramm die einzelnen Laststufen erkennbar. Die auf der Ordinate aufgetragene Pressenkraft wird zu gleichen Teilen in die „Träger Nr. 1“ und „Träger Nr. 2“ eingeleitet. Die auf der Abszisse des Diagramms aufgetragene maximale Verformung ergibt sich aus der Durchbiegung des oberen Trägers und der des unteren Trägers an der Stelle der Presse. Die Presse ist leicht links neben dem Messprofil bei 8,0 Meter, wie in Abb. 4-2 dargestellt, situiert. In der Abbildung sind die unterschiedlichen Verformungen der beiden Träger ersichtlich. Es ist zu erkennen, dass die Kraft-Verformungslinie des „Trägers Nr. 1“ in etwa dem Verlauf der Kraft-Verformungslinie der Presse entspricht und die Kraft-Verformungslinie des „Trägers Nr. 2“ zu Beginn der Lasteinleitung eine starke Steigung aufweist und nur sehr langsam abflacht.

Bis zur Laststufe LS 4 ist ein linearer Anstieg der Kraft erkennbar. Von der Laststufe LS 4 bis zur Laststufe LS 8 ist ebenfalls ein konstanter Anstieg, jedoch mit geringerer Steigung, ersichtlich. Der Übergang lässt sich durch die Entstehung der ersten Risse erklären. In weiterer Folge flacht die Kraft zunehmend ab, was auf eine weitere Zunahme der Risse und Abnahme der Biegesteifigkeit der Träger zurückzuführen ist. Deutlich erkennbar ist das ausgeprägte duktile Verhalten des oberen Trägers bei gleich bleibender Kraft und zunehmendem Pressenweg. Aus dem Diagramm in Abb. 4-1 lässt sich vor der Laststufe LS 7 eine deutliche Zunahme des Pressenweges, bzw. der Durchbiegung der Träger, ohne Erhöhung der Pressenlast feststellen. Eine detaillierte Darstellung des gesamten Durchbiegungsverlaufes der beiden Träger erfolgt im Kapitel 4.1.2.

4.1.2 Durchbiegungsmessung V1

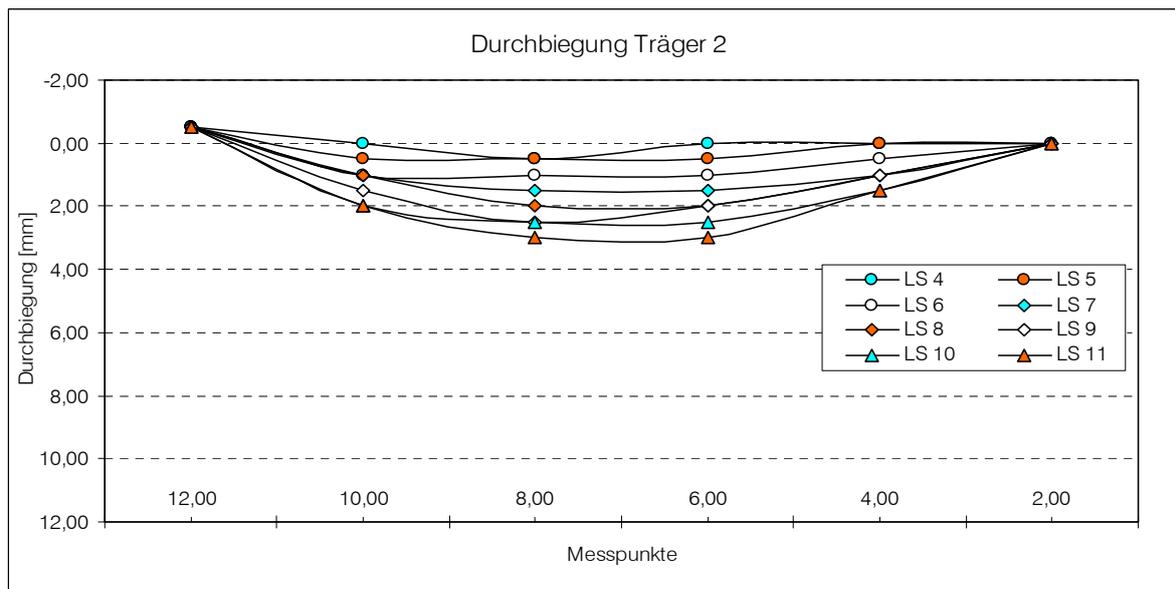
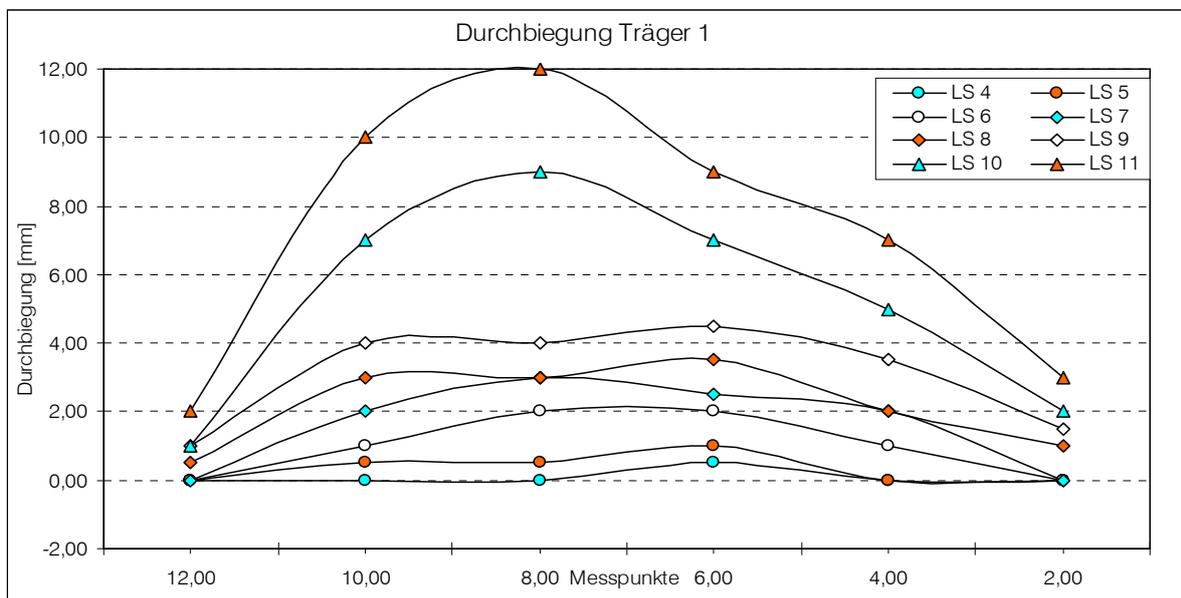
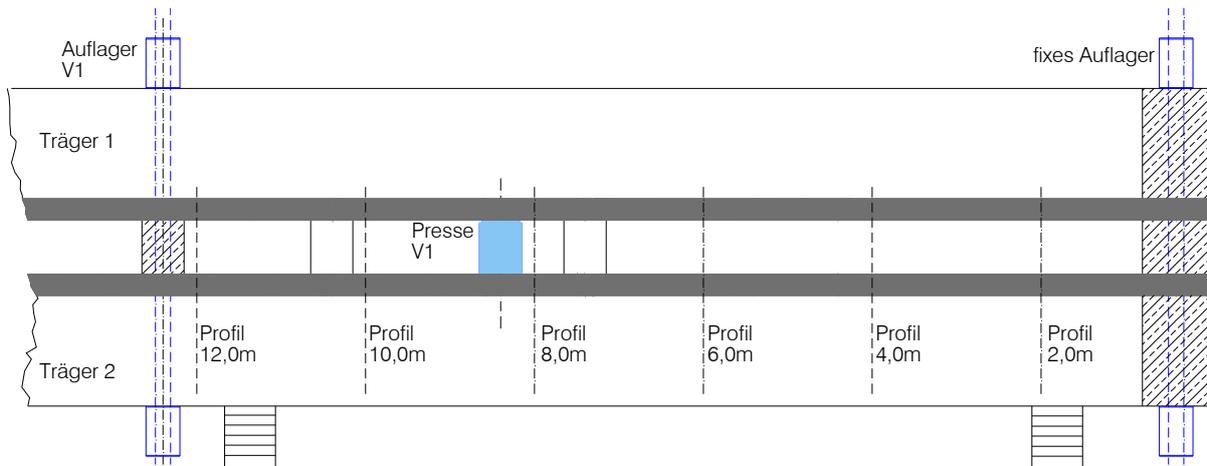


Abb. 4-2: Belastungsversuch V1: Durchbiegungen Träger Nr. 1 und Träger Nr. 2 für ausgewählte Laststufen

Während aller Laststufen wurden die Verformungen der beiden Träger mittels Nivellement gemessen. Für die Dokumentation der Durchbiegungen wurden sechs Messprofile im Abstand von 2,0 m entlang der horizontalen Achse des Versuchsaufbaues eingerichtet. Die Entwicklung der Verformungen der beiden Träger ist in Abb. 4-2 für ausgewählte Laststufen dargestellt. Alle mittels Nivellement gemessenen Werte der Durchbiegungen in den einzelnen Messprofilen sind in Tab. 4.1 zusammengefasst.

Die Messung der Verformungen während der ersten Laststufe LS 2 an den Profilen 2,0 m bis 12,0 m ergab keine Änderung zur Nullmessung. Die ersten Verformungen konnten für beide Träger während der dritten Laststufe LS 4, mit einer aufgebrachten Pressenkraft von $F = 590 \text{ kN}$, festgestellt werden. Die bei der Laststufe LS 6 durchgeführte Verformungsmessung ergab in allen Messprofilen erstmals eine Abweichung beider Träger von der durchgeführten Nullmessung (Abb. 4-2). Für den „Träger Nr. 1“ wurde eine maximale Durchbiegung für diese Laststufe von 2,0 mm in den Profilen 6,0 m und 8,0 m festgestellt. Beim „Träger Nr. 2“ ergab sich die maximale Durchbiegung für diese Laststufe in den Messprofilen 6,0 m, 8,0 m und 10,0 m zu 1,0 mm.

Bis zur Laststufe LS 9, bei einer Belastung von $F = 1500 \text{ kN}$, konnte eine nahezu lineare Zunahme der Verformungen an beiden Trägern festgestellt werden. Wie Abb. 4-2 erkennen lässt, erfolgte danach ein sprunghafter Anstieg der Verformungen des „Trägers Nr. 1“, während beim „Träger Nr. 2“ weiterhin geringe, nahezu lineare Verformungszunahmen beobachtet werden konnten.

Abb. 4-2 zeigt, dass die Verformungen des oberen Versuchsträgers links neben der Presse ab einer aufgebrachten Last von $F = 1660 \text{ kN}$ weit stärker anwachsen als rechts neben der Presse. Eine Erklärung dafür liefern auch die Rissbilder in Kapitel 4.1.3 in denen sich wie geplant, Schubrisse nur in dem Bereich „flexibles“ Auflager bis zur Presse ausbilden. Eine offensichtliche Schwächung der anderen Trägerhälfte ist nicht feststellbar. Die lässt sich wiederum durch die Vorschädigung des oberen Trägers während des Ausbaus des Trägers begründen.

Nach dem Erreichen der Versuchslast von 1810,9 kN erfolgte noch eine letzte Messung der Verformungen der Träger während der Laststufe LS 11. Diese ergab für den „Träger Nr. 1“ eine maximale Durchbiegung von 12,0 mm im Profil 8,0 m, welches sich knapp neben der Presse befand. Für den „Träger Nr. 2“ ergab die Messung der Verformungen eine deutlich geringere Durchbiegung von je 3,0 mm im Profil 8,0 m sowie im Profil 6,0 m.

Die beschriebenen Rissbilder wurden auf der glatten Seite der Träger aufgenommen und dokumentiert. In Abb. 4-3 a) ist die Bestandsaufnahme (siehe Abb. 4-4), der vor Versuchbeginn vorhandenen Risse, dargestellt.



Abb. 4-4: Rissbreitenmessung mittels Risssschablone

Bei beiden Trägern wurde ein leicht schräg verlaufender Riss mit einer Breite von im Mittel 0,10 mm festgestellt. Der Verlauf der beiden Risse entspricht der Lage der Spannstähle in den Trägern, die teilweise nur eine geringe Betondeckung aufwiesen. Weiters wurden vertikale Risse mit durchschnittlich 0,15 mm Breite im Bereich des „flexiblen“ Auflagers für den geplanten zweiten Versuchs festgestellt. Die im „Träger Nr. 1“ rechts neben dem „flexiblen“ Auflager sichtbaren Risse mit einer Rissbreite im Bereich von 3,0 mm, hatten keinen Einfluss auf die folgenden Versuche, da sie außerhalb des Einflussbereichs lagen.

In weiterer Folge wird die Entwicklung des Rissbildes beschrieben. Bis zum Erreichen einer Pressenkraft von $F = 600 \text{ kN}$, Laststufe LS 4, wurden bei der Überprüfung der vorhandenen Risse und deren Rissbreiten keine nennenswerten Änderungen zur Nullmessung festgestellt. Bei der Laststufe LS 5 waren erste Veränderungen im Rissbild des oberen Trägers erkennbar. Diese Veränderungen sind in dem, bei einer Pressenkraft von $F = 990 \text{ kN}$ dokumentierten und in Abb. 4-3 b) gezeichneten, Rissbild ersichtlich.

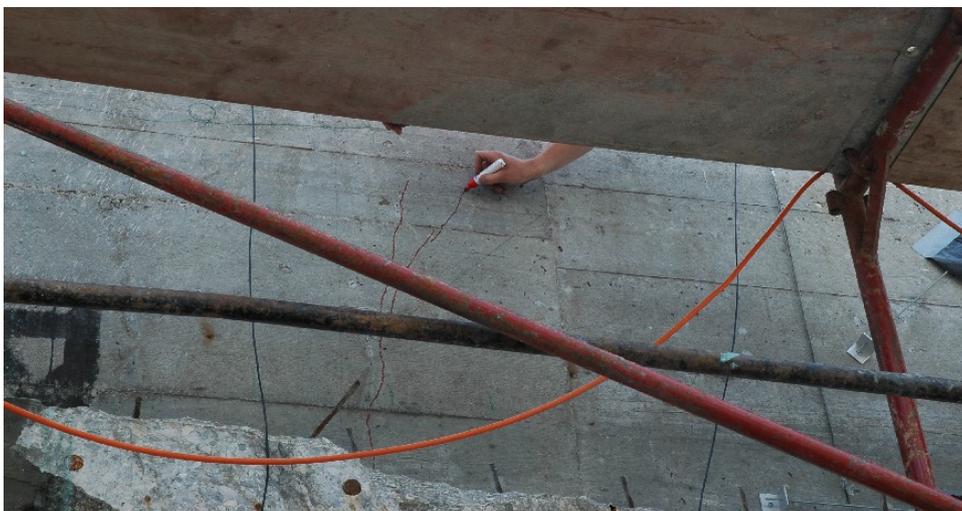


Abb. 4-5: Nachzeichnen der entstandenen Risse bei LS 6

Dieses Rissbild verdeutlicht neben der Entstehung von Schubrisse, mit Rissbreiten im Bereich von 0,4 mm, im Einflussbereich der Presse, die Bildung einzelner Verästelungen und Verlängerungen der bereits vorhandenen Risse im „Träger Nr. 1“ im Bereich des „flexiblen“ Auflagers des zweiten Belastungsversuchs (siehe Abb. 4-5). Ebenfalls vergrößerte sich die Breite dieser Risse im Durchschnitt von 0,2 mm auf durchschnittlich 0,6 mm. Beim unteren Träger wurde eine Verbreiterung des entlang der Spannstähle verlaufenden, vorhandenen Risses von 0,05 mm auf 0,35 mm festgestellt.

Das in Abb. 4-3 c) dargestellte Rissbild wurde den in der Fotodokumentation ersichtlichen Rissen nachvollzogen. Hier sind im „Träger Nr. 1“ deutlich zwei Schubrisse zu erkennen. Der oberhalb der Presse beginnende Riss weist zuerst einen nahezu vertikalen Verlauf mit einer Rissbreite von 1,0 mm auf und nähert sich danach kontinuierlich dem Verlauf des bestehenden Risses entlang der geneigten Spannstähle an. Bis sich schließlich einzelne vertikale Verästelungen an der Trägeroberseite, mit einer Rissbreite im Bereich von 0,4 mm bis 0,6 mm, ausbilden. Der zweite markante Riss verläuft in einem Winkel von 45° zur Horizontalen in Richtung Oberkante des „Träger Nr. 1“ im Bereich des „flexiblen“ Auflagers. Der Verlauf zeigt starke Verästelungen sowie eine maximale Rissbreite von 3,0 mm. Beim unteren Träger wurde eine leichte Verlängerung des vertikalen Risses mit einer Rissbreite von 0,15 mm dokumentiert.

Der Verlauf der Schubrisse des oberen Trägers wurde abschließend nochmalig auf der rauhen Trägerseite dokumentiert (siehe Abb. 3-9 und Abb. 4-6).



Abb. 4-6: Dokumentation Rissverlauf Versuch Nr. 1, Träger Nr. 1, gestuckte Trägerseite

Weitere Bilder zur Entwicklung der Risse werden im Anhang C dargestellt.

Festzustellen bleibt, dass der obere Träger im Allgemeinen eine stärkere Verformung sowie eine stärker ausgeprägte Rissbildung aufweist, was auf eine Vorschädigung des Trägers während des Ausbaues, die aus der Bestandsaufnahme (vgl. Abb. 2-5) hervorgeht, hindeutet.

4.1.4 Ergebnisse der Messwertaufnehmer V 1

In diesem Kapitel werden ausgewählte wesentliche Messdaten näher erläutert. Alle aufgenommenen Messdaten werden im Anhang Teil A dokumentiert.

Im Diagramm in Abb. 4-7 sind die Messdaten der 4 induktiven Wegaufnehmer, die jeweils am Trägerrand der beiden Träger angebracht wurden, dargestellt. Die induktiven Wegaufnehmer Ind 2 und Ind 5 wurden jeweils zentral bei der Pressenachse, ca. 10 cm vom Trägerrand entfernt, angebracht (siehe Abb. 3-5). Die induktiven Wegaufnehmer Ind 4 und Ind 9 wurden jeweils zwischen der Pressenachse und der Auflagerachse des „fixen“ Auflagers, ebenfalls ca. 10 cm vom Trägerrand entfernt, situiert.

Das Diagramm zeigt bis zum Erreichen einer der Höchstlast von $F_{\max} = 1810,9 \text{ kN}$ eine lineare Zunahme der Dehnungen der im Feld situierten Wegaufnehmer Ind 4 und Ind 9, wobei der obere Träger eine deutlich größere Randdehnung erfährt. Der direkt in der Pressenachse befestigte Wegaufnehmer Ind 5 zeigt für den „Träger Nr. 1“ einen Übergang vom linearen zum nichtlinearen Bereich mit einer maximalen Randdehnung von $\epsilon_{\max} = 0,6 \text{ ‰}$. Für den unteren Träger stellen sich, wie auch schon in der Durchbiegungsmessung erläutert, weit geringere Randdehnungen ein. Die maximale Randdehnung wird mit $\epsilon_{\max} = 0,2 \text{ ‰}$ gemessen.

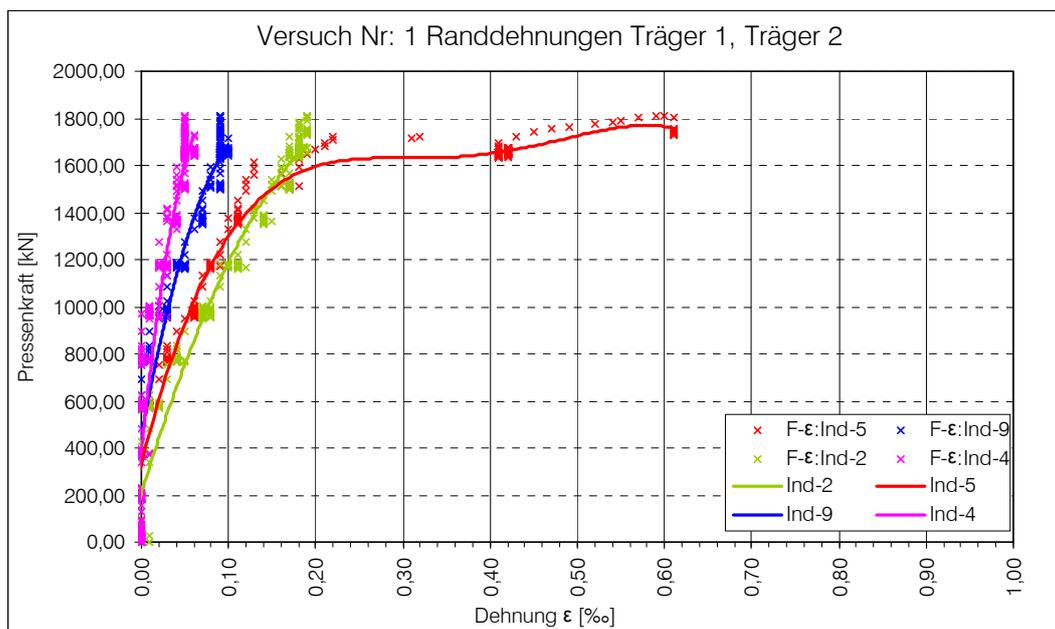


Abb. 4-7: Messergebnisse der induktiven Wegaufnehmer Trägerrand T 1 und T 2 ,V1

In Abb. 4-8 sind die Messdaten ausgewählter Bogen- und induktiver Wegaufnehmer, die am „Träger Nr. 1“ angebracht waren, dargestellt. Die Auswertung der Daten zeigt für die Bogenwegaufnehmer BW 11, BW 12 und BW 13 bis zur eingeleiteten Höchstlast einen linearen Verlauf der Dehnungen auf bis zu maximal $\epsilon_{\max} = 0,2 \text{ ‰}$. Bei einer Last von ca. 1600 kN erfolgt ein deutlicher Sprung in der Kurve des induktiven Wegaufnehmers Ind 8.

Der Sprung und das Ansteigen der Dehnung auf $\epsilon_{\max} = 1,3\text{‰}$ begründen sich auf die Entstehung eines Schubrisses, der von der Presse leicht geneigt nach oben in den Bereich des Wegaufnehmers Ind 8 verläuft und dessen Rissbreite stetig anwächst (siehe Abb. 4-3)

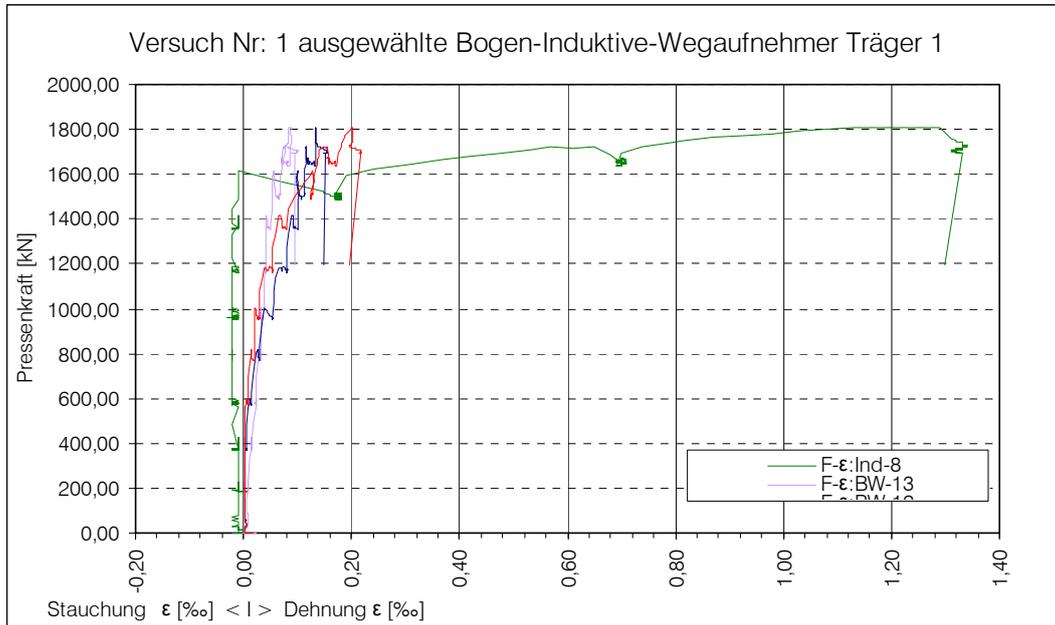


Abb. 4-8: Messergebnisse ausgewählter Wegaufnehmer Träger Nr.1, V 1

Der induktive Wegaufnehmer Ind 7 maß während des ersten Belastungsversuchs den Spannstahleinzug. In Abb. 4-9 ist der lineare Verlauf des Einzugs dargestellt. Der betrachtete Spannstahl (siehe Abb. 3-6) wurde bis zu 0,04 mm eingezogen.

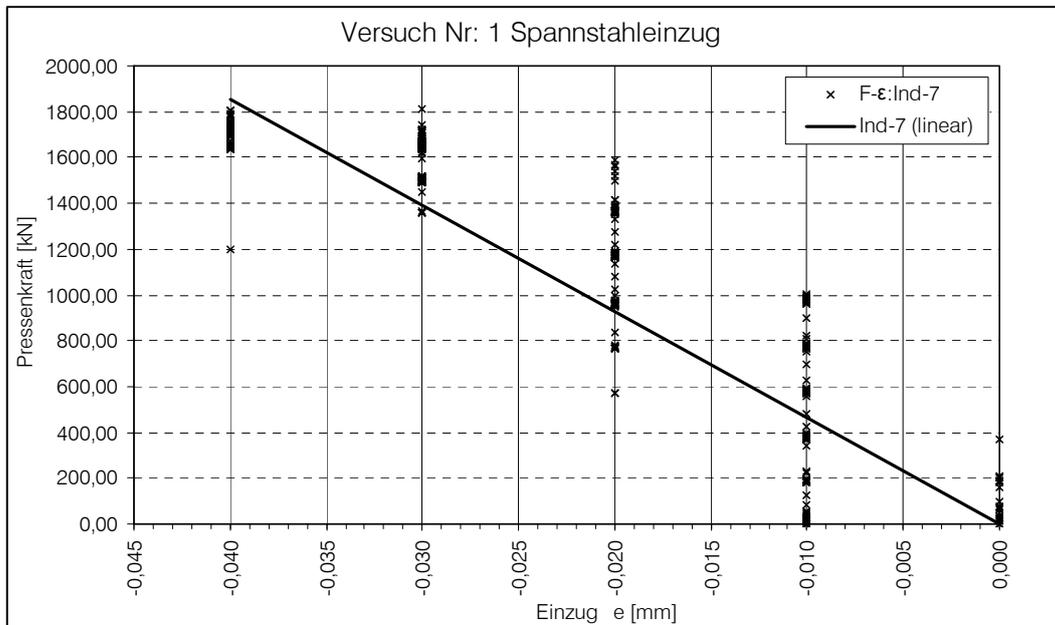


Abb. 4-9: Messung des Spannstahleinzugs

4.1.5 Zusammenfassung und Resümee des 1. Belastungsversuches

Bei diesem Versuch betrug der Abstand der beiden Auflager 12,0 m. Die hydraulische Presse wurde in 4 m Entfernung vom „flexiblen Auflager“ positioniert. Durch die Presse wurde in 11 Laststufen eine Versuchshöchstlast von $F_{\max} = 1810,90 \text{ kN}$ aufgebracht. Diese teilte sich unter der Annahme eines Einfeldsystems mit einer konstanten Biegesteifigkeit der Träger im Verhältnis $1/3 \cdot F_{\max}$ zu $2/3 \cdot F_{\max}$ auf die Auflager auf.

Die Verformung der Träger wurde anhand von sechs Messprofilen dokumentiert. Wie in Abb. 4-1 und Abb. 4-2 dargestellt, erreichte der obere Träger bei der aufgebrachten Höchstlast eine maximale Verformung von 12,0 mm. Der untere Träger hingegen wies eine maximale Durchbiegung von 3,0 mm auf. Während der „Träger Nr.1“ nahezu im linearen Bereich blieb, erfolgte beim „Träger Nr.2“ schon bei einer aufgebrachten Kraft von 900 kN der Übergang vom linearen in den nichtlinearen Bereich. Die größere Verformung der oberen Trägers spiegelt sich auch in der Rissbildung wieder. Hier entwickelten sich im „Träger Nr.1“ markante Risse während im „Träger Nr.2“ fast keine Veränderungen der Risse zur Bestandsaufnahme feststellbar waren. Weiterhin ergaben Messdaten der an den Rändern der Versuchsträger angebrachten induktiven Wegaufnehmer für den oberen Träger Randdehnungen von maximal 0,6 ‰, beim unteren Träger wurden maximal 0,1 ‰ gemessen.

Festzustellen bleibt, dass der obere Träger im Allgemeinen eine stärkere Verformung sowie eine stärker ausgeprägte Rissbildung aufweist, was auf eine Vorschädigung des Trägers während des Ausbaues hindeutet. Schon bei diesem Versuch wurde die nach Ö Norm B 4750 durch die Träger aufzunehmende Querkraft überschritten (siehe Kapitel 5).

4.2 Belastungsversuch V3

Bei diesem Versuch betrug der Abstand der beiden Auflager 7,0 m. Die Presse wurde in 3 m Entfernung vom „flexiblen“ Auflager positioniert. Nach Feststellung der bereits vorhandenen Risse an den Trägern sowie der Nullmessungen des Nivellements, erfolgte am späten Nachmittag des 11. Mai 2006 um 17:20 Uhr der dritte Belastungsversuch. Dieser dauerte ca. zwei Stunden.

4.2.1 Laststufen V3

Für den dritten Belastungsversuch wurden 22 Laststufen (in weiterer Folge mit LS abgekürzt) gewählt. Die erste Laststufe LS 2 wurde bei einer Pressenkraft von $F = 200 \text{ kN}$ durchgeführt. Von der Laststufe LS 4 bis zur Laststufe LS 7 kam ein Belastungsintervall von $\Delta F = 200 \pm 5 \text{ kN}$, wie in Tab. 4.2 dargestellt, zur Anwendung. Für die Laststufen LS 7 bis LS 10 erfolgte die Laststeigerung mit $\Delta F = 400 \pm 5 \text{ kN}$. Die weitere Laststeigerung bis zur Laststufe LS 14 erfolgte in unregelmäßigen Abständen. Für die Laststufen LS 15 bis LS 19 wurde ein Belastungsintervall von $\Delta F = 100 \pm 5 \text{ kN}$ gewählt. Die letzten drei Intervalle bis zum Erreichen der letzten Laststufe LS 22 wurden mit einer Laststeigerung von $\Delta F = 70 \pm 5 \text{ kN}$ durchgeführt.

Wie schon in Kapitel 4.1.1 erläutert, wurden die Verformungen der beiden Träger während jeder Laststufe mittels Nivellement gemessen und dokumentiert (siehe Tab. 4.2). Während dieser Zeitspanne reduzierte sich die jeweils bis zu diesem Zeitpunkt aufgebrachte Kraft um durchschnittlich 60 kN. Der beträchtlich größere Abfall der Pressenkraft im Gegensatz zum ersten Belastungsversuch lässt sich durch die längere Zeitspanne zwischen „Ende Kraft aufbringen“ und „Anfang Kraft aufbringen“ erklären. Da bei diesem Versuch die maximal mögliche Belastung vor dem Versagen der Träger ermittelt werden sollte, wurde die längere Zeitspanne bei den größeren Laststufen benötigt, um die Entwicklung der Risse sowie der Verformungen der Träger genau beurteilen zu können. Es wurde also nach jeder Laststufe entschieden, ob eine weitere Laststufe durchgeführt werden sollte.

Die durch die Presse aufgebrachte Höchstlast von $F_{\max} = 4197,20 \text{ kN}$ wurde zwischen LS 20 und LS 21 erreicht. Diese teilte sich unter Annahme eines Einfeldsystems mit einer konstanten Biegesteifigkeit der Träger in beide Auflager wie folgt auf:

- „fixes“ Auflager: $A = 3/7 \cdot F_{\max} = 1798,8 \text{ kN}$
- „flexibles“ Auflager: $B = 4/7 \cdot F_{\max} = 2398,4 \text{ kN}$

Nach zwei weiteren Belastungsstufen, bei denen die Höchstlast nicht mehr überschritten wurde, wurde der Versuch beendet, um einen sicheren Abbau der Versuchseinrichtung zu gewährleisten.

Laststufe	Pressenkraft Messanfang/ Messende [kN]	Profil 8		Profil 6		Profil 4		Profil 2	
		w_8 T1	w_8 T2	w_6 T1	w_6 T2	w_4 T1	w_4 T2	w_2 T1	w_2 T2
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
LS 1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
LS 2	480/450	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
LS 3	790/755	0,00	0,00	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00
LS 4	980/936	0,00	0,00	1,00	0,50	1,00	0,50	0,50	0,50
LS 5	1200/1162	0,00	0,00	1,00	0,50	1,00	0,50	1,00	0,50
LS 6	1420/1366	0,00	0,00	1,00	0,50	1,00	1,00	1,00	0,50
LS 7	1600/1550	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50
LS 8	2000/1950	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50
LS 9	2400/2340	0,00	0,00	1,00	1,00	2,00	1,00	2,00	0,50
LS 10	2800/2740	0,00	0,00	2,00	1,00	2,00	1,50	2,00	0,50
LS 11	2950/2930	0,00	0,00	3,00	1,00	4,00	2,00	2,00	1,00
LS 12	3200/3100	0,00	0,00	3,00	1,00	4,50	2,00	2,00	1,00
LS 13	3400/3320	0,00	0,00	3,00	1,00	6,00	2,00	4,00	1,00
LS 14	3400/3390	1,00	0,00	4,00	2,00	7,00	3,00	4,00	1,00
LS 15	3700/3620	1,00	-1,00	6,00	2,00	9,00	4,00	6,00	1,00
LS 16	3800/3750	1,00	-1,00	7,00	2,50	11,00	4,50	7,00	1,00
LS 17	3900/3840	1,00	-1,00	8,00	2,50	12,00	5,00	8,00	1,00
LS 18	4000/3900	1,00	-1,50	10,00	2,50	14,00	5,00	9,00	1,00
LS 19	4100/3980	1,00	-2,00	12,00	3,00	17,00	6,00	11,00	1,00
LS 20	4170/4040	2,00	-1,00	15,00	6,00	22,00	6,00	13,00	1,00
Höchstlast	4197,2								
LS 21	4140	2,00	0,00	21,00	7,00	30,00	7,00	14,00	0,00
LS 22	4140	2,00	0,00	27,00	7,00	40,00	7,00	14,00	0,00

Tab. 4.2: Belastungsversuch V3: Darstellung der Laststufen

Die Dokumentation der Rissentwicklung erfolgte aus Sicherheitsgründen während des Belastungsversuchs nur mehr mittels einer durchgehenden Fotodokumentation des Versuchs. Bei der Laststufe LS 6 mit einer eingeleiteten Kraft von $F = 1420$ kN, der Laststufe LS 13, mit einer eingeleiteten Kraft von $F = 3400$ kN und der letzten Laststufe wurden zusätzliche Rissbildskizzen angefertigt (Abb. 4-12).

In Abb. 4-10 sind die Last-Verformungslinien der beiden Träger und der Presse für den dritten Belastungsversuch dargestellt. Im Diagramm wurden zusätzlich einzelne Laststufen beschriftet. Die auf der Ordinate aufgetragene Pressenkraft wird zu gleichen Teilen in die „Träger Nr. 1“ und „Träger Nr. 2“ eingeleitet. Die auf der Abszisse des Diagramms aufgetragene maximale Verformung ergibt sich aus der Durchbiegung des oberen Trägers und der des unteren Trägers an der Stelle der Presse. Die Presse ist leicht links neben dem Messprofil bei 4,0 Meter, wie in Abb. 4-11 dargestellt, situiert. In der Abbildung sind die unterschiedlichen Verformungen der beiden Träger ersichtlich. Es ist zu erkennen, dass die Kraft-Verformungslinie des „Trägers Nr. 1“ in etwa dem Verlauf der Kraft-Verformungslinie der Presse entspricht und die Kraft-Verformungslinie des „Trägers Nr. 2“ zu Beginn der Lasteinleitung eine starke Steigung aufweist und nur sehr langsam abflacht.

Bis zur Laststufe LS 11 ist ein linearer Kraftanstieg erkennbar. Von der Laststufe LS 11 bis zur Laststufe LS 18 ist zunehmend plastisches Verhalten erkennbar. Deutlich erkennbar ist das ausgeprägte duktile Verhalten des oberen Trägers bei gleich bleibender Kraft und zunehmenden Pressenweg. Ab der Laststufe LS 18, mit einer eingeleiteten Kraft von $F = 4000 \text{ kN}$, bis zum Abbruch des Versuchs ist eine deutliche Zunahme des Pressenweges, sprich der Durchbiegung, um fast 30 mm ohne eine weitere Erhöhung der Pressenlast festzustellen.

Bei diesem Belastungsversuch wurde ein maximaler Pressenweg von 50,0 mm erreicht. Im Vergleich dazu waren es beim ersten Belastungsversuch lediglich 16,50 mm. Wobei in beiden Versuchen der „Träger Nr. 1“ eine weitaus größere Verformung erfuhr.

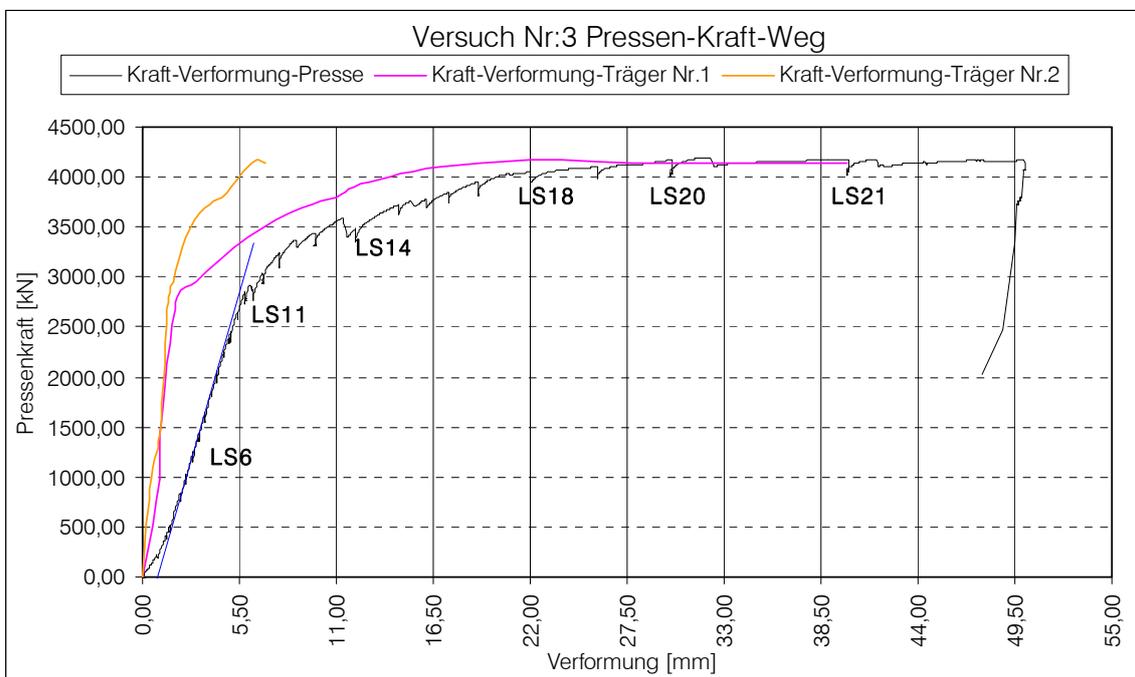


Abb. 4-10: Versuch V3: Last-Verformungsdiagramm und ausgewählte Laststufen

Eine detaillierte Darstellung des gesamten Durchbiegungsverlaufes der beiden Träger erfolgt im Kapitel 4.2.2.

4.2.2 Durchbiegungsmessung V3

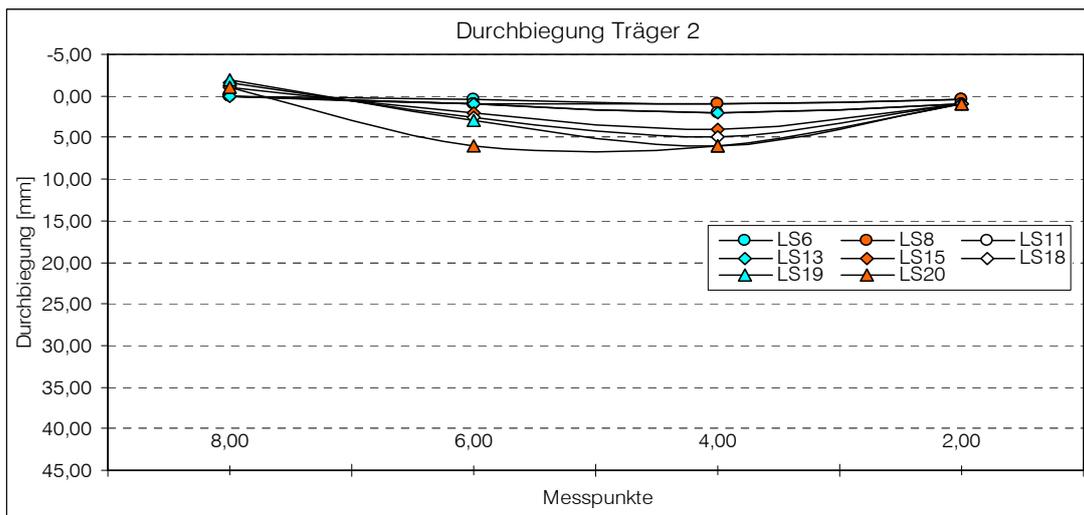
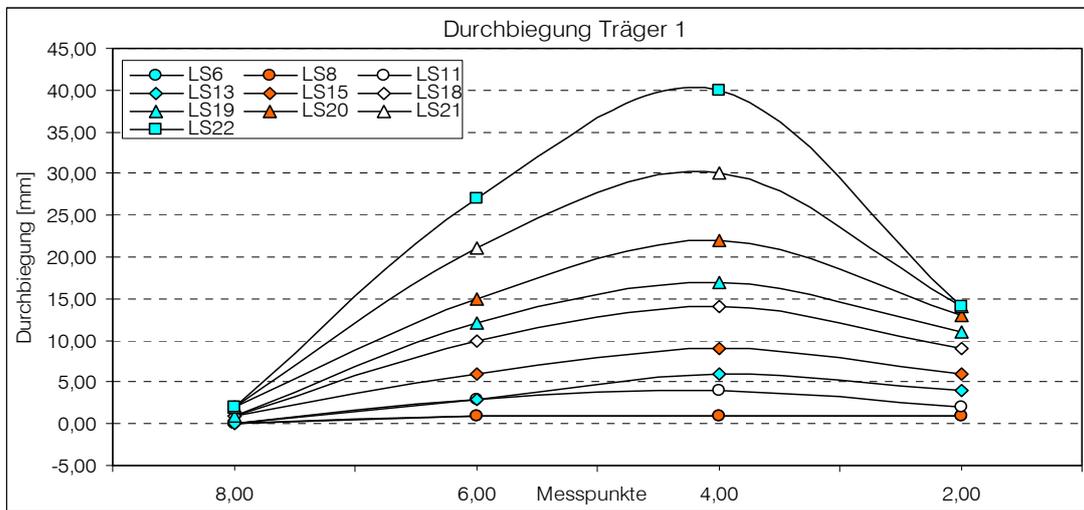
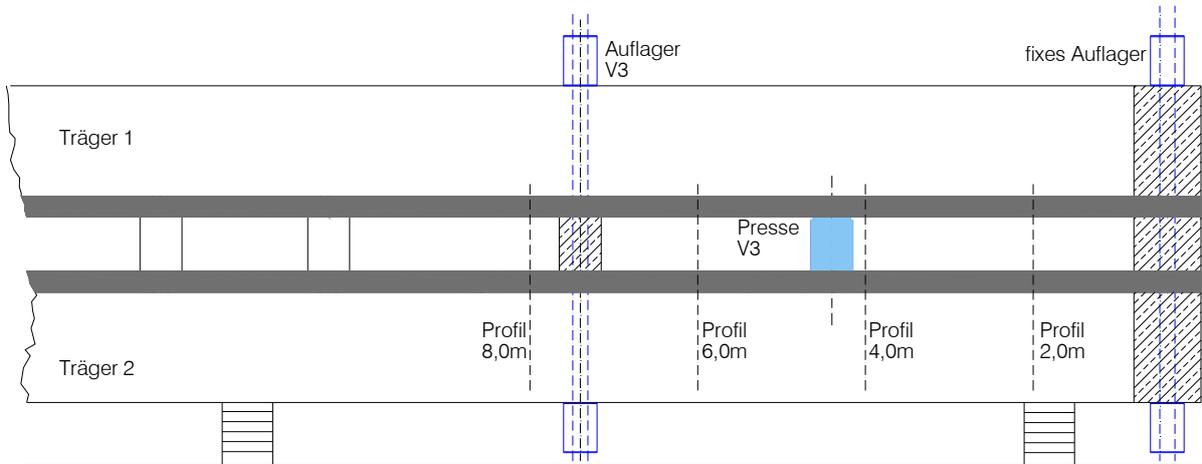


Abb. 4-11: Belastungsversuch V3: Durchbiegungen Träger1 und Träger 2 für ausgewählte Laststufen

Während aller Laststufen wurden die Verformungen der beiden Träger mittels Nivellement gemessen. Für die Dokumentation der Durchbiegungen wurden nur noch vier, der sechs im Abstand von 2,0 m entlang des Versuchsaufbaues eingerichteten Messprofile, verwendet. Die Entwicklung der Verformungen der beiden Träger ist in Abb. 4-11 für ausgewählte Laststufen dargestellt. Alle mittels Nivellement bei den Laststufen gemessenen Werte der Durchbiegungen der Träger in den einzelnen Messprofilen sind in Tab. 4.2 zusammengefasst.

Die Messung der Verformungen während der ersten Laststufe LS 2 an den Profilen 2,0 m bis 8,0 m ergab für den oberen Träger eine Verformung im Messprofil 6,0 m von 1,0 mm. Die ersten Verformungen für den unteren Träger wurden bei der zweiten Laststufe LS 3, mit einer aufgebrachten Pressenkraft von $F = 790 \text{ kN}$, festgestellt. Die bei der Laststufe LS 5 durchgeführte Verformungsmessung ergab in allen Messprofilen erstmals eine Abweichung beider Träger von der durchgeführten Nullmessung. Die gemessenen Verformungen im Profil 8,0 m, welches bereits außerhalb des „flexiblen“ Auflagers des dritten Versuchs liegt, werden nicht näher erläutert, da es sich bei den gemessenen Werten lediglich um eine Verdrehung der Träger handelt.

Bis zur Laststufe LS 10 mit einer aufgebrachten Kraft von $F = 2800 \text{ kN}$, wurden lediglich geringe Verformungen von maximal 2,0 mm, an beiden Trägern festgestellt. Wie in Tab. 4.2 sowie in der Abb. 4-11 erkennbar, erfolgt danach ein kontinuierlicher Anstieg der Verformungen des Trägers Nr. 2 bis zur letzten Laststufe, während beim „Träger Nr. 1“ ab der Laststufe LS 18 starke Verformungszunahmen beobachtet werden konnten.

Nach dem Erreichen der Höchstlast von $F = 4197,2 \text{ kN}$ erfolgten noch zwei Messungen der Verformungen der Träger bei den Laststufen LS 21 und LS 22. Die letzte Messung ergab für den „Träger Nr. 1“ eine maximale Durchbiegung von 40,0 mm im Profil 4,0 m, welches sich knapp neben der Presse befand. Für den „Träger Nr. 2“ ergab die Messung der Verformungen eine deutlich geringere Durchbiegung von maximal 7,0 mm im Profil 4,0 m.

4.2.3 Dokumentation der Rissentstehung V3

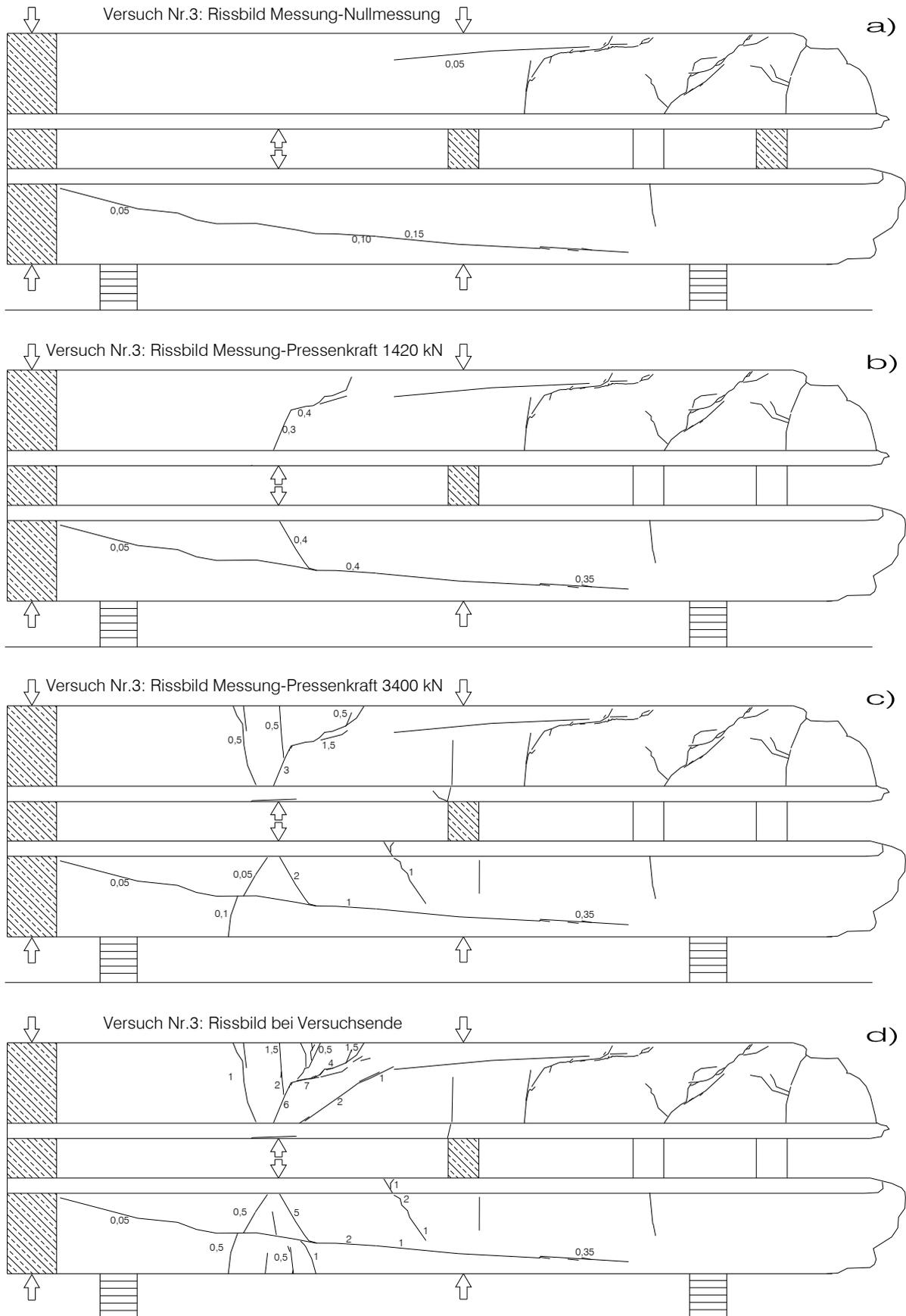


Abb. 4-12: Darstellung der Rissbildentwicklung, 3. Belastungsversuch

Die beschriebenen Rissbilder wurden auf der glatten Seite der Träger aufgenommen und dokumentiert. In Abb. 4-12 a) ist die durchgeführte Bestandsaufnahme, der vor dem Versuchbeginn bei den Trägern vorhandenen Risse, dargestellt.

Bei beiden Trägern wurden nur die aus dem ersten Versuch entstandenen Risse festgestellt. Eine weitere Schädigung der Träger war nicht erkennbar. Die Entwicklung der Risse wurde laufend beobachtet. Die ersten wesentlichen Risse, die bis zur Laststufe LS 6 entstanden, wurden in Abb. 4-12 b) festgehalten.

Dieses Rissbild zeigt die Entstehung von Schubrissen, mit Rissbreiten im Bereich von 0,4 mm, ober- und unterhalb der Presse. Die Bildung einzelner Verästelungen des Risses im „Träger Nr. 1“ nach dem Übergang zum entlang der Spannstäbe verlaufenden Risses war erkennbar. Im „Träger Nr. 2“ war dieser Übergang ebenfalls ersichtlich.

Das in Abb. 4-12 c) gezeichnete Rissbild zeigt die bis zur Laststufe LS 13 ($F = 3400 \text{ kN}$) entstandenen Risse. Hier ist im oberen Träger deutlich eine starke Verästelung des Schubrisses sowie eine Vergrößerung der Rissbreite von 0,4 mm auf 3,0 mm zu erkennen. Ebenfalls ist links neben der Presse ein leicht geneigter 0,5 mm breiter Riss entstanden. Der rechts unterhalb der Presse beginnende Riss weist zuerst einen leicht geneigten Verlauf mit einer Rissbreite von 2,0 mm auf und nähert sich danach kontinuierlich dem Verlauf des bestehenden Risses entlang der geneigten Spannstäbe an. In diesem Bereich war eine Rissbreite von 1,0 mm zu erkennen.

Bei den beschriebenen Rissen vergrößerte sich die Breite bis auf 7,0 mm bzw. es wurden vermehrt Verästelungen der Risse bis zum Ende der Belastung festgestellt. Beim „Träger Nr. 1“ entstand ein zweiter markanter, flach geneigter, Riss rechts neben der Presse mit einer Breite von ca. 2,0 mm. Beim unteren Träger wurde ein zusätzlicher Riss, der in der Platte beginnend stark geneigt in Richtung Auflager verlief, mit einer Breite von 1,0 mm dokumentiert. Bis zum Zeitpunkt des Abbruchs des Versuchs traten Abplatzungen des Betons im Bereich der Druckzone oberhalb der Presse sowie im Bereich der Schubrisse auf.

Der Verlauf der Schubrisse wurde auf der rauhen Trägerseite ebenfalls durchgehend dokumentiert. Eine Darstellung der aufgenommenen Bilder erfolgt im Anhang C.

4.2.4 Ergebnisse Messwertaufnehmer V 3

In diesem Kapitel werden ausgewählte wesentliche Messdaten näher erläutert. Alle aufgenommenen Messdaten werden im Anhang Teil A dokumentiert.

Im Diagramm in Abb. 4-13 sind die Messdaten der vier induktiven Wegaufnehmer, die jeweils am Trägerrand der beiden Träger angebracht wurden, dargestellt. Die induktiven Wegaufnehmer Ind 4 und Ind 10 wurden am unteren Träger links und rechts neben der Pressenachse ca. 10 cm vom Trägerrand entfernt angebracht (siehe Abb. 3-12). Der induktive Wegaufnehmer Ind 5 wurde am oberen Träger zentral bei der Pressenachse und der induktive Wegaufnehmer Ind 9 wurde am oberen Träger zwischen der Pressenachse und der Auflagerachse des „flexiblen“ Auflagers, ebenfalls ca. 10 cm vom Trägerrand entfernt, situiert.

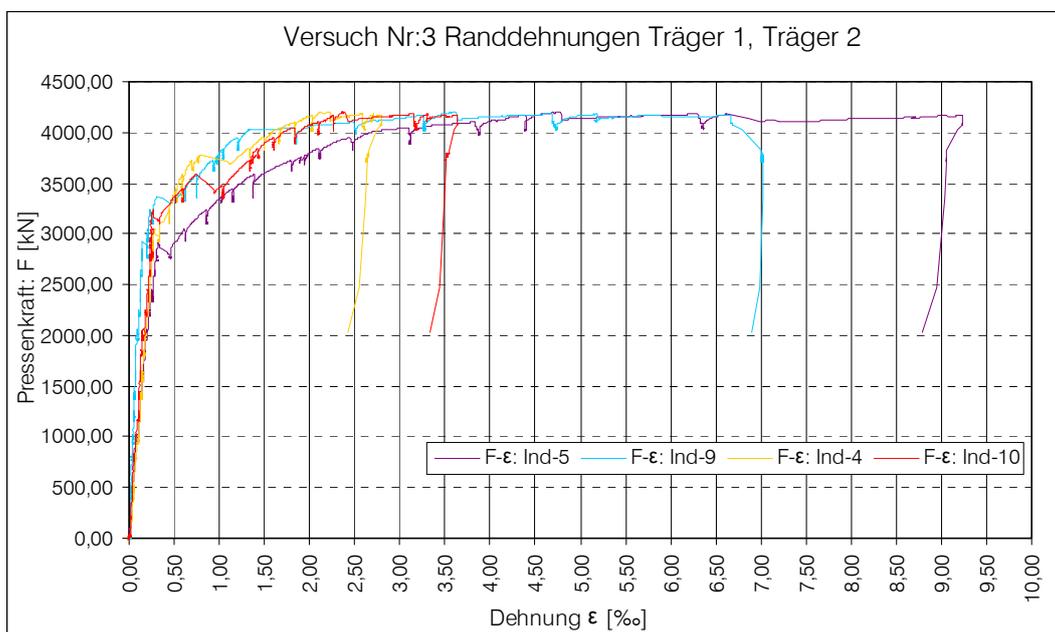


Abb. 4-13: Messergebnisse der induktiven Wegaufnehmer Trägerrand T 1 und T 2 ,V3

Das Diagramm zeigt bis zum Erreichen einer Pressenkraft von ca. 3000 kN eine lineare Zunahme der Dehnungen der Wegaufnehmer. Bei der weiteren Steigerung der Last weist der „Träger Nr. 1“ ein stark ausgeprägtes Fließplateau, mit einer maximalen Randdehnung von $\epsilon_{\max} = 9,3 \text{ ‰}$, auf. Für den unteren Träger stellen sich, wie auch schon in der Durchbiegungsmessung erläutert, weit geringere Randdehnungen ein. Die maximale Randdehnung wird nach Erreichen eines kurzen Fließplateaus mit $\epsilon_{\max} = 3,5 \text{ ‰}$ gemessen.

In Abb. 4-14 sind die Messdaten der auf zwei Bügeln des „Trägers Nr. 2“ im Bereich des „fixen“ Auflagers angebrachten Dehnmessstreifen dargestellt. Die Dehnmessstreifen Dms 5 und Dms 6 weisen bis zum Erreichen einer aufgebrauchten Last von ca. 3400 kN keine Dehnungen auf. Bei einer weiteren Steigerung der Last erfolgte eine lineare Zunahme der Dehnung in den Bügeln. Die Messung erfolgte in μS (micro strain). 1 μS entspricht 1/1000 ‰.

Bei der eingeleiteten Kraft von $F = 4197 \text{ kN}$ wurde durch den Dehnmessstreifen Dms 6 eine Dehnung des Bügels von $\epsilon_{\text{max}} = 1,53 \text{ ‰}$ gemessen. Beim Dehnmessstreifen Dms 5 war es eine Dehnung von $\epsilon_{\text{max}} = 0,7 \text{ ‰}$. Die Auswertung der Messdaten der restlichen Dehnmessstreifen ergab keine aussagekräftigen Ergebnisse.

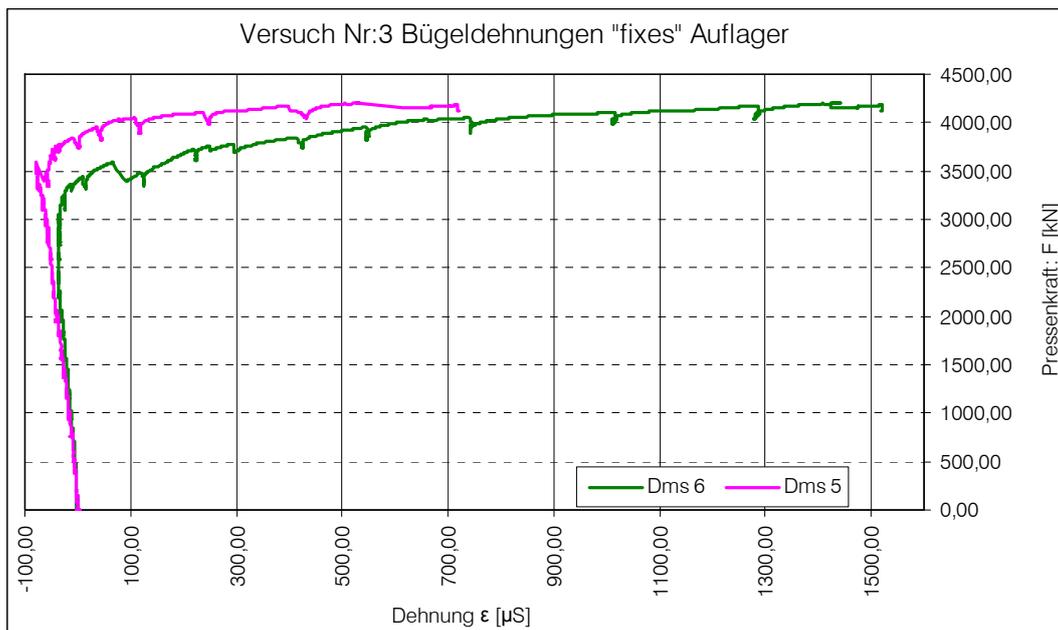


Abb. 4-14: Messergebnisse der Dehnmessstreifen beim „fixen“ Auflager V 3 in μS

In Abb. 4-15 sind die Messdaten ausgewählter Bogen- und induktiver Wegaufnehmer, die am „Träger Nr. 2“ angebracht waren, dargestellt. Die Auswertung der Daten zeigt die Ausbildung eines Fließplateaus sowie den Anstieg der Dehnungen von $\epsilon = 1,5 \text{ ‰}$ auf maximal $\epsilon_{\text{max}} = 4,3 \text{ ‰}$ für die Bogenwegaufnehmer BW 2 und BW 5 und für den induktiven Wegaufnehmer Ind 1 bei einer eingeleiteten Pressenkraft von ca. 4000 kN. Bis zu einer Last von ca. 3400 kN erfolgt ein linearer Verlauf der Dehnungen. Danach ist ein deutlicher Sprung des Verlaufes zu erkennen. Das zuvor erwähnte Übergehen in den plastischen Bereich, ist auf die Entstehung eines Risses, der im Bereich des Wegaufnehmers Ind 1 auftrat, und der Vergrößerung der bereits bestehenden Risse, die entlang der Lage der Spannstähle verliefen zu begründen.

Die Bogenwegaufnehmer BW 1 und BW 10 verzeichneten ab einer eingeleiteten Kraft von ca. 3200 kN Betonstauchungen von maximal $\epsilon_{\text{max}} = 0,45 \text{ ‰}$. Die Wegaufnehmer befanden sich (siehe Abb. 3-12) unterhalb der Presse und waren unter 45° in Richtung der Drucktrajektorien geneigt.

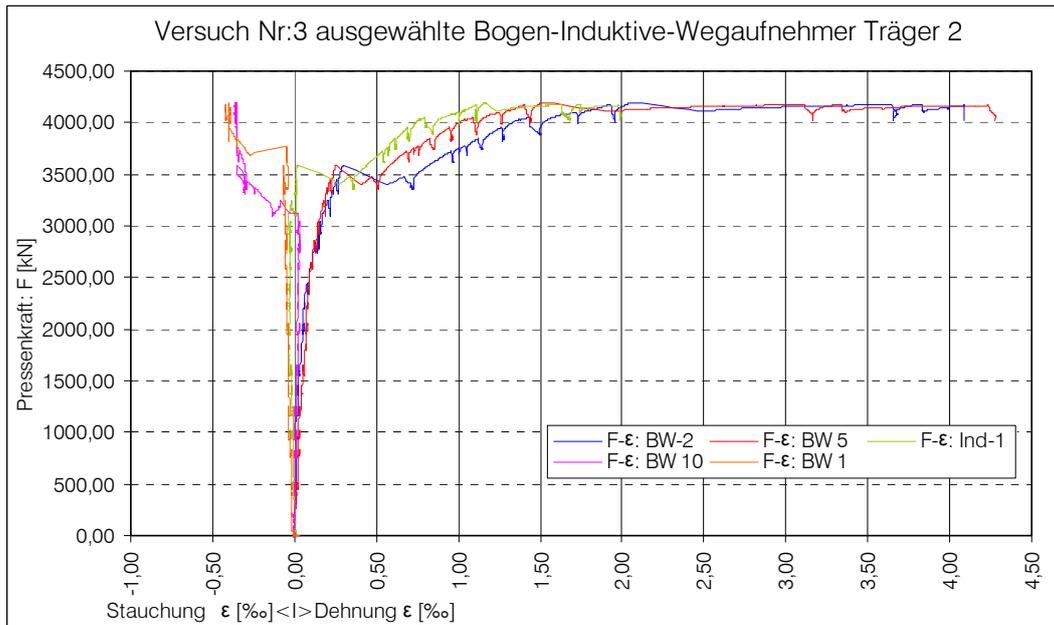


Abb. 4-15: Messergebnisse ausgewählter Wegaufnehmer Träger Nr.2, V 3

4.2.5 Zusammenfassung und Resümee des 3. Belastungsversuches

Bei diesem Versuch betrug der Abstand der beiden Auflager 7,0 m. Die hydraulische Presse wurde in 3 m Entfernung vom „flexiblen Auflager positioniert. Durch die Presse wurde in 22 Laststufen eine Versuchshöchstlast von $F_{\max} = 4197,20$ kN aufgebracht. Diese teilte sich unter der Annahme eines Einfeldsystems mit einer konstanten Biegesteifigkeit der Träger im Verhältnis $3/7 \cdot F_{\max}$ zu $4/7 \cdot F_{\max}$ auf die Auflager auf.

Die Verformung der Träger wurde anhand von drei Messprofilen dokumentiert. Der obere Träger erreichte bei der aufgebrachten Höchstlast eine maximale Verformung von 40,0 mm. Der untere Träger hingegen wies lediglich eine maximale Durchbiegung von 7,0 mm auf. Deutlich erkennbar war das ausgeprägte duktile Verhalten des „Trägers Nr.1“ bei gleich bleibender Kraft und zunehmenden Pressenweg. Bei beiden Trägern wurden Rissbreiten von bis zu 7,0 mm festgestellt. Die Träger wiesen durch die ausgeprägte Rissbildung und duktiles Verhalten ein gutes Ankündigungsverhalten vor dem Versagen auf. Weiterhin ergaben Messdaten der an den Rändern der Versuchsträger angebrachten induktiven Wegaufnehmer für den oberen Träger Randdehnungen von maximal 9,3 ‰ (bei einem ausgeprägten Fließplateau). Beim unteren Träger wurden nach Erreichen eines kurzen Fließplateaus Randdehnungen von maximal 3,5 ‰ gemessen.

Festzustellen bleibt, dass wiederum der obere Träger eine wesentlich stärkere Verformung sowie eine stärker ausgeprägte Rissbildung aufweist. Bei diesem Belastungsversuch konnte eine hohe Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden.

5 Berechnung des Querkrafttragverhaltens nach div. Normen und Ermittlung des max. zul. Sonderfahrzeugs

5.1 Allgemeines

In den nachstehenden Kapiteln erfolgt eine Nachberechnung der Querkrafttragfähigkeit der Versuchsträger mit den in den Kapiteln 2.3 und 2.4 angegebenen Abmessungen, Materialien und verwendeten Baustoffkennwerten. Für die Nachberechnung werden folgende Normen herangezogen:

- Ö-Norm B 4250 (01. Juli 1989) Spannbetontragwerke, Berechnung und Ausführung [12]
- Ö-Norm B 4750 (01. Nov. 2000): Spannbetontragwerke, EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung [7]
- EN 1992-1-1 Eurocode 2 (Dezember 2004). Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken – Teil 1-1 [10]
- ON-Regel 24008 (1. Dez. 2006). Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken [22].

Für die berechneten Querkrafttragwiderstände wird anschließend das maximal mögliche Sonderfahrzeug mit Hilfe der aktuellen Belastungsnorm EN 1991-2 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken ermittelt. Die Berechnung der Widerstände der Versuchsträger nach Ö-Norm B 4250, Ö-Norm B 4750 und EN 1992-1-1 Eurocode 2 sowie der Einwirkungen auf das Brückentragwerk erfolgt mit charakteristischen Werten, um die berechneten Grenztragfähigkeiten mit den aus den Versuchen ermittelten Ergebnissen der Querkrafttragfähigkeit der Träger vergleichen zu können um einen globalen Sicherheitsfaktor zu ermitteln.

5.2 Berechnung nach B 4250 (01.Juli.1989) [12]

Der Nachweis der Widerstände erfolgt mit charakteristischen Baustoffkennwerten, dies entspricht den dieser Norm zugrunde liegenden Traglastverfahren, welches, wie in [14] beschrieben, im Jahr 1953 mit der Einführung der Normenreihe B 4200 europaweit erstmalig Anwendung fand. Die Abmessungen der Träger sind Kapitel 2.3.1 zu entnehmen.

5.2.1 Verwendete Baustoffe und Kennwerte

- Beton:

Es wird ein Beton B 500 der Ö-Norm B 4200 Teil 10 [15], der die folgenden Festigkeitswerte aufweist, angenommen.

Druckfestigkeit von 20 cm – Würfeln nach 28 Tagen: $W_{28}=50,0 \text{ N/mm}^2$

- Schlatte Bewehrung:

Es wird ein schlaffer Bewehrungsstahl BSt 420 (Gruppe III) der Ö-Norm B 4200 Teil 7, der die folgenden Festigkeitswerte aufweist, angenommen.

Rechnerische Streckgrenze: $\sigma_s^* = 420,0 \text{ N/mm}^2$

- Spannstahl:

Es wird ein Spannstahl ST 85/105 Rg [22] der die folgenden Festigkeitswerte aufweist, angenommen.

Zugfestigkeit: $\sigma_p^* = 1030,0 \text{ N/mm}^2$

5.2.3 Aufnahme der schrägen Zugkräfte durch Bewehrung

Die maximal aufnehmbare reduzierte Querkraft im Steg $redQ_{max}^*$ durch die Schrägzugbewehrung wird durch Umformen der in der Ö-Norm B 4250 enthaltenen Formeln ermittelt. Diese wird für beide im Träger verwendeten vertikalen Schrägzugbewehrungen, Bügel mit einem Durchmesser von 8,0 mm im Feldbereich sowie Bügel mit einem Durchmesser von 10,0 mm im Auflagerbereich, berechnet.

- Bügel \varnothing 8 mm; 2-schnittig

Mit der Bügelquerschnittsfläche $A_{sw} = 1,0 \text{ cm}^2$ und dem Bügelabstand $s = 25,0 \text{ cm}$ wird die auf die Längeneinheit bezogene lotrechte Bewehrung $a_{s\alpha} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$ laut [17] ermittelt.

Die Berechnung der aufnehmbaren schrägen Zugkraft je Längeneinheit der Stabachse f_α erfolgt mit der Stahlspannung der schlaffen Bewehrung $\sigma_s^* = 420 \text{ N/mm}^2$.

$$f_\alpha = a_{s\alpha} * \sigma_s^* = 168,84 \text{ kN/m} \quad (5.4)$$

Unter Einbeziehung des oben angegebenen Druckstrebenwinkels β , der Neigung der Bügel α sowie des Hebelarms der inneren Kräfte z ergibt sich die maximal aufnehmbare reduzierte Querkraft $redQ_{max}^*$ durch die Schrägzugbewehrung \varnothing 8,0 mm, reduziert um den Anteil der Querkraftkomponente der resultierenden Zugkraft der Spannbewehrung (siehe Kapitel 5.2.4), zu

$$redQ_{max}^* = f_\alpha * z * \sin \alpha * (\cot \alpha + \cot \beta) = 339,3 \text{ kN}. \quad (5.5)$$

- Bügel \varnothing 10 mm; 2-schnittig

Mit der Bügelquerschnittsfläche $A_{sw} = 1,57 \text{ cm}^2$ und dem Bügelabstand $s = 25,0 \text{ cm}$ wird die auf die Längeneinheit bezogene lotrechte Bewehrung $a_{s\alpha} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ laut [17] ermittelt.

Die Berechnung der aufnehmbaren schrägen Zugkraft je Längeneinheit der Stabachse f_α erfolgt mit der Stahlspannung der schlaffen Bewehrung $\sigma_s^* = 420 \text{ N/mm}^2$.

$$f_\alpha = a_{s\alpha} * \sigma_s^* = 263,76 \text{ kN/m} \quad (5.6)$$

Unter Einbeziehung des weiter oben angegebenen Druckstrebenwinkels β , der Neigung der Bügel α sowie des Hebelarms der inneren Kräfte z ergibt sich die maximal aufnehmbare reduzierte Querkraft $redQ_{max}^*$ durch die Schrägzugbewehrung \varnothing 10,0 mm, reduziert um den Anteil der Querkraftkomponente der resultierenden Zugkraft der Spannbewehrung (siehe Kapitel 5.2.4), zu

$$redQ_{max}^* = f_\alpha * z * \sin \alpha * (\cot \alpha + \cot \beta) = 530,05 \text{ kN}. \quad (5.7)$$

5.2.4 Querkraftkomponente der geneigten Spannkraft

Die geneigte Spanngliedführung im Auflagerbereich bewirkt eine Reduzierung der einwirkenden Querkraft Q^* um den Anteil der Querkraftkomponente der resultierenden Zugkraft der Spannbewehrung Z . Somit ergibt sich der Bemessungswert der Querkraft zu

$$redQ^*_{max} = Q^* - Z * \sin \gamma_z. \quad (5.8)$$

Für die Berechnung der resultierenden Zugkraft der Spannbewehrung werden 12 Spannstähle $\varnothing 26$ mm (siehe Abb. 2-7) mit einer Querschnittsfläche von $A_p = 530,93 \text{ mm}^2$ berücksichtigt. Es wird eine 45%ige Ausnützung des Spannstahls angenommen, somit ergibt sich die Zugkraft in einem Spannglied zu

$$Z^{(1)} = 45\% * \sigma_p^* * A_p = 246,09 \text{ kN} \quad (5.9)$$

sowie die geneigte Zugkraft des Spannstahls zu

$$Z^{(12)} = Z^{(1)} * 12 = 2953,08 \text{ kN}. \quad (5.10)$$

Die Neigung der 12 Spannstähle zur Trägerachse beträgt durchschnittlich $\gamma_z = 8^\circ$. Der Anteil der Querkraftkomponente der resultierenden Zugkraft berechnet sich durch die oben genannten Annahmen zu

$$Z^{(12)} * \sin \gamma_z = 410,99 \text{ kN} \quad (5.11)$$

5.2.5 Mindestschrägzugbewehrung

Laut Ö-Norm B 4250 [15] hängt die mindestens erforderliche Schrägzugbewehrung sowohl von den Baustoffkennwerten und Baustoffabmessungen als auch von den auftretenden Einwirkungen ab. Die Bügelbewehrung muss mindestens die Betonzugkraft unterer rechnerischer Traglast aufnehmen können.

5.3 Berechnung nach Ö-Norm B 4750 [7]

Der Nachweis der Widerstände erfolgt, im Gegensatz zu dem dieser Norm zugrunde liegenden semi-probabilistischen Sicherheitskonzept, mit charakteristischen Baustoffkennwerten. Die Abmessungen der Träger sind Kapitel 2.3.1 zu entnehmen.

5.3.1 Verwendete Baustoffe und Kennwerte

- Teilsicherheitsbeiwerte:

Beton: $\gamma_c = 1,5$; Stahl: $\gamma_s = 1,15$; Spannstahl: $\gamma_p = 1,0$;

- Beton:

Es wird ein Beton C 40/50 der Ö-Norm B 4700, der die folgenden Festigkeitswerte aufweist, angenommen.

Charakteristische Dauerstandsfestigkeit: $f_{ck} = 37,5 \text{ N/mm}^2$

Mittlere zentrische Betonzugfestigkeit: $f_{ctm} = 3,5 \text{ N/mm}^2$

- Schlafe Bewehrung:

Es wird ein schlaffer Bewehrungsstahl BSt 420 der Ö-Norm B 4700, der die folgenden Festigkeitswerte aufweist, angenommen.

Charakteristischer Wert der Streckgrenze: $f_{yk} = 420,0 \text{ N/mm}^2$

Bemessungswert der Streckgrenze: $f_{yd} = 365,0 \text{ N/mm}^2$

- Spannstahl:

Es wird ein Spannstahl St 835/1030 (ST 85/105 Rg [22]), der die folgenden Festigkeitswerte aufweist, angenommen.

Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit: $f_{pk} = 1030,0 \text{ N/mm}^2$

5.3.2 Querkrafttragfähigkeit der Betondruckstreben

Die Neigung β zwischen der Betondruckstrebe und der Trägerachse wird mit 32° angenommen.

$$\rightarrow \tan \beta = 0,625; \quad \cot \beta = 1,6;$$

Die Festigkeit der Betondruckstreben reduziert sich durch die Bügeldehnung verursachte Querdehnung um den Faktor v .

$$v = 0,7 - \frac{1,5 * f_{ck}}{200} \geq 0,5 \quad v = 0,42 < 0,5; \quad (5.12)$$

Aus der vertikalen Anordnung der Bügelbewehrung ergibt sich somit die Querkrafttragfähigkeit der Betondruckstreben V_{Rkc} mit der kleinsten Stegbreite $b_w = 45,0$ cm und dem Hebelarm der inneren Kräfte $z = 0,9 * d_p = 133$ cm, wobei $d_p = 148$ cm ist, zu

$$V_{Rkc} = \frac{b_w * z * v * f_{ck}}{\cot \beta + \tan \beta} = 5043,54 \text{ kN} \quad (5.13)$$

Da der Träger unter Längsdruck steht (aufgrund Vorspannung), muss V_{Rkc} auf $V_{Rkc,red}$ abgemindert werden. Hierfür ist die mittlere Betonspannung $\sigma_{cp,eff}$ infolge der Vorspannung zu ermitteln. $\sigma_{cp,eff}$ ergibt sich mit

$$P_{\infty}^{(12)} = P_{\infty}^{(1)} * 16 = 3937,38 \text{ kN (siehe 5.3.4) und der Stegfläche } A_c = 45 * 157 = 7065 \text{ cm}^2; \text{ zu}$$

$$\sigma_{cp,eff} = \frac{-|P_{\infty}|}{A_c} = -5,57 \text{ N/mm}^2 \quad \text{weilers folgt} \quad (5.14)$$

$$V_{Rkc,red} = 1,67 * V_{Rkc} * \left(1 + \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{ck}}\right) \leq V_{Rkc} \quad V_{Rkc,red} = 7171,66 \geq V_{Rkc} \quad (5.15)$$

Es ist daher keine Abminderung der Querkrafttragfähigkeit der Betondruckstreben aufgrund des Längsdrucks im Träger erforderlich.

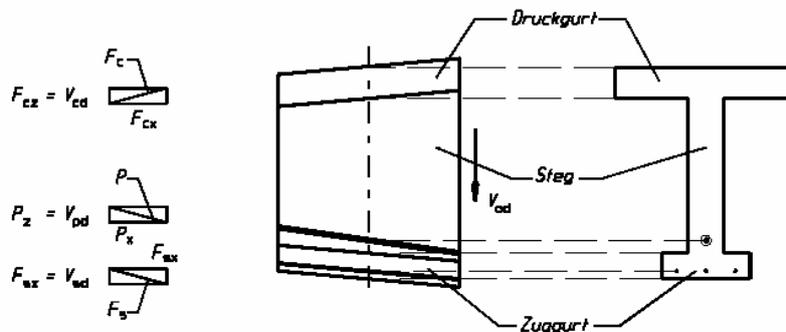


Abb. 5-2: Darstellung der in der Berechnung verwendeten Bezeichnungen [8]

5.3.3 Querkrafttragfähigkeit der Schrägzugbewehrung

Die Querkrafttragfähigkeit der Schrägzugbewehrung V_{Rks} wird für beide im Träger verwendeten vertikalen Schrägzugbewehrungen, Bügel mit einem Durchmesser von 8 mm im Feldbereich sowie Bügel mit einem Durchmesser von 10 mm im Auflagerbereich, berechnet.

- Bügel \varnothing 8 mm; 2-schnittig

mit der Bügelquerschnittsfläche $A_{sw}=1,0 \text{ cm}^2$ und dem Bügelabstand $s=25,0 \text{ cm}$ sowie dem Hebelarm der inneren Kräfte $z=133 \text{ cm}$ ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit der vertikalen Schrägzugbewehrung \varnothing 8 mm zu

$$V_{Rks} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{yk} * \cot \beta = 357,5 \text{ kN} \quad (5.16)$$

- Bügel \varnothing 10 mm; 2-schnittig

mit der Bügelquerschnittsfläche $A_{sw}=1,57 \text{ cm}^2$ und dem Bügelabstand $s=25,0 \text{ cm}$ sowie dem Hebelarm der inneren Kräfte $z=133 \text{ cm}$ ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit der vertikalen Schrägzugbewehrung \varnothing 10 mm zu

$$V_{Rks} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{yk} * \cot \beta = 561,28 \text{ kN} \quad (5.17)$$

5.3.4 Querkraftkomponente der geneigten Spannkraft

Die geneigte Spanngliedführung im Auflagerbereich bewirkt eine Reduzierung der einwirkenden Querkraft V_{ok} um den Anteil der Querkraftkomponente V_{pk} der geneigten Spannkraft. Somit ergibt sich der Bemessungswert der Querkraft zu

$$V_{Sk} = V_{ok} - V_{pk} \quad (5.18)$$

Für die Berechnung der geneigten Spannkraft werden 12 Spannstähle \varnothing 26 mm (siehe Abb. 2-7) mit einer Querschnittsfläche von $A_p=530,93 \text{ mm}^2$ berücksichtigt. Es wird eine 45%ige Ausnützung des Spannstahls angenommen, somit ergibt sich die Kraft in einem Spannglied zu

$$P_{\infty}^{(1)} = 45\% * f_{pk} * A_p = 246,09 \text{ kN} \quad (5.19)$$

sowie die geneigte Spannkraft zu

$$P_{\infty}^{(12)} = P_{\infty}^{(1)} * 12 = 2953,08 \text{ kN}. \quad (5.20)$$

Die Neigung der 12 Spannstähle zur Trägerachse beträgt durchschnittlich $\alpha = 8^\circ$. Der Anteil der Querkraftkomponente V_{pk} ergibt sich durch die oben genannten Annahmen zu

$$V_{pk} = P_{\infty}^{(12)} * \sin \alpha = 410,99 \text{ kN} \quad (5.21)$$

5.3.5 Mindestschrägzugbewehrung

Die erforderliche Mindestbewehrung zur Aufnahme der schrägen Zugkräfte wird nach Ö Norm B4700 [8] berechnet. Für die Berechnung werden Designwerte verwendet. Die Bügelbewehrung muss in cm^2/m Trägerlänge mindestens dem nachstehend angegebenen Bewehrungsquerschnitt $a_{sw,min}$ entsprechen:

$$a_{sw,min} = \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{15 * f_{ctm} * b_w}{f_{yd}}, \quad \text{mit} \quad (5.22)$$

$$b_w = 45,0 \text{ cm}; \quad f_{ctm} = 3,5 \text{ N/mm}^2; \quad f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2 \quad \text{folgt}$$

$$a_{sw,min} = 6,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die laut Ö-Norm B 4700 [8] geforderte Mindestschrägzugbewehrung liegt somit über der vorhandenen Bügelbewehrung von:

- Bügel \varnothing 8 mm; 2-schnittig; $s = 25$ cm; im Feldbereich mit

$$a_{sw,vorh}^{(8)} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Bügel \varnothing 10 mm; 2-schnittig; $s = 25$ cm, im Auflagerbereich mit

$$a_{sw,vorh}^{(10)} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.4 Berechnung nach EN 1992-1-1 EUROCODE 2 [10]

Der Nachweis der Widerstände erfolgt, im Gegensatz zu dem dieser Norm zugrunde liegenden semi-probabilistischen Sicherheitskonzept, mit charakteristischen Baustoffkennwerten. Die Abmessungen der Träger sind Kapitel 2.3.1 zu entnehmen.

5.4.1 Verwendete Baustoffe und Kennwerte

- Teilsicherheitsbeiwerte:

Beton: $\gamma_c = 1,5$; Stahl: $\gamma_s = 1,15$; Spannstahl: $\gamma_p = 1,0$;

- Beton:

Es wird ein Beton C 40/50 der EN 206-1, der die folgenden Festigkeitswerte aufweist, angenommen.

Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit: $f_{ck} = 40,0 \text{ N/mm}^2$

Mittlere zentrische Betonzugfestigkeit: $f_{ctm} = 3,5 \text{ N/mm}^2$

- Schlaaffe Bewehrung:

Es wird ein schlaffer Bewehrungsstahl BSt 420 der Ö-Norm B 4700, der die folgenden Festigkeitswerte aufweist, angenommen.

Charakteristischer Wert der Streckgrenze: $f_{yk} = 420,0 \text{ N/mm}^2$

Bemessungswert der Streckgrenze: $f_{ywd} = 365,0 \text{ N/mm}^2$

- Spannstahl:

Es wird ein Spannstahl St 835/1030, der die folgenden Festigkeitswerte aufweist, angenommen.

Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit: $f_{pk} = 1030,0 \text{ N/mm}^2$

5.4.2 Querkrafttragfähigkeit der Betondruckstreben

Die Neigung β zwischen der Betondruckstrebe und der Trägerachse wird mit 32° angenommen.

$$\rightarrow \tan \beta = 0,625; \quad \cot \beta = 1,6;$$

Die Festigkeit des Betons reduziert sich durch die unter Querkraft entstehenden Risse um den Faktor ν_1 .

$$\nu_1 = \nu = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,504 \quad (5.23)$$

Zur Berücksichtigung des günstigen Einflusses der Vorspannung wird der Beiwert α_{cw} zur Anrechnung des Spannungszustandes in der Druckzone berechnet [11]. Hierfür ist der Bemessungswert der mittleren Betonspannung σ_{cp} zu ermitteln:

$$P_{\infty}^{(16)} = P_{\infty}^{(1)} * 16 = 3937,38 \text{ kN (siehe 5.3.4);} \quad \text{und} \quad A_c = 45 * 157 = 7065 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{\infty}}{A_c} = 5,57 \text{ N/mm}^2 \leq 0,25 * f_{ck} / \gamma_c = 6,667 \text{ N/mm}^2. \text{ Daraus folgt}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} = 1,14 \quad (5.24)$$

Aus der vertikalen Anordnung der Bügelbewehrung ergibt sich somit die Querkrafttragfähigkeit der Betondruckstreben $V_{Rk,max}$ mit

$$b_w = 45,0 \text{ cm}; \quad \text{und} \quad z = 0,9 * d_p = 0,9 * 148 = 133 \text{ cm}; \quad \text{zu}$$

$$V_{Rk,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * \nu_1 * f_{ck} * \frac{1}{\cot \beta + \tan \beta} = 6182,00 \text{ kN} \quad (5.25)$$

5.4.3 Querkrafttragfähigkeit der Schrägzugbewehrung

Die Querkrafttragfähigkeit der Schrägzugbewehrung V_{Rks} wird für beide im Träger verwendeten vertikalen Schrägzugbewehrungen, Bügel mit einem Durchmesser von 8 mm im Feldbereich sowie Bügel mit einem Durchmesser von 10 mm im Auflagerbereich, berechnet.

- Bügel \varnothing 8 mm; 2-schnittig

mit der Bügelquerschnittsfläche $A_{sw}=1,0 \text{ cm}^2$ und dem Bügelabstand $s=25,0 \text{ cm}$ sowie $z=133 \text{ cm}$ ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit der vertikalen Schrägzugbewehrung \varnothing 8 mm zu

$$V_{Rks} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{yk} * \cot \beta = 357,5 \text{ kN} \quad (5.26)$$

Bügel \varnothing 10 mm; 2-schnittig

mit der Bügelquerschnittsfläche $A_{sw}=1,57 \text{ cm}^2$ und dem Bügelabstand $s=25,0 \text{ cm}$ sowie $z=133 \text{ cm}$ ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit der vertikalen Schrägzugbewehrung \varnothing 10 mm zu

$$V_{Rks} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{yk} * \cot \beta = 561,28 \text{ kN} \quad (5.27)$$

5.4.4 Querkraftkomponente der geneigten Spannkraft

Die geneigte Spanngliedführung im Auflagerbereich bewirkt eine Reduzierung der einwirkenden Querkraft $V_{Ed,0}$ um den Anteil der Querkraftkomponente V_{pd} der geneigten Spannkraft. Somit ergibt sich der Bemessungswert der Querkraft zu

$$V_{Ed} = V_{Ed,0} - V_{pd} \quad (5.28)$$

Für die Berechnung der geneigten Spannkraft werden 12 Spannstähle \varnothing 26 mm (siehe Abb. 2-7) mit einer Querschnittsfläche von $A_p=530,93 \text{ mm}^2$ berücksichtigt. Es wird eine 45%ige Ausnützung des Spannstahls angenommen, somit ergibt sich die Kraft in einem Spannglied zu

$$P_{\infty}^{(1)} = 45\% * f_{pk} * A_p = 246,09 \text{ kN} \quad (5.29)$$

sowie die geneigte Spannkraft zu

$$P_{\infty}^{(12)} = P_{\infty}^{(1)} * 12 = 2953,08 \text{ kN}. \quad (5.30)$$

Die Neigung der 12 Spannstähle zur Trägerachse beträgt durchschnittlich $\alpha = 8^\circ$. Der Anteil der Querkraftkomponente V_{pd} berechnet sich durch die oben genannten Annahmen zu

$$V_{pd} = P_{\infty}^{(12)} * \sin \alpha = 410,99 \text{ kN} \quad (5.31)$$

5.4.5 Mindestschrägzugbewehrung

Die erforderliche Mindestbewehrung zur Aufnahme der schrägen Zugkräfte wird nach EN 1992-1-1 Eurocode 2 [10] berechnet. Für die Berechnung werden Designwerte verwendet. Der Bewehrungsgrad der Querkraftbewehrung muss mindestens $\rho_{w,\min}$ entsprechen.

$$\rho_{w,\min} = 0,15 * \frac{f_{ct,m}}{f_{y,d}} = \quad \text{mit} \quad (5.32)$$

$$b_w = 45,0 \text{ cm}; \quad f_{ct,m} = 3,5 \text{ N/mm}^2; \quad f_{y,d} = 365 \text{ N/mm}^2 \quad \text{folgt}$$

$$\rho_{w,\min} = 0,143 \%$$

Der laut EN 1992-1-1 Eurocode 2 [10] mindestens geforderte Bewehrungsgrad der Querkraftbewehrung liegt somit über dem vorhandenen Bewehrungsgrad der Bügelbewehrung von

- Bügel \varnothing 8 mm; 2-schnittig; Bügelabstand $s = 25$ cm; im Feldbereich mit

$$\rho_{w,vorh}^{(8)} = \frac{A_{sw}}{s * b_w} = 0,09\% \quad (5.33)$$

- Bügel \varnothing 10 mm; 2-schnittig; Bügelabstand $s = 25$ cm, im Auflagerbereich mit

$$\rho_{w,vorh}^{(10)} = \frac{A_{sw}}{s * b_w} = 0,140\% \quad (5.34)$$

5.5 Berechnung des maximal zulässigen Sonderfahrzeugs nach EN 1991-2 Eurocode 1 [13]

In diesem Kapitel erfolgt die Berechnung des jeweils maximal aufnehmbaren Sonderfahrzeugs nach EN 1991-2 Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Vereinfachend wird nur das Sonderfahrzeug im Alleingang wirkend angesetzt. Es wird darauf verzichtet, wie in der EN bei der Anwendung des Lastmodells für Sonderfahrzeuge beschrieben, auf der verbleibenden Restfläche die Gleichstreckenlast q_{rk} anzusetzen. Dies stellt eine realistische Vereinfachung der Belastungsvorschriften dar und ist im Sinne dieser Vergleichsberechnung zweckvoll. Die Berechnung der Einwirkungen erfolgt mit charakteristischen Werten.

5.5.1 Berechnung der einwirkenden Querkraft aufgrund ständiger Lasten

Die ständigen Lasten des in Abb. 5-3 dargestellten Brückenquerschnitts setzen sich aus dem Eigengewicht der Tragkonstruktion, bestehend aus einer Platte und zwei Trägern, und der Ausbaulast, sprich dem Oberbau der Brücke, zusammen.

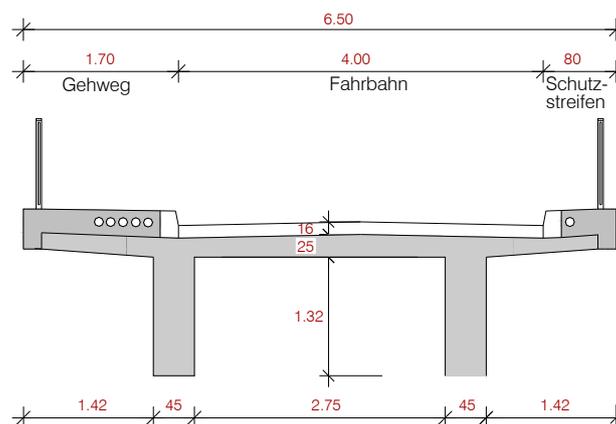


Abb. 5-3: Brückenquerschnitt

- Eigengewicht der Tragkonstruktion g_1 :

Mit einer gemittelten Plattenstärke von $d_p = 25$ cm, einer Plattenbreite von $b_p = 6,0$ m, einer Stegstärke von $d_s = 45$ cm, einer Steghöhe von $h_s = 132$ cm und einer Wichte von $25,0$ kN/m³ ergibt sich das Eigengewicht der Tragkonstruktion g_1 zu

$$g_1 = 25,0 \cdot (d_p \cdot b_p + 2 \cdot d_s \cdot h_s) = 67,2 \text{ kN/m} \quad (5.35)$$

- Ausbaulast g_2 :

Zur Ermittlung der Ausbaulast wird eine verschmierte Last von $4,0$ kN/m² angenommen. Auf eine exakte Berechnung der einzelnen Elemente des Oberbaus wird verzichtet. Mit einer Breite von $B = 6,50$ m ergibt sich die Ausbaulast g_2 zu

$$g_2 = B \cdot 4,0 = 26,0 \text{ kN/m} \quad (5.36)$$

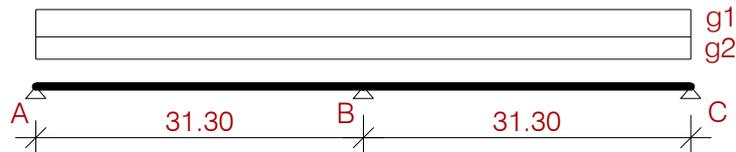


Abb. 5-4: Statisches System und Belastung

Mit dem in Abb. 5-4 dargestellten statischen System (Durchlaufträger mit 2 gleich großen Feldlängen $L = 31,30$ m) sowie den oberhalb berechneten ständigen Lasten ergibt sich die maximal im Auflager A auftretende Querkraft zu

$$Q_A = (g_1 + g_2) * L * 0,375 = 1093,935 \text{ kN} \quad (5.37)$$

Der Faktor 0,375 wurde aus [16] entnommen.

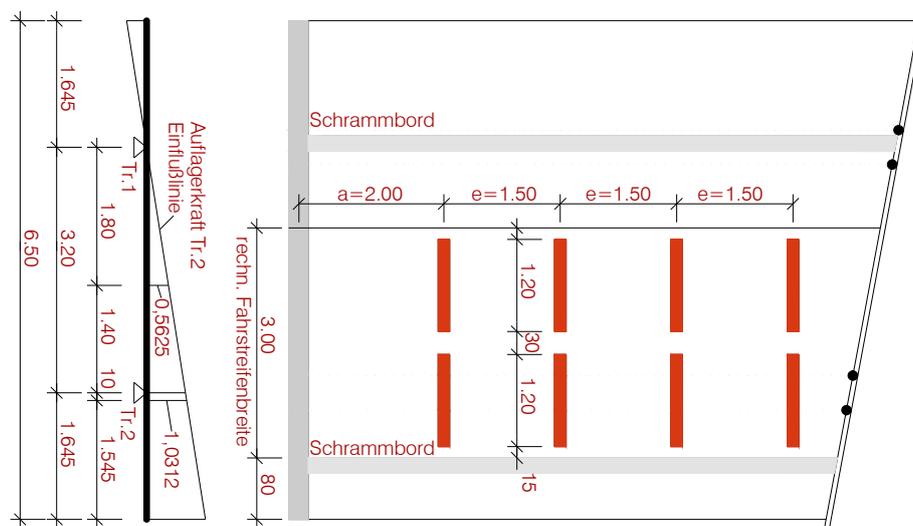
Die maximal für einen Versuchsträger aus den ständigen Einwirkungen aufzunehmende Querkraft beträgt somit unter einer symmetrischen Lastverteilung

$$Q_{ST} = Q_A * 0,5 = 546,97 \text{ kN} \quad (5.38)$$

5.5.2 Berechnung des jeweils maximal zulässigen Sonderfahrzeugs

Bei der Ermittlung des maximal zulässigen Sonderfahrzeugs wurde darauf geachtet, die Summe der maximalen Querkrafttragfähigkeit nicht zu überschreiten. Die Berechnung erfolgt immer nach demselben Schema. Dieses Schema wird nun einmal in einer allgemeinen Form dargestellt und erläutert. Die erzielten Ergebnisse werden in der Tab. 5.2 dargestellt.

Laut [13] ist bei der Verwendung von Lastmodellen, zur Berechnung der zulässigen Belastungen für Straßenbrücken, die Fahrbahn in rechnerische Fahrstreifen einzuteilen. Bei einer Fahrbahnbreite (Breite zwischen zwei Schrammborden) von $w < 4,0$ m beträgt die Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen $n_1 = 1$ mit einer Breite von $w_1 = 3$ m. Somit wird dieser Fahrstreifen mit dem Sonderfahrzeug belastet.

Abb. 5-5: Darstellung des rechnerischen Fahrstreifens w_1

Zur Erzielung der maximalen Querkraftbeanspruchung der Versuchsträger, sprich der Brückenträger, wird der rechnerische Fahrstreifen von der Innenkante des rechten Bordsteins (Blickrichtung Bahnhof Werfen) nach links angeordnet (siehe Abb. 5-3 und Abb. 5-5) (ungünstige Laststellung für Träger 2). Die erste Achse des jeweiligen Sonderfahrzeuges wird mit einem Abstand $a = 2,0$ m vom Auflager des Tragwerks entfernt angenommen. Diese Annahme soll eine Ableitung der gesamten Belastung über ein Fachwerkmodell ermöglichen. Es soll keine direkte Einleitung der Belastung in das Auflager erfolgen. Alle weiteren Achslasten rücken mit den in [13] angegebenen Achsabständen $e = 1,50$ m, wie in Abb. 5-5 und Abb. 5-6 dargestellt, weiter in Richtung Feldmitte.

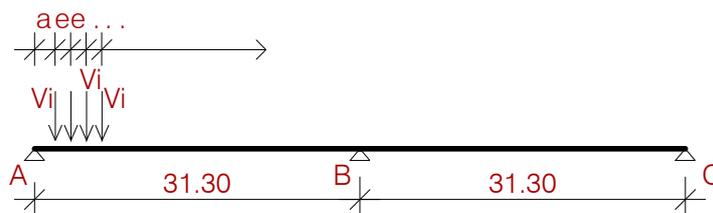


Abb. 5-6: Darstellung der Achslasten eines Sonderfahrzeuges

Zur Berechnung jenes Anteils der Achslasten V_i , die auf den „Träger Nr. 2“ wirken, wird wie in Abb. 5-5 dargestellt die Einflusslinie zur Bestimmung der Auflagerkraft „Träger Nr. 2“ ermittelt. Unter der Annahme einer geringen Geschwindigkeit (< 5 km/h) der Sonderfahrzeuge beim Überqueren der Brücke, werden nur vertikale Lasten, ohne dynamische Vergrößerung, berücksichtigt. Die gesamte Achslast für eine Achse ergibt sich für Sonderfahrzeuge mit einer maximalen Breite von 3,0 m zu $Q_A = 150$ kN oder $Q_B = 200$ kN. Mit den, in den Schwerpunkten der Auflagerflächen der Achsen liegenden, Ordinaten der Einflusslinie errechnet sich die Auflagerkraft Tr.2, diese entspricht der in der weiteren Berechnung der Querkraftbeanspruchung der Träger angesetzten Kraft V_i , zu

$$A_{Tr.2} = V_i = \frac{Q_A}{2} * (0,5625 + 1,0312) = 119,53 \text{ oder} \quad (5.39)$$

$$A_{Tr.2} = V_i = \frac{Q_B}{2} * (0,5625 + 1,0312) = 159,37 \text{ kN} \quad (5.40)$$

Für die weitere Berechnung der Querkrafttragfähigkeit werden folgende Sonderfahrzeuge (siehe Tab. 5.1) mit den oben angegebenen Achslasten herangezogen und das jeweils maximal zulässige Sonderfahrzeug ermittelt. Die Berechnung der resultierenden Querkraftschnittgrößen erfolgt mit dem Stabwerksprogramm R-STAB. Die berechneten Querkraftverläufe werden im Anhang B dargestellt.

Gesamtgewicht	Aufbau	Bezeichnung	max. berechnete Querkraft an der Stelle $x=0-2m$ [kN]
600 [kN]	4 Achsen mit 150 kN	600/150	397,41
900 [kN]	6 Achsen mit 150 kN	900/150	554,27
1200 [kN]	6 Achsen mit 200 kN	1200/200	739,01
1500 [kN]	7 Achsen mit 200 kN + 1 Achse mit 100 kN	1500/200	891,87
1800 [kN]	9 Achsen mit 200 kN	1800/200	986,46
2400 [kN]	12 Achsen mit 200 kN	2400/200	1159,46

Tab. 5.1: Klassen für Sonderfahrzeuge aus [13]

Die in der Tabelle Tab. 5.2 berechnete Summe der maximalen Querkrafttragfähigkeit ergibt sich aus der Querkrafttragfähigkeit der Bügel $\varnothing 10$ mm und der vertikalen Querkraftkomponente der geneigten Spannkraft. Diese gilt für den auflagnahen Bereich für den auch die maximalen Einwirkungen aus den ständigen Lasten und dem maximal zulässigen Sonderfahrzeug berechnet wurden.

		Ö-Norm B4250	Ö-Norm B4750	EN 1992-1-1 EC 2	Versuch 1	Versuch 3	
Querkraft Widerstand	Druckstrebe [kN]	4764,64	5043,54	6182	/	/	
	Bügel $\varnothing 8$ mm [kN]	339,3	357,5	357,5			
	Bügel $\varnothing 10$ mm [kN]	530,05	561,28	561,28			
	Geneigte Spannkraft [kN]	410,99	410,99	410,99			
	Mindestbewehrung [cm ² /m]		6,47	6,47			
	Vorh. Bügelbewehrung [cm ² /m]				4,02 / 6,28	4,02 / 6,28	
Σ max. Querkrafttragfähigkeit [kN] charakteristischer Wert, $x=0m$		941,04	972,27	972,27	1207,27	2398,4	
Querkraft Einwirkung	Ständige Lasten [kN]		546,97	546,97	546,97	546,97	
	Maximal zulässiges Sonderfahrzeug	Bezeichnung	600/150	600/150	600/150	900/150	2400/200
		[kN]	397,40	397,40	397,40	554,27	1159,46
	Σ max. char. Einwirkungen [kN]		944,37	944,37	944,37	1101,24	1706,43

Tab. 5.2: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus der Berechnung und den Versuchen

Die erzielten Ergebnisse aus den Versuchen können nun jeweils mit der berechneten Summe der maximalen Querkrafttragfähigkeit verglichen werden. Zu beachten ist, dass nur die Ergebnisse des dritten Versuchs direkt mit diesen Werten vergleichbar sind, da sich hier beide Auflager im Bereich der geneigten Spanngliedführung befanden. Die beim Versuch 3 ermittelte maximale Querkraft, ergab sich zu 2398,40 kN (4/7 der Höchstlast des dritten Versuchs siehe Kapitel 4.2). Beim Versuch 1 war im Bereich des „flexiblen“ Auflagers eine horizontale Spanngliedführung sowie Bügel $\varnothing 8$ mm vorhanden. Die in diesem Bereich ermittelte Querkraft von 1207,27 kN, diese entspricht 2/3 der Höchstlast des ersten Versuchs (siehe Kapitel 4.1), wird in einem Abstand von 12 m vom ursprünglichen Auflager erreicht.

Das Eigengewicht des oberen Trägers führt nur zu einer geringfügigen Erhöhung der bei den Versuchen ermittelten maximalen Querkräfte und wird bei der Gegenüberstellung der Ergebnisse vernachlässigt. Die Querkräfte ergaben sich aus der maximal aufgebrauchten Pressenkraft, der Laststellung sowie des generellen Aufbaus des jeweiligen Versuchs unter der Annahme eines Einfeldsystems mit konstanter Steifigkeit. Die maximal ermittelte einwirkende Querkraft wird für die Berechnung des maximal zulässigen Sonderfahrzeuges herangezogen. Diese auftretende Querkraft kann, falls sie, wie im ersten Versuch im Bereich mit einem Bügeldurchmesser von 8,0 mm und geradem Spannkabelverlauf ermittelt wurde, in jedem Teil des Spannbetonträgers aufgenommen werden.

In Tab. 5.2 werden die Ergebnisse aus der Nachberechnung der Träger und die ermittelten Ergebnisse aus den Versuchen gegenübergestellt. Aus den Berechnungen der Querkrafttragfähigkeit der Spannbetonträger nach der Ö-Norm B 4250 [12], der Ö Norm B 4750 [8] sowie der EN 1992-1-1 EC 2 [10] ergibt sich das maximal noch zulässige Sonderfahrzeug nach EN 1991-2 EC 1 [13], welches das Brückentragwerk im Alleingang befahren darf, mit der Bezeichnung 600/150. Dieses Sonderfahrzeug weist eine Gesamtlast von 600 kN auf und besteht aus 4 Achsen mit einer Achslast von 150 kN.

Mit der ermittelten Querkrafttragfähigkeit aus dem 1. Belastungsversuch der Träger kann ein Sonderfahrzeug mit der Bezeichnung 900/150, einer Gesamtlast von 900 kN sowie 6 Achsen mit je 150 kN noch das Tragwerk befahren bevor ein Schubtragversagen der Träger zu erwarten ist. Die ermittelte Grenztragfähigkeit des dritten Belastungsversuchs wird auch mit einem Sonderfahrzeug mit 12 Achsen mit je 200 kN, einem Gesamtgewicht von 2400 kN und der Bezeichnung 2400/200 nicht erreicht. Bei einer solchen Belastung der Brücke ist allerdings schon ein Biegeversagen des Tragwerks zu erwarten.

6 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde das Schubtragverhalten einer Spannbetonbrücke untersucht. Das Versuchsprogramm bestand ursprünglich aus drei Belastungsversuchen. Für diese Belastungsversuche wurden zwei Plattenbalken, mit einer Länge von 14 m, einer Plattenbreite von 1,05 m, einer Plattendicke von 25 cm und einer Stegdicke von 45 cm aus einem in den 50er Jahren erbauten Brückentragwerk entnommen.

Diese Träger wurden in einem speziellen Versuchsaufbau getestet. Die Stützweite der jeweiligen Versuchseinrichtungen wurde vom ersten Belastungsversuch (12 m) bis hin zum dritten Belastungsversuch (7 m) stetig variiert. Die zum Aufbringen einer Einzellast notwendige hydraulische Presse wurde so platziert, dass ein Schubversagen und kein Biegeversagen der Träger zu erwarten war. Durch diese gewählte Versuchseinrichtung konnten, durch das Einleiten der Pressenkraft zwischen den beiden Trägern, beide Spannbetonträger hinsichtlich des Schubtragverhaltens untersucht werden.

Noch vor der Ausführung der Versuche wurden die einzelnen geplanten Versuchsaufbauten und deren Ablauf mit angenommenen Baustoffkennwerten anhand einer nichtlinearen FE Rechnung simuliert. Dadurch war eine erste Aussage über den Versagensmechanismus der Spannbetonträger bei den gewählten Versuchsanordnungen möglich. Die in dieser Arbeit durchgeführten Analysen der Baustoffkennwerte der verwendeten Baustoffe, Beton, Spannstahl sowie schlaffe Bewehrung, bestätigten die in der FE-Rechnung angenommenen Werte.

Nach dem Ende der Versuche erfolgte eine Analyse und Dokumentation der, während der beiden Versuche aufgenommenen, Messdaten, Durchbiegungsmessungen und der Rissentwicklung der Träger.

Mit den aus den Versuchen ermittelten Querkraftwiderständen der Spannbetonträger wurde zum Abschluss der Arbeit ein Bezug zur heutigen Normensituation hergestellt. Hierfür wurden die jeweiligen Querkraftwiderstände der Spannbetonträger nach diversen Normen berechnet. Danach erfolgte eine Gegenüberstellung der berechneten Ergebnisse mit den Ergebnissen aus den Belastungsversuchen. Für die erzielten Werte der Querkraftwiderstände der Träger wurde zusätzlich jeweils ein maximal mögliches Sonderfahrzeug, welches das Brückentragwerk noch befahren dürfte, bevor ein Schubversagen eintritt, ermittelt.

Der Querkraftwiderstand besteht im Wesentlichen aus Bügeltragwirkung, Betonzugspannungsanteil, Rissverzahnungswirkung und Dübelwirkung der Längsbewehrung. Gerade bei vorgespannten Tragwerken können sich bei vorherrschender Dekompression letzt genannte Traganteile hervorragend ausbilden, was zu einer hohen Querkrafttragfähigkeit auch bei geringen Schubbewehrungsanteilen führt.

Die Auswertung der durchgeführten Versuche ergab eine hohe Querkrafttragfähigkeit der Spannbetonträger. Die Prüfung der verwendeten Baustoffe, Beton, schlaffe Bewehrung, und Spannstahl ergab eine ausgezeichnete Qualität der Materialien. Bei beiden Trägern wurde bei den Versuchen duktiler Verhalten sowie ausgeprägte Rissbildung festgestellt. Die Träger versagten nicht schlagartig sondern zeigten ein gutes Ankündigungsverhalten durch allmähliches Entstehen der Risse sowie deren Verlängerung und Verästelung.

Durch die erzielten Ergebnisse der vorliegenden Arbeit konnte gezeigt werden, dass die vor dem Erscheinen der ersten Bestimmungen zum Einbau von Schubbewehrungen geplanten und gebauten sowie noch bestehenden Brückentragwerke aus Spannbeton mit geringer Schubbewehrung höhere Widerstände gegen Schubversagen aufweisen als die Modelle der Bemessungsnormen ergeben.

7 Abbildungen, Tabellen und Literatur

7.1 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1-1: Ansicht der Bahnbrücke Werfen.....	7
Abb. 1-2: Verknüpfung von Biegemoment und Querkraft aus [11]	9
Abb. 1-3: Hauptspannungen eines ungerissenen Balkens aus [11]	10
Abb. 1-4: Elemente der Querkraftabtragung aus [19]	10
Abb. 1-5: Biegeschubversagen aus [11]	12
Abb. 1-6: Stegzugversagen aus [11]	12
Abb. 1-7: Stegdruckversagen aus [11].....	13
Abb. 1-8: Querschnitt im Auflagerbereich.....	14
Abb. 1-9: Bestandsplan der Brücke und Lage der Träger.....	15
Abb. 2-1: Abbrucharbeiten des östlichen Teils des Tragwerks	16
Abb. 2-2: Verhub Versuchsträger Nr. 1	17
Abb. 2-3: Verhub Versuchsträger Nr. 2.....	17
Abb. 2-4: Sicherung des Trägers auf dem Tieflader	17
Abb. 2-5: Vorschädigung Träger Nr.1	18
Abb. 2-6: Darstellung der Versuchseinrichtung mit Abstreifungen	19
Abb. 2-7: Darstellung der Trägerbewehrung	20
Abb. 2-8: Geprüfte schlaffe Bewehrung	24
Abb. 2-9: Guter Zustand der Hüllrohre	26
Abb. 2-10: Hüllrohr durchkorrodiert, Korrosionsnarben am Spannstahl	26
Abb. 2-11: Seriengrafik Zugversuch	27
Abb. 2-12: Querschliff Bild 1	28
Abb. 2-13: Querschliff Bild 2	29
Abb. 2-14: Querschliff Bild 3	29
Abb. 2-15: Längsschliff	30
Abb. 2-16: Härteprüfung	31
Abb. 2-17: Darstellung der Versuchsträger	32
Abb. 2-18: Prinzipskizze des statischen Systems.....	33
Abb. 2-19: Darstellung Versuchsaufbau Belastungsversuch V 1	34
Abb. 2-20: Darstellung Versuchsaufbau Belastungsversuch V 2	35
Abb. 2-21: Darstellung Versuchsaufbau Belastungsversuch V 3	36
Abb. 2-22: Presse	37
Abb. 2-23: Hydraulikaggregat.....	37
Abb. 2-24: Messprofile	38
Abb. 2-25: Messeinrichtung	39
Abb. 2-26: Messbildschirm	39
Abb. 2-27: Übersichtsdarstellung V 1 – ATENA.....	41
Abb. 2-28: Kraft-Verschiebungsdiagramm V 1 – ATENA.....	41
Abb. 2-29: Schubspannungsverlauf, load-stepp 88, V 1 – ATENA	42

Abb. 2-30: Rissbild, load-step 206, V 1 – ATENA	42
Abb. 2-31: Schubspannungsverlauf, load-step 206, V 1 – ATENA.....	43
Abb. 2-32: Schubverzerrungen, load-stepp 206, V 1 – ATENA	43
Abb. 2-33: Übersichtsdarstellung V 2 – ATENA.....	44
Abb. 2-34: Kraft-Verschiebungsdiagramm V 2 – ATENA.....	44
Abb. 2-35: Rissbild, load-step 223, V 2 – ATENA	45
Abb. 2-36: Schubverzerrungen, load-stepp 223, V 2 – ATENA	45
Abb. 2-37: Übersichtsdarstellung V 3 – ATENA.....	46
Abb. 2-38: Kraft-Verschiebungsdiagramm V 1 – ATENA.....	46
Abb. 2-39: Rissbild, load-step 111, V 3 – ATENA	47
Abb. 2-40: Schubverzerrungen, load-stepp 111, V 3 – ATENA	48
Abb. 3-1: Vorspannsystem.....	49
Abb. 3-2 : Umsetzarbeiten beim Vorspannen der Auflager	51
Abb. 3-3: Bogenwegaufnehmer.....	52
Abb. 3-4: Dehnmessstreifen	52
Abb. 3-5: Lage der Wegaufnehmer Belastungsversuch V 1.....	53
Abb. 3-6: Messung des Spannstaheinzugs.....	54
Abb. 3-7: Messeinrichtung Versuch Nr. 1	54
Abb. 3-8: Systemskizze 2. Belastungsversuch.....	55
Abb. 3-9: Rissbild 1. Belastungsversuch.....	55
Abb. 3-10: Umsetzvorgang des Spannsystems	56
Abb. 3-11: Rissentstehung während Vorspannvorgang.....	57
Abb. 3-12: Lage der Wegaufnehmer Belastungsversuch V 3.....	58
Abb. 3-13: Messeinrichtung Versuch Nr. 3	59
Abb. 3-14: Einbau Presse Belastungsversuch Nr. 3.....	60
Abb. 4-1: Versuch V1: Last-Verformungsdiagramm mit Laststufen	62
Abb. 4-2: Belastungsversuch V1: Durchbiegungen Träger Nr. 1 und Träger Nr. 2 für ausgewählte Laststufen	64
Abb. 4-3: Darstellung der Rissbildentwicklung, 1. Belastungsversuch	66
Abb. 4-4: Rissbreitenmessung mittels Risssschablone	67
Abb. 4-5:Nachzeichnen der entstandenen Risse bei LS 6	67
Abb. 4-6: Dokumentation Rissverlauf Versuch Nr. 1, Träger Nr. 1, gestuckte Trägerseite.....	68
Abb. 4-7: Messergebnisse der induktiven Wegaufnehmer Trägerrand T 1 und T 2 ,V1.....	69
Abb. 4-8: Messergebnisse ausgewählter Wegaufnehmer Träger Nr.1, V 1	70
Abb. 4-9: Messung des Spannstaheinzugs.....	70
Abb. 4-10: Versuch V3: Last-Verformungsdiagramm und ausgewählte Laststufen.....	74
Abb. 4-11: Belastungsversuch V3: Durchbiegungen Träger1 und Träger 2 für ausgewählte Laststufen.....	75
Abb. 4-12: Darstellung der Rissbildentwicklung, 3. Belastungsversuch	77
Abb. 4-13: Messergebnisse der induktiven Wegaufnehmer Trägerrand T 1 und T 2 ,V3.....	79
Abb. 4-14: Messergebnisse der Dehnmessstreifen beim „fixen“ Auflager V 3 in μS	80
Abb. 4-15: Messergebnisse ausgewählter Wegaufnehmer Träger Nr.2, V 3	81
Abb. 5-1: Darstellung der in der Berechnung verwendeten Bezeichnungen [12]	84

Abb. 5-2: Darstellung der in der Berechnung verwendeten Bezeichnungen [8]	88
Abb. 5-3: Brückenquerschnitt	95
Abb. 5-4: Statisches System und Belastung	96
Abb. 5-5: Darstellung des rechnerischen Fahrstreifens w_l	96
Abb. 5-6: Darstellung der Achslasten eines Sonderfahrzeuges	97
Abb. 8-1: Darstellung aller Messergebnisse der Bogen- und induktiven Wegaufnehmer für den Träger Nr.1, V 1	108
Abb. 8-2: Darstellung aller Messergebnisse der Bogen- und induktiven Wegaufnehmer für den Träger Nr.2, V 1	108
Abb. 8-3: Entwicklung der Auflagerkräfte V 1	109
Abb. 8-4: Darstellung aller Messergebnisse der Bogen- und induktiven Wegaufnehmer für den Träger Nr.1, V 3	109
Abb. 8-5: Darstellung aller Messergebnisse der Bogen- und induktiven Wegaufnehmer für den Träger Nr.2, V 3	110
Abb. 8-6: Entwicklung der Auflagerkräfte V 1	110
Abb. 8-7: Resultierender Querkraftverlauf durch Sonderfahrzeug 600/150	111
Abb. 8-8: Resultierender Querkraftverlauf durch Sonderfahrzeug 900/150	111
Abb. 8-9: Resultierender Querkraftverlauf durch Sonderfahrzeug 1200/200	111
Abb. 8-10: Resultierender Querkraftverlauf durch Sonderfahrzeug 1500/200	112
Abb. 8-11: Resultierender Querkraftverlauf durch Sonderfahrzeug 1800/200	112
Abb. 8-12: Resultierender Querkraftverlauf durch Sonderfahrzeug 2400/200	112
Abb. 8-13: Bestandsaufnahme der Risse vor Versuchsbeginn	113
Abb. 8-14: Darstellung der Risse V1 Laststufe 0 und Laststufe 4	113
Abb. 8-15: Darstellung Rissbild Laststufe 6 und Höchstlast	113
Abb. 8-16: Dokumentation des Rissbildes auf der gestuckten Trägerseite	114
Abb. 8-17: Entstehung und Vergrößerung des Schubrisses oberhalb der Presse	114
Abb. 8-18: Entstehung und Vergrößerung des Schubrisses unterhalb der Presse	114
Abb. 8-19: Rissbild bei Höchstlast Träger Nr. 1	114
Abb. 8-20: Entstehung des Schubrisses Träger Nr.1 auf der gestuckten Trägerseite	115
Abb. 8-21: Rissdetail Träger Nr.2 gestuckte Trägerseite	115
Abb. 8-22: Rissverlauf bei Höchstlast Träger Nr.1 und Rissdetail Träger Nr.2	115
Abb. 8-23: Vorsichtiges Abzwicken des Trägers Nr.1 zum freilegen der Spannstäbe	116
Abb. 8-24: Spannstäbe ca. 1,50 m freigelegt	116
Abb. 8-25: Abzwicken der Spannstäbe	116
Abb. 8-26: Ausgebaute Spannstaahlproben	117
Abb. 8-27: Guter Zustand der Spannstäbe	117
Abb. 8-28: Abzwicken bis zum zweiten Auflager / Freilegen der nächsten Spannstäbe	117
Abb. 8-29: Darstellung der letzten Abbrucharbeiten	117

7.2 Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1: Ermittlung der Betondruckfestigkeit mittels Rückprallhammer.....	21
Tab. 2.2: Mechanische Kennwerte des Betons	22
Tab. 2.3: Bestimmung E-Modul Beton.....	22
Tab. 2.4: Ergebnisse Zugversuch Bewehrungsstahl TVFA TU Wien	23
Tab. 2.5: Visuelle Beurteilung der Spannstahlproben.....	25
Tab. 2.6: Ergebnisse Zugversuch Spannstahl	27
Tab. 2.7: Chemische Zusammensetzung in %	28
Tab. 4.1: Belastungsversuch V1: Darstellung der Laststufen und Verformungen	62
Tab. 4.2: Belastungsversuch V3: Darstellung der Laststufen	73
Tab. 5.1: Klassen für Sonderfahrzeuge aus [13]	98
Tab. 5.2: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus der Berechnung und den Versuchen.....	98

7.3 Literaturverzeichnis

- [1] Maurer, R. und Bätjer, G. (2006). Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsgrundsätzen in Deutschland im Hinblick auf die Tragsicherheit von Spannbetonbrücken. Münchner Massivbau Seminar 2006, Zilch, K., Technische Universität München
- [2] Kirchweger, T. und Köberl, B. (2003). *Untersuchung der Spannkabel und der Baustoffeigenschaften an einer vorgespannten Segmentbrücke*. Diplomarbeit am Institut für Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien
- [3] Hörmann, F. (1987). *Chronik von Werfen*. Marktgemeinde A-5450-Werfen
- [4] Proceq SA, 06.03.2007. <http://www.proceqeuropa.com/de/products>
- [5] Ö-NORM B 3303 (1. März 1983), *Betonprüfung*. Österreichisches Normungsinstitut, A-1021 Wien
- [6] Russwurm, D. und Schäfer, J. (2001). *Ein bewehrter Verbund - Entwicklung der Betonstähle*. beton 4/2001 (S.192ff)
- [7] Ö-NORM B 4750 (1. Nov. 2000). Spannbetontragwerke – EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. Österreichisches Normungsinstitut, A-1021 Wien
- [8] Ö-NORM B 4700 (1. Juni 2001). Stahlbetontragwerke – EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. Österreichisches Normungsinstitut, A-1021 Wien
- [9] Ö-NORM B 4200 Teil 7 (1. April 1987). *Massivbau – Stahleinlagen*. Österreichisches Normungsinstitut, A-1021 Wien
- [10] EN 1992-1-1 Eurocode 2 (Dezember 2004). Bemessung und Konstruktion Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Europäisches Komitee für Normung, B-1050 Brüssel
- [11] Zilch, K. und Zehetmaier, G. (2006). *Bemessung im konstruktiven Betonbau, Nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1*. Springer Verlag Berlin Heidelberg
- [12] Ö-Norm B 4250 (01. Juli 1989). *Spannbetontragwerke, (ausgenommen Eisenbahnbrücken), Berechnung und Ausführung*. Österreichisches Normungsinstitut, A-1021 Wien
- [13] EN 1991-2 Eurocode 1(1. August 2004). *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Österreichisches Normungsinstitut, A-1021 Wien
- [14] Fraberger P. (2005). Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von alten Stahlbetonbrücken im Österreichischen Eisenbahnnetz. Diplomarbeit am Institut für Tragkonstruktionen- Betonbau der TU- Wien

- [15] Ö-NORM B 4200 Teil 10 (1. Juli 1996). *Beton – Herstellung, Verwendung und Gütenachweis*. Österreichisches Normungsinstitut, A-1021 Wien
- [16] Schneider K. (2004). *Bautabellen für Bauingenieure 16. Auflage*. Werner Verlag. D-40210 Düsseldorf
- [17] Zement und Beton 30. Auflage (1996/97). *Merkblätter und Informationen*. Zement + Beton Handels- und Werbe-GmbH, 1030 Wien, Seite 73
- [18] Cervenka, V. und Jendele, L. (2001). *ATENA Program Documentation, Part 1, Theory*. Chervenka Consulting, Prag
- [19] Sparowitz, J. (2004). *Vorlesungsskriptum aus Betonbau*. Institut für Betonbau TU - Graz, Seite 313
- [20] Kollegger, J. (Sept. 2006), *Betonbau Skriptum zur Vorlesung nach EC 2*. Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau TU - Wien
- [21] Ö-NORM B 4258 (1. Okt. 1977). *Spannstähle*. Österreichisches Normungsinstitut, A-1021 Wien, Seite 14
- [22] ONR 24008 (1. Dez. 2006). *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken*. Österreichisches Normungsinstitut, A-1020 Wien
- [23] Jäger, T. und Marti, P. (2006). *Versuche zum Querkraftwiderstand und zum Verformungsvermögen von Stahlbetonplatten*. Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.
- [24] Zwicky, D. und Vogel, T. (2000). *Bruchversuche an ausgebauten Brückenträgern aus Spannbeton*. Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.
- [25] Czaderski, C. (2006). *Laboruntersuchungen an fünf ausgebauten Trägern der Autobahnbrücke „Viadotto delle Cantine a Capolago“*. Empa, Eidgenössische Forschungsanstalt Abteilung Ingenieur-Strukturen, Dübendorf.
- [26] Hegger, J. und Görtz, S. (2006). *Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton*. Beton und Stahlbetonbau 101, Heft 9, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG Berlin.

8 Anhang

8.1 Anhang A: Darstellung aller Ergebnisse der Messwertaufnehmer

8.1.1 Belastungsversuch V 1

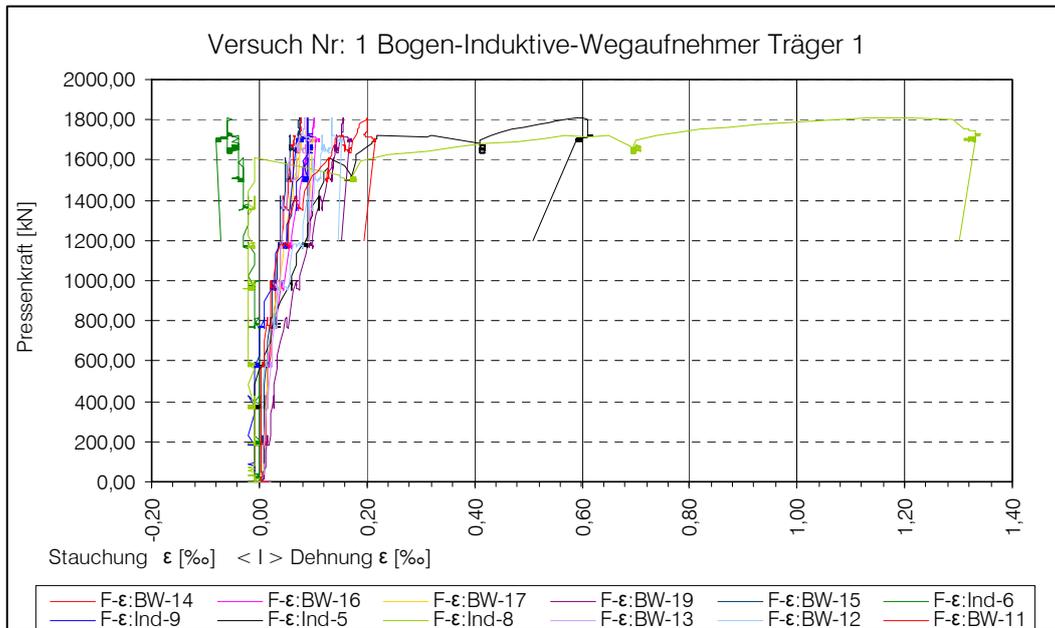


Abb. 8-1: Darstellung aller Messergebnisse der Bogen- und induktiven Wegaufnehmer für den Träger Nr.1, V 1

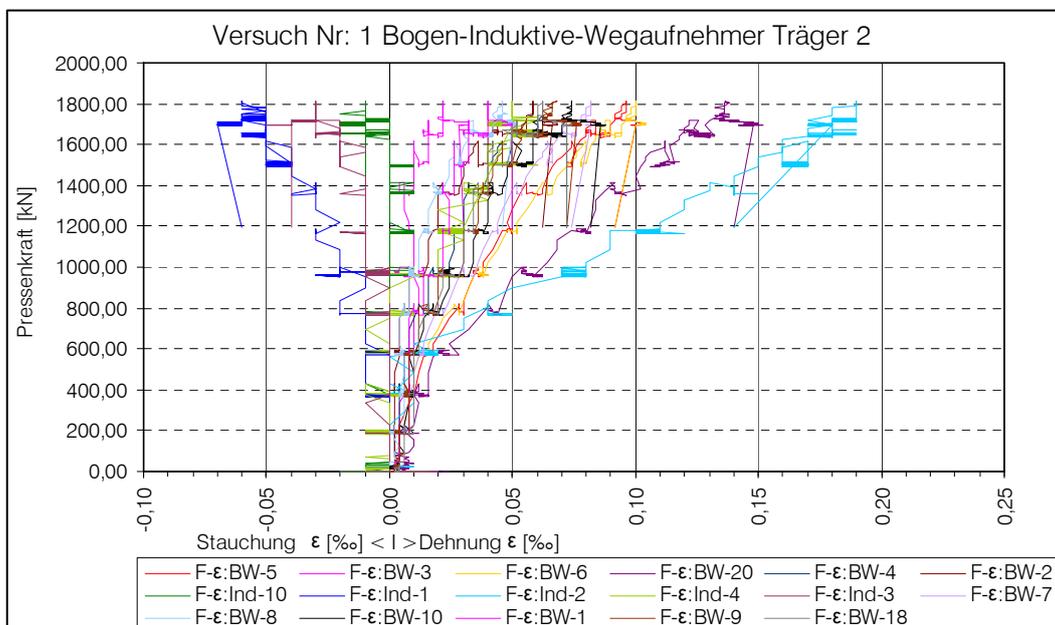


Abb. 8-2: Darstellung aller Messergebnisse der Bogen- und induktiven Wegaufnehmer für den Träger Nr.2, V 1

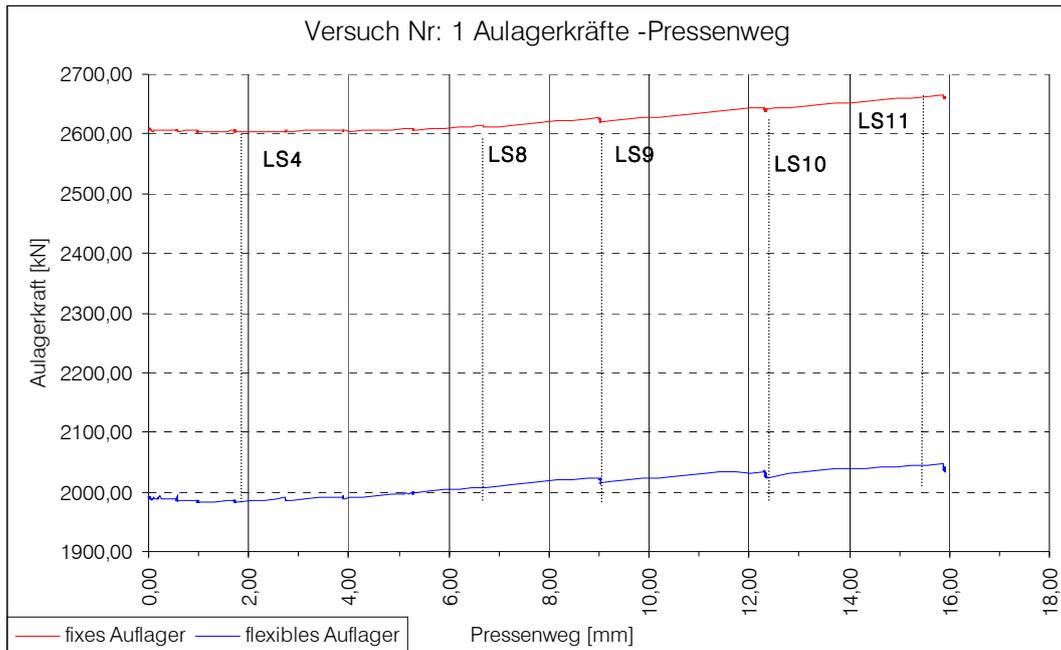


Abb. 8-3: Entwicklung der Auflagerkräfte V 1

8.1.2 Belastungsversuch V 3

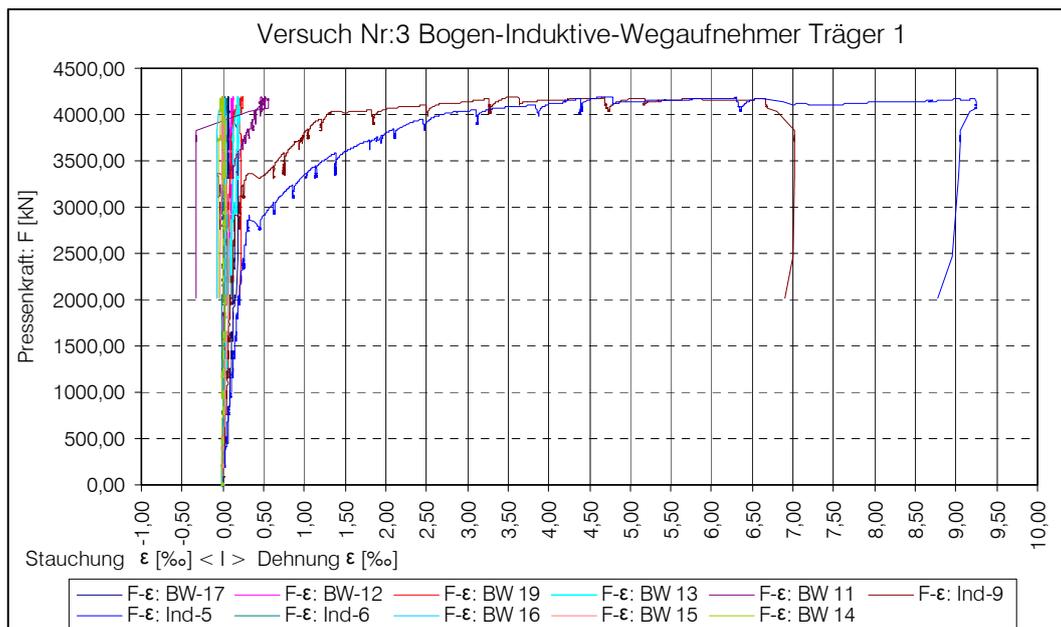


Abb. 8-4: Darstellung aller Messergebnisse der Bogen- und induktiven Wegaufnehmer für den Träger Nr.1, V 3

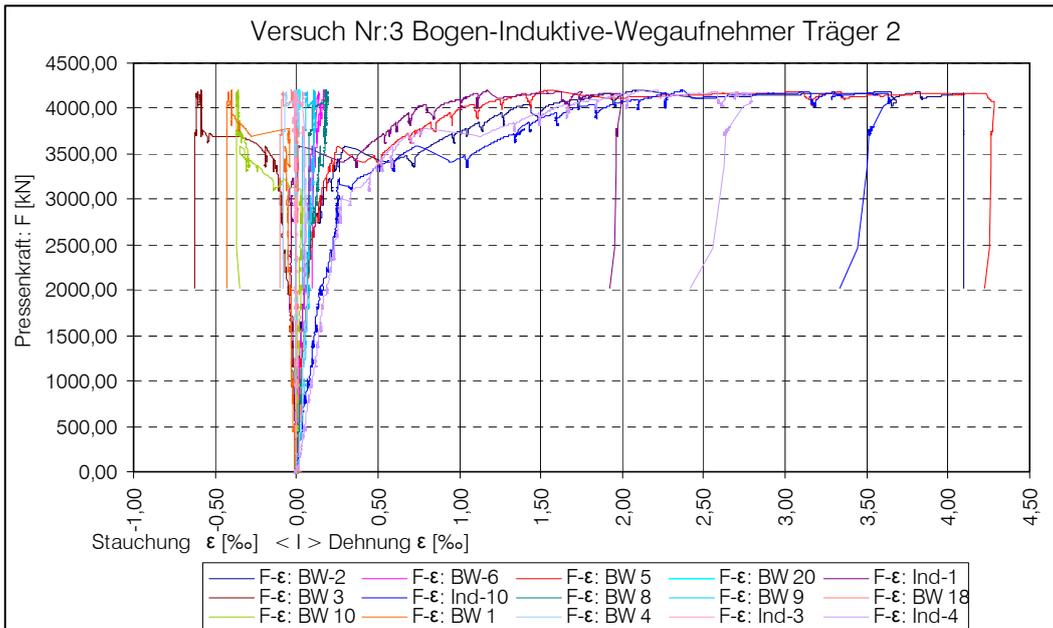


Abb. 8-5: Darstellung aller Messergebnisse der Bogen- und induktiven Wegaufnehmer für den Träger Nr.2, V 3

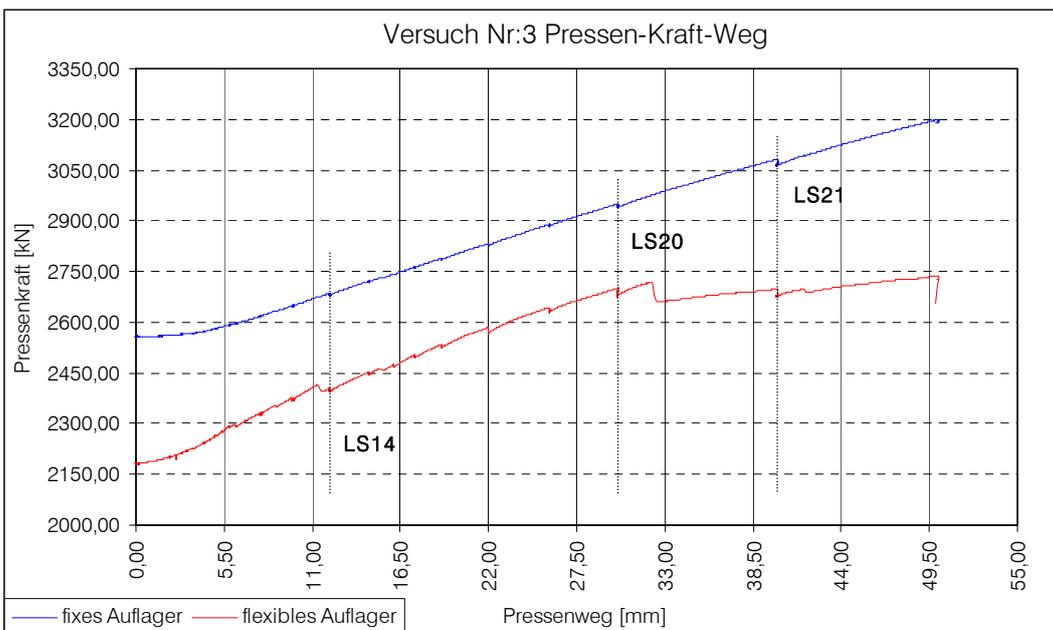
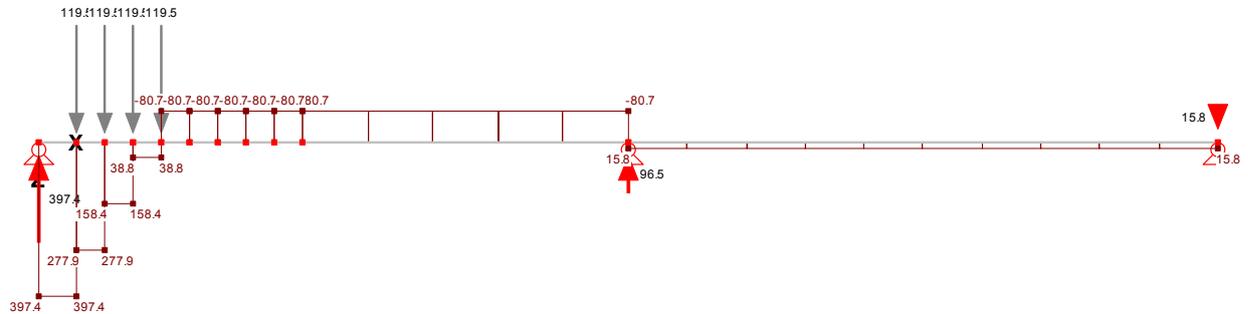


Abb. 8-6: Entwicklung der Auflagerkräfte V 1

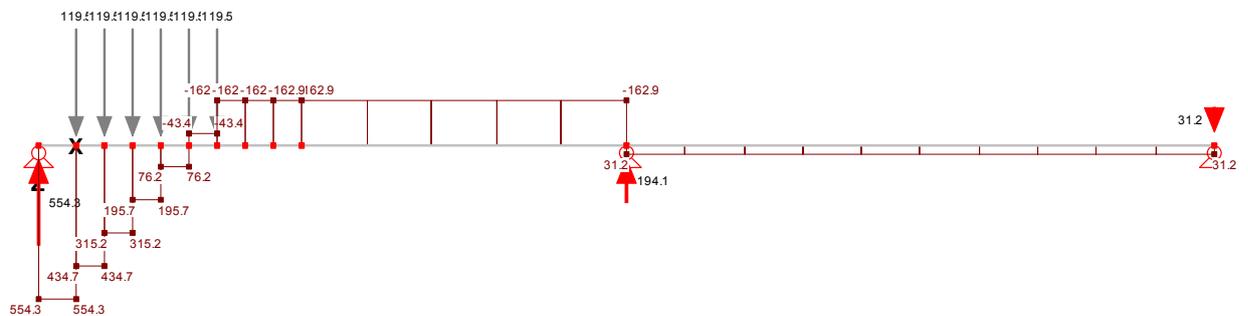
8.2 Anhang B: Querkrafteinwirkung durch Sonderfahrzeuge

In diesem Kapitel werden die resultierenden Querkraftschnittgrößen, die durch die Belastung des Brückentragwerks durch die einzelnen Sonderfahrzeuge ermittelt werden, dargestellt. Die Berechnung erfolgt mit dem Stabwerksprogramm R-STAB.



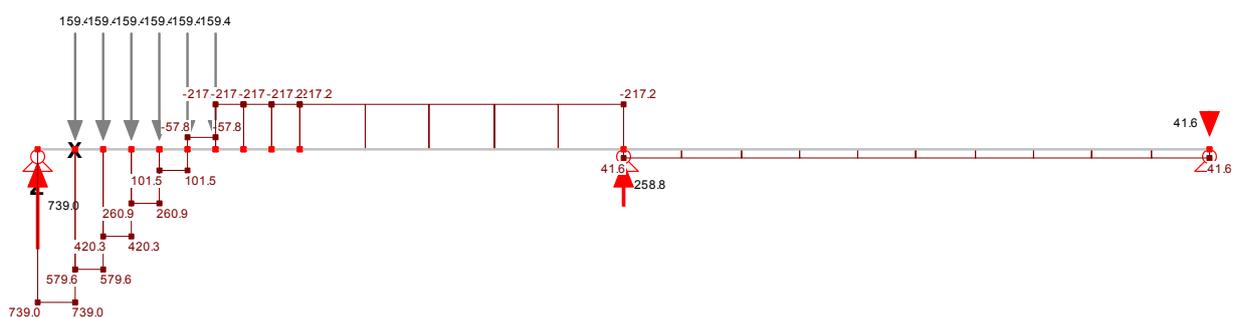
Max Q = 397,41 kN; min Q = -80,71 kN

Abb. 8-7: Resultierender Querkraftverlauf durch Sonderfahrzeug 600/150



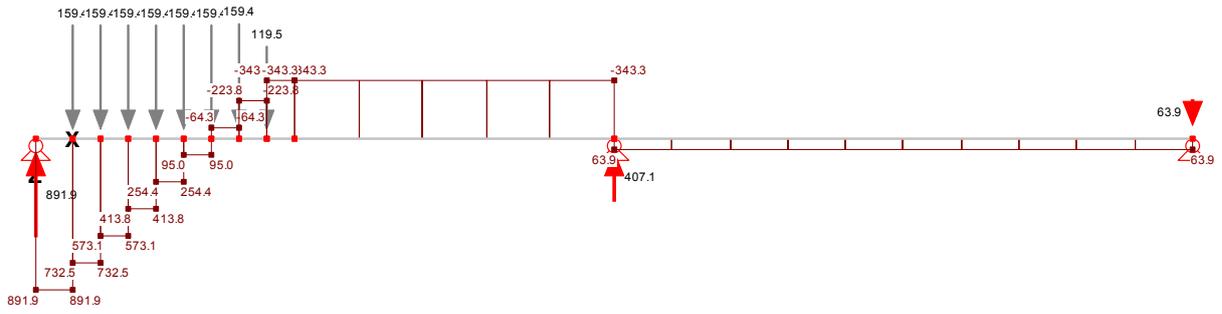
Max Q = 554,27 kN; min Q = -162,91 kN

Abb. 8-8: Resultierender Querkraftverlauf durch Sonderfahrzeug 900/150



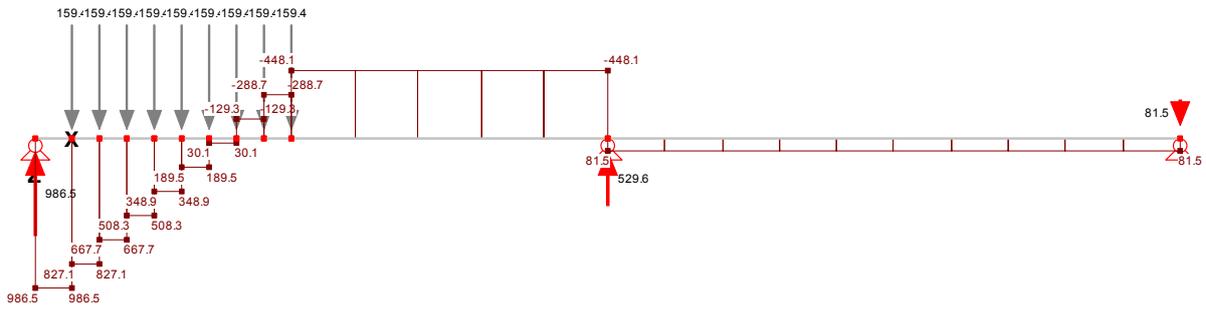
Max Q = 739,01 kN; min Q = -217,21 kN

Abb. 8-9: Resultierender Querkraftverlauf durch Sonderfahrzeug 1200/200



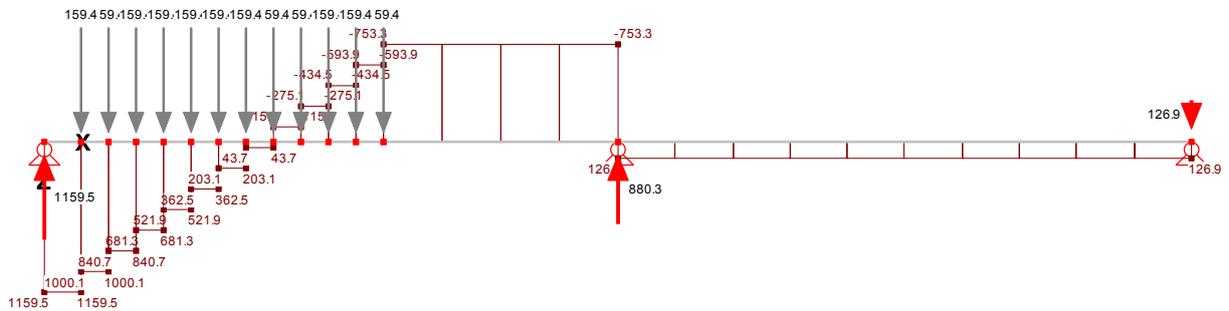
Max Q = 891,87 kN; min Q = -343,28 kN

Abb. 8-10: Resultierender Querkraftverlauf durch Sonderfahrzeug 1500/200



Max Q = 986,46 kN; min Q = -448,14 kN

Abb. 8-11: Resultierender Querkraftverlauf durch Sonderfahrzeug 1800/200



Max Q = 1159,46 kN; min Q = -753,34 kN

Abb. 8-12: Resultierender Querkraftverlauf durch Sonderfahrzeug 2400/200

8.3 Anhang C: Foto – Dokumentation

8.3.1 Rissentwicklung Belastungsversuch V 1



Abb. 8-13: Bestandsaufnahme der Risse vor Versuchsbeginn



Abb. 8-14: Darstellung der Risse V1 Laststufe 0 und Laststufe 4



Abb. 8-15: Darstellung Rissbild Laststufe 6 und Höchstlast



Abb. 8-16: Dokumentation des Rissbildes auf der gestuckten Trägerseite

8.3.2 Rissentwicklung Belastungsversuch V 3



Abb. 8-17: Entstehung und Vergrößerung des Schubrisses oberhalb der Presse



Abb. 8-18: Entstehung und Vergrößerung des Schubrisses unterhalb der Presse



Abb. 8-19: Rissbild bei Höchstlast Träger Nr. 1



Abb. 8-20: Entstehung des Schubrisses Träger Nr.1 auf der gestuckten Trägerseite



Abb. 8-21: Rissdetail Träger Nr.2 gestuckte Trägerseite



Abb. 8-22: Rissverlauf bei Höchstlast Träger Nr.1 und Rissdetail Träger Nr.2

8.3.3 Abbruch der Versuchseinrichtung



Abb. 8-23: Vorsichtiges Abzwicken des Trägers Nr.1 zum freilegen der Spannstähle



Abb. 8-24: Spannstähle ca. 1,50 m freigelegt



Abb. 8-25: Abzwicken der Spannstähle



Abb. 8-26: Ausgebaute Spannahlproben



Abb. 8-27: Guter Zustand der Spannähle



Abb. 8-28: Abzwicken bis zum zweiten Auflager / Freilegen der nächsten Spannähle



Abb. 8-29: Darstellung der letzten Abbrucharbeiten