



DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Experimentelle Bewertung der Tragfähigkeit eines bestehenden Spannbetonhallenbinders

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

unter der Leitung von

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

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. **Patrick Huber** BSc

E212 – Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Bruno Beck BSc

Matr.-Nr.: 0827402

Hernalser Hauptstraße 30/14

1170 Wien

Wien, im November 2015

Danksagung

Ich möchte mich sehr herzlich bei Herrn O. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger M.Eng. und Herrn Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Patrick Huber bedanken, die es mir ermöglicht haben, bei einem in dieser Größenordnung einzigartigen Versuchsprojekt mitzuarbeiten. Vielen Dank für diese äußerst lehrreiche und interessante Einführung in die Welt der Betonversuche!

Besonderer Dank gebührt dabei Herrn Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Patrick Huber für die ausgezeichnete Betreuung, für seine offene Art und viel Geduld, für die ausführlichen und nie zu kurzen Antworten auf meine Fragen, die immer auch einen Blick hinter die sichtbare Materie warfen, für seine Anregungen und die hilfreiche Unterstützung. Ein großes Dankeschön auch an Herrn Dipl.-Ing. Tobias Huber, der mir immer mit Rat und Tat zur Seite stand, für die Unterstützung bei der Versuchsauswertung und die gemeinsame Versuchszeit.

An dieser Stelle möchte ich mich bei meinen lieben Eltern bedanken für das Vertrauen in mich, für die jederzeitige Unterstützung im und ums Studium und in allen anderen Bereichen und für die großzügige finanzielle Unterstützung, ohne die ein Studium in dieser Form inklusive den beiden Auslandssemestern sicher nicht möglich gewesen wäre.

Auch möchte ich meiner restlichen Familie Vera, Amelie und Gabriel und allen Personen danken, die mich während der Zeit in Wien und Feldkirch auf verschiedenste Arten und Weisen begleitet haben und mir so an beiden Orten immer das Gefühl gaben, zuhause zu sein.

Kurzfassung

Bestehende Hochbauten oder einzelne Tragstrukturen von Bestandsobjekten müssen unter Umständen einer Neubewertung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nach aktuellem Normenstand unterzogen werden. Diese Neubewertung ist zum Beispiel bei erheblichen Investitionen zur Bauwerksverbesserung, bei im Vergleich zu den ursprünglichen Beanspruchungen erhöhten Einwirkungen, bei größeren konstruktiven Eingriffen in das Tragwerk, bei Feststellen von konstruktiven Mängeln etc. notwendig. Eine rechnerische Neubewertung des in dieser Arbeit zu untersuchenden 50 Jahre alten Spannbetonhallenbinders mit veränderlicher Querschnittshöhe und Knick in Feldmitte ist aufgrund der ersten beiden Punkte erforderlich.

Kapitel 2 beschreibt zuerst die allgemeine Vorgangsweise bei der Durchführung von Tragfähigkeitsbewertungen bestehender Hochbauten in Österreich. Dabei wird auch auf die Schwierigkeiten eingegangen, welche bei der Querkraftnachrechnung nach heute gültigen Normenwerken auftreten können. Der Großteil der Bestandsstrukturen kann nämlich aufgrund einer im Vergleich zu früheren Normengenerationen in gewissen Fällen konservativeren Herangehensweise die derzeitigen Querkraftnachweise nicht erbringen. Dabei wird die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit oftmals unterschätzt. Auch wird die Aufnahme von Umlenkkraften in Betontragwerken aufgrund des geknickten Obergurts des Hallenbinders theoretisch behandelt.

In Kapitel 3 erfolgt die rechnerische Neubewertung des Spannbetonhallenbinders nach aktuellem Normenwerk. Die Querkraftnachweise im Auflagerbereich können nicht erfüllt werden. Auch wurde zur Rückverankerung der Umlenkkraft in Feldmitte keine ausreichende Bügelbewehrung angeordnet.

Weil vielen Bestandsgebäuden auch bei Nichterfüllung aktueller Nachweise durchaus eine ausreichende Schubtragfähigkeit bescheinigt werden kann, wurde der Spannbetonhallenbinder im Maßstab 1:1 und mit gleichwertigen Materialgütern nachgebaut. An den Neubauten wurden Versuche zur Querkraft- und Umlenkkrafttragfähigkeit durchgeführt – diese sind in den Kapiteln 4 und 5 beschrieben und interpretiert.

Trotz der nach heutiger Sichtweise vorhandenen Konstruktionsmängel in Form der geringen Schubbewehrung in den Auflagerbereichen und der nicht vorhandenen zusätzlichen Vertikalbügel zur Aufnahme der Umlenkkraft kann dem Spannbetonhallenbinder aufgrund der experimentellen Tragfähigkeitsuntersuchung eine ausreichende Querkraft- und Umlenkkrafttragfähigkeit bescheinigt werden.

Abstract

Existing buildings or individual supporting structures must undergo reassessments of bearing and serviceability capacities according to up-to-date technical standards if investments are made to improve the building structure, if current actions are higher than the original actions, if bigger constructional measures are made, if constructive defects are detected, etc. Because of the first two points the 50 years old prestressed girder which is analysed in this thesis needs to be reassessed by way of calculation. The girder has variable cross section heights and a kink in the axis of symmetry.

Chapter 2 describes the general approach of reassessing the bearing capacity of existing buildings in Austria. Also, the difficulties of reassessing the shear capacity are explained. A large part of the existing buildings are not able to fulfil the demanded shear capacities. The actual shear capacity is thereby often underestimated. This is due to a, in certain cases, more conservative approach in current standards compared to former generations of standards. Furthermore, deviation forces in concrete structures are theoretically discussed because of the girder's kink.

Chapter 3 comprises the reassessment of the existing prestressed girder by way of calculation in accordance with current standards. The demanded shear capacities are not met. Also, there is not enough stirrup reinforcement to take the deviation force in the middle of the girder.

Even though they don't fulfil verifications in current standards many existing buildings might have a sufficient shear capacity. This is why the existing prestressed girder was replicated at a scale of 1:1 and with equivalent materials in order to carry out tests. The tests were designed to determine the actual shear and deviation force bearing capacities—these are described and interpreted in chapters 4 and 5.

The tests show that the girder has in fact a sufficient shear and deviation force bearing capacity.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung und Problemstellung	1
1.1	Problemstellung	4
1.1.1	Querkraftproblematik	4
1.1.2	Umlenkkraftproblematik	5
1.1.3	Diskussion der weiteren Vorgehensweise	5
1.2	Ziel der Arbeit	7
2	Stand der Technik	8
2.1	Tragfähigkeitsbewertung bestehender Hochbauten	8
2.1.1	Tragfähigkeitsbewertung bestehender Hochbauten nach ONR 24009	10
2.1.1.1	Anwendungsbereich und erforderlicher Kenntnisstand . . .	10
2.1.1.2	Methoden der Bewertung	11
2.1.1.3	Zulässige Abweichungen vom aktuellen Normenstand . . .	14
2.1.1.4	Sicherheitskonzept	15
2.2	Querkraftproblematik von Bestandstragwerken	17
2.2.1	Querkrafttragverhalten	17
2.2.1.1	Querkrafttragverhalten von Bauteilen ohne Schubbewehrung	18
2.2.1.2	Querkrafttragverhalten von Bauteilen mit Schubbewehrung	19
2.2.2	Probleme bei der Bewertung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Tragwerken	22
2.3	Umlenkkräfte in Stahlbetontragwerken	24
2.3.1	Umlenkkräfte infolge Richtungsänderungen von Betondruckkräften .	25
2.3.2	Umlenkkräfte infolge Richtungsänderungen von Bewehrungsstäben .	26
3	Rechnerische Neubewertung	28
3.1	Beschreibung des Hallenbinders	28
3.1.1	Bewehrungsführung	31

3.1.2	Mechanische Eigenschaften der Werkstoffe	37
3.1.2.1	Kennwerte des Betons	37
3.1.2.2	Kennwerte des Betonstahls	38
3.1.3	Bestandserhebung	38
3.1.3.1	Geometrische Eigenschaften	38
3.1.3.2	Konstruktive Einzelheiten	39
3.1.3.3	Werkstoffkennwerte	39
3.2	Charakteristische Einwirkungen	42
3.3	Charakteristische Schnittgrößen	44
3.3.1	Lastfall ständige Einwirkungen	44
3.3.2	Lastfall veränderliche Einwirkungen	47
3.3.3	Lastfall Vorspannung	48
3.4	Nachweise nach Eurocode 2	49
3.4.1	Bemessungswerte der Einwirkungen	50
3.4.2	Werkstoffmodelle	50
3.4.3	Nachweis der Biegebeanspruchung	52
3.4.4	Nachweis der Querkrafttragfähigkeit	54
3.4.4.1	Nachweis der Betondruckstrebe	56
3.4.4.2	Nachweis der Bügelbewehrung	57
3.5	Nachweis nach Model Code 2010	58
3.5.1	Nachweis der Querkrafttragfähigkeit	58
3.6	Nachweise der Umlenkkräfte in Feldmitte	61
3.6.1	Umlenkkräfte infolge Betondruckkraft	61
3.6.1.1	Modellvorstellung 1	62
3.6.1.2	Modellvorstellung 2	62
3.6.1.3	Modellvorstellung 3	63
3.6.2	Umlenkkräfte infolge Bewehrung	64
3.7	Conclusio zur rechnerischen Neubewertung	64
3.7.1	Zusammenfassung der durchgeführten Nachweise	64
3.7.2	Ermittlung des maßgebenden Versagensmodus	67
3.8	Nachweis der Hauptzugspannungen nach DIN 4227 aus dem Jahre 1953	69
3.8.1	Nachweis der schrägen Hauptzugspannungen für Gebrauchslast	71
3.8.2	Nachweis der schrägen Hauptzugspannungen für Bruchlast	74
4	Experimentelle Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit	77
4.1	Versuchsziel	77
4.2	Versuchsträger	78

4.2.1	Abmessungen und Bewehrung	78
4.2.1.1	Geometrie Versuchsträger V1	81
4.2.1.2	Geometrie Versuchsträger V2	82
4.2.2	Herstellung	82
4.2.3	Eigenschaften der Werkstoffe	83
4.2.3.1	Beton	83
4.2.3.2	Schlaffe Bewehrung und Spannlitzen	84
4.3	Versuchsdurchführung	84
4.3.1	Versuchsanordnung	84
4.3.2	Messungen	87
4.3.3	Zeitplan	89
4.3.4	Versuchsablauf Versuchsträger V1	89
4.3.5	Versuchsablauf Versuchsträger V2	91
4.4	Ergebnisse Versuchsträger V1	92
4.4.1	Last-Verformungs-Beziehungen	93
4.4.2	Verzerrungen und Krümmungen	94
4.4.3	Rissöffnungen an der Bügelbewehrung	96
4.4.4	Schnittgrößen	96
4.5	Ergebnisse Versuchsträger V2	98
4.5.1	Last-Verformungs-Beziehungen	98
4.5.2	Verzerrungen und Krümmungen	100
4.5.3	Rissöffnungen an der Bügelbewehrung	101
4.5.4	Schnittgrößen	101
4.6	Interpretation der Ergebnisse	103
5	Experimentelle Untersuchung der Umlenkrafttragfähigkeit	105
5.1	Versuchsziel	105
5.2	Versuchsträger	106
5.2.1	Abmessungen und Bewehrung	106
5.2.2	Herstellung	107
5.2.3	Eigenschaften der Werkstoffe	108
5.2.3.1	Beton	108
5.2.3.2	Schlaffe Bewehrung	109
5.3	Versuchsdurchführung	109
5.3.1	Versuchsanordnung	109
5.3.2	Messungen	111
5.3.3	Zeitplan	113

5.3.4	Versuchsablauf Versuchsträger V3	113
5.3.5	Versuchsablauf Versuchsträger V4	115
5.4	Ergebnisse Versuchsträger V3 und V4	116
5.4.1	Last-Verformungs-Beziehungen	117
5.4.2	Verzerrungen und Krümmungen	118
5.4.3	Rissöffnungen zwischen Steg und Obergurt	119
5.4.4	Schnittgrößen	120
5.5	Interpretation der Ergebnisse	121
6	Zusammenfassung	123
	Literaturverzeichnis	125
	Abbildungsverzeichnis	132
	Tabellenverzeichnis	134

Kapitel 1

Einleitung und Problemstellung

Aufgrund des hohen Wiederbeschaffungswerts¹ des Gebäudebestands in Österreich besitzen Investitionen in die Erhaltung, Verbesserung und in die Sicherstellung der Weiternutzung der vorhandenen Bausubstanz nicht nur eine große kulturelle, sondern auch eine volkswirtschaftliche Bedeutung.

Der wesentliche Anteil des Wiederbeschaffungswertes fällt dabei auf bestehende Wohngebäude; die bis 1960 errichteten Wohnungen besitzen einen Wiederbeschaffungswert von in Summe circa 183 Mrd. Euro [30]. Im Vergleich dazu beträgt der Bauproduktionswert aller im Jahre 2012 ausgeführten Hochbauten (Wohnungs- und Siedlungsbau, Industrie- und Ingenieurbau, sonstiger Hochbau und Adaptierungsmaßnahmen) 8,3 Mrd. Euro². Der Wiederbeschaffungswert des ab der Gründerzeit bis 1960 errichteten Hochbaus entspricht also einem Vielfachen des aktuellen, jährlichen Bauproduktionswertes. Diese Zahlen verdeutlichen, dass neben dem Aspekt der Erhaltung der kulturellen Bedeutung der älteren Gebäude Investitionen in Um- und Ausbau, Sanierungen und Renovierungen wegen des hohen Bestandswerts in vielen Fällen eine wirtschaftlichere Lösung als komplette Gebäudeabrisse mit anschließender Neukonstruktion darstellen. Ähnliches gilt für den industriellen Gebäudebestand, dessen Erhaltung, Sanierung und Weiternutzung durch Vornahmen größerer Investition im Bereich der Bauwerkserhaltung in Anbetracht des Wiederbeschaffungswerts gleichermaßen von volkswirtschaftlicher Bedeutung³ ist.

¹Der Wiederbeschaffungswert dient der Wertbestimmung einer Sache. Er wird objektiv ermittelt und gibt den Preis an, den man bei Ersatz für einen gleichwertigen Gegenstand aufzubringen hat oder aufbringen müsste. Aus: www.juraforum.de; abgerufen am 16. April 2015.

²Aus: Statistik Austria www.statistik.at; abgerufen am 16. April 2015.

³Im Jahr 2012 betrug der Bauproduktionswert im Bereich Industrie- und Ingenieurhochbau 896 Mio. Euro. Zum Wiederbeschaffungswert des industriellen Gebäudebestands sind hier keine Zahlen angegeben. Aus: Statistik Austria www.statistik.at; abgerufen am 16. April 2015.

Die ONR 24009⁴ [30] ist eine vom österreichischen Normungsinstitut herausgegebene Regel zur möglichst wirklichkeitsnahen Bewertung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit bestehender Hochbauten. Eine genauere Beschreibung der wichtigsten Aspekte der ONR 24009 [30] erfolgt in Abschnitt 2.1.1. Es ist dort festgelegt, dass es bei

Vornahme größerer Investitionen zur Verbesserung des Bauwerks (z. B. thermische Sanierung, Gebäudeverbesserungen und Innenausbauten aller Art), die zwar nicht die Tragstruktur betreffen, bei denen aber die Qualität der Tragstruktur (z. B. Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit) nachzuweisen ist, [...]

notwendig werden kann, bestehende Hochbauten oder einzelne Tragstrukturen einer Neubewertung der Tragfähigkeit zu unterziehen. Dadurch wird sichergestellt, dass die Dauerhaftigkeit der Investition nicht durch mangelnde Qualität der Tragstruktur gefährdet ist. Darüber hinaus ergibt sich die Notwendigkeit einer Beurteilung der Tragfähigkeit von bestehenden Hochbauten oder einzelner Bauteile bei

statisch relevanten Änderungen von Einwirkungen (z. B. erhöhte Beanspruchungen, Aufbringen von Lasten, die die widmungsgemäßen Nutzlasten übersteigen) [30].

Der in dieser Arbeit einer Neubewertung der Tragfähigkeit unterzogene Hallenbinder aus Spannbeton (siehe Abbildung 3.2 auf Seite 31) ist Teil der Dachkonstruktion einer bestehenden Produktionshalle in Österreich. Errichtet in den 60er-Jahren des vorigen Jahrhunderts, erreichte der Hallenbinder bzw. die gesamte Dachkonstruktion die geplante Nutzungsdauer von 50 Jahren⁵ im Jahre 2015.

Bezugnehmend auf die beiden obigen ONR-Festlegungen machen folgende Gründe eine statische Neubewertung der Tragfähigkeit des Hallenbinders notwendig. Punkt 1. betrifft die „Vornahme größerer Investitionen zur Verbesserung des Bauwerks“, die Punkte 2. und 3. fallen jeweils unter den Aspekt der „statisch relevanten Änderungen von Einwirkungen“.

1. Der Bauherr der Produktionshalle plant, größere Investitionen, v. a. die Innenausbauten betreffend, vorzunehmen, weil der Produktionsprozess umgestellt werden soll. Zu diesem Zweck ist es notwendig, die Qualität der Tragstruktur der bestehenden Hallenbinder nachzuweisen, um die Rentabilität der Investition gewährleisten zu können.

⁴ONR steht für „Regel des österreichischen Normungsinstituts“.

⁵Industrielle Bauwerke fallen nach Eurocode 0 [17] in die vierte Klasse („Gebäude und andere gewöhnliche Tragwerke“) zur Festlegung der geplanten Nutzungsdauer; für sie gilt eine geplante Nutzungsdauer von 50 Jahren.

2. Es muss die im Vergleich zur alten ÖNORM B 4001 [25] ($0,75 \text{ kN/m}^2$) aus dem Jahre 1962 erhöhte charakteristische Schneelast nach ÖNORM B 1991-1-3 [19] ($1,28 \text{ kN/m}^2$) angesetzt werden (siehe Abschnitt 3.2 *Charakteristische Einwirkungen*).
3. Um das in Eurocode 0 [17] geforderte aktuelle Zuverlässigkeitsniveau einzuhalten, sind für die Tragfähigkeitsnachweise Teilsicherheitsbeiwerte sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite der Grenzzustandsgleichung anzusetzen: $\gamma_E \cdot E_k \leq R_k / \gamma_R$. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert der Beanspruchung unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte für ständige, vorübergehende oder außergewöhnliche Einwirkungen kleiner dem Bemessungswert des Widerstands unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwerts für den Baustoff Beton sein. Für die *Grundkombination* der Einwirkungen – das ist die Kombination von Einwirkungen bei ständigen oder vorübergehenden Bemessungssituationen – beträgt auf der Einwirkungsseite der Teilsicherheitsbeiwert für ungünstig wirkende, ständige Einwirkungen $\gamma_G = 1,35$ und für ungünstig wirkende, veränderliche Einwirkungen $\gamma_Q = 1,50$. Auf der Widerstandsseite beträgt der Teilsicherheitsbeiwert für den Baustoff Beton $\gamma_R = 1,50$. Mit der Annahme, dass die ständige Einwirkung (in erster Linie das Eigengewicht des Bauwerks) für die gesamte Einwirkungskombination etwas maßgebender ist wie die veränderliche Einwirkung, ergibt sich auf der Einwirkungsseite anstatt des arithmetischen Mittels ein gewichtetes Mittel der Teilsicherheitsbeiwerte von $\gamma_E = 1,40$. Durch Multiplikation von $\gamma_E \cdot \gamma_R = 1,40 \cdot 1,50 = 2,1$ erhält man einen ungefähren „globalen Sicherheitsfaktor“ für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen nach Eurocode.

Im Vergleich dazu musste nach der alten Bemessungsnorm DIN 4227⁶ [7] aus dem Jahre 1953 für die Bruchsicherheit die ungünstigste Zusammenstellung der Lastfälle Vorspannung inklusive Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen und der mit 1,75 multiplizierten Summe aus ständiger Last, Verkehrslast und Temperatur nachgewiesen werden. Dabei stellt der Faktor 1,75 einen globalen Sicherheitsfaktor dar, der allerdings um 20 % geringer als der „globale Sicherheitsfaktor“ der Eurocode-Bemessung ist.

Der 50 Jahre alte Spannbeton-Hallenbinder wird somit einer rechnerischen Neubewertung der Tragfähigkeit unter Anleitung der ONR 24009 [30] in Kapitel 3 unterzogen.

⁶Da es zum Zeitpunkt der Errichtung der Produktionshalle noch keine österreichische Norm für die Bemessung von Spannbetontragwerken gab, kann davon ausgegangen werden, dass die Bemessung des zu untersuchenden Hallenbinders auf Basis der deutschen Norm DIN 4227:1953 erfolgte.

1.1 Problemstellung

Die in der ONR 24009 [30] neben anderen Methoden (siehe Abschnitt 2.1.1) aufgelistete bevorzugte Variante zur Bewertung von Bestandsgebäuden ist der rechnerische Nachweis der Tragfähigkeit nach *aktuellem Normenstand*. Es sind dabei die Einwirkungen gemäß aller Teile der ÖNORM EN 1991 (*Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke*) anzusetzen – die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit in Abschnitt 3.4 erfolgen auf Basis der aktuellen Ausgabe des Eurocode 2 [22]. Zusätzlich wird der Querkraftwiderstand nach Model Code 2010 [9] in Abschnitt 3.5 ermittelt, um Vergleichswerte zu erhalten. Dabei ergeben sich zwei Problemstellen, welche in den folgenden beiden Abschnitten erläutert werden.

1.1.1 Querkraftproblematik

Bei den Bemessungskonzepten schubbeanspruchter Träger gibt es große Unterschiede zwischen den verwendeten Ansätzen früherer Normengenerationen und heutiger Normenwerke. Die Querkraftbemessung nach DIN 4227:1953 [7] basierte auf dem Konzept der zulässigen Hauptzugspannungen. Später folgte für den Nachweis der Schubtragfähigkeit, aufbauend auf den Überlegungen von RITTER [33] und MÖRSCH [15], mit der Einführung der Plastizitätstheorie die Eingliederung von Fachwerkmodellen in die Nachweisführung. Es wird dabei für den inneren Kraftfluss bei Querkraftbeanspruchung eines Stahlbetonträgers im Zustand II angenommen, dass die Spannungsfelder des Druckgurtes und der zum Auflager geneigten Druckstreben vom Beton und die Spannungsfelder des Zuggurtes sowie die Kräfte in den Zugstreben von Bewehrungselementen aufgenommen werden. Die Neigung der Druckstreben, die sich zwischen den Schubrisen ausbilden, kann innerhalb bestimmter Grenzen frei gewählt werden. Auf diesem Konzept basieren z. B. die Nachweise im Eurocode 2 [22], im Model Code 2010 [9], in der SIA 262 [34] etc.

Die Fachwerkmodelle stellen im Vergleich zum Konzept der zulässigen Hauptzugspannungen eine deutlich konservativere Herangehensweise dar und unterschätzen dabei – gerade bei geringen Schubbewehrungsgraden sowohl von Stahlbeton- als auch von Spannbetonträgern – häufig die tatsächlichen Querkraftkapazitäten [8]. Im Umkehrschluss können, weil bei theoretisch gleicher Belastung wesentlich mehr Schubbewehrung im Vergleich zu alten Normenwerken verlangt würde, die Nachweise einer ausreichenden Querkrafttragfähigkeit älterer Betontragwerke auf Basis der aktuellen Normengeneration in vielen Fällen nicht erfüllt werden.

In der Neubeurteilung der Tragfähigkeit der Spannbetonbinder in Kapitel 3 ab Seite 28

wird gezeigt, dass sowohl nach Eurocode 2 [22] als auch nach Model Code 2010 [9] für den Hallenbinder im Bereich der Auflager keine ausreichende rechnerische Querkrafttragfähigkeit gegeben ist.

1.1.2 Umlenkkräfteproblematik

Die zweite Problemstelle ist die aufgrund der satteldachförmigen Geometrie des Hallenbinders auftretende Umlenkkräfte am Knick in Feldmitte (siehe Abbildung 3.1 auf Seite 30), welche nicht durch zusätzlich angeordnete Bügelbewehrungsstäbe rückverankert wurde. Weil der Aspekt der Rückverankerung von Umlenkkräften in Stahlbetontragwerken auch in den heutigen Normen nicht exakt beschrieben ist, werden für die Nachrechnungen in Abschnitt 3.6 ab Seite 61 drei verschiedene Tragmodelle zur Aufnahme der Umlenkkräfte untersucht. An zwei Tragmodellen können die rechnerischen Nachweise der Umlenkkräfte-tragfähigkeit nicht erfüllt werden.

Die Ermittlung des maßgebenden, globalen Versagensmodus in Abschnitt 3.7.2 ergibt, dass rechnerisch ein Abreißen des Obergurts zufolge Umlenkkräfte vor einem Querkraftversagen im Auflagerbereich eintritt. Die Umlenkkräfte-tragfähigkeit könnte somit maßgebend für die globale Tragfähigkeit des Hallenbinders werden.

1.1.3 Diskussion der weiteren Vorgehensweise

Es werden folgende Möglichkeiten für die weitere Vorgehensweise diskutiert:

1. *Sanierung der Spannbetonbinder:*

Anordnung einer Untersuchung, inwiefern und mit welchen Maßnahmen die Problemstellen der Spannbetonbinder ertüchtigt werden müssten, um die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Eurocode 0 [17] zu erfüllen. Der Produktionsvorgang in der Halle darf allerdings keinesfalls durch Staub etc. gestört werden, was eine Sanierung bzw. Ertüchtigung vor Ort beinahe unmöglich macht.

2. *Akzeptanz des gegenwärtigen Zustands:*

Es wird akzeptiert, dass sich sowohl die Nachweise der Querkraft- als auch der Umlenkkräfte-tragfähigkeit nicht ausgeben. Eine Analyse in Abschnitt 3.7.2 untersucht, welche maximalen Bemessungswerte der Einwirkungen auf den Träger wirken können, um gerade noch die Grenzzustandsgleichungen für ein Querkraftversagen *oder*

für ein Abheben des Obergurts zufolge der auftretenden Umlenkraft in Feldmitte zu erfüllen. Dabei tritt ein rechnerisches Querkraftversagen bereits bei einem Schnittgrößenverlauf zufolge weniger als 80 % der ständigen charakteristischen Einwirkungen, d. h. Eigengewicht des Binders inklusive Pfetten und Dachplatten, auf.

3. *Experimentelle Tragfähigkeitsbewertung:*

Bezugnehmend auf die in der ONR 24009 [30] aufgelisteten Möglichkeiten zur Bewertung der Tragfähigkeit von Bestandsgebäuden ist eine *experimentelle Tragfähigkeitsbewertung am Bauwerk* vor allem dann sinnvoll, wenn trotz des Nichterfüllens eines oder mehrerer rechnerischer Nachweise die begründete Aussicht auf ein positives Ergebnis durch die Durchführung von statischen oder dynamischen Belastungsversuchen besteht. Besonders aufgrund des oftmaligen Unterschätzens der tatsächlichen Querkraftkapazitäten bei Nachrechnungen alter Betontragwerke nach aktuellen Normenwerken können experimentelle Tragfähigkeitsbewertungen durchaus die heutigen normativen Forderungen erfüllen, während die Nachrechnung eine negative Tragfähigkeitsbewertung liefert.

In der selben ONR ist festgelegt, dass die experimentelle Bewertung der Tragfähigkeit unter Beachtung des Anhangs D des Eurocode 0 [17] aus dem Jahre 2013 erfolgen kann. Dort ist, als eine von insgesamt sieben Arten der versuchsgestützten Bemessung, angeführt, dass *Versuche zur Verringerung von Unsicherheiten hinsichtlich bestimmter Größen der Widerstandsmodelle (z. B. durch Bauteilversuche oder Versuche mit Bauteilgruppen)* durchgeführt werden können. Während nach der ONR 24009 [30] experimentelle Tragfähigkeitsbewertungen in der Regel schädigungsfrei am Bauwerk zu konzipieren sind (dies ist aufgrund der komplexen Geometrie der Halle und des laufenden Betriebs nicht zu bewerkstelligen), bietet die eben erwähnte versuchsgestützte Bemessung des Eurocode 0 [17] auch die Möglichkeit, eine experimentelle Tragfähigkeitsbewertung durch zerstörende Belastungsversuche an *maßstabsgetreuen Nachbauten* des Hallenbinders durchzuführen.

Belastungsversuche an den im Maßstab 1:1 nachgebauten Hallenbindern, welche in Bezug auf Geometrie, Bewehrungsführung und Materialeigenschaften mit den originalen Spannbetonbindern möglichst exakt übereinstimmen, würden klären, inwiefern die Verfahren zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit nach Eurocode 2 [22] und Model Code 2010 [9] die Querkrafttragfähigkeit des Hallenbinders realitätsnah abbilden können. Es besteht die Vermutung, dass der experimentelle Nachweis der Querkrafttragfähigkeit erbracht werden kann, auch wenn die rechnerischen Nachweise in den Abschnitten 3.4.4 und 3.5.1 negative Ergebnisse liefern.

Außerdem könnte durch die Versuche untersucht werden, welche Auswirkungen das Fehlen der zusätzlichen Bügelbewehrung zur Aufnahme der Umlenkraft in Feldmitte nach sich zieht. Das Ziel wäre eine bessere Abschätzung der tatsächlichen Tragfähigkeit an dieser Stelle sowie eine Überprüfung der Genauigkeit der nicht auf einer eindeutigen Normvorgabe basierenden Berechnungsmodelle in Abschnitt 3.6 *Nachweise der Umlenkraft in Feldmitte*.

Die erste Möglichkeit lässt sich während des normalen Produktionsbetriebs nicht realisieren und ist somit auszuschließen. Auch kann der gegenwärtige Zustand nicht akzeptiert werden, dafür sind die Sicherheiten der rechnerischen Nachweise viel zu gering (siehe Abschnitt 3.7.1 *Zusammenfassung der durchgeführten Nachweise*). Die Entscheidung fällt auf eine experimentelle Tragfähigkeitsbewertung der Spannbetonbinder, wobei in Summe vier Versuche an drei maßstabgetreuen Nachbauten geplant werden:

- Zwei Versuchsdurchführungen an einem Bindernachbau zur genaueren Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit.
- Jeweils idente Versuchsdurchführungen an zwei Bindernachbauten zur genaueren Beurteilung der Umlenkrafttragfähigkeit.

1.2 Ziel der Arbeit

Durch die Durchführung der vier Belastungsversuche an den anhand der vorhandenen Kabel-, Bewehrungs- und Schalungsplänen möglichst originalgetreu nachgebauten Haltenbindern sollen die versuchsgestützten Bemessungswerte der Querkraft- und Umlenkrafttragfähigkeit ermittelt werden. In weiterer Folge werden die Versuchsergebnisse mit den statischen Vorbemessungen in Kapitel 3 verglichen und Interpretationen aufgestellt.

Die Beschreibung der Versuche und die Versuchsauswertungen erfolgen in Kapitel 4 *Experimentelle Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit* ab Seite 77 und in Kapitel 5 *Experimentelle Untersuchung der Umlenkrafttragfähigkeit* ab Seite 105. Die Interpretation der Ergebnisse der Querkraftversuche findet sich in Abschnitt 4.6 auf Seite 103 und die Interpretation der Ergebnisse der Umlenkraftversuche in Abschnitt 5.5 auf Seite 121.

Kapitel 2

Stand der Technik

2.1 Tragfähigkeitsbewertung bestehender Hochbauten

In Österreich machen ältere, teilweise bis zu 150 Jahre alte Bauten einen großen Teil der vorhandenen Bausubstanz aus. Unter anderem wurden etwas mehr als 35 Prozent aller Wohnungen in Gebäuden eingerichtet, die vor 1960 entstanden sind [30]. Auch viele industrielle Bauwerke wurden in dieser Zeit erbaut. Eine heutige Weiternutzung der vorhandenen Bausubstanz ist trotz der teilweise bereits beträchtlichen Nutzungsdauer und des damit im Zusammenhang stehenden steigenden Risikos für das Auftreten von technischen Mängeln in den Tragstrukturen nicht nur aufgrund der kulturellen Bedeutung der bestehenden Gebäude, sondern auch wegen deren großem Wiederbeschaffungswert von enormer Wichtigkeit (siehe Kapitel 1).

Eine sinnvolle und vor allem auch sichere Weiternutzung älterer Bauten muss vielfach mit Umbauten, Erweiterungen und Sanierungen einhergehen, um die bestehenden Gebäude an die geänderten gesetzlichen Anforderungen, Nutzungen und Bedürfnisse anzupassen. Die erneuernden Maßnahmen erfordern häufig eine Bewertung der Tragfähigkeit bzw. der Gebrauchstauglichkeit des Bestands, wobei immer noch keine klare Vorschriften zur Bestimmung der Tragfähigkeit von nach heute nicht mehr gültigen Normenwerken konstruierten Bauwerken bestehen.

In Österreich existieren allerdings Regeln und Richtlinien, die als Ergänzung zum Eurocode 0 [17] Hilfestellungen und Grundsätze zur möglichst realistischen Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Hochbauten liefern.

So wird in der vom Österreichischen Institut für Bautechnik herausgegebenen aktuellen Fassung der OIB-Richtlinie 1 [31] darauf hingewiesen, dass bei *Änderungen an bestehenden Bauwerken mit Auswirkungen auf bestehende Tragwerke* der Leitfaden zur OIB-Richtlinie 1 [32] („Festlegung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Tragwerken“) für die Festlegung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Tragwerken anzuwenden ist.

Dieser Leitfaden gibt an, dass für Bestandsgebäude auch Abweichungen vom aktuellen Stand der Technik, d. h. von der aktuell für Neubauten geforderten Zuverlässigkeit gemäß Eurocode 0 [17], möglich sind. Das vorhandene Sicherheitsniveau darf maximal bis zum damals erforderlichen Sicherheitsniveau des rechtmäßigen Bestands¹ – also jenes Sicherheitsniveau, welches zum Zeitpunkt der jeweiligen Baubewilligung einzuhalten war – vom aktuellen Stand der Technik abweichen. Eine Verschlechterung des Sicherheitsniveaus ist nicht zulässig, auch wenn die Gebäudezuverlässigkeit bereits über der zum Errichtungszeitpunkt geforderten Zuverlässigkeit liegt. Sollte allerdings das Sicherheitsniveau eines Bestands höher sein, als es der aktuelle Stand der Technik vorschreibt, ist eine Verschlechterung grundsätzlich denkbar – eine maximale Reduzierung bis zu den Zuverlässigkeitsforderungen des aktuellen Stand der Technik wäre somit möglich. Diese Regelung gilt allerdings nur für Lastfälle, in denen außergewöhnliche Einwirkungen und Erdbeben berücksichtigt werden – die Grundkombinationen nach Eurocode 0 [17] müssen somit den aktuell geforderten Zuverlässigkeiten genügen [31, 32].

In Abschnitt 3.2 des Leitfadens zur OIB-RL 1 [32] wird wiederum bei Notwendigkeit einer Bewertung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit bestehender Hochbauten auf die Bestimmungen der ONR 24009 [30] verwiesen. Wie im Einleitungskapitel dieser Arbeit bereits erwähnt wurde, erfolgt die in dieser Arbeit durchgeführte statische Neubewertung der Tragfähigkeit des zu untersuchenden Spannbetonhallenbinders unter Anleitung dieser Regel des österreichischen Normungsinstituts. Im folgenden Abschnitt 2.1.1 wird daher detaillierter auf die Festlegungen in der ONR 24009 [30] eingegangen, aus welchen sich die Grundannahmen zu den im Kapitel 3 durchgeführten statischen Berechnungen ergeben.

¹Wird auch „Konsens“ genannt: Es wird eine Ausführung und ein Zustand des Bestandsgebäudes vorausgesetzt, der der damaligen Baubewilligung (Pläne und Bescheid) entspricht. Weiters müssen andere sicherheitsrelevante Standards und Zuverlässigkeiten erfüllt werden (für Details siehe [32]).

2.1.1 Tragfähigkeitsbewertung bestehender Hochbauten nach ONR 24009

Das Nichtvorhandensein von klaren Regelungen und Festlegungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Bauwerken, die anhand von heute nicht mehr gültigen Normenwerken geplant und errichtet wurden, machten die Einführung einer Hilfestellung zur *möglichst wirklichkeitsnahen Tragfähigkeits- sowie Gebrauchstauglichkeitsbewertung* von vorhandener Bausubstanz notwendig. Hierzu wurde die ONR 24009 [30], im weiteren Verlauf dieses Abschnitts wird sie kurz mit „ONR“ bezeichnet, im Mai 2013 vom Austrian Standards Institute herausgebracht. Durch ihre Anwendung soll nicht nur die Wirtschaftlichkeit von Umbauten von Bestandsgebäuden gewährleistet (z. B. durch Vermeiden unnötiger Mitteleinsätze und durch die sinnvolle und ressourcenschonende Erweiterung bestehender Gebäude), sondern auch rechtzeitig mögliche Beeinträchtigungen der Zuverlässigkeit aufgezeigt werden.

2.1.1.1 Anwendungsbereich und erforderlicher Kenntnisstand

Der Anwendungsbereich sieht vor, dass neue Tragwerksteile bei baulichen Veränderungen zufolge der Eurocode-Serie zu behandeln sind und bestehende Tragwerksteile entsprechend der ONR. Dabei trifft die ONR zur vierten Anmerkung des Abschnitts 1.1 im Eurocode 0 [17],

[ÖNORM, d. Verf.] EN 1990 kann auch zur Beurteilung des Tragverhaltens bestehender Bauwerke, bei Instandsetzungs- und Umbaumaßnahmen oder bei beabsichtigten Nutzungsänderungen verwendet werden,

die notwendigen Ergänzungen. Es kann, bei entsprechender Begründung durch Versuche oder theoretische Konzepte, auch von der ONR abgewichen werden, wobei die Abweichungen nachvollziehbar zu dokumentieren sind. Generell ist die Tragfähigkeitsbewertung anhand der ONR auf *alle tragenden Teile* des Bestands anwendbar – ein ausreichender Kenntnisstand über die Konstruktion wird dabei vorausgesetzt. So müssen die geometrischen Eigenschaften des Tragwerks, die konstruktiven Einzelheiten (z. B. Menge und Verteilung der Bewehrung, Anschlüsse von Stahlbauteilen etc.) und die mechanischen Eigenschaften der eingebauten Werkstoffe hinreichend bekannt sein, um einen vollständigen Kenntnisstand (KL3 – *full knowledge level*) nach den Definitionen des Eurocode 8, dritter Teil [24], zu erreichen. Die folgenden Informationen sind für den Kenntnisstand KL3 erforderlich [24].

1. Gesamtabmessungen entweder aus (a) einem umfassenden Messprogramm oder aus (b) dem vollständigen Satz der Original-Übersichtspläne inklusive einer ausreichenden Stichprobe von Abmessungen sowohl der Gesamtstruktur als auch der Einzelbauteile.
2. Konstruktive Einzelheiten entweder aus (a) umfassenden In-situ-Inspektionen oder aus (b) dem vollständigen Satz detaillierter Baupläne inklusive in *beschränktem* Umfang² durchgeführten In-situ-Inspektionen in den am stärksten gefährdeten Bauteilen.
3. Werkstoffeigenschaften entweder aus (a) umfassenden In-situ-Versuchen oder aus (b) Original-Versuchsdokumentationen inklusive in *beschränktem* Umfang³ durchgeführten In-situ-Versuchen.

Weitere Informationen zur Bestandserhebung, welche je nach Aufgabenstellung im Detaillierungsgrad variieren kann, finden sich im Anhang des nationalen Anhangs zum dritten Teil des Eurocode 8 [23] und im Leitfaden zur OIB-Richtlinie 1 [32].

2.1.1.2 Methoden der Bewertung

Eine Beurteilung der Tragfähigkeit von bestehenden Hochbauten oder einzelner Bauteile kann laut der ONR in folgenden Fällen notwendig sein:

1. Bei konstruktiven Eingriffen in das Tragwerk.
2. Bei statisch relevanten Änderungen von Einwirkungen (z. B. erhöhte Beanspruchungen, Aufbringen von Lasten, die die widmungsgemäßen Nutzlasten übersteigen).
3. Bei Vornahme größerer Investitionen zur Verbesserung des Bauwerks (z. B. thermische Sanierung, Gebäudeverbesserungen und Innenausbauten aller Art), die zwar nicht die Tragstruktur betreffen, bei denen aber die Qualität der Tragstruktur (z. B. Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit) nachzuweisen ist, um sicherzustellen, dass die Dauerhaftigkeit der Investition nicht durch mangelnde Qualität der Tragstruktur gefährdet ist.

²*Beschränkte* In-situ-Inspektionen dienen der Kontrolle, ob die tatsächlichen konstruktiven Details des Bauwerks mit den vorhandenen Bauplänen übereinstimmen. Im Vergleich dazu sind *erweiterte* oder *umfassende* In-situ-Inspektionen dann durchzuführen, wenn keine Original-Baupläne vorhanden sind [24].

³*Beschränkte* In-situ-Versuche dienen der Ergänzung der Materialeigenschaften, die den Richtlinien zur Zeit der Errichtung, den Original-Bauplänen oder den Original-Versuchsberichten entnommen sind [24].

4. Bei Änderung der Schadensfolgeklasse bzw. der Bedeutungskategorie (die Schadensfolgeklassen sind in Eurocode 0 [17] definiert).
5. Bei Feststellen von Bauschäden (z. B. Risse und Verformungen, Korrosion).
6. Bei Feststellen von konstruktiven Mängeln.
7. Bei Auftreten von neuen Erkenntnissen, die die Tragfähigkeit betreffen.

Die ONR bietet folgende drei Möglichkeiten zur Bewertung der Tragfähigkeit von Bestandsstrukturen, wobei der *rechnerische Nachweis nach aktuellem Normenstand* die bevorzugte Methode ist.

1. Rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit.

- i. *Nachweis nach aktuellem Normenstand.*

Grundsätzlich sind die Einwirkungen laut allen Teilen der ÖNORM EN 1991 (*Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke*) anzusetzen. Um die Ausnutzung von eventuellen Tragreserven zu ermöglichen, können aber auch aktualisierte Daten auf der Einwirkungs- und auf der Widerstandsseite berücksichtigt werden. Dies betrifft z. B. das Heranziehen von Einwirkungen, die aufgrund von fundierten Gutachten die tatsächliche ständige, klimatische oder seismische Belastungssituation besser darstellen, als es in den ÖNORMEN festgelegt ist. Auf der Widerstandsseite können unter anderem durch das Feststellen der tatsächlichen Materialeigenschaften, durch die Verwendung von elastoplastischen anstatt linear elastischen Modellen für den Querschnittswiderstand oder durch das Ansetzen von realitätsnäheren statischen Modellen Tragreserven aktiviert werden. Die gesamte Auflistung findet sich in Abschnitt 4.7 der ONR.

- ii. *Nachweis nach aktuellem Normenstand mit reduzierter Zuverlässigkeit.*

Eine Reduzierung der Zuverlässigkeit ist nur bei außergewöhnlichen Einwirkungen und Erdbeben zulässig. Dies betrifft den Spannbetonbinder nicht, weil nur die Grundkombination der Einwirkungen untersucht und außergewöhnliche Bemessungssituationen sowie Erdbeben nicht berücksichtigt werden.

- iii. *Nachweis nach altem Normenstand.*

Der Nachweis nach altem Normenstand darf als Nachweis der Einhaltung des Konsenses geführt werden. In Österreich wird nach dem Konsensprinzip davon ausgegangen, dass genutzte Bestandsobjekte, welche keiner groben baulichen Veränderung unterzogen werden und welche keine konstruktiven Schäden oder

Mängel aufweisen, als bewährte Tragstrukturen angesehen werden können. Es ist dann – auch bei Überschreitung der vorgesehenen Nutzungsdauer – keine Neubetrachtung unter Berücksichtigung aktueller Normen notwendig [10]. Im Leitfaden zur OIB-Richtlinie 1 [32] wird der „Konsens“ mit dem rechtmäßigen Bestand gleichgesetzt und in der ONR wird die „Einhaltung des Konsenses“ Bestandsschutz genannt. Bei geringfügigen Auswirkungen durch bauliche Maßnahmen (z. B. wenn keine wesentlichen Lasterhöhungen beim Aufstellen von Reklameschildern, beim Zubau einzelner Balkone, bei Badeinbauten etc. auftreten oder bei geringfügigen Schwächungen der Konstruktion durch einzelne Tür- oder Deckendurchbrüche etc.) und bei Instandsetzungen oder dem Austausch bestehender Tragwerke sind Nachweise nach Normen, die zum Errichtungszeitpunkt des Bauwerks gültig waren, zur Überprüfung der Einhaltung des Konsenses zulässig.

2. Qualitative Bewertung der Tragfähigkeit.

Die qualitative Beurteilung der Tragfähigkeit dient dazu, rasch Aussagen über die Tragfähigkeit und Verwendbarkeit von Bauwerken und Bauteilen zu erhalten. Sie ist allerdings keine Grundlage für weitergehende Beurteilungen der Tragstruktur, falls z. B. Widmungsänderungen, welche größere Beanspruchungen zur Folge hätten oder Zu- oder Umbauten geplant sind. Es müssen gewisse Voraussetzungen eingehalten werden, damit eine qualitative Bewertung der Tragfähigkeit in Betracht gezogen werden kann (siehe Kapitel 6 der ONR). Es muss sich z. B. um Bauwerke handeln, die einer gleichartigen Nutzung über einen längeren Zeitraum ausgesetzt waren und von denen ausreichende Erfahrungswerte aus ähnlichen Hochbauten vorliegen.

3. Experimentelle Tragfähigkeitsbewertung am Bauwerk.

Laut der ONR ist eine experimentelle Bewertung der Tragfähigkeit dann sinnvoll, wenn ein oder mehrere rechnerische Nachweise nicht erfüllt werden können, trotzdem aber eine begründete Aussicht auf ein positives Ergebnis durch statische oder dynamische Belastungsversuche besteht. Da die Versuche vor Ort schädigungsfrei zu planen sind, darf die Versuchsgrenzlast nicht überschritten werden und Vorankündigungen von Schädigungen sind rechtzeitig durch die Messtechnik zu erkennen. Die Versuchsgrenzlast ist jene Laststufe, bei der gerade noch keine, die weitere Nutzung beeinträchtigende und somit nicht tolerierbare Schädigung auftritt. BOLLE ET AL. schreiben in [5], dass über photogrammetrische Messverfahren Mikrorisse bereits in einem sehr jungen Stadium ersichtlich werden, was eine gute Möglichkeit darstellt, die Versuchsgrenzlast frühzeitig zu erkennen.

Die Belastungsversuche können unter Berücksichtigung des Anhangs D des Eurocode 0 [17] erfolgen, wobei eine Überprüfung der Plausibilität der Versuchsergebnisse anhand von Vergleichsrechnungen erfordert wird.

In Abschnitt D.3 des Eurocode 0 [17] wird unter anderem zwischen folgenden Versuchsarten – insgesamt sind sieben verschiedene Möglichkeiten aufgelistet – unterschieden:

- i. Versuche zur direkten Bestimmung der Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit von Tragwerken oder deren Elementen für bestimmte Belastungsbedingungen.
- ii. Versuche zur Bestimmung bestimmter Baustoffeigenschaften unter bestimmten Prüfbedingungen.
- iii. Versuche zur Verringerung von Unsicherheiten bei den Einwirkungen oder den durch sie verursachten Auswirkungen.
- iv. Versuche zur Verringerung von Unsicherheiten hinsichtlich bestimmter Größen der Widerstandsmodelle.

In den weiteren Unterpunkten des Anhangs D des Eurocode 0 [17] werden die zu dokumentierenden Unterpunkte der Versuchsplanung (Zielsetzung und Prognose der Versuchsergebnisse, Festlegung der Prüfkörper und Proben sowie die Festlegung der Belastung, Versuchseinrichtung und -durchführung etc.) festgelegt, die Ableitung von Bemessungswerten bzw. charakteristischen Werten aus den Versuchen wird beschrieben und statistische Auswerteverfahren werden angeführt.

2.1.1.3 Zulässige Abweichungen vom aktuellen Normenstand

Viele Bestimmungen alter Normengenerationen divergieren zwangsläufig von denen neuerer Normenwerke. Abweichungen kann es z. B. bei konstruktiven Regeln wie Mindestabmessungen, Mindestgüten von Werkstoffen oder bei Einwirkungen geben, die heute anzusetzen sind, zur Zeit der Errichtung aber nicht erforderlich waren. Dadurch ist die vollinhaltliche Erfüllung von Nachweisen bestehender Tragkonstruktionen üblicherweise nur bei solchen Bauwerken möglich, die nach aktuellem Normenstand errichtet wurden.

Die ONR beschreibt daher zulässige Abweichungen vom aktuellen Normenstand, welche *konstruktive Regeln und Regeln für die Ausführung, Baustoffe und deren Eigenschaften, Nachweise für heute nicht mehr übliche Bauverfahren* und *Nachweise der Gebrauchstauglichkeit* betreffen.

So dürfen zum Beispiel, sofern am Bauwerk keine entsprechenden Schäden festgestellt werden, die derzeit geforderten Mindestabmessungen von Bauteilen, Mindestgüten von Werkstoffen oder Mindestdurchmesser von Bewehrungsstäben unterschritten werden. Auch können in gewissen Fällen Abweichungen von den im Gebrauchstauglichkeitsnachweis nach aktuellem Normenstand geforderten maximalen Durchbiegungen akzeptiert werden. Die Tragfähigkeitsnachweise müssen mit den Werkstoffkennwerten der verwendeten Baustoffe durchgeführt werden, auch wenn diese von den heute genormten Baustoffen abweichen. Zu kontrollieren ist, ob die in den Nachweisen der aktuellen Normen verlangten Eigenschaften (z. B. Bruchdehnung) von den vorhandenen Baustoffen erfüllt werden.

2.1.1.4 Sicherheitskonzept

Die Grenzzustandsgleichung (2.1), wobei E_d den Bemessungswert der Auswirkung einer Einwirkung, z. B. den Bemessungswert einer Schnittgröße, und R_d den Bemessungswert eines Widerstands darstellt, muss bei der Nachrechnung nach aktuellem Normenstand mit den dort festgelegten Zuverlässigkeitsniveaus eingehalten werden.

$$E_d \leq R_d \quad (2.1)$$

Das im Eurocode 0 [17] definierte Zuverlässigkeitsniveau für eurocode-basierte Nachweise soll durch geeignete Maßnahmen erreicht werden. Darunter fällt unter anderem die Verwendung vorgegebener Zahlenwerte für repräsentative Werte der Einwirkung und die Wahl von Teilsicherheitsbeiwerten bei der Bemessung – Details und andere Maßnahmen wie z. B. konstruktive Präventivmaßnahmen (Anprallschutz, Brandschutzmaßnahmen etc.) finden sich in den Abschnitten 2.1 und 2.2 des Eurocode 0 [17].

Die drei Zuverlässigkeitsklassen RC 1, RC 2 und RC 3 sind über den Zuverlässigkeitsindex β definiert und sind mit den drei Schadensfolgeklassen CC 1, CC 2 und CC 3 verknüpft. Wird ein Gebäude der Schadensfolgeklasse CC 2 zugeordnet⁴ – der zu untersuchende Hallenbinder fällt in diese Klasse –, muss es den Mindestwert des der Zuverlässigkeitsklasse RC 2 zugeordneten Zuverlässigkeitsindex β einhalten. Der für den Bezugszeitraum von 50 Jahren einzuhaltende Mindestwert β von 3,8 entspricht bei Nachrechnungen vom Typ STR (*Versagen oder übermäßige Verformung des Tragwerks*) von Bestandsgebäuden den bekannten Teilsicherheitsbeiwerten von $\gamma_G = 1,35$ für ständige und $\gamma_Q = 1,50$ für veränderliche Einwirkungen.

⁴Ein Schaden würde in *mittlere Folgen für Menschenleben, beeinträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeträchtigende Folgen* [17] resultieren.

Für die Nachrechnung in Kapitel 3 wird abweichend von obigen Zuverlässigkeitsfestlegungen in Anlehnung an das mehrstufige Nachweisverfahren der ONR 24008 [29] für bestehende Brückenbauwerke in Österreich der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen auf $\gamma_G = 1,20$ gesetzt. Voraussetzung nach der ONR 24008 [29] dafür ist, dass die tatsächlich am Bauwerk festgestellten Abmessungen der Ermittlung der Belastung zugrunde zu legen sind. Diese Maßnahme der Verringerung von γ_G ist erstens durch nicht festgestellte Abweichungen der vorhandenen Geometrie von den Planangaben (siehe Bestandserhebung in Abschnitt 3.1.3) und zweitens durch Bezugnahme auf nachfolgenden Absatz, welcher in Abschnitt 4.6 der ONR 24009 [30] geschrieben steht, gerechtfertigt.

Werden ständige, klimatische oder seismische Einwirkungen aufgrund von Feststellungen fundierter Gutachten genauer spezifiziert, als dies in den einschlägigen ÖNORMEN festgelegt ist, können auch diese Einwirkungen herangezogen werden.

Anderweitig interpretiert könnte man auch das exakte Eigengewicht des Hallenbinders zur Berechnung der Bemessungsschnittgrößen (dann wäre $\gamma_G = 1,0$) heranziehen, da ja diese ständige Einwirkung durch die Kontrolle der Trägergeometrie „genauer spezifiziert ist, als dies in den einschlägigen ÖNORMEN festgelegt ist.“ Um aber in einem Zuverlässigkeitsbereich zwischen den Grenzwerten $\gamma_G = 1,0$ und $\gamma_G = 1,35$ zu bleiben, greift die Nachrechnung in dieser Arbeit auf den angegebenen Wert der ONR 24008 [29] zurück.

Für die Grundkombination der Einwirkungen für ständige (und vorübergehende) Bemessungssituationen werden somit die Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachrechnung nach Tabelle 2.1 verwendet.

						Einwirkungen							
						<i>Ständig</i>		<i>Veränderlich</i>					
						ungünstig	günstig			γ_Q	ungünstig	günstig	
γ_G						1,20	1,00			1,50			0

Tabelle 2.1: Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachrechnung nach aktuellem Normenstand

Bei Erdbebenbeanspruchungen soll durch die Einteilung von Bauwerken in verschiedenen Bedeutungskategorien und den damit verknüpften Bedeutungsbeiwerten γ_I ebenfalls eine Differenzierung der Zuverlässigkeit ermöglicht werden. Diese sind im nationalen Anwendungsdokument zum Eurocode 8 [23] angeführt, betreffen aber die Nachrechnung aufgrund der Nichtberücksichtigung des Lastfalls Erdbeben nicht.

Im Anhang A der ONR sind Voraussetzungen angegeben, unter welchen die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite für Nachweise an bestehenden Konstruktionen abgemindert werden dürfen. Es wird auf den Anhang A des Eurocode 2 [22] zur Einhaltung der dort definierten verminderten Abweichungen der Querschnittsabmessungen sowie der Bewehrungslagen verwiesen, wobei der Teilsicherheitsbeiwert der Bewehrung auf bis zu $\gamma_{S,red} = 1,05$ und des Betons auf bis zu $\gamma_{C,red} = 1,35$ vermindert werden kann. Allerdings sind laut ONR die Querschnittsabmessungen an mindestens 80 % der kritischen Stellen und die Druckfestigkeit des Betons an mindestens 30 Stellen nachzuweisen, außerdem muss die Varianz der Druckfestigkeit unter 10 % bleiben. Alle drei Voraussetzungen konnten bei der Bestandserhebung (siehe Abschnitt 3.1.3) nicht eingehalten werden, daher wird in der Nachrechnung in Kapitel 3 mit den in Tabelle 2.2 angegebenen nicht reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten auf der Widerstandsseite gerechnet.

<i>Beton</i>	<i>Betonstahl</i>	<i>Spannstahl</i>
$\gamma_C = 1,5$	$\gamma_S = 1,15$	$\gamma_S = 1,15$

Tabelle 2.2: Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe im Grenzzustand der Tragfähigkeit

2.2 Querkraftproblematik von Bestandstragwerken

2.2.1 Querkrafttragverhalten

Um ein besseres Verständnis über die Schwierigkeiten von Querkraftnachweisführungen bestehender Stahl- und Spannbetontragwerke zu erhalten, werden zuerst die Tragmechanismen im gerissenen Zustand, welche – abhängig von den geometrischen Verhältnissen, dem Bewehrungsgehalt und der Belastungshöhe – unterschiedliche Anteile zur Querkrafttragfähigkeit beitragen, aufgelistet (aus [8]). In weiterer Folge werden in diesem Abschnitt die Querkrafttragverhalten von Bauteilen mit und ohne Schubbewehrung kompakt beschrieben. Uneinigkeit herrscht weiterhin zur Frage, welcher Tragmechanismus den größten Anteil zur Querkrafttragfähigkeit liefert. Dies ist auch der Grund dafür, wieso immer noch kein einheitliches und auf rein mechanischen Grundsätzen beruhendes Modell zur Querkraftabtragung erarbeitet wurde.

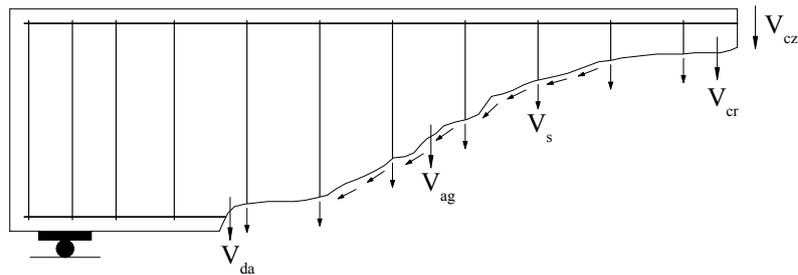


Abbildung 2.1: Tragmechanismen bei Querkraftbeanspruchung

1. Schubspannungen in Druckzone – V_{cz}
2. Rissübergreifende Zugspannungen in der Rissprozesszone – V_{cr}
3. Rissreibung bzw. Rissverzahnung – V_{ag}
4. Dübelwirkung der Längsbewehrung – V_{da}
5. Vertikalkomponente der Vorspannkraft – V_p
6. Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung – V_s

Bei Stahlbetonkonstruktionen ohne Querkraftbewehrung und ohne Vorspannung leisten die Punkte 6. und 7. aus der Liste keinen Anteil zum Querkraftabtrag.

2.2.1.1 Querkrafttragverhalten von Bauteilen ohne Schubbewehrung

Während das Verhalten eines Stahlbetonbalkens ohne Schubbewehrung im Zustand I noch mit der linear-elastischen Biegetheorie beschrieben werden kann und dem eines Stahlbetonbalkens mit Schubbewehrung entspricht, gehen die inneren Kräfte ab der ersten Schrägrissbildung in einen anderen Gleichgewichtszustand – sofern sich ein neuer Gleichgewichtszustand überhaupt einstellen kann und kein sofortiges Versagen auftritt – über. Er verliert seine statische Wirkungsweise nach der Balkentheorie, weil Druck- und Zuggurt nun durch den schrägen Riss getrennt sind [5]. Es ist keine einfache Gleichgewichtsbeurteilung mehr möglich und eine mechanische Beschreibung des Tragverhaltens äußerst kompliziert. Aufgrund der Komplexität der Beschreibung des inneren Kräftezustands basiert die Bemessung von Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung im Eurocode 2 [22] auf einem empirischen Ansatz.

Versagensmodi

Das häufigste Querkraftversagen von Bauteilen ohne Schubbewehrung ist durch die Ausbildung eines *kritischen Biegeschubrisses* gekennzeichnet und wird als *Biegeschubversagen* bezeichnet. Der aus vorhandenen Biegerissen oder aus dem Zusammenwachsen von Mikrorissen im Schubfeld entstehende kritische Schubriss wandert flach geneigt in Richtung der Lasteinleitungsstelle, was zu einer Einschnürung der Biegedruckzone führt. Gleichzeitig reißt der Beton in horizontaler Richtung auf Höhe der Längsbewehrung zwischen Auflager und Beginn des Schrägrisses auf. Die Verkleinerung der Biegedruckzone, welche nicht mehr in der Lage ist, die kombinierte Biege- und Querkraftbeanspruchung aufzunehmen, führt schließlich zum schlagartigen Versagen. Nach der Ausbildung des Schrägrisses können meist nur noch geringe Zusatzlasten aufgenommen werden. Die größten Anteile des Querkraftabtrags beim Biegeschubversagen fallen auf die Schubspannungen in der Druckzone und auf die Dübelwirkung der Längsbewehrung; welchen Anteil die Rissverzahnung bzw. Rissreibung übernimmt, ist nicht gänzlich geklärt [5, 8, 11].

Weitere Versagensarten sind das *Stegzug-* und das *Verankerungsversagen*. Beim Stegzugversagen überschreitet bei gleichzeitig ungerissenem Zuggurt die Hauptzugspannung im (dünnen) Steg die Betonzugfestigkeit – der entstehende Riss wandert sowohl in den Zug- als auch Druckgurt und es kommt zum schlagartigen Versagen. Beim Verankerungsversagen kommt es zum Herausziehen der Bewehrungsstäbe im Auflagerbereich, weil der horizontale Riss entlang der Längsbewehrung ein Absprengen der Betondeckung nahe des Auflagers verursacht und dadurch die Zugkraft in der Bewehrung drastisch erhöht wird.

2.2.1.2 Querkrafttragverhalten von Bauteilen mit Schubbewehrung

Bei Bauteilen ohne Schubbewehrung kann sich nur in seltenen, von der zufälligen Lage des Risses abhängigen Fällen die Schubrissbildung stabilisieren und die Last weiter – Versagenslasten bis zum doppelten Wert der Risslasten sind möglich [5] – gesteigert werden. In der Regel erfolgt allerdings nach der Schubrissbildung ein rasches, sprödes Versagen. Hingegen besitzen Bauteile mit Schubbewehrung eine erheblich größere Querkrafttragfähigkeit, da ein sich nach der Schubrissbildung einstellender neuer Gleichgewichtszustand eine Umlagerung der im Riss freiwerdenden Zugkräfte auf die vertikale Bewehrung bewirkt. Bei Laststeigerung bilden sich durch Übertragung von Zugspannungen auf den Beton wegen der Verbundwirkung weitere Schubrisse. Dieser innere Kraftfluss im Zustand II und das daraus resultierende Tragverhalten lässt sich am besten mit Stabwerk- bzw. Spannungsfeldmodellen beschreiben, welche sich als Grundlage für die Querkraftbemessung von Stahl- und Spannbetontägern etabliert haben.

Bei der Modellbildung wird der Träger in Zuggurte, Stegscheiben und Druckgurte unterteilt [35] und die inneren Kräfte abhängig von der Art der Beanspruchung vom Beton oder den horizontalen bzw. vertikalen Bewehrungselementen aufgenommen.

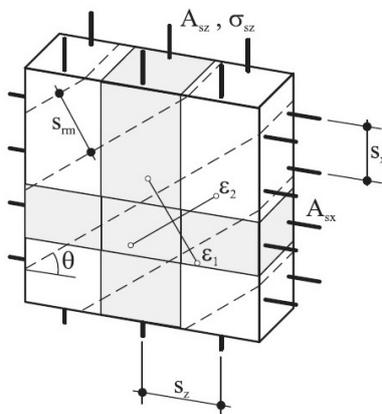


Abbildung 2.2: Ausschnitt eines Scheibenelements aus der Stegscheibe [35]

In der Stegscheibe bilden sich Druck- und Zugfelder und um den Winkel θ zur Horizontalen geneigte Schrägrisse aus, deren Richtung vereinfacht mit der Hauptdehnungsrichtung ε_2 zusammenfällt [35] (siehe Abbildung 2.2).

Die ersten Theorien zum inneren Kraftfluss von schubbewehrten Betonbauteilen stellten MÖRSCH [15] und RITTER [33] zu Beginn des 20. Jahrhunderts auf. MÖRSCH entwickelte über die Analyse der Rissbilder aus eigenen Schubversuchen die „Klassische Fachwerkanalogie“, deren innerer Kraftfluss obiger Beschreibung gleicht, wobei MÖRSCH von einer fixen Neigung θ der Druckstreben von 45° ausging. Auch weist das Mörsche Fachwerkmodell der Querkraftbewehrung die gesamte Querkraft zu. Versuchsmessungen zeigen, dass diese Annahmen das reale Tragverhalten nicht korrekt abbilden, weil zum einen die rechnerischen Bügelspannungen deutlich höhere Werte als die zugehörigen Messwerte aufweisen und zum anderen die Schubrisse (und damit auch die Druckstreben) in der Regel flacher als 45° geneigt sind.

Die von LEONHARDT & WALTHER [12] durchgeführte Versuchsserie an Rechteck- und Plattenbalken konnte nachweisen, dass abweichend von der Mörschen Theorie die Querkraftbewehrung nur einen Teil zum gesamten Querkraftwiderstand beiträgt [3]. Es existiert ein zusätzlich wirkender Widerstandsanteil, der sich aus den dem Beton zuzuordnenden Tragmechanismen wie Dübelwirkung der Längsbewehrung, Rissverzahnung und dem Querkraftanteil der Druckzone zusammensetzt. Versuche haben ergeben, dass dieser *Betontraganteil* annähernd der einwirkenden Querkraft entspricht, ab welcher die Schubrissbildung einsetzt und kann daher als Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne

Schubbewehrung gedeutet werden [11]. Im Gegensatz zur klassischen Fachwerkanalogie erfolgt die Aktivierung der BÜgelspannung nicht sofort ab Belastungsbeginn, sondern erst ab der Ausbildung der ersten Schubrisse. Die Schubrissslast ist dabei abhängig von der Querschnittsbreite; erst oberhalb der Schubrissslast steigen die BÜgelspannungen näherungsweise parallel zu den Rechenwerten des 45° -Fachwerks an (siehe Abbildung 2.3) [3, 11].

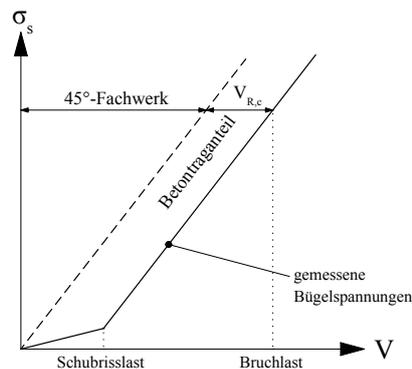


Abbildung 2.3: Gemessene BÜgelspannungen im Vergleich zu den rechnerischen Werten des 45° -Fachwerkmodells [11]

Um die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Schubbewehrung unter Berücksichtigung des zusätzlichen Betontragmechanismus realistischer bemessen zu können, gibt es im Prinzip zwei Möglichkeiten zur Modifikation des Mörschen Fachwerkmodells:

1. Explizite Anrechnung eines Betontraganteils, welcher zusätzlich zum Traganteil der Querkraftbewehrung wirkt – *Fachwerkmodelle mit Betontraganteil*.
2. Freie Wahl der innerhalb bestimmter Grenzen festgelegten Druckstrebenneigungen θ unter Berücksichtigung der Plastizitätstheorie; ein über die Fachwerktragwirkung hinausgehender Betontraganteil wird nicht berücksichtigt – *Fachwerkmodelle mit veränderlicher Druckstrebenneigung*.

In Deutschland werden in der DIN 1045-1:2008 [6]⁵, welche auch zur nationalen Anwendung des Eurocode 2 [22] vorgesehen war, beide Theorien kombiniert und resultieren im *Fachwerkmodell mit Rissreibung* [3]. In die Bemessungsgleichung der Querkrafttragfähigkeit geht nun nicht mehr der Druckstrebenwinkel θ , sondern der Schubrisswinkel – für Bauteile ohne Normalkraftbeanspruchung wird dieser zu 40° festgelegt, ansonsten ist er von der Normalkraftbeanspruchung abhängig – ein.

⁵Das Dokument ist mittlerweile zurückgezogen. Aus: www.beuth.de; abgerufen am 17. Oktober 2015.

Auch im Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nach Model Code 10 [9] (siehe Abschnitt 3.5.1) wird dem Beton ein expliziter Anteil $V_{Rd,c}$ zur Querkraftabtragung zugewiesen; weiters ist die Druckstrebenneigung θ variabel bzw. abhängig vom gewählten Bemessungsverfahren (Analysestufe I bis III).

Versagensmodi

Bei geringer Schubbewehrung tritt ähnlich wie bei Bauteilen ohne Schubbewehrung häufig das *Biegeschubversagen* auf; bei Schubrissbildung erreicht die Schubbewehrung die Streckgrenze, der kritische Schubriss schnürt die Biegedruckzone ein und es kommt zu einem schlagartigen Versagen [11].

Beim *Schubzugbruch* kann sich aufgrund der ausreichenden Schubbewehrung die volle Fachwerktragwirkung einstellen und eine deutliche Laststeigerung nach Schubrissbildung ist möglich. Endgültiges Versagen entsteht durch Abreißen der Bügel oder durch Versagen der Biegedruckzone wie beim Biegeschubversagen [11].

Beim *Druckstrebenversagen* erreicht die Schubbewehrung aufgrund des hohen Schubbewehrungsgrades auch im Bruchzustand nicht die Streckgrenze. Die Druckstreben zwischen den Schubrissen erreichen die maximale Druckspannung; das Bauteil versagt schlagartig [11].

2.2.2 Probleme bei der Bewertung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Tragwerken

Wie in Abschnitt 2.1.1.2 erwähnt wurde, sind gemäß der ONR 24009 [30] die Nachweise der Tragfähigkeit von Bestandsbauten bevorzugt nach aktuellem Normenwerk zu führen. Auch wenn dort die Verwendung aktualisierter Tragwerkseigenschaften (z. B. tatsächlich verwendete Baustoffe, tatsächliche Abmessungen und Spannweiten, Lage und Größe der Bewehrung etc.) durch fundierte Bestandsaufnahmen erlaubt ist und dadurch möglicherweise rechnerische Tragreserven aktiviert werden, können die heutigen Querkraftnachweise meist trotzdem nicht erfüllt werden.

Dies kann zum einen daran liegen, dass fehlende Bestandsunterlagen, keine exakte Kenntnis über die Lastabtragung und über das statische System oder unbekanntes Bewehrungsführungen eine Nachweisführung von Bestandstragwerken generell nicht oder nur sehr schwer ermöglichen. Zum anderen wurden die Stahl- und Spannbetonnormenwerke seit den ersten Ausgaben kontinuierlich an den Stand der Technik angepasst, sodass sich in vielen Fällen alte Normenwerke, die für die Bemessung des Gebäudebestands herangezo-

gen wurden, von den heutigen aufgrund grundsätzlich verschiedener Denk- und Betrachtungsweisen wesentlich unterscheiden. Dadurch verursacht die Anwendung der aktuellen Normengeneration auf Bestandsbauten Schwierigkeiten, weil sie für deren Beurteilung der Tragsicherheit womöglich nicht die ideale Überprüfungs-methode darstellen (u. a. [37]).

Die erste Bemessungsrichtlinie in Österreich für Stahlbeton war die ÖNORM B 2302 („Bestimmungen für Eisenbeton“); sie wurde nach dem ersten Weltkrieg vom ÖNIG⁶ verfasst. Für die Bemessung von Stahlbetontragwerken in Deutschland wurde erstmals im Jahre 1925 die DIN 1045 („Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“) herausgegeben, es folgte das für Spannbetontragwerke zugleich weltweit erste Standardwerk in Form der DIN 4227 [7] im Jahre 1953. Nicht nur die 1978 in Deutschland durchgeführte Umstellung von Kilopond auf Newton, sondern auch im Laufe der Zeit veränderte Einwirkungsgrößen, neue Materialkenntnisse, neue Bemessungs- und Zuverlässigkeitskonzepte sowie die Umstellung vom globalen auf das semi-probabilistische Sicherheitskonzept machten das regelmäßige Herausgeben aktualisierter Normenversionen notwendig. Dabei wurde historisch gesehen der Querkraftnachweis während der Entwicklung der Spannbetonbauweise bis heute besonders häufig Änderungen und Adaptierungen unterzogen [4].

Im Folgenden wird das Bemessungsverfahren für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit der DIN 4227 [7] aus dem Jahre 1953 beschrieben und die daraus resultierenden Schwierigkeiten für den Querkraftnachweis nach aktuellen Normenwerken erwähnt. Wie im Kapitel 1 bereits erwähnt wurde, ist anzunehmen, dass der der rechnerischen Neubewertung nach aktuellem Normenstand zu unterziehende Spannbetonbinder nach der zum Errichtungszeit gültigen deutschen Norm bemessen wurde, weil in Österreich erst ab 1975 eine eigene Spannbetonnorm eingeführt wurde [8].

In der DIN 4227:1953 [7] musste, sofern ein bestimmter Grenzwert der Hauptzugspannungen nicht überschritten wurde, lediglich eine konstruktive Schubbewehrung angeordnet werden. Bei ausreichender Vorspannung (und Stegdicke) genügte es somit, die Bügelbewehrung auf ein konstruktiv erforderliches Minimum zu beschränken. Dabei wurde die Menge der konstruktiven Bügelbewehrung dem Ermessen der Konstrukteure und Konstrukteurinnen überlassen – geringe Schubbewehrungsgrade waren die Folge [4, 37].

Ein gewisser Widerspruch zeigt sich, wenn man den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit dem Biegebruchsicherheitsnachweis vergleicht: Während die Hauptzugspannungen am ungerissenen Querschnitt im Zustand I – bleibt man unter dem festgelegten Spannungs-

⁶ÖNIG steht für „Österreichischer Normenausschuss für Industrie und Gewerbe“.

grenzwert, treten keine Schubrisse auf – zu bestimmen waren, war der Biegebruchsicherheitsnachweis bei gerissener Biegezugzone im Zustand II zu führen. Der Nachweis der Schubsicherung beruhte also im Wesentlichen auf der Ausnutzung der Betonzugfestigkeit, während der Beton beim Biegebruchsicherheitsnachweis gerissen war [4].

Mit dem Wissen, dass die meisten Bestandstragwerke trotz Nichterfüllung der geforderten Querkrafttragfähigkeit ihrer Funktion über die gesamte Nutzungsdauer bisher einwandfrei gerecht wurden, stellt sich die Frage, inwieweit eine Bewertung von Bestandstragwerken nur nach aktuellen Normenwerken eine realitätsnahe Aufnahme der tatsächlichen Tragwerksqualität darstellt. STOFFEL schreibt in [37], dass „die Beurteilung der Tragsicherheit [bestehender Stahlbetonbauten] auf geeignete verfeinerte rechnerische Überprüfungen abzustellen ist.“ Besonders für gering querkräftbewehrte Stahl- und Spannbetonbauteile wäre bei der Bemessung nach Eurocode 2 [22] die Berücksichtigung zusätzlicher Tragmechanismen notwendig, um das Querkrafttragverhalten passender beschreiben zu können. Die Schubtragfähigkeit der Spannbetonträger im Bestand, die häufig sehr hohe Vorspanngrade aufweisen, könnte z. B. nach ZWICKY [38] durch geringere Druckstrebenneigungen, die nach Eurocode 2 [22] und Model Code 10 [9] eher konservativ nach unten begrenzt sind, nachgewiesen werden. Die heutigen Nachweise mit variablen Druckstrebenneigungen liegen zwar auf der sicheren Seite und resultieren in robusten Tragkonstruktionen für Neubauten, können aber großteils nicht sinnvoll auf Tragwerke angewendet werden, die anhand der DIN 4227:1953 [7] bemessen wurden, weil deren Schubbewehrung teilweise sogar unter den heute geforderten Mindestschubbewehrungsgraden liegt [8].

Viele Spannbetontragwerke, die zwischen 1960 und 1980 errichtet wurden, sind daher nach heutigem Normenverständnis potenziell schubbruchgefährdet [5, 37], obwohl den Tragwerken durchaus eine ausreichende Schubtragfähigkeit attestiert werden könnte [38].

2.3 Umlenkkräfte in Stahlbetontragwerken

Umlenkkräfte entstehen an Stellen von unstetigen Richtungsänderungen (z. B. bei geknickten Trägern) oder bei stetigen Krümmungen. Sie können sowohl von Druckkräften im Beton als auch von Bewehrungsstäben unter Zug oder Druck erzeugt werden und sind in der Regel durch eine zusätzliche Bügelbewehrung aufzunehmen, können aber auch, wenn die Zugspannung im Beton unter der Zugfestigkeit bleibt, vom Beton alleine übernommen werden [13, 16].

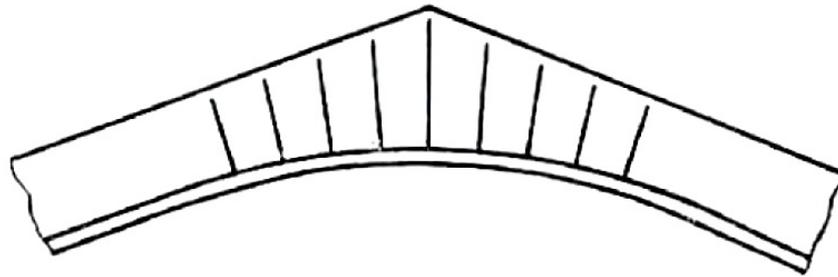


Abb. 8

Abbildung 2.5: Skizze zur Aufnahme der Umlenkkräfte aus der ÖNORM B 4200:1957 [26]

2.3.2 Umlenkkräfte infolge Richtungsänderungen von Bewehrungsstäben

Bei Knicken, deren Richtungsänderungen weniger als 15° betragen, können gemäß LEONHARDT [13] die Längsstäbe abgebogen werden (Abbildung 2.6 (a)) und müssen nicht – wie bei Knickwinkeln größer gleich 15° – kreuzend weitergeführt werden (Abbildung 2.6 (b)).

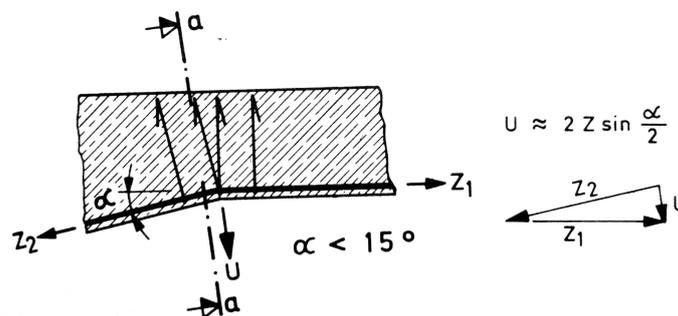
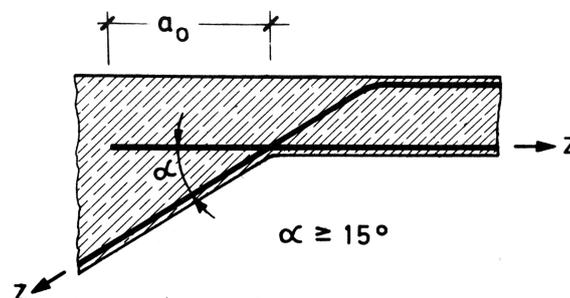
(a) Rückverankerung bei $\alpha < 15^\circ$ (b) Weiterführung bei $\alpha \geq 15^\circ$

Abbildung 2.6: Rückverankerung bzw. Weiterführung der Längsbewehrung abhängig von der Größe des Knickwinkels α [13]

Bei stetigen Krümmungen soll der Bügelabstand zur Rückverankerung der Umlenkkräfte nicht größer als der zehnfache Längsbewehrungsdurchmesser gewählt werden [13] (siehe Abbildung 2.7). Die Umlennkraft u_{Zug} je Längeneinheit am Zugrand ist die Zugkraft Z in der Längsbewehrung dividiert durch den Krümmungsradius r : $u_{Zug} = Z/r$. Abhängig vom gewählten Bügelabstand berechnet sich alsdann die notwendige Bewehrungsfläche der Rückverankerungsstäbe.

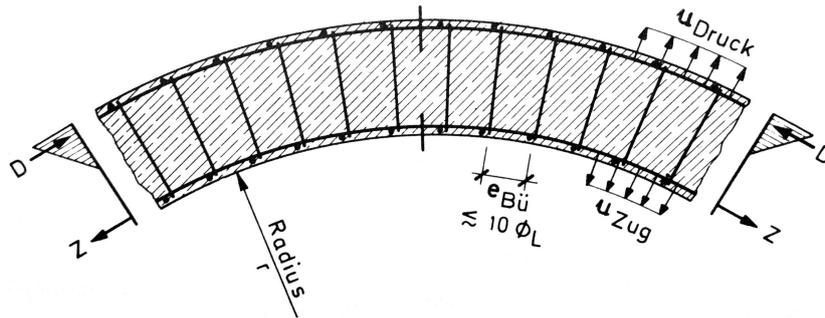


Abbildung 2.7: Rückverankerung der Umlenkkräfte bei stetiger Stabkrümmung [13]

Kapitel 3

Rechnerische Neubewertung

Die Gründe, weshalb eine Neu beurteilung der Tragfähigkeit der Spannbetonbinder anhand eines rechnerischen Nachweises nach aktuellem Normenstand durchgeführt werden muss, sind in Kapitel 1 auf Seite 3 angeführt. Die Nachweisführung, welche in diesem Kapitel ab Seite 44 erfolgt, orientiert sich dabei an den in der ONR 24009 [30] getroffenen Festlegungen. Diese führen mehr oder minder auf einen „normalen“ Eurocode-Nachweis, mit dem Unterschied, dass der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen mit $\gamma_G = 1,20$ gewählt wurde (siehe Abschnitt 2.1.1.4). Es werden nur die Biegemomenten- und Querkraftnachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt, da die Gebrauchstauglichkeit durch die Kontrolle der Rissbreiten und der Durchbiegung während der Begehung bereits sichergestellt wurde. Um Vergleichswerte zu erhalten, wird der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit auch nach Model Code 2010 [9] geführt.¹

3.1 Beschreibung des Hallenbinders

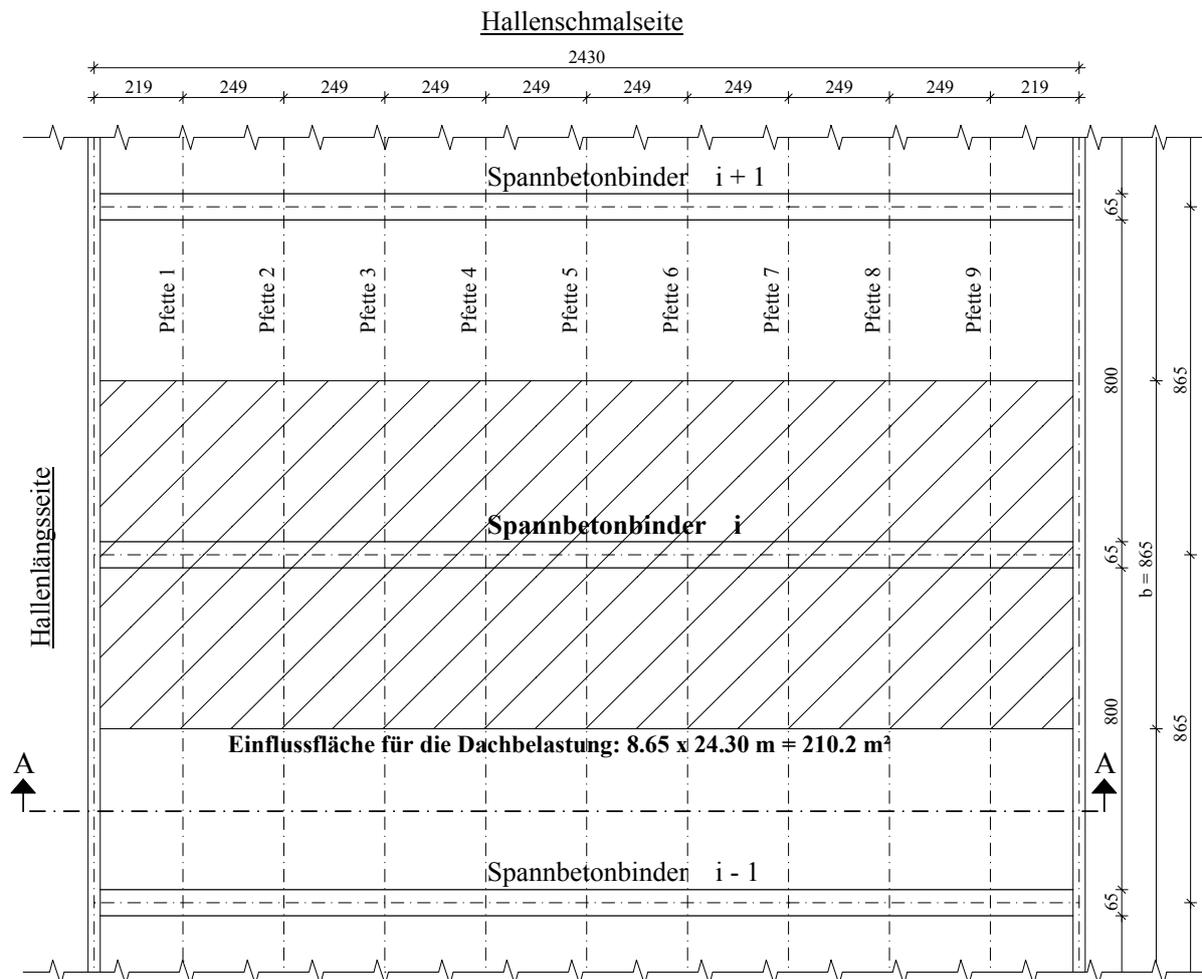
Die Hallenbinder der Produktionshalle besitzen eine Spannweite von 24,3 m und wurden aus Spannbeton mit zusätzlicher schlaffer Bewehrung hergestellt. Zwei nebeneinander liegende Binder sind im Abstand von 8,65 m voneinander angeordnet – die Spannweite der dazwischen liegenden Stahlbetonpfetten beträgt somit ebenfalls 8,65 m (siehe Abbildung 3.1). Die Belastung der Dachplatten wird über insgesamt neun Pfetten zu den Spannbetonbindern weitergeleitet, die dort bewirkten Auflagerreaktionen an den Binde-

¹Dies steht auch in Einklang mit der ONR 24008 [29], nach welcher der Querkraftwiderstand nach Model Code 2010 [9] ermittelt werden kann, falls die eurocode-basierten Berechnungen einen zu geringen Querkraftwiderstand ergeben.

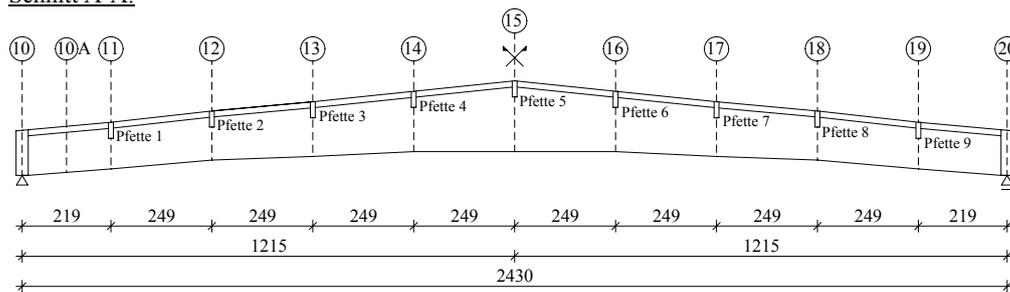
renden wandern in die beiden Seitenwände und werden abschließend von der Fundamentkonstruktion aufgenommen. Die Bekiesung, welche sich früher über der Abdichtung der Dachplatten befand, wurde mittlerweile entfernt.

Der Spannbetonbinder besitzt eine T-Querschnittsform, wobei die Stegbreite mit 250 mm, die Flanschhöhe mit 150 mm und die Flanschbreite mit 650 mm über die gesamte Länge von 24,3 m konstant bleiben. Einzig die Querschnittshöhe ist variabel. Die minimale Höhe beträgt an beiden Auflagerenden 1,12 m und erreicht in der Trägermitte, welche zugleich die Symmetrieachse darstellt, ein Maximum von 1,76 m. Sowohl die Unter- als auch die Oberkante des Trägers sind abschnittsweise konstant nach oben geneigt, wobei die beiden Kanten nie parallel verlaufen, deren Neigungswinkel also nie denselben Betrag annehmen. Ab Achse 14 verläuft die Unterkante horizontal bis zur Symmetrieachse; die Oberkante neigt sich ab der Symmetrieachse in die entgegengesetzte Richtung, wodurch ein Knick entsteht (siehe Abbildung 3.2).

Die Höhe der Dachpfetten ist in den Originalplänen mit 400 mm, die Breite der Unterseite mit 120 mm und die der Oberseite mit 180 mm angegeben. Bewehrt sind die Pfetten laut Plan mit jeweils einem Stab mit Durchmesser 24 mm und zwei Stäben mit Durchmesser 8 mm an der Ober- und Unterseite.



Schnitt A-A:



Statisches System des Hallenbinders:



Abbildung 3.1: Abmessungen der Produktionshalle inklusive Einflussfläche für die Einwirkungsberechnung auf einen Spannbetonbinder

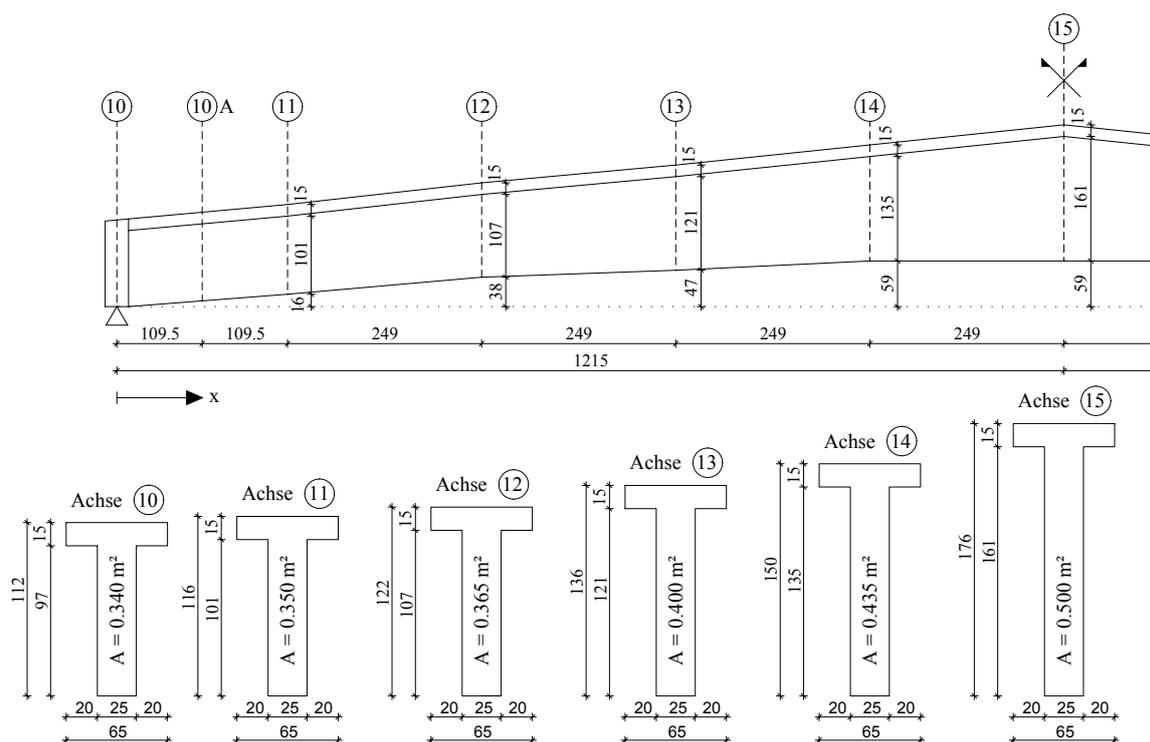


Abbildung 3.2: Ansicht Hallenbinder und Querschnittsabmessungen (doppelt überhöht) an den maßgebenden Achsen

3.1.1 Bewehrungsführung

Die Hauptlängsbewehrung im Steg (siehe Abbildungen 3.4, 3.5 und Regelquerschnitt in Abbildung 3.3) sind zwei Stäbe von Durchmesser 12 mm (Position 20), welche ausgehend von beiden Trägerenden bei einer Stablänge von 14,0 m jeweils bis über die Trägermitte geführt werden. Auf einer Länge von 2,0 m sind an den beiden Auflagerbereichen auf selber Höhe zwei Stäbe von Durchmesser 14 mm (Position 15) dazugelegt. Die weitere, vom unteren Bereich des Steges bis zum Flansch verteilte (konstruktive) Längsbewehrung besteht aus acht Stäben von Durchmesser 6 mm (Position 18), welche im mittleren Trägerbereich aufgrund der größeren Trägerhöhe durch zwei weitere Stäbe von Durchmesser 6 mm (Position 19) ergänzt werden. Die Längsbewehrung in den Ecken des Flansches sind vier Stäbe von Durchmesser 10 mm (Position 17).

Der Hallenbinder ist über seine Länge in die Bereiche I bis V aufgeteilt (siehe Abbildung 3.4). Bereich I ist in unmittelbarer Auflagernähe, Bereich II liegt daneben und geht bis zur Querschnittsachse 11, welche sich 2,19 m vom linken Auflager befindet. Zwischen den Querschnittsachsen 11 und 12 befindet sich Bereich III, Bereich IV ist zwischen zwei

schen den Querschnittsachsen 12 und 14 und der letzte Trägerabschnitt vor dem Knick in der Symmetrieachse ist der Bereich V. Die Bügel der Querkraftbewehrung sind in allen fünf Bereichen von Durchmesser 6 mm, einzig die Länge der Bügel und deren Abstände zueinander variieren: Im Bereich I beträgt der Bügelabstand 11 cm, im Bereich II 22 cm und in den Bereichen III bis V durchgehend 25 cm (siehe Abbildung 3.5).

An den Orten der Kabelunterstellungen zur Sicherung der Spanngliedlage – die Hüllrohre der drei Spannglieder wurden hier an horizontalen Stäben, welche an die Bügelbewehrung angeschweißt sind, befestigt – sind die unteren Bügel im Steg stärker mit einem Durchmesser von 14 mm ausgeführt (Positionen 1 bis 11 in Abbildung 3.4). Diese werden, wie alle anderen Bügel in den Bereichen I bis IV auch, mit einem Bügel von Durchmesser 6 mm geschlossen (Position 12). Die Betondeckung beträgt durchgehend 2 cm und nur an den Positionen 9, 10 und 11 3 cm.

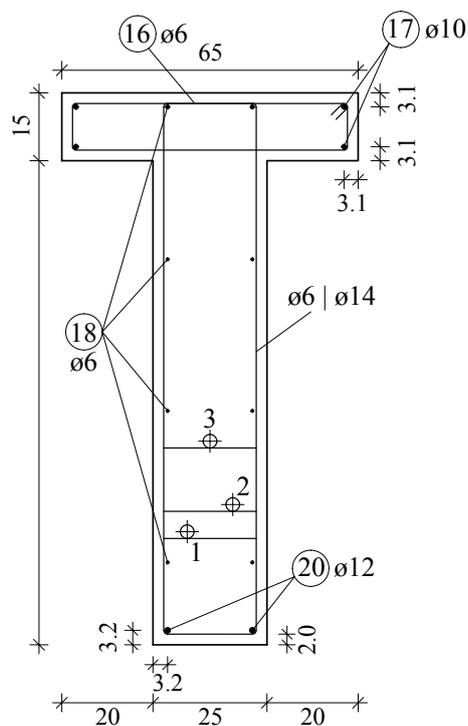


Abbildung 3.3: Bewehrungsführung des Regelquerschnitts

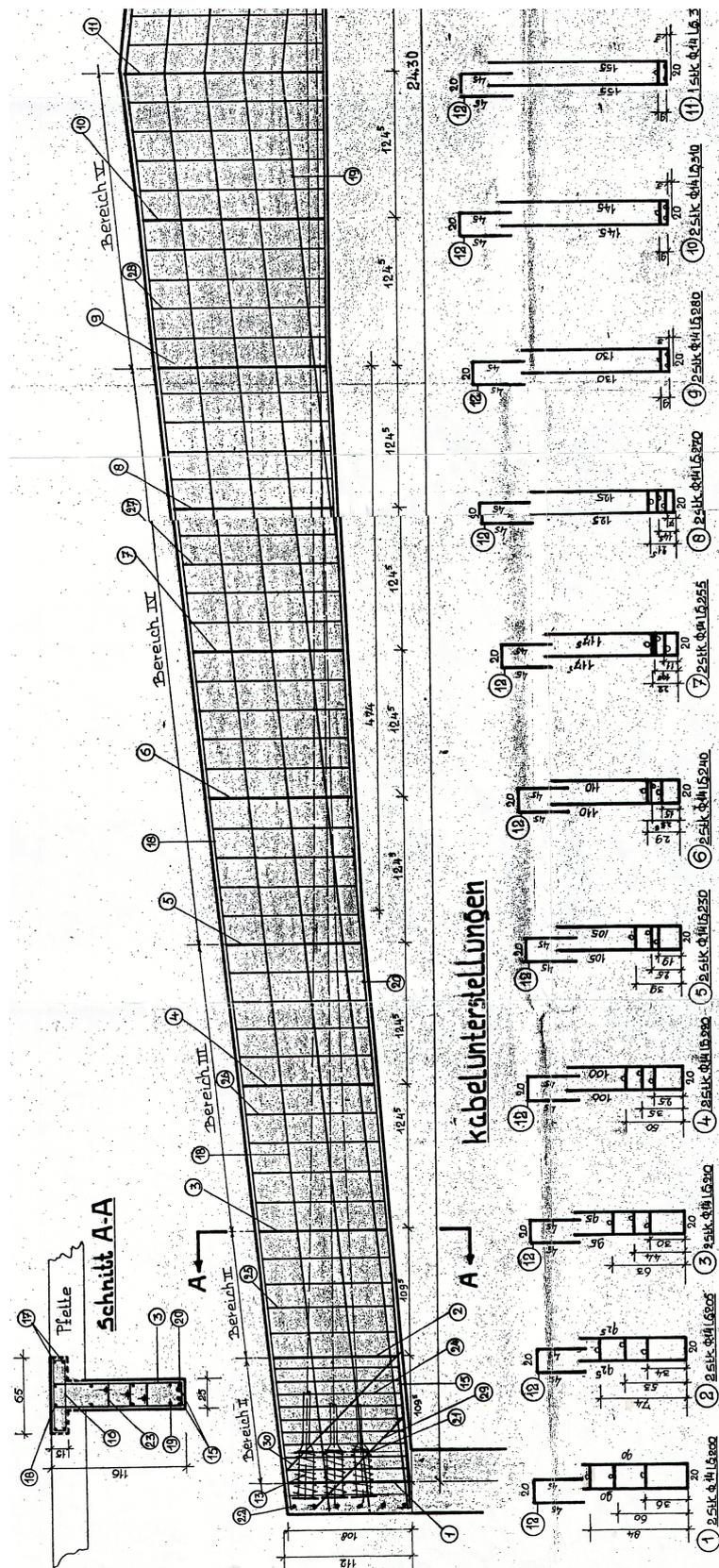


Abbildung 3.4: Bewehrungsführung der linken Trägerhälfte und Spannkabelunterstellungen (der Verlauf der Spannglieder ist strichliert eingezeichnet) – originaler Bewehrungsplan Mai 1965 [1]

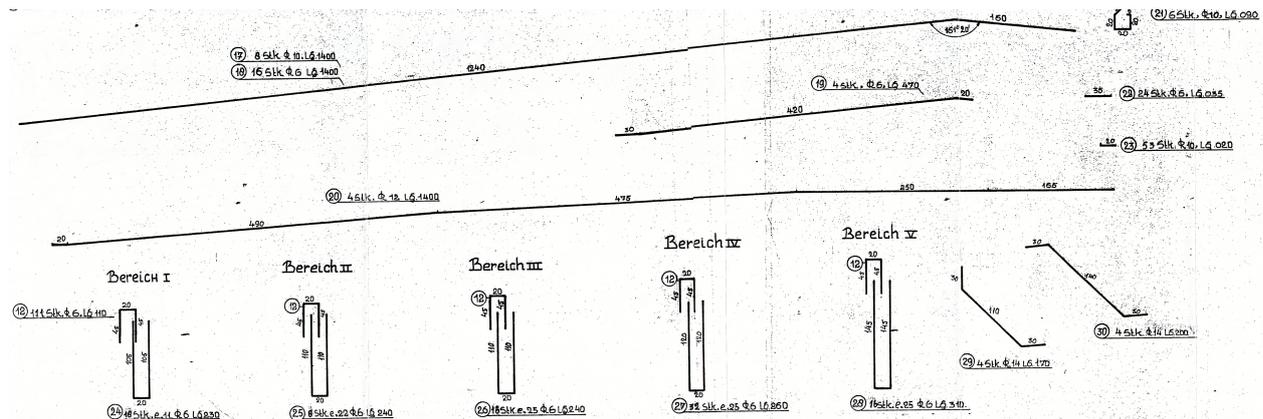


Abbildung 3.5: Längs- und Querkraftbewehrung (Bereiche I bis V) der linken Trägerhälfte – originaler Bewehrungsplan Mai 1965 [1]

Eisenauszug für einen Binder							
Pos	Ø	Stk	Schnitt-Länge	Gesamtlängen			
				Ø 6	Ø 10	Ø 12	Ø 14
1	14	2	2.00				4.00
2	14	2	2.05				4.10
3	14	2	2.10				4.20
4	14	2	2.20				4.40
5	14	2	2.30				4.60
6	14	2	2.40				4.80
7	14	2	2.55				5.10
8	14	2	2.70				5.40
9	14	2	2.80				5.60
10	14	2	3.10				6.20
11	14	1	3.30				6.60
12	6	111	1.10	122.10			
13	14	3	5.50				16.50
14	14	3	2.50				7.50
15	14	4	2.00				8.00
16	6	111	1.55	172.05			
17	10	8	14.00		112.-		
18	6	16	14.00	224.-			
19	6	4	4.70	18.80			
20	12	4	14.00			56.00	
21	10	6	0.90		5.40		
22	6	24	0.35	8.40			
23	6	53	0.20		10.60		
24	6	18	2.30	41.40			
25	6	8	2.40	19.20			
26	6	16	2.40	38.40			
27	6	32	2.60	83.20			
28	6	16	3.10	49.60			
29	14	4	1.70				6.80
30	14	4	2.00				8.00
Gesamtlängen /m				777.15	120.00	56.00	101.80
Gewicht kg/m				0.222	0.617	0.888	1.208
Ges. Gewicht kg				172.5	79.00	49.5	123.0
				424,0 KG			

Abbildung 3.6: Mengenliste der Stabbewehrung – originaler Bewehrungsplan Mai 1965 [1]

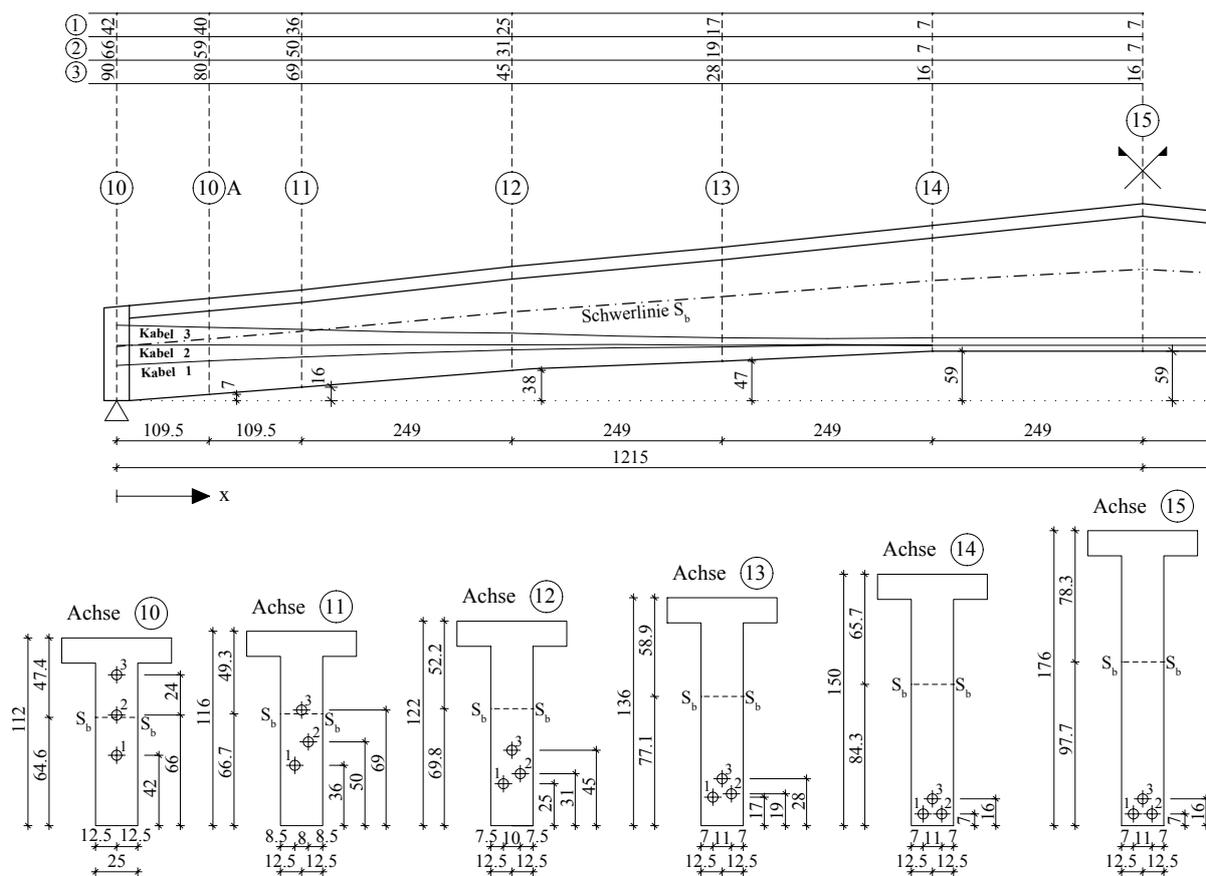


Abbildung 3.9: Vertikale Kabelführung und Höhenlage der Kabelachsen (die Querschnittsabmessungen sind doppelt überhöht gezeichnet) – Nachzeichnung des originalen Kabelplans

3.1.2 Mechanische Eigenschaften der Werkstoffe

3.1.2.1 Kennwerte des Betons

Auf den Originalplänen vom Mai 1965 [1] ist angegeben, dass ein Beton der Güteklasse B 300 verwendet wurde. In Österreich waren die Betongüteklassen ab dem Jahre 1950 durch die ÖNORM B 4200 (alle Teile) festgelegt, in welcher sich die Güteklassenbezeichnung auf die Würfel Festigkeit W_{28} nach 28 Tagen Erhärtung in $[\text{kg}/\text{cm}^2]$ bezieht [30]. Dabei wurde die Würfel druckfestigkeit an Würfeln mit 200 mm Seitenlänge bestimmt.

Beton B 300		
Prismenfestigkeit	E-Modul Druck und Biegung	Würfelfestigkeit
σ_P	E_b	W_{28}
22,5 N/mm ²	22 500 N/mm ²	30,0 N/mm ²

Tabelle 3.1: Kennwerte der Betongüteklasse B 300 [26]

3.1.2.2 Kennwerte des Betonstahls

Für die schlaaffe Längs- sowie Bügelbewehrung kam Rippentorstahl 50 mit einer charakteristischen Streckgrenze f_{yk} von 500 N/mm² zum Einsatz; der E-Modul E_s des Bewehrungsstahls ist Tabelle B.3 der ONR 24009 [30] entnommen. Zur Eintragung der Vorspannung wurde das BBRV-Drahtspannverfahren, das erstmals im Jahr 1949 praktische Anwendung fand [36], verwendet; an der Entwicklung des Verfahrens waren vier Ingenieure der ETH-Zürich beteiligt. Die Drahtenden wurden dabei in einem beweglichen Ankerkopf mit quadratischer Platte (Typ B gemäß [36]) zusammengefasst und ganzheitlich mit einer Zugspindel gezogen. Die Vorspannkraft kann bei diesem Verfahren aufgrund des ganzheitlichen Spannvorgangs und des geringen Keilschlupfs sehr genau gesteuert werden. Die charakteristische Zugfestigkeit f_{pk} der Spanndrähte ist den Bestandsunterlagen [36], der Elastizitätsmodul E_p der DIN 4227:1953 [7] entnommen (für *Drähte oder Bänder, kalt gezogen oder kalt gewalzt*).

Rippentorstahl 50	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
	$f_{uk} = 560 \text{ N/mm}^2$
	$E_s = 206\,000 \text{ N/mm}^2$
Spannstahl BBRV	$f_{pk} = 1\,700 \text{ N/mm}^2$
	$E_p = 200\,000 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 3.2: Bestandsträger: Kennwerte des Rippentorstahl 50 und des eingebauten Spannstahls

3.1.3 Bestandserhebung

3.1.3.1 Geometrische Eigenschaften

Alle wesentlichen Abmessungen des Spannbetonbinders konnten dem vollständigen Satz der Original-Übersichtspläne entnommen werden. Die Stichprobe der vorhandenen Maße des Spannbetonbinders ergab keinerlei Abweichungen von den Bestandsunterlagen,

hingegen divergieren die dortigen Angaben zu den Dachpfetten etwas von den vor Ort ermittelten tatsächlichen Abmessungen. So wurden Pfettenhöhen zwischen 35,5 cm und 37,0 cm im Vergleich zur Planangabe von 40,0 cm gemessen. Die größte gemessene Pfettenbreite an der Unterseite betrug 13,0 cm, was einer Differenz von 1,0 cm zur Planangabe entspricht (siehe Abbildung 3.10).

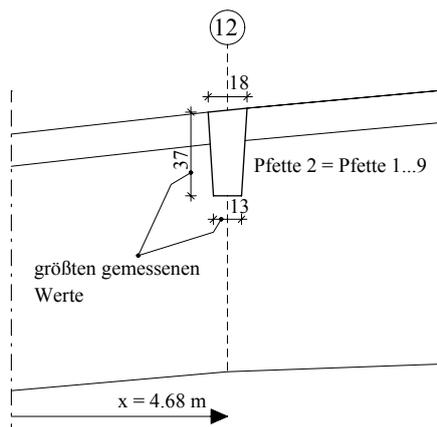


Abbildung 3.10: Abmessungen der Pfette 2 in Querschnittsachse 12 – ident für Pfette 1 bis 9

3.1.3.2 Konstruktive Einzelheiten

Die beschränkten In-situ-Inspektionen zur Untersuchung der konstruktiven Einzelheiten ergaben keine erwähnenswerten Unterschiede im Vergleich zu den in den Originalplänen getätigten Angaben. Es werden somit die dort angegebene Menge, Verteilung und Lage der schlaffen Bewehrung und der Spannglieder für die Nachrechnung übernommen.

3.1.3.3 Werkstoffkennwerte

Lassen die Bestandsunterlagen zweifelsfrei Rückschlüsse auf die verwendeten Werkstoffe zu, dürfen die im Anhang B der ONR 24009 [30] aufgelisteten Werkstoffkennwerte der verwendeten Materialien, deren Materialbezeichnungen nicht mehr zeitgemäß sind, heutigen Standards zugeordnet werden.

Für den Bestandsbeton der Güteklasse B 300 kann über die Umrechnungsformel (3.1) aus [30] die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} berechnet werden, welche für die Nachweise nach Eurocode 2 [22] benötigt wird. Die Umrechnung ergibt eine charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} von 18,3 N/mm².

$$f_{ck} = 0,86 \cdot f_{cwm} - 7,5 = 0,86 \cdot 30,0 - 7,5 = 18,3 \text{ N/mm}^2 \quad (3.1)$$

mit f_{ck} ... charakteristische Zylinderdruckfestigkeit (5 %-Fraktile)
 f_{cwm} ... mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen am 200-mm-Würfel

Obwohl aus den Bestandsunterlagen also die notwendigen mechanischen Eigenschaften des Betons entnommen werden können, wurden zur Verifizierung der angegebenen Werte und um den Anforderungen des ebenfalls in der ONR 24009 [30] geforderten Kenntnisstandes KL3 (siehe Abschnitt 2.1.1.1) gerecht zu werden, *beschränkte* („beschränkt“ im Sinne der Definitionen in den Abschnitten 3.4.2.2 und 3.4.3.2 des dritten Teils des Eurocode 8 [24]) In-situ-Inspektionen und -Versuche an den Spannbetonbindern und Dachpfetten durchgeführt.

So wurden vor Ort an insgesamt acht Stellen (an vier verschiedenen Pfetten sowie an vier Stellen im Steg- und Flanschbereich eines Binders) mit einem Rückprallhammer die tatsächlich vorhandenen Druckfestigkeiten des Bestandbetons ermittelt. Über alle acht Prüfstellen gemittelt ergab sich eine charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} von $43,0 \text{ N/mm}^2$. Diese liegt, womöglich aufgrund der Nacherhärtung des Betons und einer eventuell schon bei Gebäudeerrichtung vorhandenen höheren Druckfestigkeit verglichen mit dem angegebenen Beton B 300, deutlich über dem Sollwert von $18,3 \text{ N/mm}^2$.

Außerdem wurden an zwei verschiedenen Hallenbindern jeweils drei Zylinderbohrkerne entnommen. Um die Anforderungen der ONR 23303 [28] einzuhalten, mussten die sechs im Nassbohrverfahren entnommenen Betonproben drei Tage bei 50°C in einem Trockenschrank gelagert und die Druckflächen plan geschliffen werden. Das Verhältnis Höhe zu Durchmesser der Bohrkerne beträgt für alle Proben in etwa 2,6. Die Druckfestigkeitsprüfungen wurden unter Anleitung der ONR 23303 [28] durchgeführt – zur Umrechnung auf die Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ wird die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ durch 0,8 dividiert. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3.3 aufgelistet.

	Prüfzylinder [-]	Ø [mm]	Höhe [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{c,cube}$ [N/mm ²]
Träger 1	1	94,3	243	26,3	32,9
	2	94,4	247	27,9	34,9
	3	94,3	241	36,8	45,9
			MW	30,3	37,9
		CV	± 15,1 %		
Träger 2	1	94,3	242	39,6	49,6
	2	94,3	243	42,1	52,6
	3	94,3	135	38,7	48,4
			MW	40,1	50,2
		CV	± 3,5 %		
Träger 1+2			MW	35,2	44,0
			CV	± 16,9 %	

Tabelle 3.3: Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen an den sechs Zylinderbohrkernen

Unter der Voraussetzung, dass mehr als drei Bohrkerne mit Durchmessern von nicht weniger als 50 mm entnommen werden, enthält die ÖNORM EN 13791 [27] Methoden und Verfahren zur Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und zur Einordnung in eine entsprechende Festigkeitsklasse. Nach *Ansatz B* – anzuwenden, wenn drei bis 14 Bohrkerne zur Verfügung stehen – ergibt sich die geschätzte charakteristische Druckfestigkeit aus dem niedrigeren der beiden Werte in Gleichung (3.2).

$$f_{ck,is} = \min \begin{cases} f_{m(n),is} - k & = 44,0 - 7 = 37,0 \text{ N/mm}^2 \\ f_{is,niedrigst} + 4 & = 32,9 + 4 = 36,9 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (3.2)$$

mit $f_{ck,is}$... charakteristische Druckfestigkeit des Bauwerksbetons
 $f_{m(n),is}$... Mittelwert von n Prüfergebnissen der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons
 $f_{is,niedrigst}$... niedrigstes Prüfergebnis der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons
 k ... $k = 7$ wenn $3 \leq n \leq 6$

Die Tabelle NAD 1 in der ÖNORM EN 13791 [27] ordnet den charakteristischen Bohrkernfestigkeiten die passenden Druckfestigkeitsklassen zu. Die charakteristische Druckfestigkeit $f_{ck,is}$ des Bauwerksbetons von 36,9 N/mm² entspricht dabei den Anforderungen an die Festigkeitsklasse C30/37. Würde man sich auf die durch den Rückprallhammer gewonnenen Festigkeitswerte stützen, könnte der Bauwerksbeton in eine etwas höhere Festigkeitsklasse eingeordnet werden. Für die Nachrechnungen in den Abschnitten 3.4, 3.5 und

3.6 und für die Konzeption der Feldversuche wird allerdings auf die Bohrkernprüfungen Bezug genommen und der Bestandsbeton in die Festigkeitsklasse C30/37 eingestuft.

Die mechanischen Eigenschaften der schlaffen Bewehrungsstäbe und der Spannbewehrung bleiben ident zu den in Tabelle 3.2 aufgelisteten Werten.

3.2 Charakteristische Einwirkungen

1. Ständige Einwirkungen. Eigengewicht: Betonwichte $\gamma_C = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

i. *Hallenbinder*:

Bei einem Trägervolumen von $9,61 \text{ m}^3$ beträgt das Eigengewicht des Hallenbinders $240,3 \text{ kN}$. Das Eigengewicht dividiert durch die Lasteinflussfläche von $210,2 \text{ m}^2$ (siehe Abbildung 3.1) ergibt eine gemittelte Flächenlast von $1,14 \text{ kN/m}^2$.

ii. *Pfetten*:

Zur Berechnung des Eigengewichts der Dachpfetten (jede der neun Pfetten ist identisch ausgeführt) werden die gemessenen Werte (siehe Abbildung 3.10) und nicht die Planangaben herangezogen. Die Dachpfettenlinienlast berechnet sich zu:

$$g_{PF} = \frac{(0,13 + 0,18)}{2} \cdot 0,37 \cdot 25,0 = 1,43 \text{ kN/m}.$$

iii. *Dachplatte*:

Das Eigengewicht der Dachplatten beträgt $g_{DP} = 0,80 \text{ kN/m}^2$.

iv. *Dachabdichtung*:

Das Eigengewicht der Dachabdichtung beträgt $g_{DA} = 0,15 \text{ kN/m}^2$.

v. *Produktionsanlagen und Haustechnik*:

Die Belastungen der Dachkonstruktion infolge Produktionsanlagen und Haustechnik werden in der Nachrechnung nicht berücksichtigt, weil sie nur einen unwesentlichen Beitrag zur Gesamtbelastung liefern.

2. Veränderliche Einwirkungen.

i. *Maßgebende veränderliche Einwirkung* $Q_{k,1}$: Schneelast.

Die charakteristische Schneelast s_k auf dem Boden ist in Gleichung (3.3) berechnet (Seehöhe $A = 352$ m).

$$\begin{aligned} s_k &= (0,642 \cdot Z + 0,009) \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] \\ &= 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{352}{728} \right)^2 \right] = 1,60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (3.3)$$

Die Schneelast s auf dem Dach wird durch Multiplikation der charakteristischen Schneelast s_k mit dem Formbeiwert μ_i , dem Umgebungskoeffizienten C_e und dem Temperaturkoeffizienten C_t ermittelt. Die Beiwerte und Koeffizienten sind in Teil 1-3 des Eurocode 1 [20] sowie im dazugehörigen nationalen Anhang [19] festgelegt.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,80 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,60 = 1,28 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$

ii. *Nicht maßgebende veränderliche Einwirkung* $Q_{k,2}$: Nutzlast Kategorie H

„Nicht zugängliche Dächer außer für übliche Unterhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen“ nach Eurocode 1 [18], wobei die Nutzlast nicht in Kombination mit Schneelasten und/oder Windeinwirkungen angesetzt werden muss und deshalb für die Nachrechnung nicht berücksichtigt wird:

$$q_{k,2} = 1,0 \text{ kN/m}^2.$$

iii. *Nicht maßgebende veränderliche Einwirkung* $Q_{k,3}$: Windbelastung.

Die Nachrechnung des Hallenbinders erfolgt – unter der Annahme, dass die Querkrafttragfähigkeit auch nur unter Ansetzen der Schneebelastung rechnerisch voraussichtlich nicht erfüllt werden kann – zunächst ohne Berücksichtigung der Windeinwirkung. Die Ermittlung der (theoretisch) anzusetzenden Windlasten ist im Teil 1-4 des Eurocode 1 [21] und dem dazugehörigen nationalen Anhang geregelt.

3. Vorspannung.

Nach DIN 4227:1953 [7] muss der Grenzwert der zulässigen Spannungen für den Spannstahl auf Zug unter Gebrauchslast gemäß Gleichung (3.5) eingehalten werden, wobei die Spannung auf die 0,75-fache Streckgrenze bzw. die 0,55-fache Bruchspannung begrenzt ist; es gilt der kleinere Wert.

$$\sigma_{p,gebr} \leq \min \begin{cases} 0,75 \cdot \sigma_S \\ 0,55 \cdot \sigma_B \end{cases} \quad (3.5)$$

mit σ_S ... Streckgrenze des Spannstahls
 σ_B ... Zugfestigkeit des Spannstahls

3.3 Charakteristische Schnittgrößen

Die Flächen- bzw. Linienlasten werden in Einzelkräfte umgerechnet, welche auf die Querschnittsachsen 11 bis 15 wirken (siehe Abbildung 3.11). Die Durchlaufwirkung der Pfetten wird bei den Berechnungen nicht berücksichtigt. Aufgrund der Symmetrie des Hallenbinders wird nur die linke Trägerhälfte betrachtet. Die Variable a kennzeichnet die Lasteinflusslänge der Querschnittsachsen in Trägerlängsrichtung, die Variable b die Lasteinflusslänge in Hallenlängsrichtung – diese ist 8,65 m (siehe Abbildung 3.1).

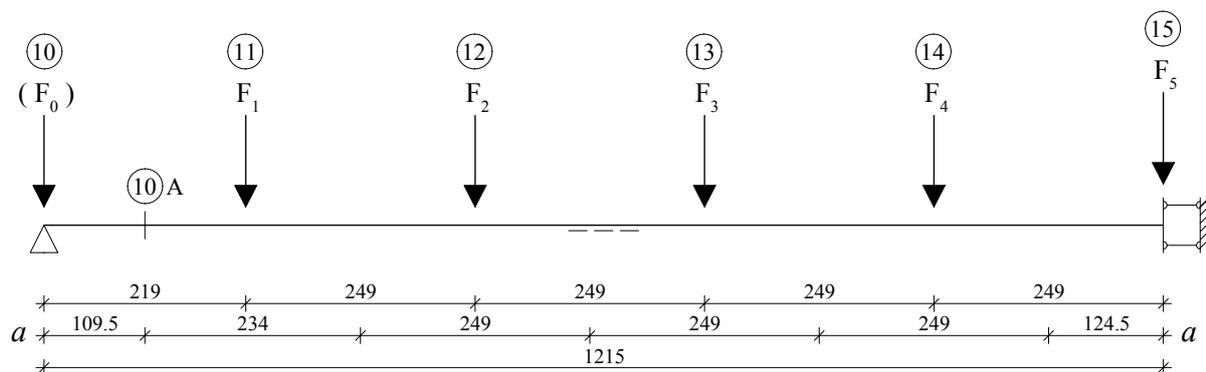


Abbildung 3.11: Statisches System (Lastfall Symmetrie) des Hallenbinders und Einzelkräfte an den Querschnittsachsen angreifend

3.3.1 Lastfall ständige Einwirkungen

Zum Lastfall der ständigen Einwirkungen zählen die in Abschnitt 3.2 ermittelten charakteristischen Werte. Sie sind in Tabelle 3.4 zusammengefasst.

Eigengewicht gemittelt	$g_{TR} = 1,14 \text{ kN/m}^2$
Gewicht Pfette je Laufmeter	$g_{PF} = 1,43 \text{ kN/m}$
Dachplatte	$g_{DP} = 0,80 \text{ kN/m}^2$
Dachabdichtung	$g_{DA} = 0,15 \text{ kN/m}^2$

Tabelle 3.4: Zusammenfassung der charakteristischen Werte der ständigen Einwirkungen

Die Einzelkräfte infolge Eigengewicht des Binders wachsen in Richtung Trägermitte aufgrund der größer werdenden Betonabmessungen an. Zur Vereinfachung werden die Eigengewichtskräfte nur mit den Querschnittsflächen (siehe Abbildung 3.2) an den Stellen der Querschnittsachsen berechnet, d. h. die Querschnittsfläche wird über den jeweiligen Einflussbereich a in Trägerlängsrichtung als konstant angenommen. Die Belastungen infolge Dachplatte und Dachabdichtung werden zu $g_D = 0,95 \text{ kN/m}^2$ zusammengefasst.

In Tabelle 3.5 werden beispielhaft alle auf die Querschnittsachse 11 wirkenden Einzelkräfte berechnet. Auf die Niederschrift der exakten Berechnung der in Tabelle 3.6 zusammengefassten Werte aller Querschnittsachsen wird verzichtet.

QUERSCHNITTSACHSE 11	
Eigengewicht Binder	
$\gamma_C = 25 \text{ kN/m}^3$	
$A = 0,35 \text{ m}^2$	$F_{TR,1} = 0,35 \cdot 2,34 \cdot 25 = 20,5 \text{ kN}$
$a = 2,34 \text{ m}$	
Pfette	
$g_{PF} = 1,43 \text{ kN/m}$	
$b = 8,65 \text{ m}$	$F_{PF,1} = 1,43 \cdot 8,65 = 12,4 \text{ kN}$
Dachbelastung	
$g_D = 0,95 \text{ kN/m}^2$	
$a = 2,34 \text{ m}$	$F_{D,1} = 0,95 \cdot 2,34 \cdot 8,65 = 19,2 \text{ kN}$
$b = 8,65 \text{ m}$	
$F_{g,1} = F_{TR,1} + F_{PF,1} + F_{D,1} = 52,1 \text{ kN}$	

Tabelle 3.5: Ständig wirkende Einzelkräfte auf die Querschnittsachse 11

Achse 10 $F_{TR,0} = 9,3 \text{ kN}$ $F_{D,0} = 9,0 \text{ kN}$	$a = 1,095 \text{ m}$ $F_{g,0} = 18,3 \text{ kN}$	Achse 13 $F_{TR,3} = 24,9 \text{ kN}$ $F_{PF,3} = 12,4 \text{ kN}$ $F_{D,3} = 20,5 \text{ kN}$	$a = 2,49 \text{ m}$ $F_{g,3} = 57,8 \text{ kN}$
Achse 11 $F_{TR,1} = 20,5 \text{ kN}$ $F_{PF,1} = 12,4 \text{ kN}$ $F_{D,1} = 19,2 \text{ kN}$	$a = 2,34 \text{ m}$ $F_{g,1} = 52,1 \text{ kN}$	Achse 14 $F_{TR,4} = 27,1 \text{ kN}$ $F_{PF,4} = 12,4 \text{ kN}$ $F_{D,4} = 20,5 \text{ kN}$	$a = 2,49 \text{ m}$ $F_{g,4} = 59,9 \text{ kN}$
Achse 12 $F_{TR,2} = 22,7 \text{ kN}$ $F_{PF,2} = 12,4 \text{ kN}$ $F_{D,2} = 20,5 \text{ kN}$	$a = 2,49 \text{ m}$ $F_{g,2} = 55,6 \text{ kN}$	Achse 15 $F_{TR,5} = 15,6 \text{ kN}$ $F_{PF,5} = 6,2 \text{ kN}$ $F_{D,5} = 10,2 \text{ kN}$	$a = 1,245 \text{ m}$ $F_{g,5} = 32,0 \text{ kN}$

Tabelle 3.6: Ständig wirkende Einzelkräfte auf alle Querschnittsachsen

Zur Kontrolle wird die Summe aller Einzelkräfte infolge Eigengewicht gebildet, sie stimmt mit dem exakt ermittelten Bindergewicht überein.

$$\sum_{i=0}^5 F_{TR,i} = 9,3 + 20,5 + 22,7 + 24,9 + 27,1 + 15,6 = 120,1 \text{ kN} \approx 240,3 \cdot 0,5 \text{ kN} \dots O.K.$$

Es ergeben sich die in Abbildung 3.12 gezeichneten Querkraft- und Biegemomentenverläufe infolge der charakteristischen ständigen Einwirkungen.

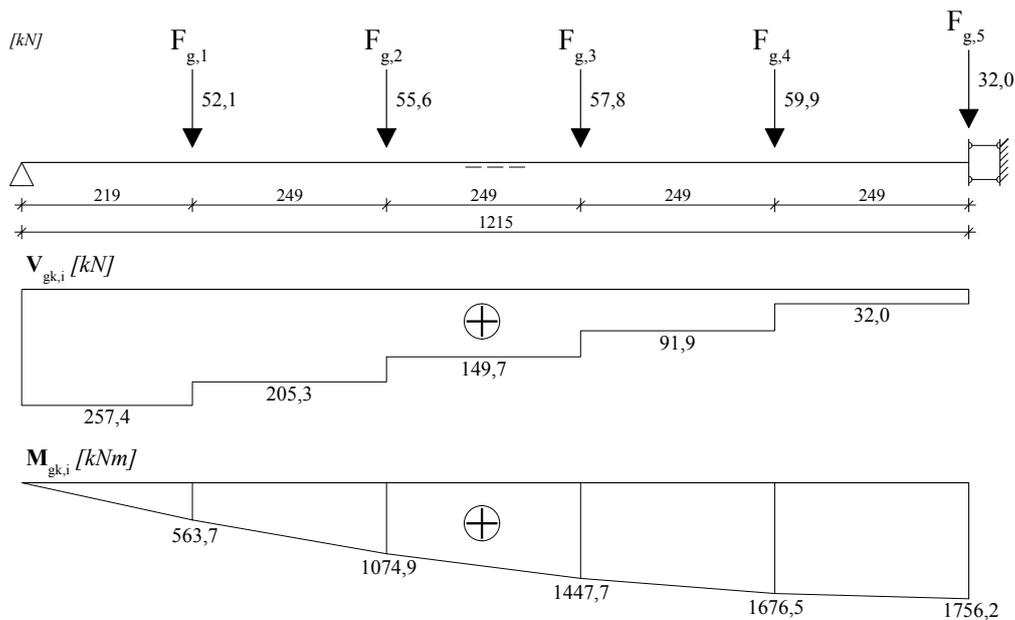


Abbildung 3.12: Querkraft- und Biegemomentenverlauf V_{gk} und M_{gk} infolge der charakteristischen ständigen Einwirkungen

3.3.2 Lastfall veränderliche Einwirkungen

In Tabelle 3.7 wird beispielhaft die auf die Querschnittsachse 11 wirkende Einzelkraft infolge der in Abschnitt 3.2 ermittelten maßgebenden veränderlichen Einwirkung, der charakteristischen Schneelast s auf dem Dach, berechnet. Auf die Niederschrift der exakten Berechnung der in Tabelle 3.8 zusammengefassten Werte aller Querschnittsachsen wird verzichtet.

QUERSCHNITTSACHSE 11		Schneelast
$s = 1,28 \text{ kN/m}^2$		
$a = 2,34 \text{ m}$	$F_{s,1} = 1,28 \cdot 2,34 \cdot 8,65 = 25,9 \text{ kN}$	
$b = 8,65 \text{ m}$		

Tabelle 3.7: Einzelkraft infolge Schneelast auf die Querschnittsachse 11

Achse 10	
$a = 1,095 \text{ m}$	$F_{0,s} = 12,1 \text{ kN}$
Achse 11	
$a = 2,34 \text{ m}$	$F_{1,s} = 25,9 \text{ kN}$
Achse 12-14	
$a = 2,49 \text{ m}$	$F_{2-4,s} = 27,6 \text{ kN}$
Achse 15	
$a = 1,245 \text{ m}$	$F_{5,s} = 13,8 \text{ kN}$

Tabelle 3.8: Einzelkräfte infolge Schneelast auf alle Querschnittsachsen

Es ergeben sich die in Abbildung 3.13 gezeichneten Querkraft- und Biegemomentenverläufe infolge der charakteristischen Schneelast.

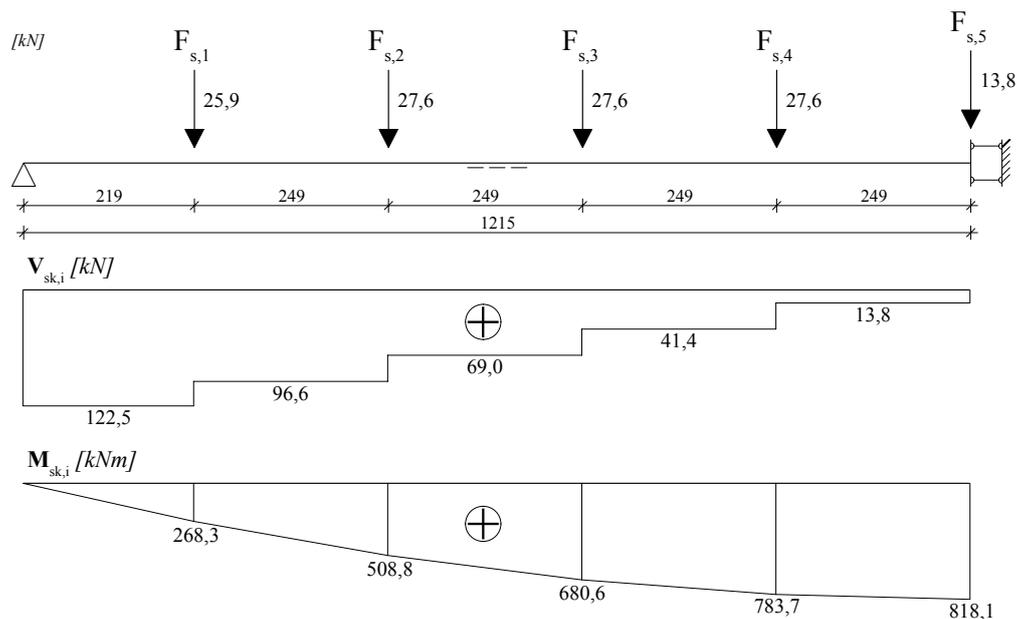


Abbildung 3.13: Querkraft- und Biegemomentenverlauf V_{sk} und M_{sk} infolge der charakteristischen Schneelast

3.3.3 Lastfall Vorspannung

Die Berechnung der zum Bemessungszeitpunkt ($t = 50$ Jahre; entspricht $t = \infty$) wirkenden Spannkraften erfolgt über den Dehnungszustand der Spannglieder. Dabei wird die Spannstahldehnung $\varepsilon_{p,t0}$ unmittelbar nach dem Vorspannen zum Zeitpunkt der Hallenerichtung ($t = 0$ Jahre) mit dem Faktor 0,8 multipliziert, welcher abschätzend sofortige und zeitabhängige Verluste und Reibungsverluste von insgesamt 20 Prozent während der gesamten Nutzungsdauer berücksichtigt. Die Vordehnung $\varepsilon_{p,t0}$ wird unter Berücksichtigung der Einhaltung der maximalen Spannungen unter Gebrauchslast gemäß Gleichung (3.5) berechnet. Die Vordehnung zum heutigen Zeitpunkt $\varepsilon_{p,t\infty}$ beträgt somit für alle drei Spannglieder nach Gleichung (3.6) 3,74‰, über welche sich die vorhandenen Vorspannkraften im Originalträger an der Lasteinleitungsstelle berechnen lassen (siehe Tabelle 3.9). Weil zum Zeitpunkt der Errichtung das beinahe schlupffreie Spannverfahren BBRV verwendet wurde, sind dies auch die am linken Auflager tatsächlich wirkenden Spannkraften, weil kaum Spannkraftverluste infolge Keilschlupf auftreten.

$$\varepsilon_{p,t\infty} = \varepsilon_{p,t0} \cdot 0,8 = \frac{0,55 \cdot f_{pk} \cdot 0,8}{E_p} = \frac{0,55 \cdot 1700 \cdot 0,8}{200000} = 3,74\text{‰} \quad (3.6)$$

Vorspannkkräfte	
①	$A_{p,1} = 42 \varnothing 5 \text{ mm} = 8,25 \text{ cm}^2$ $P_1 = A_{p,1} \cdot \varepsilon_{p,t\infty} \cdot E_p = 616,9 \text{ kN}$
②	$A_{p,2} = 42 \varnothing 5 \text{ mm} = 8,25 \text{ cm}^2$ $P_2 = P_1 = 616,9 \text{ kN}$
③	$A_{p,3} = 26 \varnothing 5 \text{ mm} = 5,11 \text{ cm}^2$ $P_3 = A_{p,3} \cdot \varepsilon_{p,t\infty} \cdot E_p = 381,9 \text{ kN}$
	$\Sigma = 21,6 \text{ cm}^2$ $\Sigma = 1\,615,7 \text{ kN}$

Tabelle 3.9: Spannkkräfte an der Stelle der Lasteinleitung zum heutigen Zeitpunkt

Die vorhandenen Spannstahldehnungen in den Querschnittsachsen 11 bis 15 zum Bemessungszeitpunkt $t = \infty$ setzen sich dann aus den Anteilen infolge der Vordehnung $\varepsilon_{p,t\infty}$ und der Dehnung $\varepsilon_{p,i,Ed}$ in den Spanngliedern $i = 1 \dots 3$ infolge der äußeren Lasten zusammen (siehe auch Abbildung 3.16):

$$\varepsilon_{p,i} = \varepsilon_{p,t\infty} + \varepsilon_{p,i,Ed} = 3,74\text{‰} + \varepsilon_{p,i,Ed} \quad (3.7)$$

3.4 Nachweise nach Eurocode 2

Aufgrund der über die Trägerlänge variierenden Querschnittshöhen und der unterschiedlichen Spanngliedlagen in den Hauptquerschnittsachsen kann von vornherein kein für den Nachweis der Tragsicherheit bei Momentenbeanspruchung maßgebender Querschnitt definiert werden. Daher wird für jede Hauptquerschnittsachse 11 bis 15 der jeweilige Momentenwiderstand ermittelt und dem einwirkenden Bemessungsmoment gegenübergestellt (siehe Abschnitt 3.4.3).

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wird hingegen nur an der Querschnittsachse 10A im Abstand von 1,10 m vom linken Auflager geführt (siehe Abschnitt 3.4.4).

Zur Ermittlung der Momentenwiderstände aller Hauptquerschnittsachsen im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die kostenlose und frei zugängliche *INCA2*-Bemessungssoftware³, die im Arbeitsbereich Massivbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg entwickelt wurde, verwendet.

³Eine Programmbeschreibung und die Möglichkeit zum Download gibt es unter <http://www.upfeiffer.de/>.

3.4.1 Bemessungswerte der Einwirkungen

Die Bemessungswerte der Biegemomente sowie der Querkräfte ergeben sich durch Superposition der charakteristischen Schnittgrößen infolge der ständigen Einwirkungen und der Schneebelastung aus Abschnitt 3.3 unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q aus Tabelle 2.1. Gleichung (3.8) zeigt beispielhaft die Berechnung der Bemessungswerte für die Achse 12. Die Bemessungswerte der Schnittgrößen aller Querschnittsachsen $M_{Ed,i}$ und $V_{Ed,i}$ sind in Abbildung 3.14 dargestellt.

$$M_{Ed,12} = \gamma_G \cdot M_{gk,12} + \gamma_Q \cdot M_{sk,12} = 1,2 \cdot 1074,9 + 1,5 \cdot 508,8 = 2053,1 \text{ kNm} \quad (3.8)$$

$$V_{Ed,12} = \gamma_G \cdot V_{gk,12} + \gamma_Q \cdot V_{sk,12} = 1,2 \cdot 205,3 + 1,5 \cdot 96,6 = 391,3 \text{ kN}$$

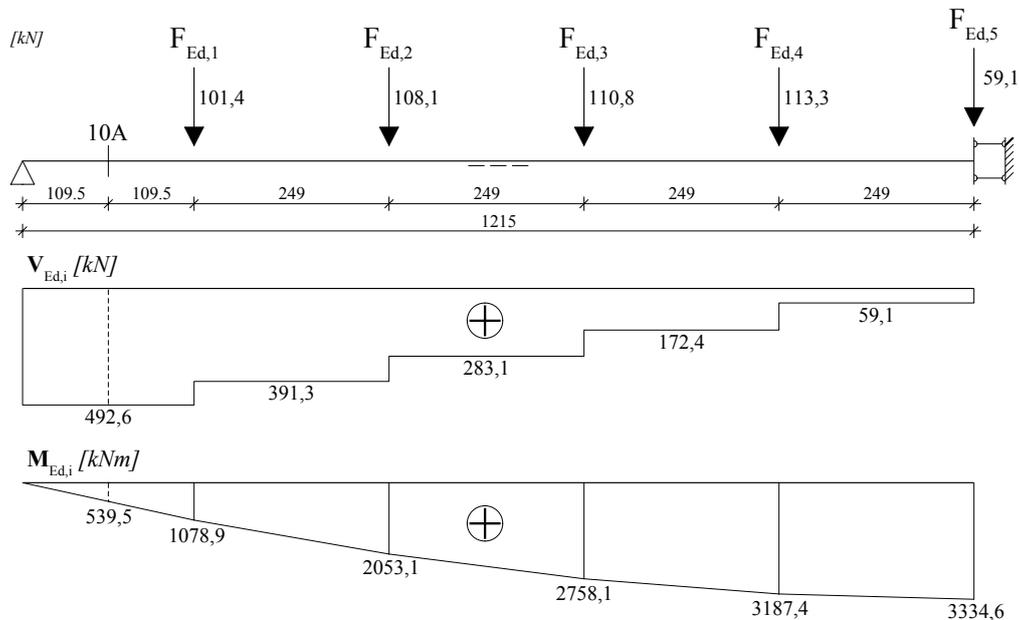


Abbildung 3.14: Querkraft- und Biegemomentenverlauf V_{Ed} und M_{Ed} infolge der Grundkombination der Einwirkungen

3.4.2 Werkstoffmodelle

Für die Ermittlung der Querschnittswiderstände für Momentenbeanspruchung wird in *INCA2* das Parabel-Rechteck-Diagramm nach Bild 3.3 des Eurocode 2 [22] verwendet. Dabei verläuft die Spannungs-Dehnungs-Linie parabelförmig bis zu einer Stauchung von $\varepsilon_{c2} = -2,0\text{‰}$ und erreicht dort den Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} . Bis zum Erreichen der maximal zulässigen Stauchung $\varepsilon_{cu2} = -3,5\text{‰}$ bleibt die Spannung im

Beton konstant.

Für den Betonstahl verwendet *INCA2* die linear-elastisch-ideal-plastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Bild 3.8 des Eurocode 2 [22]. Für den Rippentorstahl 50 mit dem E-Modul nach Tabelle 3.2 wird der Bemessungswert der Streckgrenze f_{yd} bei einer Dehnung von $\varepsilon_{sy} = 2,11\%$ erreicht. Bis zu der in Rechnung gestellten maximalen Zugdehnung von $\varepsilon_{su} = 20,0\%$ bleibt die Spannung im Stahl gleich dem Bemessungswert der Streckgrenze.

Für den Spannstahl verwendet *INCA2* die linear-elastisch-ideal-plastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Bild 3.10 des Eurocode 2 [22]. Für den Spannstahl mit dem E-Modul nach Tabelle 3.2 wird der Bemessungswert der Zugfestigkeit f_{pd} bei einer Dehnung von $\varepsilon_{py} = 6,65\%$ erreicht. Bis zu der in Rechnung gestellten maximalen Zugdehnung von $\varepsilon_{pu} = 20,0\%$ bleibt die Spannung im Spannstahl gleich dem Bemessungswert der Zugfestigkeit.

Die Kennwerte der bei der Widerstandsbemessung in Rechnung gestellten Werkstoffe sind zusammenfassend in Tabelle 3.10 angeführt. Für die Berechnung der Bemessungswerte der Materialfestigkeiten wurden die Teilsicherheitsbeiwerte aus Tabelle 2.2 verwendet.

Beton C30/37	
$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{c2} = -2,0\%$
$f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{cu2} = -3,5\%$
$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$	
$E_{cm} = 33\,000 \text{ N/mm}^2$	
Rippentorstahl 50	
$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{sy} = 2,11\%$
$f_{yd} = 434,8 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{su} = 20,0\%$
$E_s = 206\,000 \text{ N/mm}^2$	
Spannstahl BBRV	
$f_{pk} = 1\,700 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{py} = 6,65\%$
$f_{pd} = f_{p,0,1,k}/1,15 = 1\,330,4 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_{pu} = 20,0\%$
$E_p = 200\,000 \text{ N/mm}^2$	

Tabelle 3.10: Zusammengefasste Baustoffkennwerte für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

3.4.3 Nachweis der Biegebeanspruchung

Es werden für die Hauptquerschnittsachsen 11 bis 15 in *INCA2* die Bemessungswerte M_{Rd} der maximal von den Querschnitten aufnehmbaren Biegemomente berechnet. Dies geschieht durch Belastung der Druck- oder Zugseite bis zur jeweiligen Grenzstauchung bzw. -dehnung aus Tabelle 3.10. Eine vollständige Berechnung wird beispielhaft für die Achse 12 gezeigt. Die Vorspannung wird insofern berücksichtigt, als dass in *INCA2* der angenommene Dehnungszustand $\varepsilon_{p,t\infty}$ zum heutigen Zeitpunkt aus Gleichung (3.6) als Vordehnung auf alle drei Spannglieder aufgebracht wird.

In Abbildung 3.15 ist die Bewehrung der Bestandsquerschnittsachse 12 der in *INCA2* eingegebenen Bewehrungsanordnung gegenübergestellt. Die drei Spannglieder werden vereinfacht als untereinanderliegend angenommen; im Zugbereich werden nur die beiden Längsbewehrungsstäbe von Durchmesser 12 mm in Rechnung gestellt, im Bereich des Flansches wird die komplette Originalbewehrung übernommen.

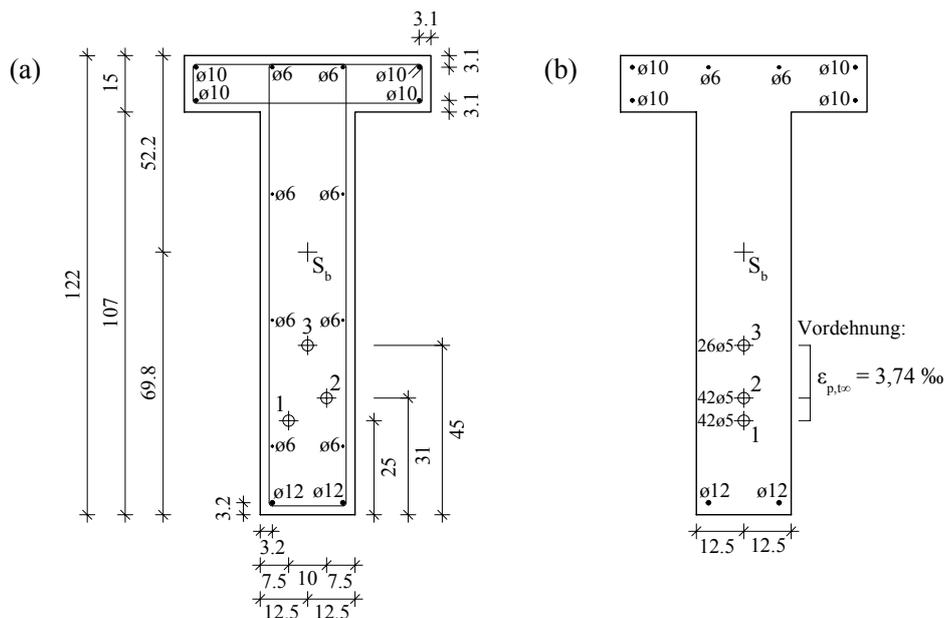


Abbildung 3.15: (a) Original-Bewehrungsführung der Querschnittsachse 12
(b) Bewehrungsanordnung in *INCA2* zur Ermittlung des aufnehmbaren Biegemoments der Querschnittsachse 12

In Abbildung 3.16 (a) sind der in *INCA2* berechnete Dehnungszustand, die inneren Kräfte der Bewehrungsstäbe und die Betondruckzone infolge des in der Querschnittsachse 12 wirkenden Biegemoments $M_{Ed,12}$ gezeichnet. Während die Bewehrungsgruppe 4 die Streckgrenze überschritten hat und fließt, befinden sich alle drei Spannstähle noch im linear-elastischen Verformungsbereich ($\varepsilon_{p,i} < \varepsilon_{py} = 6,65 \text{ ‰}$). Abbildung 3.16 (b) zeigt

den Dehnungszustand, die inneren Kräfte und den Druckzonenbereich bei Erreichen des Querschnittswiderstands $M_{Rd,12} = 2\,333,7\text{ kNm}$.

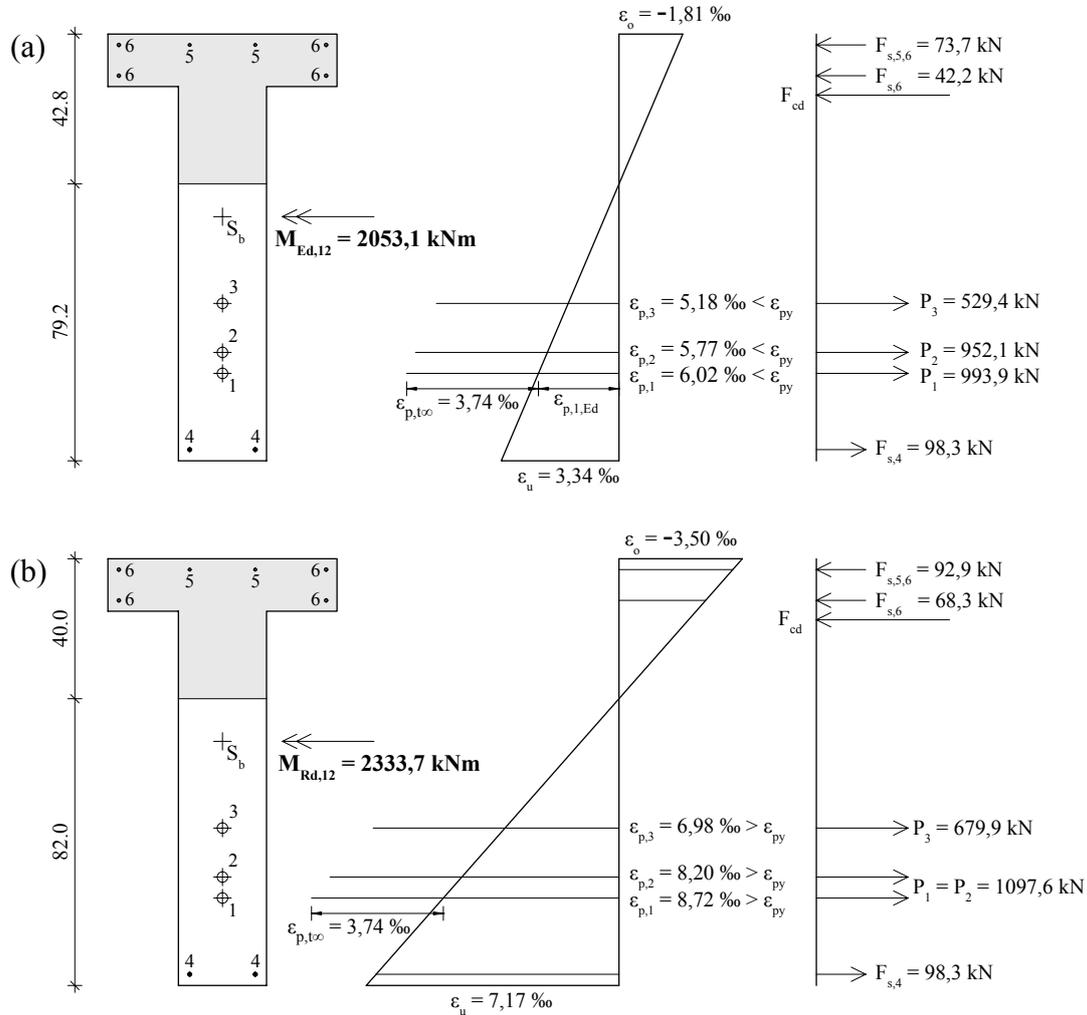


Abbildung 3.16: (a) Dehnungszustand, innere Kräfte und Betondruckzone infolge $M_{Ed,12}$
 (b) Dehnungszustand, innere Kräfte und Betondruckzone bei maximaler Momentenbeanspruchung

Die Querschnittswiderstände $M_{Rd,i}$ aller Hauptquerschnittsachsen sind in Tabelle 3.11 zusammengefasst und den Bemessungswerten der einwirkenden Biegemomente aus Abbildung 3.14 gegenübergestellt. Für alle Achsen ist der Biegenachweis unter Berücksichtigung der in Abschnitt 2.1.1 beschriebenen Festlegungen der ONR 24009 [30] erfüllt.

Achse i [-]	$M_{Ed,i}$ [kNm]	$M_{Rd,i}$ [kNm]	$M_{Rd,i}/M_{Ed,i}$ [-]
11	1 078,9	1 634,5	1,52
12	2 053,1	2 333,7	1,14
13	2 758,1	3 085,1	1,12
14	3 187,4	3 824,4	1,20
15	3 334,6	4 597,5	1,38

Tabelle 3.11: Vergleich der einwirkenden Biegemomente $M_{Ed,i}$ mit den Querschnittswiderständen $M_{Rd,i}$

3.4.4 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Der maßgebende Querschnitt für die Querkraftbemessung liegt im Abstand von 1,10 m vom linken Auflager genau zwischen den Querschnittsachsen 10 und 11; dieser Nachweisquerschnitt wurde bereits in den Abbildungen 3.2 und 3.9 als Querschnitt 10A eingezeichnet. An dieser Stelle findet der Übergang vom Bügelbewehrungsbereich I (Bügelabstand $e = 11$ cm) zum Bereich II (Bügelabstand $e = 22$ cm) statt (siehe Abschnitt 3.1.1). Die rechnerische Querkraft aus Abbildung 3.14 ist mit $V_{Ed,0} = 492,6$ kN für beide Bereiche gleich groß, somit ist der Bereich mit dem Bügelabstand von $e = 22$ cm maßgebend. Aufgrund der veränderlichen Trägerhöhe und der geneigten Spannliedführung kann $V_{Ed,0}$ um die senkrecht zur Stabachse (Verbindungsline aller *Brutto*querschnittsschwerpunkte) wirkenden Komponenten der Betondruckkraft F_c , der Stahlzugkraft F_t und der Spannkraften P_1 bis P_3 abgemindert werden. Man erhält den Bemessungswert V_{Ed} der einwirkenden Querkraft aus $V_{Ed} = V_{Ed,0} - V_{ccd} - V_{td} - V_{pd}$. Die Aufteilung in die Kraftkomponenten ist in Abbildung 3.17 dargestellt. Im weiteren Verlauf wird auf die Berechnung von V_{td} verzichtet, weil dieser Beitrag zum Querkraftabtrag vernachlässigbar klein ist.

Für die Berechnung von V_{ccd} und $V_{pd,i}$ werden die Neigungswinkel bezogen auf die Horizontale – ein positiver Winkel entspricht einer Steigung, ein negativer Winkel entspricht einem Gefälle in x-Richtung – der Schwerachse (α_s), des Flansches (α_c) und der Spannlieder 1 bis 3 ($\alpha_{p,i}$) zwischen linkem Auflager und der Achse 10A mit den Abmessungen aus Abbildung 3.18 ermittelt. Die Neigung der Schwerlinie in diesem Bereich des Trägers ist $\alpha_s = \arctan(8/109,5) = 4,1786^\circ$.

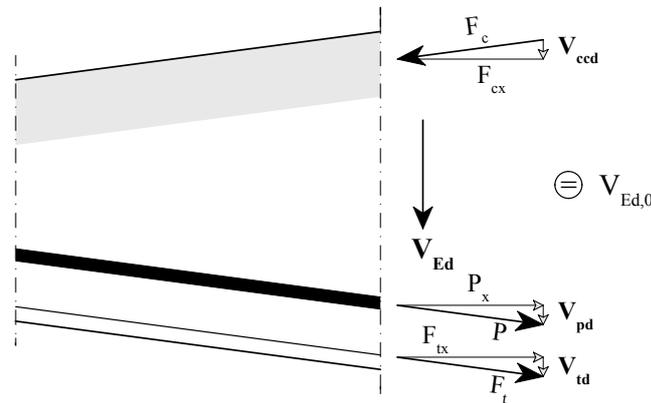


Abbildung 3.17: Schematische Aufteilung von $V_{Ed,0}$ in die vertikalen Komponenten V_{Ed} , V_{ccd} , V_{pd} und V_{td}

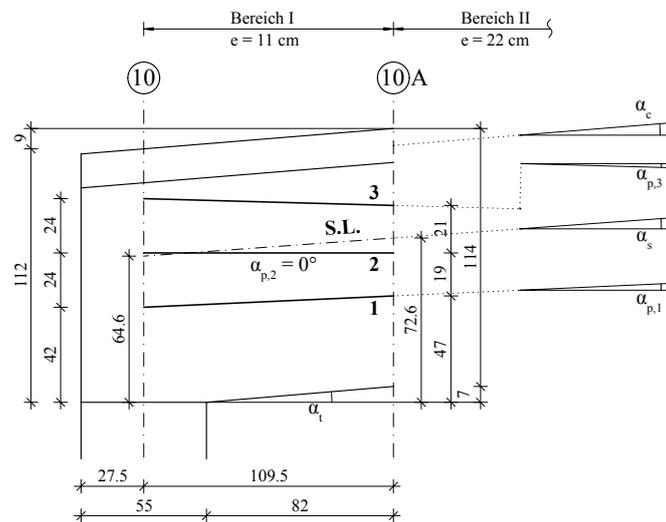


Abbildung 3.18: Abmessungen für die Berechnung der auf die Horizontale bezogenen Neigungswinkel der Schwerachse, des Flansches und der Spannglieder 1 bis 3

Die Winkel ψ_i geben die auf die Stabachse bezogenen Relativwinkel des Flansches und der Spannglieder an: $\psi_i = \alpha_s - \alpha_i$. Die Kraftkomponenten F_c und P_i am Querschnitt 10A werden mithilfe von *INCA2* (siehe Abbildung 3.19) erhalten. Durch Multiplikation dieser Werte mit den Richtungssinussen der zugehörigen Relativwinkel ψ_i werden V_{ccd} und $V_{pd,i}$ berechnet (siehe Tabelle 3.12).

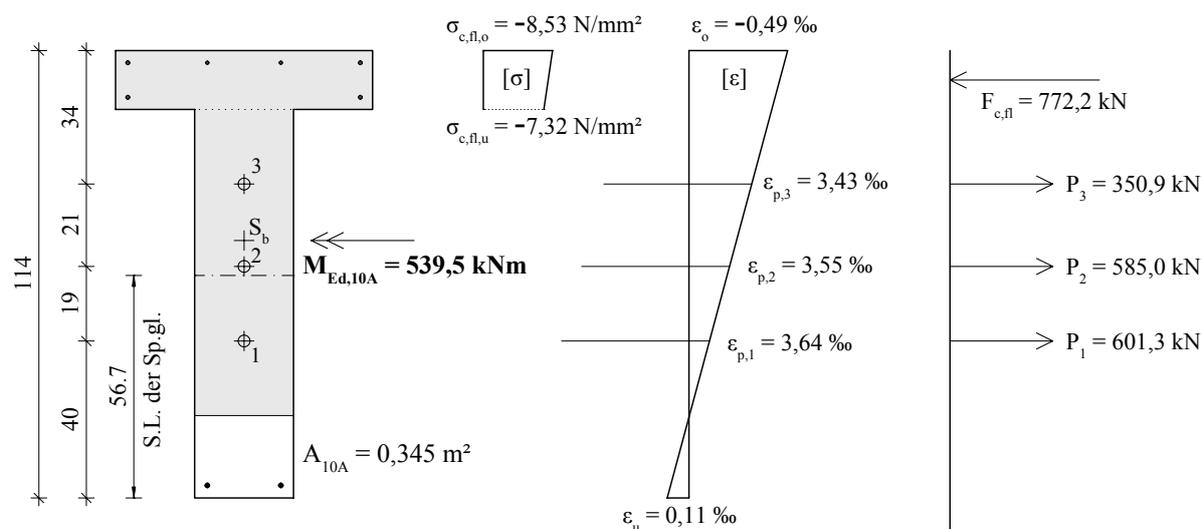


Abbildung 3.19: Querschnitt 10A: Dehnungszustand, Flanschdruckkraft und Kräfte in den Spanngliedern 1 bis 3 infolge $M_{Ed,10A}$

Flansch	Sp.gl. 1	Sp.gl. 2	Sp.gl. 3
$\alpha_c = 4,6987^\circ$	$\alpha_{p,1} = 2,6144^\circ$	$\alpha_{p,2} = 0^\circ$	$\alpha_{p,3} = -1,5694^\circ$
$\psi_c = -0,5201^\circ$	$\psi_{p,1} = 1,5642^\circ$	$\psi_{p,2} = 4,1786^\circ$	$\psi_{p,3} = 5,7480^\circ$
$F_c = 772,2 \text{ kN}$	$P_1 = 601,3 \text{ kN}$	$P_2 = 585,0 \text{ kN}$	$P_3 = 350,9 \text{ kN}$
$V_{ccd} = 7,0 \text{ kN}$	$V_{pd,1} = 16,4 \text{ kN}$	$V_{pd,2} = 42,6 \text{ kN}$	$V_{pd,3} = 35,1 \text{ kN}$

Tabelle 3.12: Werte der Querkraftkomponenten V_{ccd} und $V_{pd,i}$ senkrecht auf die Stabachse wirkend

Es ergibt sich der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft somit nach Gleichung (3.9).

$$\begin{aligned}
 V_{Ed,10A} &= V_{Ed,0} - V_{ccd} - V_{pd,1} - V_{pd,2} - V_{pd,3} = \\
 &= 492,6 \text{ kN} - 7,0 \text{ kN} - 16,4 \text{ kN} - 42,6 \text{ kN} - 35,1 \text{ kN} = 391,5 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \quad (3.9)$$

3.4.4.1 Nachweis der Betondruckstrebe

Der Bemessungswert $V_{Rd,max}$ der durch die Druckstrebenfestigkeit maximal aufnehmbaren Querkraft bei vertikaler Bügelbewehrung ergibt sich gemäß Gleichung (3.10). Der Nachweis der Betondruckstrebe im Bereich des linken Auflagers ist erfüllt.

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,max} &= \alpha_{cw} \cdot b_{w,nom} \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \\
 &= 1,22 \cdot 0,223 \cdot 0,516 \cdot 0,528 \cdot 20,0 \cdot 0,345 = 511,4 \text{ kN} \geq V_{Ed,10A}
 \end{aligned}
 \quad (3.10)$$

$$\begin{aligned}
\text{mit } \sum P_i \cdot \cos \psi_{p,i} &= 1533,7 \text{ kN} \\
\sigma_{cp} &= 1533,7 \cdot 10^{-3} / 0,345 = 4,45 \text{ N/mm}^2 \\
\alpha_{cw} &= 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} = 1,22 \\
z &\approx 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot (114 - 56,7) = 51,6 \text{ cm} \\
b_{w,nom} &= b_w - 0,5\emptyset = 25 - 0,5 \cdot 5,5 = 22,3 \text{ cm} \\
\nu_1 &= 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,528 \\
\theta &= \arctan 0,4 = 21,8^\circ \text{ (Neigung der Betondruckstrebe)}
\end{aligned}$$

3.4.4.2 Nachweis der Bügelbewehrung

Der Mindestquerkraftbewehrungsgrad der vorhandenen Bügelbewehrung im maßgebenden Bereich II ist eingehalten (siehe Gleichung (3.11)). Der Winkel α zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse beträgt $90^\circ - \alpha_s = 85,8214^\circ$; b_w ist die Stegbreite ohne Berücksichtigung der Hüllrohre.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{56,5}{220 \cdot 250 \cdot \sin 85,82^\circ} = 1,03 \cdot 10^{-3} \geq \rho_{w,min} \quad (3.11)$$

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{2,9}{434,8} = 1,00 \cdot 10^{-3}$$

Der Bemessungswert $V_{Rd,s}$ der durch die Bügelbewehrung aufnehmbaren Querkraft bei vertikaler Bügelbewehrung ergibt sich gemäß Gleichung (3.12). Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit rechts (Bereich II) und links (Bereich I) der Querschnittsachse 10A ist nicht erfüllt.

$$\begin{aligned}
V_{Rd,s,r} &= \frac{A_{sw}}{s_r} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{56,5}{220} \cdot 516 \cdot 434,8 \cdot 2,5 \\
&= 144,0 \text{ kN} \leq V_{Ed,10A} = 391,5 \text{ kN}
\end{aligned} \quad (3.12)$$

$$\begin{aligned}
V_{Rd,s,l} &= \frac{A_{sw}}{s_l} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{56,5}{110} \cdot 516 \cdot 434,8 \cdot 2,5 \\
&= 288,1 \text{ kN} \leq V_{Ed,10A} = 391,5 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{mit } A_{sw} &= 2 \cdot 3^2 \cdot \pi = 56,5 \text{ mm}^2 \\
s_r &= 220 \text{ mm (Abstand der Bügel in Bereich II)} \\
s_l &= 110 \text{ mm (Abstand der Bügel in Bereich I)} \\
f_{ywd} &= 434,8 \text{ N/mm}^2 \\
\theta &= 21,8^\circ
\end{aligned}$$

3.5 Nachweis nach Model Code 2010

Weil die Berechnung in Gleichung (3.12) einen zu geringen Querkraftwiderstand ergibt, kann – so wie in Abschnitt 5 der ONR 24008 [29] erläutert ist – der Querkraftwiderstand nach Model Code 2010 [9] ermittelt werden. Außerdem sind Vergleichswerte zur Eurocode-Querkrafttragfähigkeit, besonders im Vergleich zu den späteren Versuchsergebnissen, von Bedeutung. Die Berechnungen im folgenden Abschnitt 3.5.1 wurden unter Berücksichtigung der Unterlagen und Hinweise zum Model-Code-Nachweis im Anhang C der ONR 24008 [29] durchgeführt.

3.5.1 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Der Querschnittsnachweis erfolgt wiederum an der Querschnittsachse 10A. Wenn der Mindestbewehrungsgrad gemäß Gleichung (3.13) eingehalten wird, gilt der Bauteil als querkraftbewehrt und der Bemessungswert des Querkraftwiderstands V_{Rd} setzt sich alsdann nach *Analysestufe III (Level III Approximation)* im Bereich von $V_{Rd} \leq V_{Rd,max}(\theta_{min})$ aus dem Betontraganteil $V_{Rd,c}$ und dem Traganteil $V_{Rd,s}$ der Querkraftbewehrung zusammen.

$$\rho_w = 1,03 \cdot 10^{-3} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,88 \cdot 10^{-3} \quad (3.13)$$

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max}(\theta_{min})$$

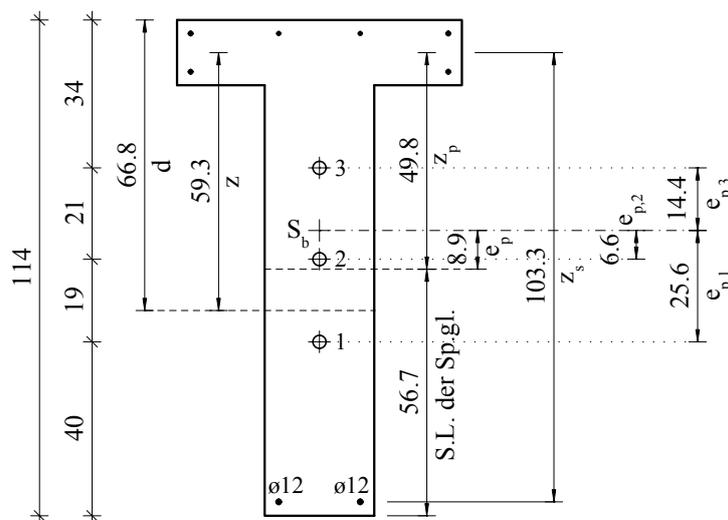


Abbildung 3.20: Querschnitt 10A: Bemessung nach Model Code 2010

Für Bauteile mit schlaffer Längsbewehrung und Spannbewehrung errechnet sich der innere Hebelarm z nach Gleichung (3.14). z_s und z_p sind die Abstände von der Mittellinie des Druckgurtes bis zur Längsbewehrung bzw. bis zur Schwerlinie der Spannglieder.

$$z = \frac{z_s^2 A_s + z_p^2 A_p}{z_s A_s + z_p A_p} = 59,3 \text{ cm} \quad (3.14)$$

$$\begin{aligned} \text{mit } A_s &= 2,26 \text{ cm}^2 & z_s &= 103,3 \text{ cm} \\ A_p &= 21,60 \text{ cm}^2 & z_p &= 49,8 \text{ cm} \end{aligned}$$

Ident dem Nachweis nach Eurocode 2 [22] kann der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft unter Berücksichtigung von günstig wirkenden Querkraftkomponenten (geneigte Druck- und Zuggurte, geneigte Spannglieder) ermittelt werden (siehe Gleichung (3.9)). Für die Berechnung der Bemessungsschnittgröße M_{Ed} werden zum Moment $M_{Ed,10A}$ aus Abbildung 3.14 die positiven bzw. negativen Momente infolge der Spannglieder 1 bis 3 addiert. Die dafür notwendigen Spannkkräfte und Winkel sind Tabelle 3.12 entnommen; die Abstände $e_{p,i}$ der Spannglieder zur Schwerachse sind in Abbildung 3.20 eingezeichnet.

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= M_{Ed,10A} - P_1 \cos \psi_{p,1} \cdot e_{p,1} - P_2 \cos \psi_{p,2} \cdot e_{p,2} + P_3 \cos \psi_{p,3} \cdot e_{p,3} = 397,3 \text{ kNm} \\ N_{Ed} &= -P_1 \cos \psi_{p,1} - P_2 \cos \psi_{p,2} - P_3 \cos \psi_{p,3} = -1533,7 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,10A} = 391,5 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.15)$$

Die Längsdehnung ε_x auf halber Höhe des inneren Hebelarms z wird mit Gleichung (3.16) berechnet. Die Elastizitätsmoduln E_s und E_p sind jene aus Tabelle 3.10. e_p bezeichnet den Abstand der Schwerlinie der Spannglieder zur Schwerachse des Betonquerschnitts (siehe Abbildung 3.20).

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \frac{z_p - e_p}{z}}{2 \left(\frac{z_s}{z} E_s A_s + \frac{z_p}{z} E_p A_p \right)} = \frac{\frac{397,3 \cdot 10^2}{59,3} + 391,5 - 1533,7 \cdot \frac{49,8 - 8,9}{59,3}}{2 \left(\frac{103,3}{59,3} \cdot 20600 \cdot 2,26 + \frac{49,8}{59,3} \cdot 20000 \cdot 21,60 \right)} \quad (3.16) \\ &= 4,13 \cdot 10^{-6} \geq 0 \end{aligned}$$

Die kleinstmögliche Neigung θ_{min} des Druckspannungsfeldes hängt ab von der Längsdehnung ε_x aus Gleichung (3.16).

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \varepsilon_x = 20,0413^\circ \quad (3.17)$$

Der maximale Querkrafttragwiderstand der Betondruckstrebe $V_{Rd,max}(\theta_{min})$ berechnet sich mit dem minimalen Neigungswinkel des Druckspannungsfeldes θ_{min} . $V_{Rd,max}(\theta_{min}) \geq V_{Ed,10A}$ ist eingehalten.

$$\begin{aligned} V_{Rd,max}(\theta_{min}) &= k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_{w,nom} \cdot z \cdot \sin \theta_{min} \cdot \cos \theta_{min} \\ &= 0,49 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 0,223 \cdot 0,593 \cdot \sin 20,04^\circ \cdot \cos 20,04^\circ = 419,8 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.18)$$

$$\begin{aligned} \text{mit } k_c &= k_\varepsilon \cdot \eta_{fc} = 0,49 \\ \eta_{fc} &= (30/f_{ck})^{1/3} = 1,0 \leq 1,0 \\ k_\varepsilon &= \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot 0,0151} = 0,49 \leq 0,65 \\ \varepsilon_1 &= \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cdot \cot^2 \theta_{min} = 0,0151 \\ b_{w,nom} &= b_w - k_D \cdot \emptyset_D = 25 - 0,5 \cdot 5,5 = 22,3 \text{ cm} \\ z &= 59,3 \text{ cm} \end{aligned}$$

Der Traganteil des Betons $V_{Rd,c}$ ist in Gleichung (3.19), die Traganteile der Bügelbewehrung $V_{Rd,s,r}$ rechts (Bereich II) bzw. $V_{Rd,s,l}$ links (Bereich I) der Querschnittsachse 10A sind in Gleichung (3.20) berechnet. Der Anteil der Bügelbewehrung wird ähnlich dem Eurocode 2 [22] gemäß Gleichung (3.12) ermittelt. Unterschiede gibt es in diesem Fall aufgrund der genaueren Berechnung des inneren Hebelarms z (siehe Gleichung (3.14)) und der geringeren minimalen Neigung des Druckspannungsfeldes θ_{min} .

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_{w,nom} = 0,027 \cdot \frac{\sqrt{30}}{1,5} \cdot 0,593 \cdot 0,223 = 12,9 \text{ kN} \quad (3.19)$$

$$\text{mit } k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}(\theta_{min})}\right) = 0,4 \cdot \left(1 - \frac{391,5}{419,8}\right) = 0,027$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,s,r} &= \frac{A_{sw}}{s_r} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{56,5}{220} \cdot 593 \cdot 434,8 \cdot \cot 20,04^\circ = 181,7 \text{ kN} \\ V_{Rd,s,l} &= \frac{A_{sw}}{s_l} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{56,5}{110} \cdot 593 \cdot 434,8 \cdot \cot 20,04^\circ = 363,3 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.20)$$

Gemäß Gleichung (3.13) ergeben sich somit die Bemessungswerte des Querkraftwiderstands links und rechts der Querschnittsachse 10A aus der Summe der beiden Traganteile. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ist rechts (Bereich II) der Querschnittsachse 10A

nicht erfüllt, links (Bereich I) der Querschnittsachse 10A knapp nicht erfüllt.

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,r} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s,r} &= 194,6 \text{ kN} \leq V_{Rd,max}(\theta_{min}) = 419,8 \text{ kN} \\
 &\leq V_{Ed,10A} = 391,5 \text{ kN} \\
 V_{Rd,l} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s,l} &= 376,3 \text{ kN} \leq V_{Rd,max}(\theta_{min}) = 419,8 \text{ kN} \\
 &\leq V_{Ed,10A} = 391,5 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{3.21}$$

3.6 Nachweise der Umlenkkräfte in Feldmitte

3.6.1 Umlenkkräfte infolge Betondruckkraft

Infolge der unstetigen Richtungsänderung der Flanschdruckkraft $F_{c,fl}$ in Trägermitte (Querschnittsachse 15) wird die vertikal nach oben wirkende Umlenkkräfte U_c erzeugt. Sie kann aus dem in Abbildung 3.21 skizzierten Kräftegleichgewicht hergeleitet werden und ist in der ersten Gleichung in (3.22) kalkuliert. Die Druckgurtneigung α_c ergibt sich nach der dritten Gleichung in (3.22). Die Betondruckkraft im Flansch wurde mithilfe von *INCA2* über den sich infolge des einwirkenden Moments $M_{Ed,15}$ ergebenden Spannungsverlauf ermittelt (siehe Abbildung 3.22).

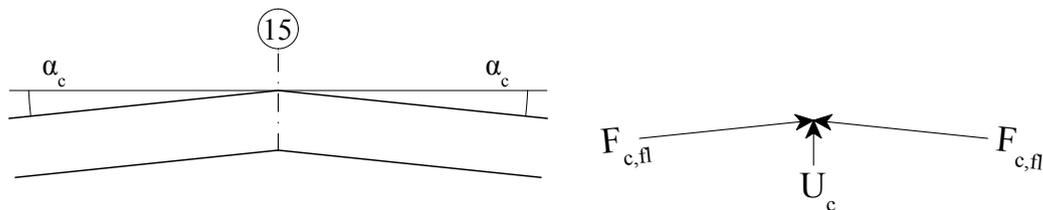


Abbildung 3.21: Kräftegleichgewicht am Knick in Feldmitte zwischen $F_{c,fl}$ und U_c

$$\begin{aligned}
 U_c &= 2 \cdot F_{c,fl} \cdot \sin \alpha_c = 266,4 \text{ kN} \\
 F_{c,fl} &= \frac{|\sigma_{c,fl,o} + \sigma_{c,fl,u}|}{2} \cdot b_f \cdot h_f \\
 &= \frac{|-14,3 - 12,0|}{2} \cdot 0,65 \cdot 0,15 = 1282,8 \text{ kN} \\
 \alpha_c &= \arctan \frac{h_{15} - h_{14}}{\Delta_{14-15}} = \arctan \frac{176,0 - 150,0}{249,0} = 5,9611^\circ
 \end{aligned}
 \tag{3.22}$$

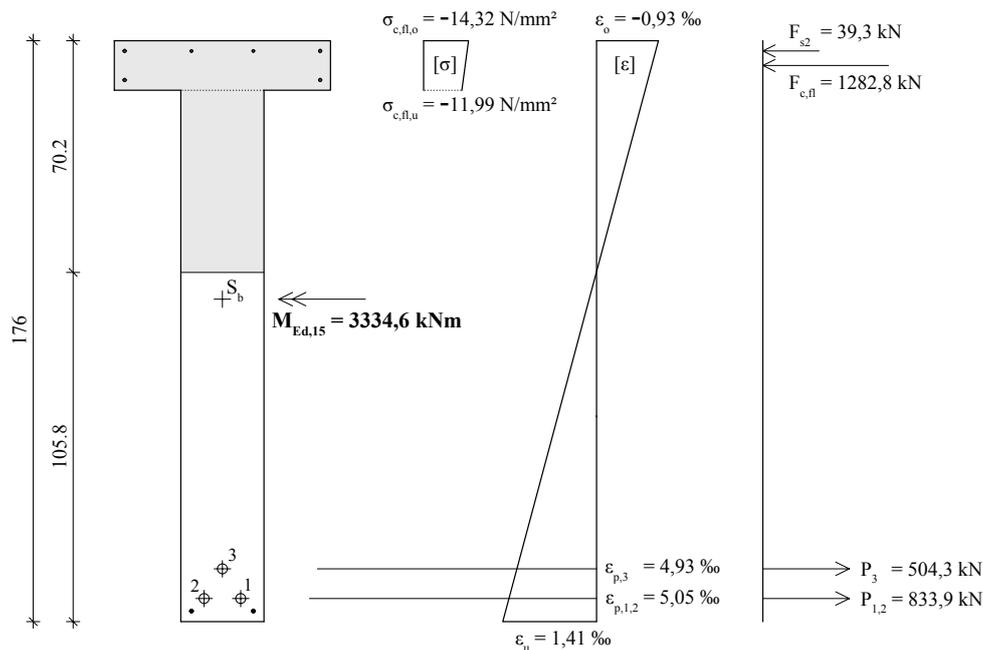


Abbildung 3.22: Querschnitt 15: Dehnungszustand und innere Kräfte infolge $M_{Ed,15}$

3.6.1.1 Modellvorstellung 1

In der Querschnittsachse 15 ist zur Sicherung der Spanngliedlage ein Bügel mit Durchmesser 14 mm eingebaut, welcher allerdings mit einem Bügel von Durchmesser 6 mm geschlossen wird (Position 11 und 12 in Abbildung 3.4). Zur Aufnahme der Umlenkkräfte U_c werden – bei Mitberücksichtigung der beiden benachbarten Bügel links und rechts der Symmetrieachse – somit drei Vertikalbewehrungen von Durchmesser 6 mm in Rechnung gestellt. Der maximale Wert der Umlenkkräfte $U_{Rd,c}$, der durch die Bügelbewehrung aufgenommen werden kann, wird in Gleichung (3.23) bestimmt. Die infolge dem Bemessungsmoment $M_{Ed,15}$ hervorgerufene Umlenkkräfte $U_c = 266,4 \text{ kN}$ kann rechnerisch nicht aufgenommen werden; es ist für diese Einwirkung mit einer Rissbildung zwischen Steg und Flansch zu rechnen.

$$U_{Rd,c} = 3 \cdot 2 \cdot 28,3 \text{ mm}^2 \cdot 434,8 \text{ N/mm}^2 = 73,8 \text{ kN} \leq U_c \quad (3.23)$$

3.6.1.2 Modellvorstellung 2

Der Querschnitt 15 wird als reiner Rechteckquerschnitt unter der Annahme betrachtet, dass aufgrund der Rissbildung infolge der Umlenkkräfteinwirkung die seitlichen Flanschbereiche vom Steg „abgerissen“ sind und keinen Beitrag zur Aufnahme von $M_{Ed,15}$ leisten. Nach Eurocode 2 [22] ist in der Regel der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit bei

Querzug nach Gleichung (3.24) abzumindern.

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} = 0,528 \cdot 20 = 10,6 \text{ N/mm}^2 \quad (3.24)$$

Der reduzierte Querschnitt 15 kann unter Berücksichtigung der abgeminderten Betondruckfestigkeit das einwirkende Moment $M_{Ed,15}$ nicht aufnehmen. Die mit *INCA2* berechnete Sicherheit $M_{Rd,15,red}/M_{Ed,15}$ beträgt 0,88 (siehe Abbildung 3.23).

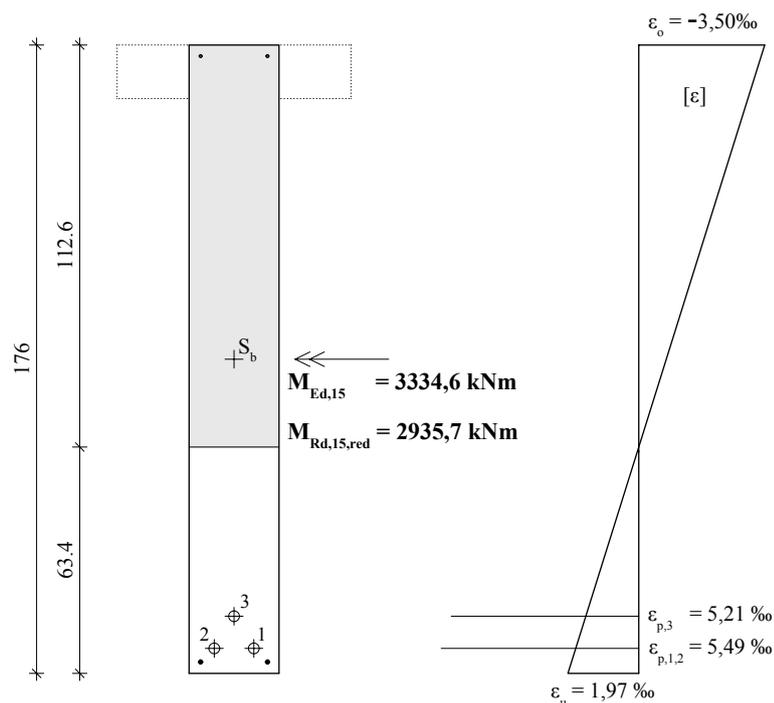


Abbildung 3.23: Reduzierter Querschnitt 15: Dehnungszustand infolge des maximal aufnehmbaren Biegemoments $M_{Rd,15,red}$ bei abgeminderter Betondruckfestigkeit

3.6.1.3 Modellvorstellung 3

Wird die Betondruckfestigkeit nicht abgemindert – es kann angenommen werden, dass eine Abminderung über die gesamte reduzierte Querschnittsfläche wie eben gezeigt nicht der Realität entspricht, weil zum einen die seitlichen Flanschteile sowieso schon aufgrund des Querzugs als nicht vorhanden betrachtet werden, und zum anderen nur der obere Querschnittsbereich direkt vom Querzug betroffen ist –, kann der reduzierte Querschnitt bei einem $M_{Rd,15,red}$ von 4072,6 kN das einwirkende Moment immer noch mit einer Sicherheit δ von $M_{Rd,15,red}/M_{Ed,15} = 1,22$ aufnehmen.

3.6.2 Umlenkraft infolge Bewehrung

Durch die Richtungsänderung der Summe der Bewehrungsdruckkräfte F_{s2} (jeweils zwei Stück von Durchmesser 6 mm bzw. 10 mm am oberen Rand des Flansches – siehe Abbildung 3.22) wird die vertikal nach oben wirkende Umlenkraft U_s erzeugt; sie ist in Gleichung (3.25) berechnet. Die Neigung der Bewehrungsstäbe α_s ist dieselbe wie jene des Druckgurts α_c (siehe Gleichung (3.22)).

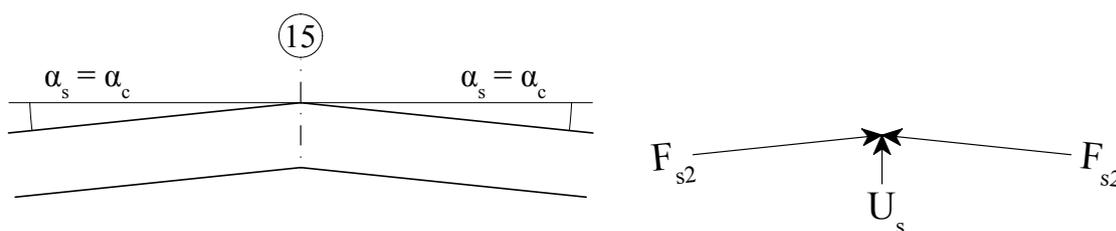


Abbildung 3.24: Kräftegleichgewicht am Knick in Feldmitte zwischen F_{s2} und U_s

$$U_s = 2 \cdot F_{s2} \cdot \sin \alpha_s = 2 \cdot 39,3 \cdot \sin 5,9611^\circ = 8,2 \text{ kN} \quad (3.25)$$

Aufgrund dieses, im Vergleich zur von der Betondruckkraft hervorgerufenen Umlenkraft U_c (siehe Gleichung (3.22)), sehr geringen Werts wird in weiterer Folge auf ein rechnerisches Modell zur Aufnahme der Umlenkraft U_s verzichtet.

3.7 Conclusio zur rechnerischen Neubewertung

3.7.1 Zusammenfassung der durchgeführten Nachweise

1. Eurocode 2.

Die Biegetragfähigkeit konnte in Abschnitt 3.4.3 für alle Querschnittsachsen nachgewiesen werden. Das kleinste Verhältnis von Querschnittswiderstand zu Momenteinwirkung wurde in Achse 13 mit $M_{Rd,13}/M_{Ed,13} = 1,12$ festgestellt, gefolgt von Achse 12 mit einem Verhältnis von 1,14 (siehe Tabelle 3.11). Wenn bei theoretischer Laststeigerung die Momententragfähigkeit in Achse 13 erreicht wird ($M_{Ed,13} = M_{Rd,13} = 3085,1 \text{ kNm}$), besitzt der Querschnitt in Feldmitte bei einem $M_{Ed,15}$ von circa 3730,0 kNm immer noch eine Sicherheit von 1,23.⁴

⁴Bei dieser Momenteinwirkung beträgt die rechnerische Querkraft $V_{Ed,0}$ im Bereich des linken Auflagers allerdings bereits 551,1 kN.

Bezüglich der Querkrafttragfähigkeit könnte die Betondruckstrebe bei der angenommenen Neigung θ von $21,8^\circ$ circa 130 % der einwirkenden Querkraft $V_{Ed,10A}$ von 391,5 kN aufnehmen. Hingegen erreicht die Querkraftbewehrung am Auflager im Bereich der Bügelabstände von 22 cm schon bei etwas mehr als einem Drittel dieses Werts die Fließgrenze. Die maximal aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,s,r}$ von 144,0 kN wird bereits von der einwirkenden Querkraft infolge der charakteristischen ständigen Einwirkungen (siehe Abbildung 3.12), auch wenn diese durch die von $M_{gk,10A}$ hervorgerufenen Vertikalkomponenten V_{ccd} und $V_{pd,i}$ (siehe Abbildung 3.17) abgemindert werden darf, überschritten. Eine zusätzlich zu den ständigen Einwirkungen aufnehmbare Nutzlast besäße – natürlich nur in der Theorie – somit ein negatives Vorzeichen.

		$V_{Rd}/V_{Ed,10A}$
$\theta = 21,8^\circ$	$V_{Rd,s,r} = 144,0 \text{ kN}$	0,37
	$V_{Rd,s,l} = 288,1 \text{ kN}$	0,74
	$V_{Rd,max} = 511,4 \text{ kN}$	1,31

Tabelle 3.13: Zusammenfassung Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nach Eurocode 2 [22]

2. Model Code 2010.

Im Vergleich zum Eurocode liegt beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit der Bemessungswert der durch die Druckstrebentragfähigkeit maximal aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,max}(\theta_{min})$ beinahe 100 kN unter dem Eurocode-Wert. Allerdings sind die Sicherheiten der Querkraftwiderstände (Betontraganteil plus Anteil der Querkraftbewehrung) höher (vgl. Tabelle 3.13 und 3.14). Einen sehr kleinen Beitrag zur größeren Sicherheit liefert der Betontraganteil – die 12,9 kN entsprechen in etwa nur 3,5 % bzw. 7 % des Querkraftwiderstands der Querkraftbewehrung (siehe Berechnung auf Seite 60) –, sonst wird die Tragfähigkeit vor allem aufgrund des größeren inneren Hebelarms z (siehe Gleichung (3.14)) und der etwas geringeren Neigung des Druckspannungsfeldes erhöht (siehe Gleichung (3.20)). Der Querkraftnachweis kann trotzdem deutlich nicht erfüllt werden.

		$V_{Rd}/V_{Ed,10A}$
$\theta_{min} = 20,04^\circ$	$V_{Rd,r}$	$= 194,6 \text{ kN}$
	$V_{Rd,l}$	$= 376,3 \text{ kN}$
	$V_{Rd,max}(\theta_{min})$	$= 419,8 \text{ kN}$

Tabelle 3.14: Zusammenfassung Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nach Model Code 2010 [9]

3. Umlenkraft in Feldmitte.

Die durch die drei Vertikalbügel von Durchmesser 6 mm maximal aufnehmbare Umlenkraft $U_{Rd,c}$ deckt nur knapp 30 % der aufzunehmenden Umlenkraft U_c von 266,4 kN ab, welche durch $M_{Ed,15}$ hervorgerufen wird (siehe Berechnungen ab Seite 61). Wären die benachbarten Bügel – bei gleichbleibendem Abstand – von Durchmesser 12 mm, könnte die Umlenkraft bei einem $U_{Rd,c,neu}$ von 295,0 kN bereits aufgenommen werden.

Im Folgenden wird die mittlere Betondruckspannung im Flansch $\sigma_{c,fl,m}$ gesucht, die eine Umlenkraft $U_{c,max}$ zur Folge hat, welche gerade noch durch die drei vorhandenen Vertikalbügel in Trägermitte aufgenommen werden kann. Die einwirkende Umlenkraft U_c wird dafür mit $U_{Rd,c}$, d. h. $U_c = U_{c,max} = U_{Rd,c} = 73,8 \text{ kN}$, gleichgesetzt. Einsetzen in die Gleichungen (3.22) und anschließendes Umformen liefert:

$$F_{c,fl} = \frac{U_{c,max}}{2 \cdot \sin \alpha_c} = \frac{73,8}{2 \cdot \sin 5,96^\circ} = 355,3 \text{ kN} \quad (3.26)$$

$$\sigma_{c,fl,m} = \frac{F_{c,fl}}{b_f \cdot h_f} = \frac{355,3}{0,65 \cdot 0,15} = (-)3,64 \text{ N/mm}^2$$

In *INCA2* wird die Momenteneinwirkung $M_{Ed,15}$ ermittelt, welcher an der Querschnittsachse 15 die mittlere Betondruckspannung $\sigma_{c,fl,m}$ im Flansch von $-3,64 \text{ N/mm}^2$ erzeugt. $U_{c,max}$ wird, ohne Berücksichtigung der Abminderung der Betondruckfestigkeit aus Gleichung (3.24), durch ein Moment $M_{Ed,max,15,U1}$ von in etwa 1 500 kNm hervorgerufen. Es stellt sich bereits infolge der charakteristischen ständigen Einwirkungen ein größeres Moment ein; wiederum müsste eine zusätzlich zu den ständigen Einwirkungen aufnehmbare Nutzlast – in der Theorie – ein negatives Vorzeichen besitzen.

In der zweiten Modellvorstellung – der Nichtberücksichtigung der beiden seitlichen Flanschteile inklusive Abminderung der Betondruckfestigkeit aufgrund des Querszugs –, könnte ein circa doppelt so großes Moment aufgenommen werden: ein Ver-

sagen tritt bei einem einwirkenden $M_{Ed,max,15,U2}$ von 2 940 kNm ein (siehe Abbildung 3.23).

In der dritten Modellvorstellung – reduzierter Querschnitt ohne Abminderung der Betondruckfestigkeit – versagt der Querschnitt bei einem einwirkenden $M_{Ed,max,15,U3}$ von in etwa 4 070 kNm.

			R_d/E_d	$M_{Ed,max,15,U1-3}$	
Modell U1	$U_{Rd,c}$	=	73,8 kN	0,28	1500 kNm = 0,45 · $M_{Ed,15}$
Modell U2	$M_{Rd,red,15}$	=	2 940 kNm	0,88	2 940 kNm = 0,88 · $M_{Ed,15}$
Modell U3	$M_{Rd,red,15}$	=	4 070 kNm	1,22	4 070 kNm = 1,22 · $M_{Ed,15}$

Tabelle 3.15: Zusammenfassung Nachweise der Umlenkrafttragfähigkeit

3.7.2 Ermittlung des maßgebenden Versagensmodus

Mithilfe einer Tabellensoftware werden nun Rückrechnungen durchgeführt, um abschätzen zu können, ob ein Querkraftversagen vor einem Umlenkraftversagen oder umgekehrt auftritt. Dafür werden für die Querkraftverläufe, welche zum einen nach Eurocode 2 [22] (siehe Abbildung 3.25), zum anderen nach Model Code 10 [9] (siehe Abbildung 3.26) rechts der Querschnittsachse 10A gerade noch nicht zum rechnerischen Querkraftversagen führen, die dazugehörigen Biegemomentenverläufe ermittelt. Wenn das zugehörige Moment in Feldmitte dann größer als $M_{Ed,max,15,U1} = 1 500$ kNm wird (siehe Punkt 3 in Abschnitt 3.7.1), kann (mit gewissen Modellunschärfen) davon ausgegangen werden, dass ein Umlenkraftversagen in Feldmitte (Abreißen des Flansches oder Versagen der Bügelbewehrung) vor einem Querkraftversagen auftritt.

Vereinfacht werden für die Ermittlung der maximal möglichen Querkraftverläufe zu den Querkraftwiderständen nach Eurocode $V_{Rd,s,r} = 144,0$ kN (siehe Abschnitt 3.4.4) bzw. nach Model Code $V_{Rd,r} = 194,6$ kN (siehe Abschnitt 3.5.1) im Bereich des linken Auflagers die vertikalen Komponenten V_{ccd} und $V_{pd,i}$ (in Summe 101,1 kN) aus Gleichung (3.9) dazuaddiert. Eigentlich müssten die exakten Werte der zu addierenden vertikalen Komponenten über Iterationsschritte gefunden werden, da das zum maximal möglichen Querkraftverlauf zugehörige Moment in der Querschnittsachse 10A um einiges kleiner als das Bemessungsmoment $M_{Ed,10A}$ ist – mit welchem V_{ccd} und $V_{pd,i}$ in Gleichung (3.9) berechnet wurden – und somit die vertikalen Komponenten V_{ccd} und $V_{pd,i}$ bei Berücksichtigung des Momentenverlaufs dieser Rückrechnung ebenso kleinere Werte annehmen würden.

Der Faktor α gibt das Verhältnis der einwirkenden Kräfte der Rückrechnung zu den Be-

messungswerten der Einzelkräfte infolge der Grundkombination der Einwirkungen aus Abbildung 3.14 an. Abbildung 3.25 zeigt den Querkraftverlauf (und zugehörigen Momentenverlauf), der gerade noch kein Querkraftversagen auf Basis der Eurocode-Nachweisführung nach sich zieht. Das zugehörige Moment in Feldmitte ist größer als das maximale Moment $M_{Ed,max,15,U1}$ – es wird somit die kritische Umlenkkraft in Feldmitte erreicht, bevor die maximale Querkrafttragfähigkeit nach Eurocode erreicht werden würde.

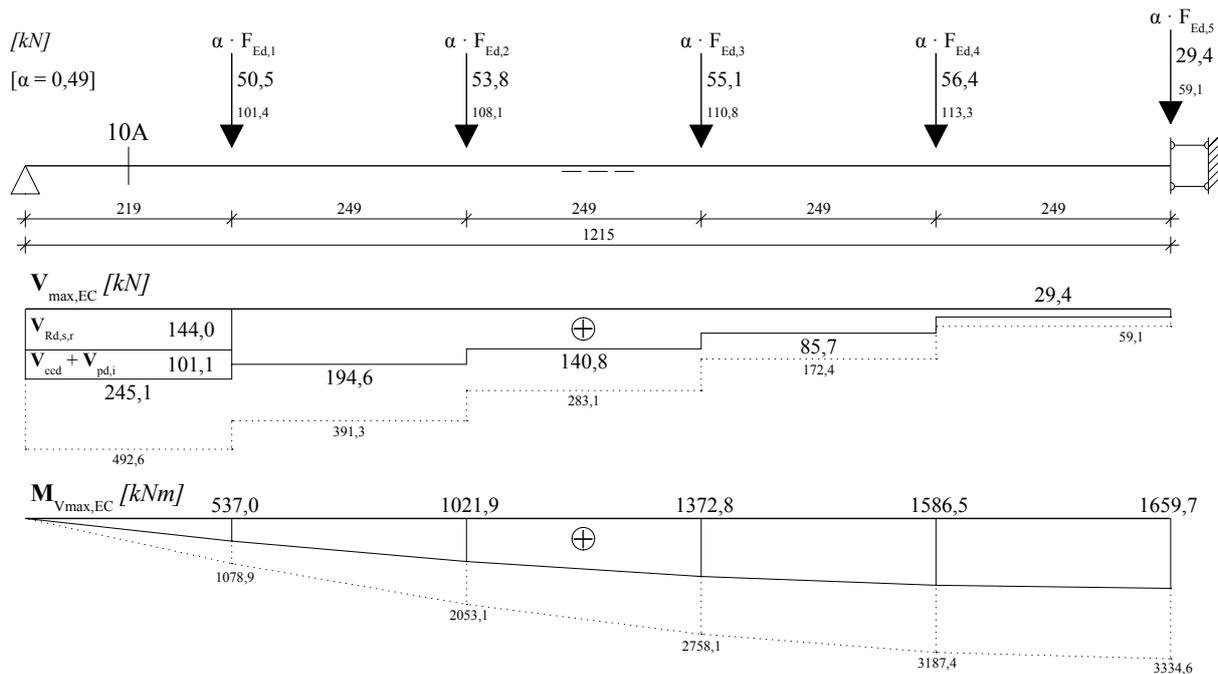


Abbildung 3.25: Querkraft- und Biegemomentenverlauf infolge der Einwirkungen, welche an der Querschnittsachse 10A ein $V_{Ed,10A} = V_{Rd,s,r} = 144,0 kN$ (Eurocode 2) erzeugen

Der maximal mögliche Schnittgrößenverlauf in Abbildung 3.25 könnte sich theoretisch gar nicht einstellen, weil bereits der Schnittgrößenverlauf infolge der ständig wirkenden charakteristischen Einwirkungen (siehe Abbildung 3.12) größere Werte annimmt.

Abbildung 3.26 zeigt den Querkraftverlauf (und zugehörigen Momentenverlauf), der gerade noch kein Querkraftversagen auf Basis der Model Code-Nachweisführung nach sich zieht. Das zugehörige Moment in Feldmitte ist größer als das maximale Moment $M_{Ed,max,15,U1}$, das die kritische Umlenkkraft $U_{c,max}$ erzeugt. Nach dem Model Code würde die Querkrafttragfähigkeit ebenso erst erreicht werden, nachdem in Feldmitte bereits $M_{Ed,max,15,U1}$ erreicht wurde.

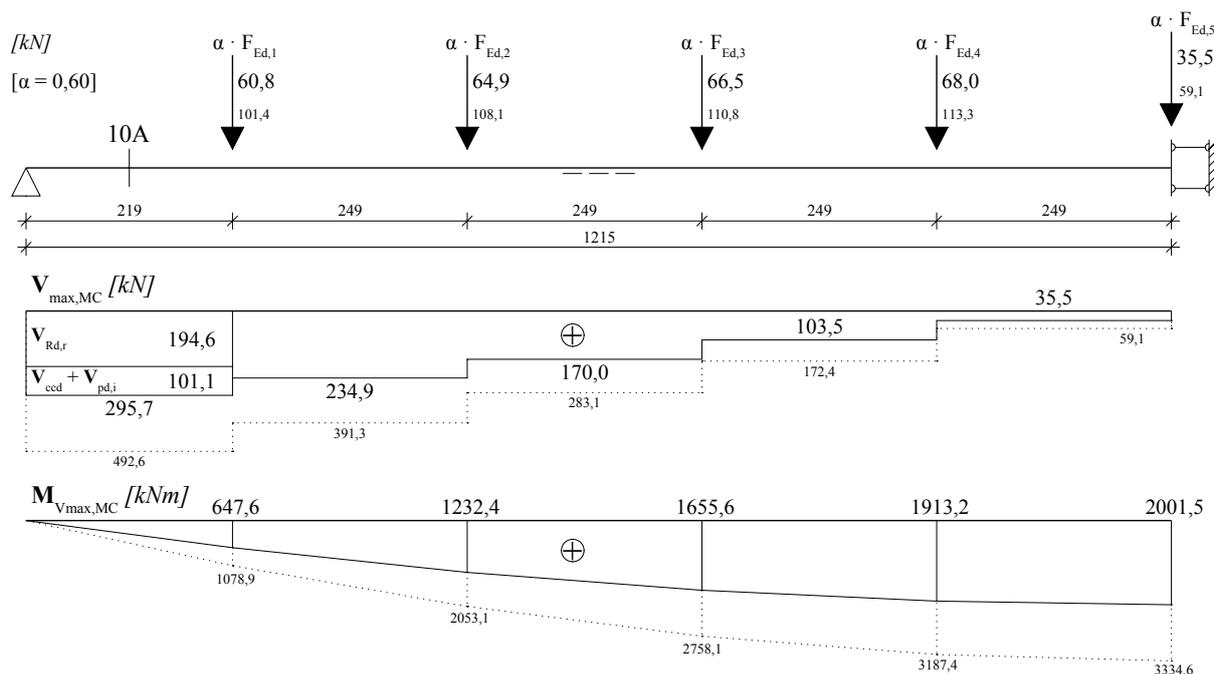


Abbildung 3.26: Querkraft- und Biegemomentenverlauf infolge der Einwirkungen, welche an der Querschnittsachse 10A ein $V_{Ed,10A} = V_{Rd,r} = 194,6$ kN (Model Code 10) erzeugen

3.8 Nachweis der Hauptzugspannungen nach DIN 4227 aus dem Jahre 1953

Die nach DIN 4227:1953 [7] zu führenden Nachweise der schrägen Hauptzugspannungen für „Gebrauchs-“ und „Bruchlasten“, welche in den Abschnitten 3.8.1 und 3.8.2 zum besseren Verständnis der Wahl der Bügelbewehrung des Bestandsträgers nachgerechnet werden, werden in Anlehnung an Abschnitt 12.28 aus MEHMEL [14] an der Stelle $x/l = 0,1$ geführt. Der nachzuweisende Schnitt entspricht bei einer Gesamtlänge des Hallenbinders von 24,3 m somit ziemlich genau dem Schnitt durch die Querschnittsachse 11. In Abbildung 3.27 ist der Querschnitt 11 inklusive der später benötigten Abstände der ideellen Schwerlinie zum oberen und unteren Rand dargestellt.

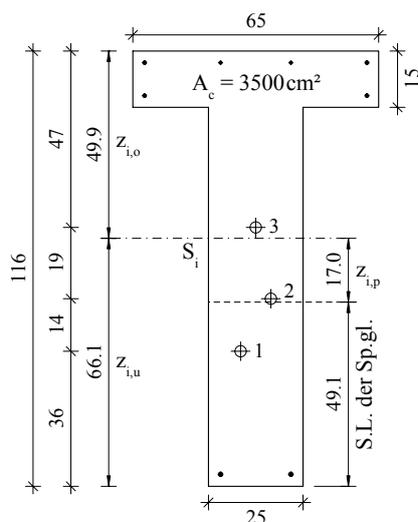


Abbildung 3.27: Querschnitt 11 für die Nachweise der schrägen Hauptzugspannungen

Die ideellen Querschnittswerte des Querschnitts 11 sind in Tabelle 3.16 zusammengefasst. $z_{i,p}$ gibt den Abstand der ideellen Schwerlinie zum Schwerpunkt der Spannglieder an. Zur Berechnung der ideellen Querschnittsfläche A_i und des ideellen Trägheitsmoments I_i wurde das Verhältnis der Elastizitätsmoduln des Spannstahls zum Bestandsbeton der DIN 4227:1953 [7] zu $n = 6,7$ entnommen.

A_i [cm ²]	$z_{i,o}$ [cm]	$z_{i,u}$ [cm]	$z_{i,p}$ [cm]	I_i [cm ⁴]
3623,1	49,9	66,1	17,0	4 567 771,9 cm ⁴

Tabelle 3.16: Ideelle Querschnittswerte des Querschnitts 11

Die ursprünglich kurz nach dem Spannvorgang vorhandenen Dehnungen $\varepsilon_{p,1-3}$ der drei Spannkabel werden wie in Gleichung (3.6) wieder über die zulässige maximale Spannung unter Gebrauchslast (siehe Gleichung (3.5)) ermittelt. Die sofortigen Verluste und Reibungsverluste zwischen der Lasteinleitungsstelle am linken Auflager und der Querschnittsachse 11 werden aufgrund des viel früheren Nachweiszeitpunkts ($t \approx 0$) abschätzend mit dem im Vergleich zu Gleichung (3.6) höheren Faktor 0,9 berücksichtigt (siehe Gleichung (3.27)). Die wirkenden Spannkkräfte sind in Tabelle 3.17 zusammengefasst.

$$\varepsilon_{p,1-3} = \varepsilon_{p,t0} \cdot 0,9 = \frac{0,55 \cdot f_{pk} \cdot 0,9}{E_p} = \frac{0,55 \cdot 1700 \cdot 0,9}{200000} = 4,21 \text{ ‰} \quad (3.27)$$

Vorspannkraft			
①	$A_{p,1} = 8,25 \text{ cm}^2$	$P_1 = A_{p,1} \cdot \varepsilon_{p,1} \cdot E_p = 694,0 \text{ kN}$	
②	$A_{p,2} = 8,25 \text{ cm}^2$	$P_2 = P_1$	$= 694,0 \text{ kN}$
③	$A_{p,3} = 5,11 \text{ cm}^2$	$P_3 = A_{p,3} \cdot \varepsilon_{p,3} \cdot E_p = 429,6 \text{ kN}$	
	$\Sigma = 21,6 \text{ cm}^2$	$\Sigma = 1\,817,6 \text{ kN}$	

Tabelle 3.17: Spannkraften der ursprünglichen Bemessung im Querschnitt 11

3.8.1 Nachweis der schrägen Hauptzugspannungen für Gebrauchslast

Unter *Gebrauchslast* wird der Lastfall $v + \varphi + g + p$

- v ... Vorspannung
- φ ... Kriechen und Schwinden
- g ... ständige Last
- p ... veränderliche Last

verstanden. Die ständigen Lasten werden Abbildung 3.12 entnommen, als veränderliche Last (hier nur Schneelast) wird der damals nach ÖNORM B 4001:1962 [25] geforderte Wert von $0,75 \text{ kN/m}^2$ verwendet. Die Berechnung der Momente und Querkräfte infolge Schneelast erfolgt analog Abschnitt 3.3.2. In Tabelle 3.18 sind die Schnittgrößen infolge ständiger Last g und Schneelast (wie in der Originalnorm als p bezeichnet) zusammengefasst.

	Ständig g	Schneelast p	$\Sigma g + p$
V [kN]	257,4	71,7	329,1
M [kNm]	563,7	157,1	720,8

Tabelle 3.18: Schnittgrößen infolge ständiger Last g und Schneelast p im Querschnitt 11

Der Lastfall Kriechen und Schwinden wurde bereits im Faktor 0,9 in Gleichung (3.27) zur Berechnung der Spannstahldehnungen berücksichtigt. Die Schnittgrößen infolge Vorspannung finden sich in Tabelle 3.19 und in Gleichung (3.28), wobei für die Winkel $\psi_{p,i}$ in guter Annäherung jene der benachbarten Querschnittsachse 10A aus Tabelle 3.12 verwendet wurden. Für die resultierende Querkräfte V' dürfen die abmindernden Vertikal-komponenten $V_{vd,i}$ infolge Vorspannung aus Tabelle 3.19 berücksichtigt werden (siehe Gleichung (3.29)).

Spannglied	①	②	③	Σ
$\psi_{p,i}$	1,5642°	4,1786°	5,7480°	–
$V_{vd,i} = P_i \sin \psi_{p,i}$	18,9	50,6	43,0	112,5 [kN]
$N_{v,i} = -P_i \cos \psi_{p,i}$	-693,7	-692,2	-427,4	-1813,3 [kN]

Tabelle 3.19: Schnittgrößen infolge Vorspannung v im Querschnitt 11

$$M_v = \sum (-P_i \cos \psi_{p,i}) \cdot z_{i,p} = -1813,3 \cdot 0,17 = -308,3 \text{ kNm} \quad (3.28)$$

$$N_v = \sum (-P_i \cos \psi_{p,i}) = -1813,3 \text{ kN}$$

$$V' = V_{g+p} - \sum V_{vd,i} = 329,1 - 112,5 = 216,6 \text{ kN} \quad (3.29)$$

Spannungsberechnung σ_x .

Der Verlauf der Normalspannungen ist in Abbildung 3.28 dargestellt.

$$\sigma_{co,v+\varphi} = \frac{N_v}{A_i} - \frac{M_v \cdot z_{i,o}}{I_i} = -\frac{1,8133}{0,3623} + \frac{0,3083 \cdot 0,499}{0,0457} = -1,64 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cu,v+\varphi} = \frac{N_v}{A_i} + \frac{M_v \cdot z_{i,u}}{I_i} = -\frac{1,8133}{0,3623} - \frac{0,3083 \cdot 0,661}{0,0457} = -9,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{co,g+p} = -\frac{M_{g+p} \cdot z_{i,o}}{I_i} = -\frac{0,7208 \cdot 0,499}{0,0457} = -7,87 \text{ N/mm}^2 \quad (3.30)$$

$$\sigma_{cu,g+p} = \frac{M_{g+p} \cdot z_{i,u}}{I_i} = \frac{0,7208 \cdot 0,661}{0,0457} = 10,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{co,v+\varphi+g+p} = -1,64 - 7,87 = -9,51 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cu,v+\varphi+g+p} = -9,47 + 10,43 = 0,96 \text{ N/mm}^2$$

Spannungsberechnung τ_{xz} .

Im Folgenden wird nur die Schubspannung an der ideellen Schwerachse S_i berechnet, der gesamte Verlauf der Schubspannungen ist in Abbildung 3.28 dargestellt.

$$S_{S_i} = 0,65 \cdot 0,15 \cdot \left(0,499 - \frac{0,15}{2}\right) + 0,349 \cdot 0,25 \cdot \frac{0,349}{2} = 0,0566 \text{ m}^3$$

$$\tau_{xz} = \frac{V' \cdot S_{S_i}}{I_i \cdot b_w} = \frac{0,2166 \cdot 0,0566}{0,0457 \cdot 0,25} = 1,07 \text{ N/mm}^2$$
(3.31)

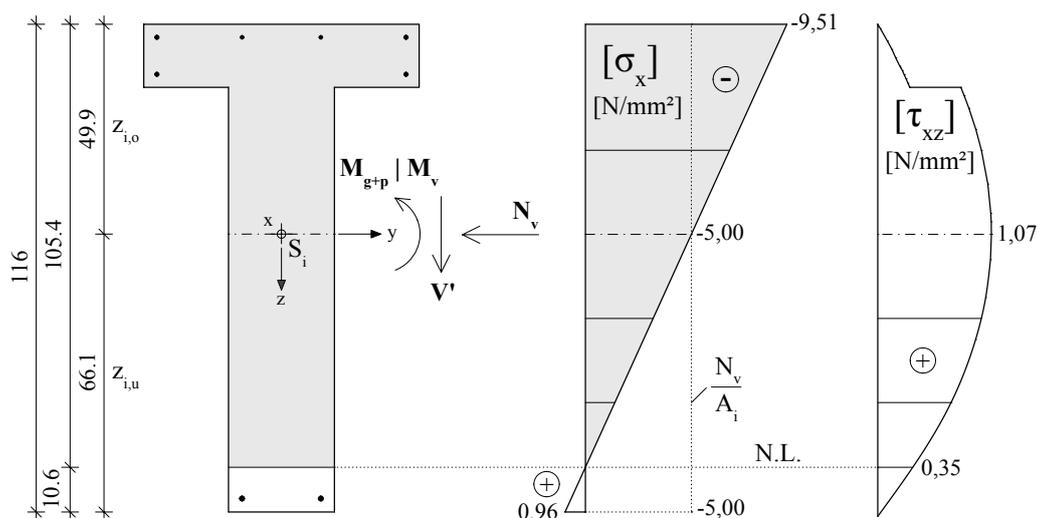


Abbildung 3.28: Normal- und Schubspannungen unter Gebrauchslast in Querschnittsachse 11

Zeigt das Normalspannungsbild wie unter Gebrauchslast Druck- und Zugspannungen (beschränkte Vorspannung), so ist nach DIN 4227:1953 [7] der in der Nulllinie auftretende Größtwert der Hauptzugspannungen maßgebend. Der Betrag der Hauptzugspannung $\sigma_{I,max}$ auf Höhe der Nulllinie ist wegen der verschwindenden Normalspannung gleich dem Betrag der dort wirkenden Schubspannung τ_{xz} (siehe Gleichung (3.32)).

$$\sigma_{I,max} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} = \sqrt{0,35^2} = 0,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 1,60 \text{ N/mm}^2$$
(3.32)

Die in Tafel 6, Zeile 24 der DIN 4227:1953 [7] angegebene zulässige Spannung unter Gebrauchslast für begrenzte Vorspannung ($1,60 \text{ N/mm}^2$ für die Betongüteklasse B 300) wird nicht überschritten; der Nachweis der schrägen Hauptzugspannungen unter Gebrauchslast ist erfüllt.

3.8.2 Nachweis der schrägen Hauptzugspannungen für Bruchlast

Unter *Bruchlast* wird der Lastfall $v + \varphi + 1,75(g + p)$

v ... Vorspannung
 φ ... Kriechen und Schwinden
 g ... ständige Last
 p ... veränderliche Last

verstanden. Zur Vereinfachung darf für die rechnerische Bruchlast wie für Gebrauchslast nach Zustand I gerechnet werden, weil man die ermittelten Spannungen als Rechenwerte behandelt und die zulässigen Spannungen in der Norm unter diesem Aspekt festgesetzt sind [14].

Die resultierende Querkraft V' unter Bruchlast beträgt:

$$V' = 1,75 \cdot V_{g+p} - \sum V_{vd,i} = 575,9 - 112,5 = 463,4 \text{ kN} \quad (3.33)$$

Spannungsberechnung σ_x .

Der Verlauf der Normalspannungen ist in Abbildung 3.29 dargestellt.

$$\begin{aligned} \sigma_{co,v+\varphi+1,75(g+p)} &= \sigma_{co,v+\varphi} + 1,75 \cdot \sigma_{co,g+p} = -1,64 - 1,75 \cdot 7,87 = -15,41 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cu,v+\varphi+1,75(g+p)} &= \sigma_{cu,v+\varphi} + 1,75 \cdot \sigma_{cu,g+p} = -9,47 + 10,43 = 8,78 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (3.34)$$

Spannungsberechnung τ_{xz} .

Im Folgenden wird nur die Schubspannung an der ideellen Schwerachse S_i berechnet, der gesamte Verlauf der Schubspannungen ist in Abbildung 3.29 dargestellt.

$$\begin{aligned} S_{S_i} &= 0,0566 \text{ m}^3 \\ \tau_{xz} &= \frac{V' \cdot S_{S_i}}{I_i \cdot b_w} = \frac{0,4634 \cdot 0,0566}{0,0457 \cdot 0,25} = 2,30 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (3.35)$$

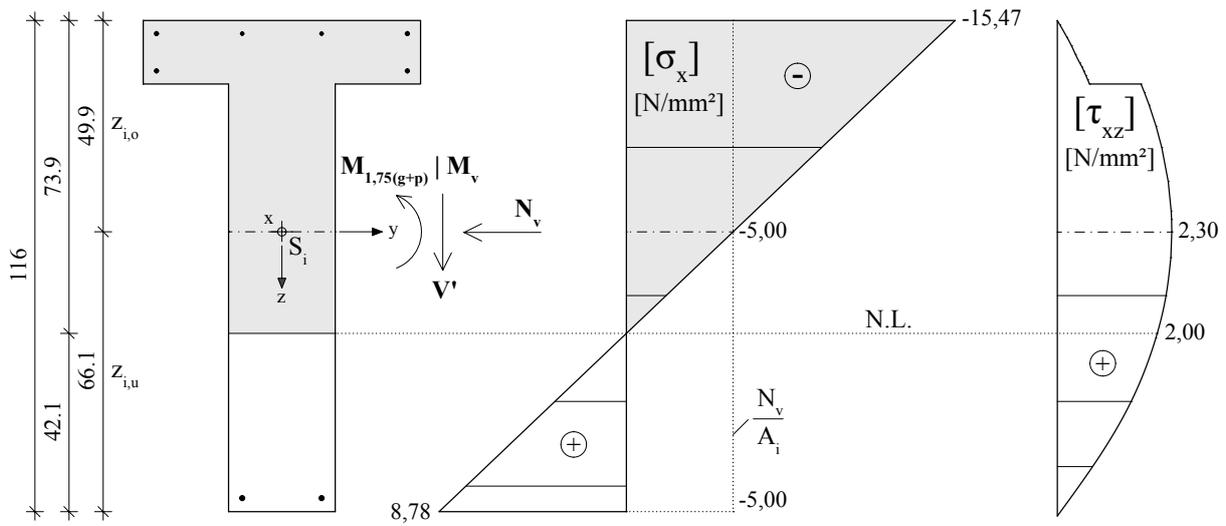


Abbildung 3.29: Normal- und Schubspannungen unter Bruchlast in Querschnittsachse 11

Wie bei der Gebrauchslastbeanspruchung ist der in der Nulllinie auftretende Größtwert der Hauptzugspannungen maßgebend, somit ist der Betrag von $\sigma_{I,max}$ gleich dem Betrag von τ_{xz} an dieser Stelle (siehe Gleichung (3.36)).

$$\begin{aligned} \sigma_{I,max} &= \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} = \sqrt{2,00^2} = 2,00 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq 3,20 \text{ N/mm}^2 \dots \text{Tafel 6, Zeile 27} \\ &\geq 1,60 \text{ N/mm}^2 \dots \text{Tafel 6, Zeile 30} \end{aligned} \quad (3.36)$$

Der in Tafel 6, Zeile 27 der DIN 4227:1953 [7] angegebene Höchstwert für schräge Hauptzugspannungen unter rechnerischer Bruchlast ($3,20 \text{ N/mm}^2$ für die Betongüteklasse B 300) wird nicht überschritten; der Nachweis unter rechnerischer Bruchlast ist erfüllt. Weil aber die in Tafel 6, Zeile 30 ($1,60 \text{ N/mm}^2$ für die Betongüteklasse B 300) angegebene zulässige Spannung, die keinen Nachweis der Schubsicherung bedingen würde, überschritten wird, müssen in dem Balkenbereich, in dem σ_I größere Beträge als den 0,75-fachen Wert der zulässigen Spannung in Zeile 30, d. h. $0,75 \cdot 1,6 = 1,2 \text{ N/mm}^2$, annimmt, Bügel angeordnet werden (siehe Gleichung (3.37)).

$$\begin{aligned}
a_{sw,erf.} &= \frac{\sigma_{I,max} \cdot b_w}{f_{yw}} = \frac{2,0 \cdot 0,25 \cdot 10^{-4}}{500} = 10 \text{ cm}^2/\text{m} \\
&\equiv \text{Bü } \varnothing 8/10 \text{ cm} \\
&\leq a_{sw,vorh.,10A,l} = \text{Bü } \varnothing 6/11 \text{ cm} = 5,1 \text{ cm}^2/\text{m} \\
&\leq a_{sw,vorh.,10A,r} = \text{Bü } \varnothing 6/22 \text{ cm} = 2,6 \text{ cm}^2/\text{m}
\end{aligned} \tag{3.37}$$

Auch wenn die für die Nachrechnung nach alter DIN getroffenen Annahmen womöglich nicht hundertprozentig mit der ursprünglichen Lastaufstellung aus den 60er-Jahren übereinstimmen (z. B. könnten die Vorspannverluste von in Summe 10 % etwas zu hoch angesetzt sein oder die ursprüngliche Dachlast wurde damals etwas geringer angenommen etc.), steht die vorhandene Bügelbewehrung mit 2,6 cm²/m bzw. 5,1 cm²/m in keiner Relation zum damals geforderten Wert von 10 cm²/m. Wieso es hier eine derartige Abweichung gibt, kann nicht sinnvoll begründet werden.

Im Vergleich zur erforderlichen Bügelbewehrung nach DIN 4227 [7] könnte im Eurocode 2 [22] der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in Gleichung (3.12) mit Bügelbewehrungsstäben von Durchmesser 10 mm, angeordnet im Abstand von 20 cm, erfüllt werden. Dies entspräche einer Bewehrungsmenge von 7,9 cm²/m.

Kapitel 4

Experimentelle Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit

Obwohl die Nachweise der Querkrafttragfähigkeit nach Eurocode 2 [22] und Model Code 10 [9] nicht erfüllt werden können (siehe Abschnitte 3.4.4 und 3.5.1), besteht eine Aussicht auf ein positives Ergebnis durch statische Querkraftversuche, weil

1. die Fachwerkmodelle bei Spannbetonträgern und bei geringen Schubbewehrungsgraden – die Mindestquerkraftbewehrung wird nur sehr knapp eingehalten (siehe Gleichung (3.11)) – oftmals die tatsächlichen Querkraftkapazitäten unterschätzen.
2. die heutigen Nachweise sich grundlegend von der Bemessung nach DIN 4227:1953 [7] zum Zeitpunkt der Errichtung unterscheiden (siehe Abschnitte 2.2.2 und 3.8) und daher nur schwer eine realitätsnahe Aufnahme der tatsächlichen Tragwerksqualität mit der aktuellen Normengeneration möglich ist; das Querkrafttragverhalten von vorgespannten Trägern wird womöglich realitätsnaher über den Vergleich der zulässigen Hauptzugspannungen abgebildet.

Die Voraussetzungen nach ONR 24009 [30] (siehe Punkt 3 auf Seite 13) für die Durchführung einer experimentellen Bewertung der Querkrafttragfähigkeit sind somit gegeben.

4.1 Versuchsziel

An den beiden Trägerenden des in weiten Teilen anhand der originalen Bewehrungs- [1] und Kabelpläne [2] im Maßstab 1:1 nachgebauten Spannbetonbinders sollen zwei Quer-

kraftfeldversuche Aufschlüsse über die eben beschriebenen Problematiken geben. Außerdem sollen sie ungefähre (über die geringe Versuchsanzahl kann nur sehr schwer auf die Grundgesamtheit des Widerstands aller Hallenbinder geschlossen werden) Bemessungswerte der Querkrafttragfähigkeit liefern und zusätzliche Fragestellungen beantworten:

1. Inwiefern können Eurocode 2 [22] und Model Code 10 [9] die Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Bestandsträgern realistisch abbilden?
2. Bis zu welchem Querkraftniveau kann die geringe Bügelbewehrung belastet werden?
3. Auf welche Art versagt der Träger? Tritt bzw. wann tritt eine Schubrissbildung auf?
4. Besteht eine zufriedenstellende Sicherheit zwischen den experimentellen Versuchsergebnissen und den Widerständen der Nachrechnung?
5. Inwiefern stimmen die in Abschnitt 3.7 getätigten Prognosen mit den Versuchsergebnissen überein?

4.2 Versuchsträger

Das ursprüngliche Versuchskonzept sah vor, einen Querkraftversuch **V1** am linken sowie einen Querkraftversuch **V2** am rechten Auflagerbereich des selben Spannbetonbindernachbaus durchzuführen. Durch einen missglückten Hebevorgang des ursprünglich 24,3 m langen Versuchsträgers wurde dieser allerdings circa zwei Meter rechts der Symmetrieachse derart beschädigt, sodass der Träger an dieser Stelle durchtrennt werden musste. Nachdem die durchtrennten Spannkabel mit einer aufgeschweißten Endplatte neu verankert und mit einem selbstverdichtenden Beton vergossen wurden, konnten die Querkrafttragfähigkeiten in den Auflagerbereichen der verkürzten Träger ohne Einschränkung separat experimentell untersucht werden.

4.2.1 Abmessungen und Bewehrung

Weil die Bestandserhebung (siehe Abschnitt 3.1.3) keine wesentlichen Abweichungen der Betonabmessungen, der Lage der schlaffen Bewehrung sowie der Spanngliedführung von den Originalunterlagen [1] und [2] ergab, wurde der ursprüngliche Versuchsträger bestmöglich in Anlehnung an Abschnitt 3.1 *Beschreibung des Hallenbinders* hergestellt. Um eine stabile Auflagerung zu gewährleisten, waren zusätzlich an beiden Trägerenden Querscheiben vorgesehen.

Was das Spannverfahren betrifft, fand allerdings anstatt des BBRV-Drahtspannverfahrens ein Litzenspannsystem der Firma VSL Anwendung (Spannglieder im nachträglichen Verbund). Auch wurde die Spannstahtfläche etwas vergrößert ($27,0 \text{ cm}^2$ zu $21,6 \text{ cm}^2$), um eine größere Sicherheit gegenüber einem vorzeitigen Biegeversagen zu erhalten. Die aufzubringenden Vorspannkkräfte $F_{p,0,1-3}$ am linken Auflager – es wurde einseitig vorgespannt – wurden so gewählt, dass abzüglich aller sofortigen und zeitabhängigen Verluste zwischen Spann- und Versuchszeitpunkt zum Versuchszeitpunkt möglichst in Summe die Vorspannkkräfte P_{1-3} aus Tabelle 3.9 wirken ($1\,614,0 \text{ kN}$ zu $1\,615,7 \text{ kN}$; siehe Tabelle 4.1). Für diesen Zweck mussten in die Kabel 1 und 2 mit dem E-Modul und der Spannstahtgüte nach Tabelle 4.4 jeweils eine Vordehnung $\varepsilon_{p,t0}$ von $3,60\%$ und in das Kabel 3 eine Vordehnung von $3,85\%$ aufgebracht werden.

Folgende Verluste nach Eurocode 2 [22] wurden dabei berücksichtigt:

1. Sofortige Verluste.

i. *Keilschlupf während des Verankerungsvorgangs:* $K = 6,0 \text{ mm}$

ii. *Reibung:*

$k = 0,005$... ungewollter Umlenkwinkel je Meter

$\mu = 0,17$... Reibungsbeiwert für interne Spannglieder im nachträglichen Verbund für einen kaltgezogenen Stahl

2. Zeitabhängige Verluste.

i. *Kriechen und Schwinden des Betons.*

ii. *Relaxation der Spannglieder.*

VSL Litzenspannsystem		
①	$A_{p,1} = 7 \times 150 \text{ mm}^2$	$F_{p,0,1} = 740,0 \text{ kN}$ $P_1 = 611,0 \text{ kN}$
②	$A_{p,2} = 7 \times 150 \text{ mm}^2$	$F_{p,0,2} = 740,0 \text{ kN}$ $P_2 = 622,0 \text{ kN}$
③	$A_{p,3} = 4 \times 150 \text{ mm}^2$	$F_{p,0,3} = 450,0 \text{ kN}$ $P_3 = 381,0 \text{ kN}$
	$\Sigma = 27,0 \text{ cm}^2$	$\Sigma = 1\,614,0 \text{ kN}$

Tabelle 4.1: Aufgebrachte Spannkkräfte $F_{p,0,i}$ und effektiv wirkende Spannkkräfte P_{1-3} abzüglich aller Verluste zum geplanten Versuchszeitpunkt des ursprünglichen Versuchsträgers

Der ursprüngliche Versuchsträger ist in Abbildung 4.1 dargestellt. Sowohl die schlaffe Bügel- und Längsbewehrung als auch die Spannglieder wurden identisch der originalen

Bewehrungsführung (siehe Abbildungen 3.3 bis 3.9) angeordnet. Nur auf der rechten Trägerhälfte wurden für den Versuch V2 an Stelle der ursprünglichen Hauptlängsbewehrung (zwei Stäbe von Durchmesser 12 mm – Position 20) fünf 8,5 m lange Stäbe von Durchmesser 20 mm eingelegt, ebenfalls für eine größere Sicherheit gegenüber einem vorzeitigen Biegeversagen (siehe Abbildung 4.1). Die Betondeckung betrug wie beim Originalträger durchgehend 2 cm. Die Bewehrung in den beiden Versuchsfeldern V1 und V2 ist in Tabelle 4.2 zusammengefasst.

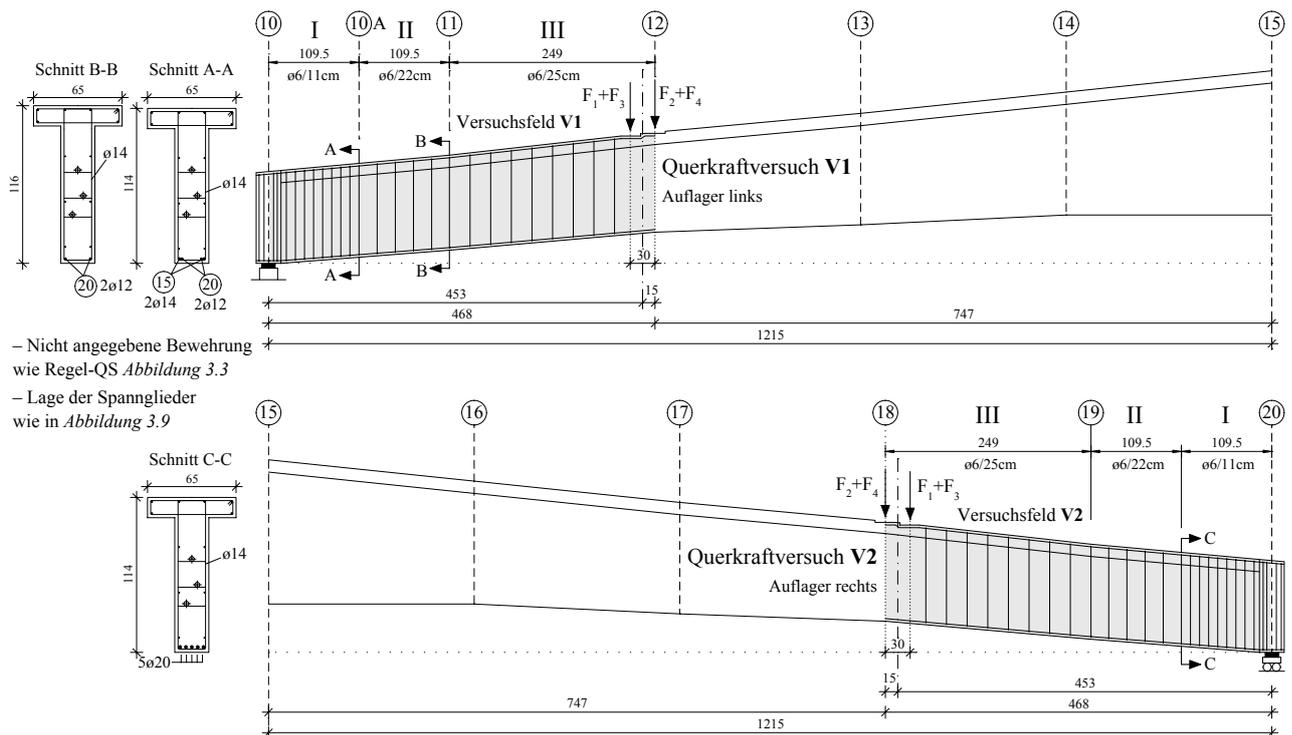


Abbildung 4.1: Ursprünglicher Versuchsträger: Bewehrung der Versuchsfelder V1 und V2

		Bereich I	Bereich II	Bereich III
V1	Schubbewehrung	Ø6/11	Ø6/22	Ø6/25
	Längsbewehrung	2 Ø12 + 2 Ø14	2 Ø12 + 2 Ø14	2 Ø12
	Spannbewehrung	Gemäß Abbildungen 3.8 und 3.9		
V2	Schubbewehrung	Ø6/11	Ø6/22	Ø6/25
	Längsbewehrung	5 Ø20	5 Ø20	5 Ø20
	Spannbewehrung	Gemäß Abbildungen 3.8 und 3.9		

Tabelle 4.2: Bewehrung der Versuchsfelder V1 und V2

4.2.1.1 Geometrie Versuchsträger V1

Nach dem Durchtrennen des ursprünglichen Versuchsträgers in etwa bei Querschnittsachse 16, der Auffächerung der Litzen, der Neuverankerung und des Vergießens mit selbstverdichtendem Beton (siehe Abbildung 4.2) ist die Geometrie des Versuchsträgers V1 in Abbildung 4.3 dargestellt.



Abbildung 4.2: Schalung der Endverankerung für den selbstverdichtenden Beton nach dem Durchtrennen des Trägers

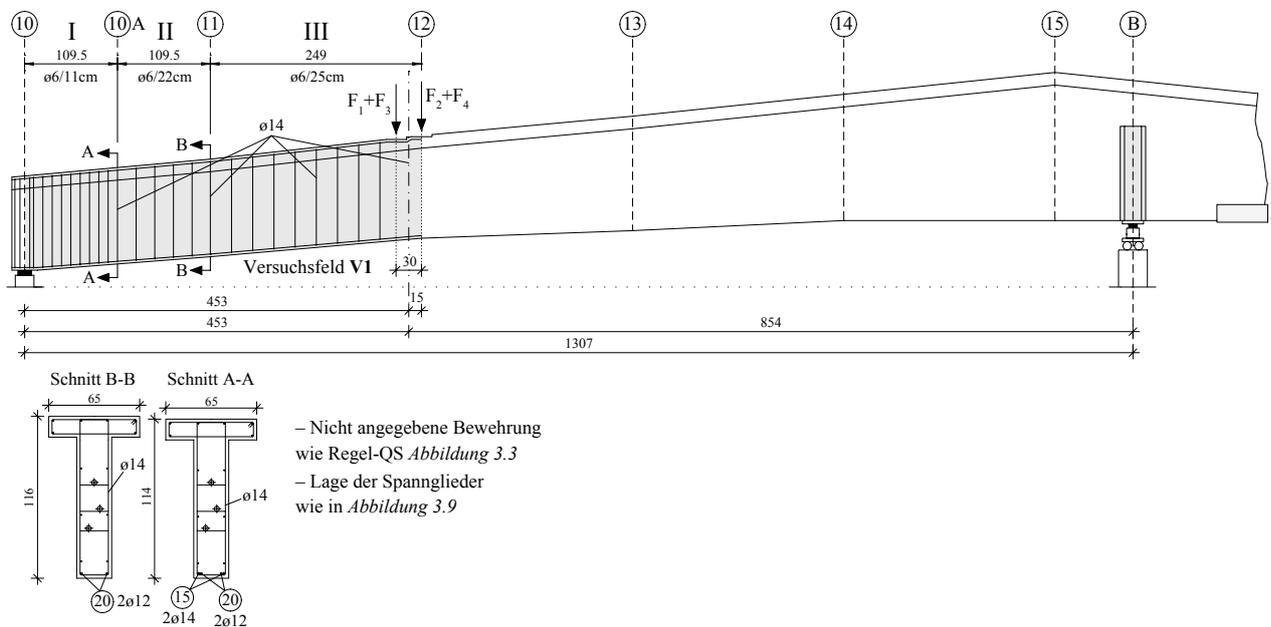


Abbildung 4.3: Bewehrung des Versuchsfeldes V1 am linken Auflager

4.2.1.2 Geometrie Versuchsträger V2

Nach dem Durchtrennen des ursprünglichen Versuchsträgers ist die Geometrie des Versuchsträgers V2 in Abbildung 4.4 dargestellt.

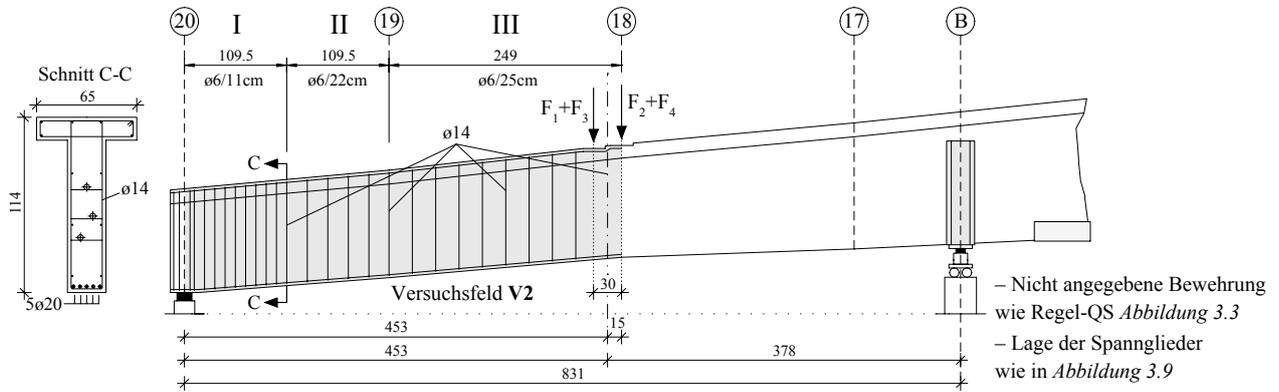


Abbildung 4.4: Bewehrung des Versuchsfeldes V2 am rechten Auflager

4.2.2 Herstellung

Der gesamte Herstellvorgang des ursprünglichen Versuchsträgers fand im Fertigteilwerk der Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp statt. Nach der Herstellung der Bewehrungskörbe und der Binderschalung wurde zunächst der gesamte Hallenbinder betoniert. Verdichtet wurde mittels Vibrations-Tauchrüttlern. Im zweiten Fertigungsschritt wurden die beiden Querscheiben betoniert. Zur späteren Bestimmung der Druckfestigkeit (siehe Abschnitt 4.2.3.1) wurden zehn Zylinderformen befüllt.



(a) Bewehrungskorb in Schalung

(b) Betoniervorgang

(c) Spannvorgang

Abbildung 4.5: Herstellung des ursprünglichen Versuchsträgers

Nach zwei Tagen wurde der Träger ausgeschalt, es erfolgte keine Nachbehandlung. Die Vorspannkkräfte wurden drei Tage nach dem Betoniervorgang durch die Firma Porr GmbH

aufgebracht, der Träger befand sich zu diesem Zeitpunkt noch auf dem Schalungsgerüst. Das Durchtrennen des Trägers nach dem unglücklichen Hebevorgang, die Neuverankerung der Spannlitzen an den Enden der verkürzten Teilstücke und die Betonierung der neu benötigten Querscheiben für die Versuchsträger V1 und V2 erfolgte ebenso im Fertigteilwerk (letztendlich wurde nur jeweils eine Querscheibe auf den den Versuchsfeldern abgewandten Seiten betoniert).

4.2.3 Eigenschaften der Werkstoffe

4.2.3.1 Beton

Um eine zu hohe Druckfestigkeit am Versuchstag zu vermeiden, wurde für den Versuchsträger ein Beton der Festigkeitsklasse C20/25 (GK 22) gewählt – eine Festigkeitsklasse unter des auf Seite 42 in Abschnitt 3.1.3.3 untersuchten Bestandsbetons. Ein Vergleich der Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeiten des Bestandsbetons (siehe Tabelle 3.3) mit jenen des Versuchsbetons (siehe Tabelle 4.3) ergibt eine sehr gute Übereinstimmung und bestätigt die Einstufung in eine niedrigere Festigkeitsklasse. Zum Zeitpunkt der Festigkeitsprüfung direkt nach der Versuchsdurchführung V1 war der Beton 44 Tage alt (siehe Tabelle 4.6).

Zylinderprobe [-]	∅ [mm]	Höhe [mm]	Dichte [kg/m ³]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
1	150	300	2 342,7	33,8
2	150	300	2 326,4	35,0
3	150	300	2 345,2	33,3
4	150	300	2 316,2	34,3
5	150	300	2 335,6	34,4
6	150	300	2 318,1	36,9
7	150	300	2 325,3	35,7
8	150	300	2 337,9	34,9
9	150	300	2 328,9	36,5
10	150	300	2 324,4	36,2
		MW	2330,1	35,1
		CV	± 0,5 %	± 3,2 %

Tabelle 4.3: Zylinderdruckfestigkeiten der Versuchsträger V1 und V2

4.2.3.2 Schlaaffe Bewehrung und Spannlitzen

Für die Bügel in den Versuchsfeldern V1 und V2 wurde wie im Bestandsträger Betonstahl der Klasse 500 A verwendet. Drei Bewehrungsstäbe wurden in einer externen Prüfanstalt untersucht, um die Streckgrenze f_y (bzw. die 0,2 %-Dehngrenze $f_{0,2}$), die maximal aufnehmbare Spannung f_u und die Dehnung ε_u bei Maximallast zu ermitteln (siehe Tabelle 4.4).

Für die restliche schlaaffe Bewehrung wurde Betonstahl der Klasse 550 A verwendet. Weil die Güte der Längsbewehrung eine untergeordnete Rolle für die Versuchsergebnisse spielt, wurde auf eine Materialprüfung verzichtet. In Tabelle 4.4 sind daher die Normparameter angegeben.

Für die Spannlitzen L1860 sind in der selben Tabelle die Mittelwerte der getesteten (drei Zugversuche wurden durchgeführt) Zugfestigkeiten f_p , 0,1 %-Dehngrenzen $f_{p0,1}$, Elastizitätsmoduln E_p und Dehnungen ε_u bei Maximallast angegeben.

BSt 500 A	$f_{0,2} = 542,1 \text{ N/mm}^2$ $f_u = 617,1 \text{ N/mm}^2$ $\varepsilon_u = 44,3 \text{ ‰}$
BSt 550 A	$f_{yk} = 550 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$
L1860	$f_p = 1\,929,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{p0,1} = 1\,727,0 \text{ N/mm}^2$ $E_p = 200\,033 \text{ N/mm}^2$ $\varepsilon_u = 46,3 \text{ ‰}$

Tabelle 4.4: Kennwerte der Beton- und Spannstähle der Versuchsträger V1 und V2

4.3 Versuchsdurchführung

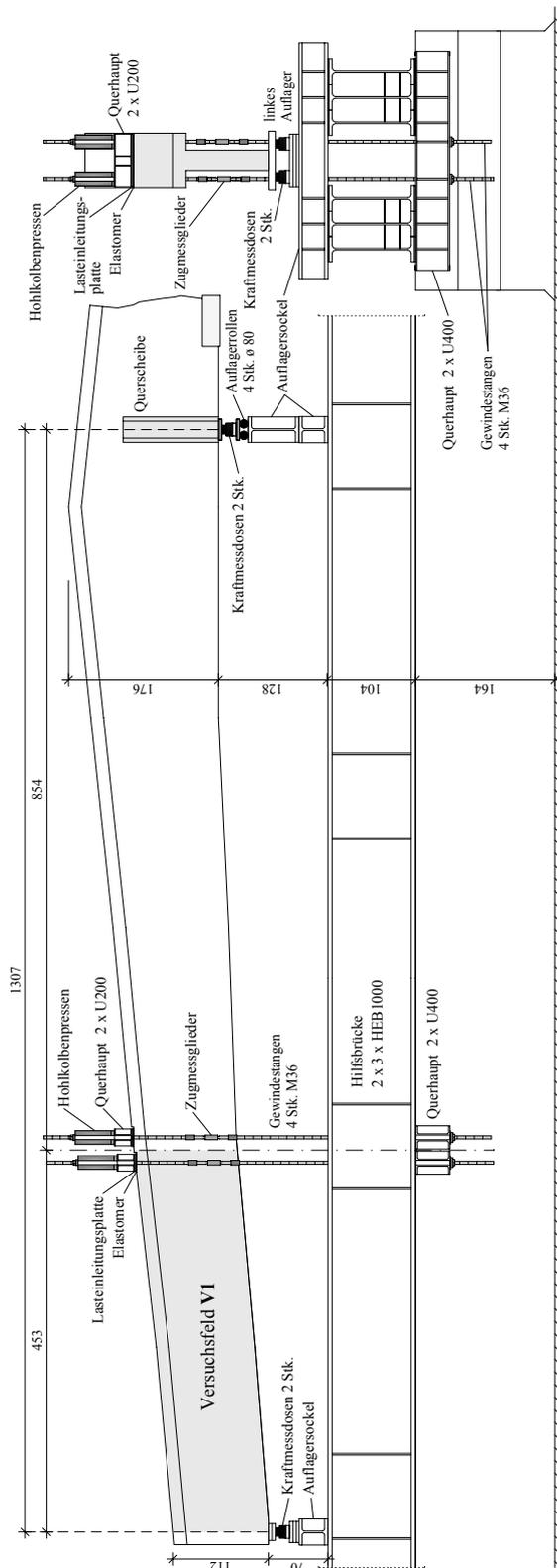
4.3.1 Versuchsanordnung

Die Versuchsanordnungen der Versuchsträger V1 und V2 waren, bis auf die geometrischen Unterschiede, identisch. Der Versuchsaufbau ist in den Abbildungen 4.6 und 4.7 dargestellt.

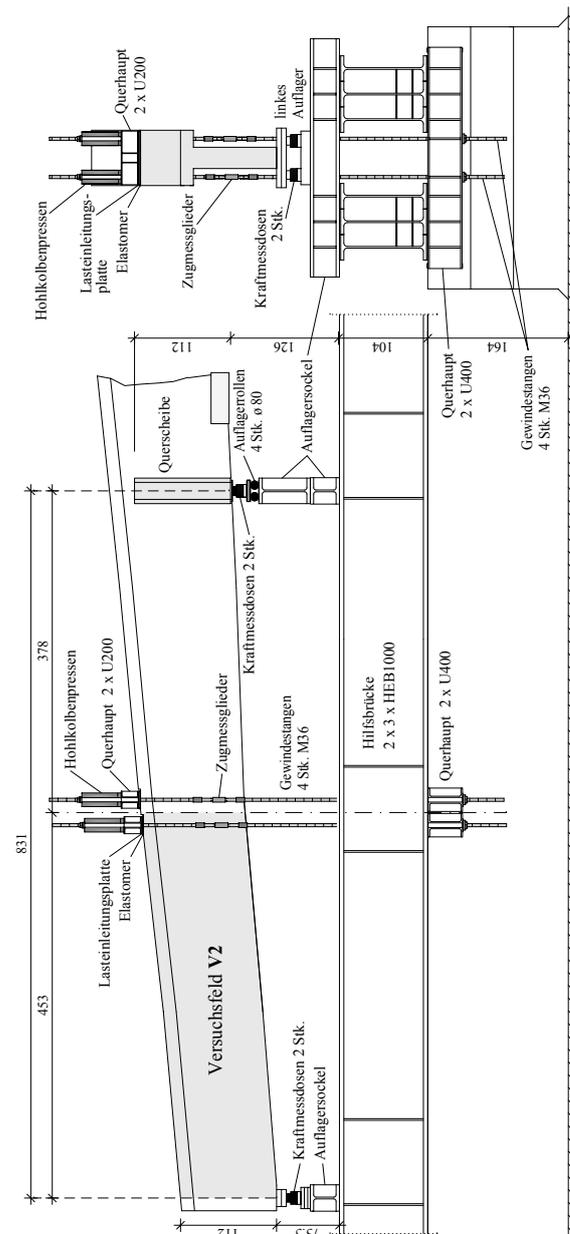
1. **Aufbau.** Die von der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG angelieferten Versuchsträger wurden mit dem auf dem Versuchsgelände der ÖBB-Brückenwerkstätte

in St. Pölten-Wörth zur Verfügung stehenden Portalkran auf zwei Hilfsbrückenträger (jeweils drei HEB 1000 mit zusätzlicher Blechverstärkung) angehoben und auf die vorbereiteten Auflager abgesetzt. Die Feinjustierung für eine exakte Auflagerpositionierung erfolgte über handgesteuerte hydraulische Pressen und erneutes Absetzen des Portalkrans.

2. **Lagerung.** Auf der Seite der Versuchsfelder waren die Versuchsträger unverschieblich, auf der Seite der Querscheiben mittels Auflagerrollen von Durchmesser 80 mm horizontal verschieblich gelagert. Durch das Abstützen der Querscheibe auf zwei Auflagern (Abstand zueinander etwas mehr als ein Meter) konnte ein stabiler Versuchsaufbau gewährleistet werden.
3. **Lasteinleitung.** Die Lasteinleitung erfolgte über vier hydraulische Hohlkolbenpressen. Davon waren zwei direkt über den Querschnittsachsen 12 bzw. 18 und zwei im Abstand von 30 cm näher am Auflager angeordnet. Die resultierende Kraft griff somit bei beiden Versuchen im Abstand von 4,53 m zum linken Auflager an. Mit der gewählten Schubschlankheit sollte eine Abtragung der Last über eine direkte Druckstrebe zum Auflager hin verhindert werden. Die Pressen waren über vier Gewindestangen M36, die durch die seitlichen Flanschteile geführt wurden, und zwei Querträgern, welche aus jeweils zwei zusammengeschweißten U400-Profilen bestanden, an den Hilfsbrückenträgern verankert. Die vier Pressenkräfte wurden über zwei Querhäupter (jeweils zwei zusammengeschweißte U200-Profile), zwei Lasteinleitungsplatten und zwei Elastomerplatten zum Ausgleichen von Schiefstellungen auf den Beton übertragen.



(a) Versuchsträger V1

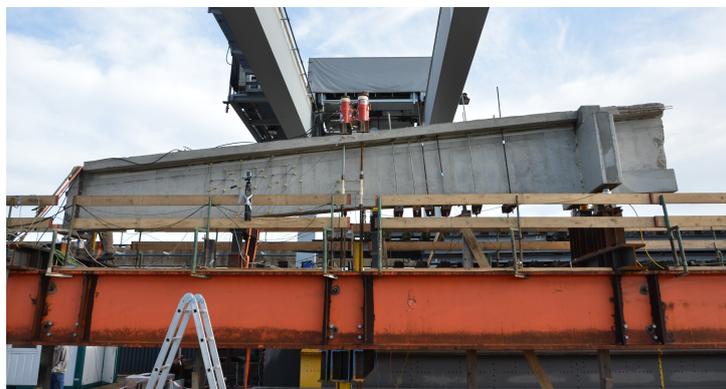


(b) Versuchsträger V2

Abbildung 4.6: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus der Versuchsträger V1 und V2



(a) Versuchsträger V1



(b) Versuchsträger V2

Abbildung 4.7: Versuchsaufbau der Versuchsträger V1 und V2

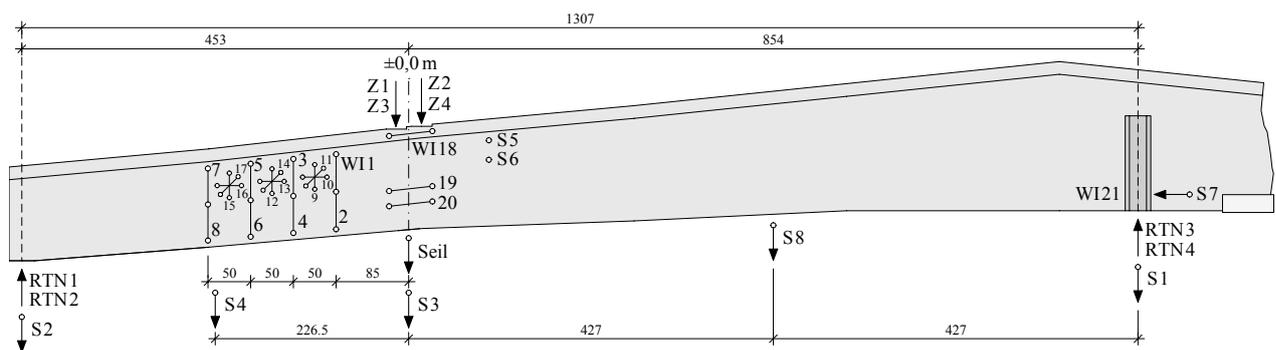
4.3.2 Messungen

Die Messkonzepte für die Versuchsträger V1 und V2 sind in Abbildung 4.8 dargestellt sowie in Tabelle 4.5 zusammengefasst. Für beide Versuche wurden an insgesamt 38 Messstellen kontinuierlich Messdaten aufgezeichnet. Die Messtechnik wurde mit dem Messcomputer, über welchen später auch die Versuche gesteuert wurden, vor Ort auf ihre Funktionalität geprüft. Die Kräfte an den Auflagern wurden mit insgesamt vier Ringkraftmessdosen (RTN 1-4) gemessen, es gab nur geringfügige Abweichungen zu den Messwerten der zur Kontrolle angebrachten Zugmessglieder (Z 1-4) an den Gewindestangen der Krafteinleitung.

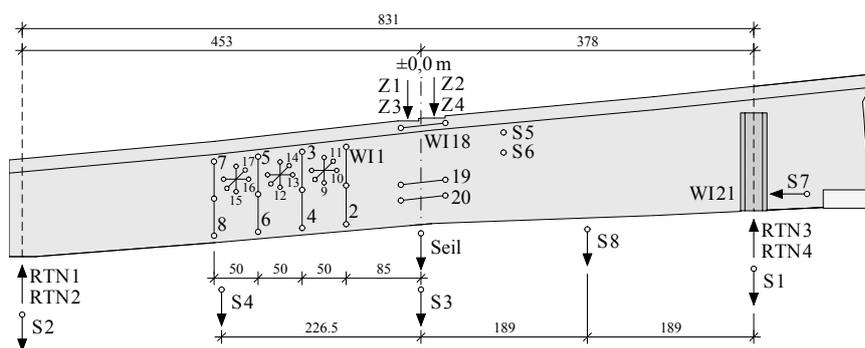
Für die Ermittlung der Durchbiegung wurden induktive Wegaufnehmer zwischen Lasteinleitungsstelle und Auflagern und unter der Lasteinleitungsstelle bzw. ein Seilzugwegaufnehmer unter der Lasteinleitungsstelle befestigt. Die Messung der horizontalen Verschiebung am beweglichen Auflager erfolgt ebenfalls über eine induktiven Wegaufnehmer. Die

Wegaufnehmer an den beiden Auflagern (S1-2) messen die leichte Wölbung der Hilfsbrücke nach oben, um auf die tatsächliche Durchbiegung des Trägers rückrechnen zu können. Die Dehnungen und Rissöffnungen im Versuchsfeld wurden mit am Steg aufgeklebten induktiven Wegaufnehmern (WI 1-17), die horizontalen Dehnungen bzw. Stauchungen unter der Lasteinleitung ebenso mit induktiven Wegaufnehmern (WI 18-20) ermittelt. Die Wegaufnehmer zur Kontrolle der Schiefstellung und der Fugenöffnung der Querscheibe wurden aus sicherheitstechnischen Gründen appliziert.

Wird im Folgenden von *Versuchslast*, *Belastung* o. Ä. (in den Diagrammen und Abbildungen kurz mit *Kraft* bzw. *F* bezeichnet) gesprochen, so ist die Summe der gemessenen Kräfte der vier Kraftmessdosen RTN 1-4 an den Auflagern gemeint (ohne Berücksichtigung des Eigengewichts). Die Querkraft im Versuchsfeld wird nicht über die Balkenstatik ermittelt, sondern entspricht für den jeweiligen Versuchsträger der Summe der gemessenen Kräfte in den beiden Kraftmessdosen RTN 1 und RTN 2 (siehe Abbildung 4.8).



(a) Versuchsträger V1



(b) Versuchsträger V2

Abbildung 4.8: Messkonzept der beiden Querkraftversuche

Bezeichnung	Messtechnik	Gemessene Größe	Einheit
RTN 1-4	Ringkraftmessdosen	Auflagerkräfte	[kN]
Z 1-4	Zugmessglieder	Kräfte Lasteinleitung	[kN]
Solatron S 1-4	induktive Wegaufnehmer ± 100 mm	Durchbiegung	[mm]
Solatron S 5-6	induktive Wegaufnehmer ± 100 mm	Schiefstellung	[mm]
Solatron S 7	induktiver Wegaufnehmer ± 100 mm	Horizontalverschiebung	[mm]
Solatron S 8	induktiver Wegaufnehmer ± 100 mm	Durchbiegung	[mm]
Seil	Seilzugwegaufnehmer $+500$ mm	Durchbiegung	[mm]
WI 1-8	induktive Wegaufnehmer ± 5 mm	Rissöffnung bei Bügel	[mm]
WI 9-17	induktive Wegaufnehmer ± 5 mm	Dehnungen bzw. Stauchungen	[mm/m]
WI 18-20	induktive Wegaufnehmer ± 5 mm	Dehnungen bzw. Stauchungen	[mm/m]
WI 21	induktiver Wegaufnehmer $\pm 2,5$ mm	Fugenöffnung der Querscheibe	[mm]

Tabelle 4.5: Verwendete Messtechnik für die Versuchsträger V1 und V2

4.3.3 Zeitplan

Der Versuchsträger V1 wurde 44 Tage, der Versuchsträger V2 wurde 49 Tage nach dem Betoniervorgang des ursprünglichen Versuchsträgers getestet. Der Vorspannvorgang erfolgte noch auf dem Schalungsgerüst einen Tag nach dem Entfernen der seitlichen Schalung.

	Betonieren	Ausschalen	Vorspannen	Versuch	Alter
Versuchsträger V1	23.09.2014	25.09.2014	26.09.2014	06.11.2014	44 d
Versuchsträger V2	23.09.2014	25.09.2014	26.09.2014	11.11.2014	49 d

Tabelle 4.6: Zeitplan der Querkraftversuche V1 und V2

4.3.4 Versuchsablauf Versuchsträger V1

Die Lasteinleitung über die vier Hohlkolbenpressen wurde händisch über ein Hydraulikaggregat gesteuert und die gemessenen Werte der Kraftmessdosen bzw. Zugmessglieder konnten direkt am Messcomputer abgelesen und auf Übereinstimmung kontrolliert werden. Die Lastaufbringung erfolgte in Laststufen zu unterschiedlich großen Lastintervallen (siehe Abbildung 4.9); zwischen initialer Lastaufbringung und Entlastung verging etwas mehr als eine Stunde.

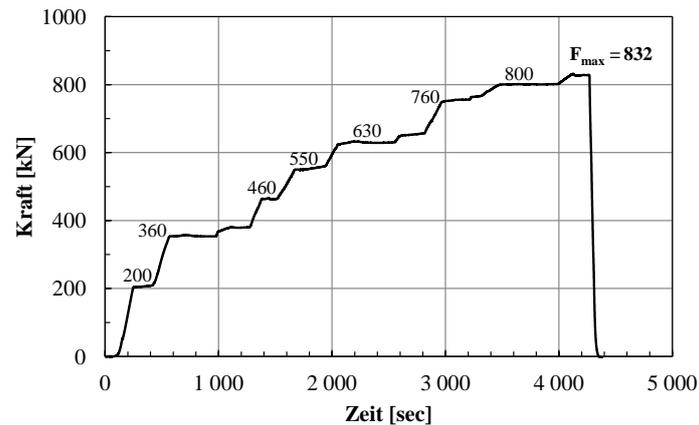


Abbildung 4.9: Versuchsträger V1: Belastungsgeschichte

Bei einer maximalen Versuchslast von 832 kN – dies entspricht einer Querkraft von 545 kN im Versuchsfeld – kam es im Bereich der Lasteinleitung zu Abplatzungen am Obergurt (siehe Abbildung 4.10). Es sei zu erwähnen, dass mit nicht-abfallender Belastungskurve weiter bis zur kompletten Zerstörung belastet werden hätte können, dies aber aus sicherheitsrelevanten Aspekten aufgrund der Größe des Versuchsaufbaus unterlassen wurde. Der Träger versagte auf Biegung durch ein Versagen der Druckzone. Entgegen der Erwartungen stellte sich somit kein Biegeschubversagen ein; es entwickelte sich bei diesem Lastniveau kein reiner Schubriss, welcher womöglich zu einer Einschnürung der Druckzone und infolgedessen einem schlagartigen Versagen geführt hätte (vgl. Seite 22).



Abbildung 4.10: Versuchsträger V1: Abplatzung an der Lasteinleitungsstelle

Das Rissbild des Versuchsträgers V1 bei maximaler Versuchslast ist in Abbildung 4.11 gezeichnet. Es stellt nicht alle vorhandenen Risse dar, weil diese aus Sicherheitsgründen erst nach dem Entlastungsvorgang mit Ölkreide nachgezeichnet wurden und sich daher teilweise wieder schlossen. Die Neigung der Biegerisse – die ersten bildeten sich ab einer Belastung von circa 350 kN – in Richtung Lasteinleitung ist gut zu erkennen.

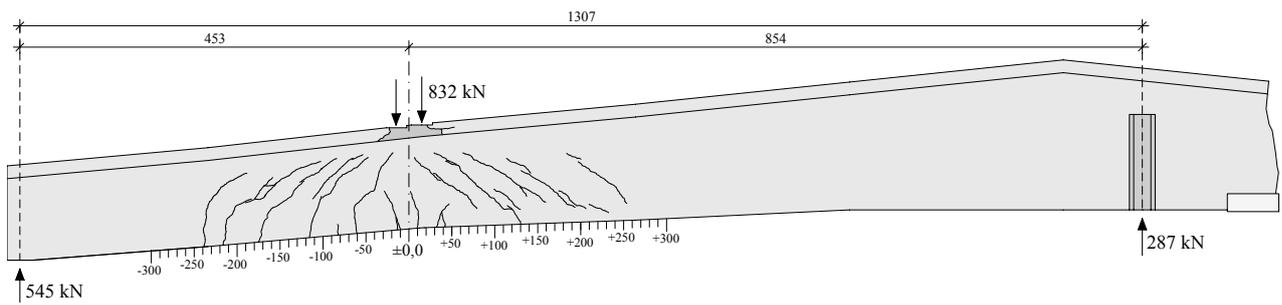


Abbildung 4.11: Versuchsträger V1: Rissbild bei maximaler Versuchslast

4.3.5 Versuchsablauf Versuchsträger V2

Die Kraftsteuerung und die Kontrolle der Übereinstimmung der Werte der Kraftmessdosen und Zugmessglieder erfolgte analog Versuchsträger V1. Die Lastaufbringung erfolgte in Laststufen zu 100 kN (siehe Abbildung 4.12); zwischen initialer Lastaufbringung und Entlastung vergingen in etwa 80 Minuten.

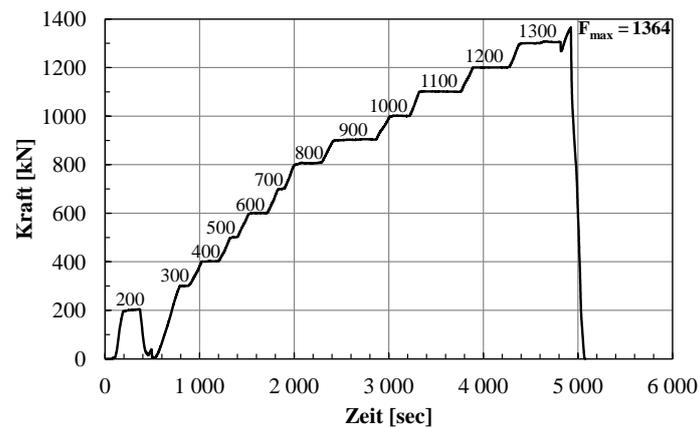


Abbildung 4.12: Versuchsträger V2: Belastungsgeschichte

Bei einer maximalen Versuchslast von 1364 kN – dies entspricht einer Querkraft von 616 kN im Versuchsfeld – kam es im Bereich der Lasteinleitung wieder zu Abplatzungen bzw. deutlichen Rissbildungen am Obergurt (siehe Abbildung 4.13). Wiederum wurde aus sicherheitsrelevanten Aspekten auf eine Weiterbelastung bis zur kompletten Zerstörung verzichtet. Der Träger versagte erneut auf Biegung durch ein Versagen der Druckzone – auch hier kam es zu keiner Schubrissbildung im Steg.



Abbildung 4.13: Versuchsträger V2: Deutliche Rissbildung an der Lasteinleitungsstelle

Das Rissbild des Versuchsträgers V2 bei maximaler Belastung ist in Abbildung 4.14 gezeichnet. Die Neigung der Biegerisse in Richtung Lasteinleitung ist gut zu erkennen. Die ersten Biegerisse bildeten sich in Kombination mit einer deutlichen Verringerung der Steifigkeit ab einer Belastung von circa 600 kN (siehe detaillierte Auswertung in Abschnitt 4.5).

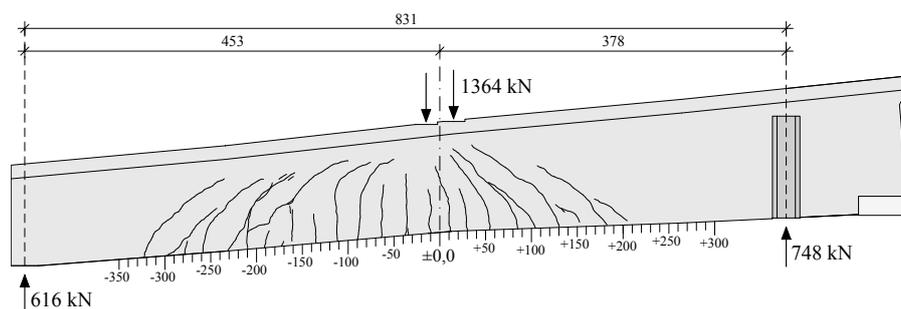


Abbildung 4.14: Versuchsträger V2: Rissbild bei maximaler Versuchslast

4.4 Ergebnisse Versuchsträger V1

Die Messtechnik wurde zu einem Zeitpunkt appliziert, als der Versuchskörper bereits mit seinem Eigengewicht belastet war. Daher scheinen die Durchbiegungen und Verzerrungen infolge Eigengewicht in den Diagrammen der Abschnitte 4.4.1 und 4.4.2 nicht auf. Für die Ermittlung der Schnittgrößen an für die spätere Beurteilung der Tragfähigkeit relevanten Laststufen in Abschnitt 4.4.4 wurde das Eigengewicht hingegen berücksichtigt.

4.4.1 Last-Verformungs-Beziehungen

Die Stellen, an welchen die Durchbiegungen des Versuchsträgers V1 gemessen wurden, sind noch einmal in Abbildung 4.15 dargestellt (vgl. Abschnitt 4.3.2).

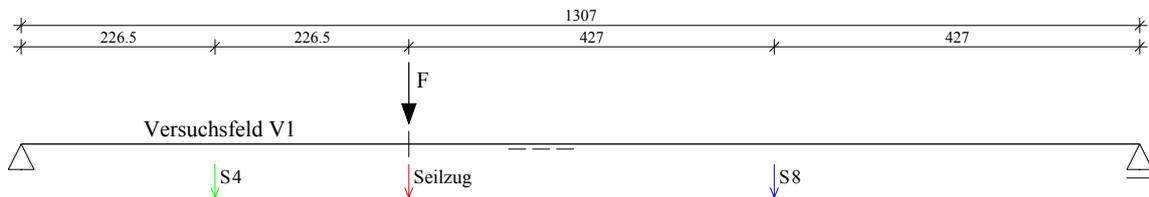


Abbildung 4.15: Durchbiegungsmessungen am Versuchsträger V1

Abbildung 4.16 zeigt die Last-Verformungs-Beziehungen im Versuchsfeld V1 (S4), unter der Lasteinleitung (Seilzugwegaufnehmer) und zwischen Lasteinleitung und rechtem Auflager (S8). Die ersten Biegerisse bildeten sich ab einer Belastung von circa 350 kN (dies entspricht einer Momentenbeanspruchung von circa 1 040 kNm am Lastangriffspunkt); ab dieser Laststufe ist ein Abfall der Biegesteifigkeit über die flacher werdenden Kurven erkennbar.

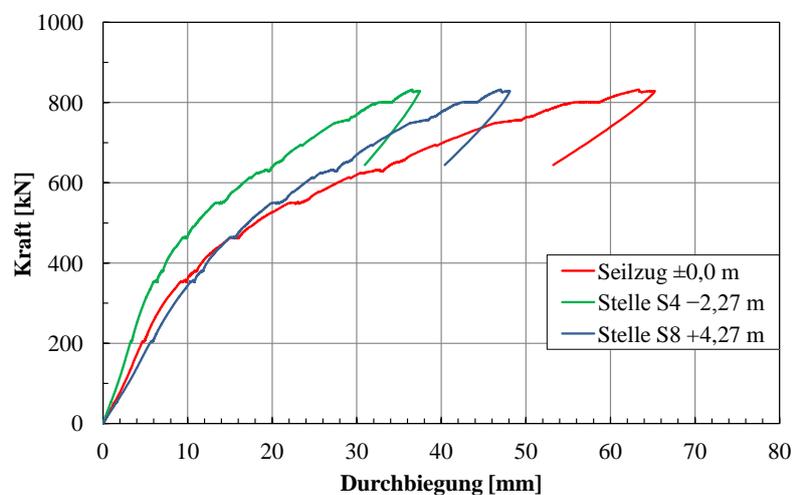


Abbildung 4.16: Versuchsträger V1: Last-Verformungs-Beziehungen

In Abbildung 4.17 sind die Durchbiegungen über die Trägerachse abhängig von der Laststufe dargestellt. Bei der maximalen Beanspruchung F_{max} von 832 kN betrug die vertikale Verschiebung unter der Lasteinleitung 63,4 mm. Die Relativverformung der Hilfsbrücke nach oben wurde in beiden Diagrammen über die induktiven Wegaufnehmer an den Auflagern rechnerisch bereits berücksichtigt.

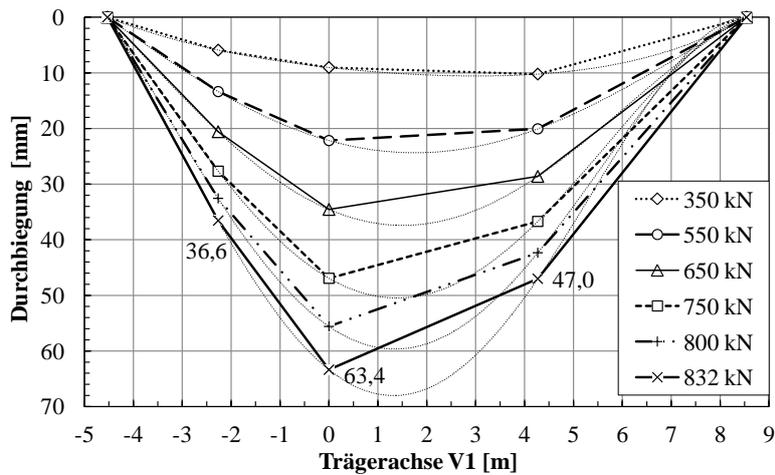


Abbildung 4.17: Versuchsträger V1: Durchbiegung bei verschiedenen Laststufen

4.4.2 Verzerrungen und Krümmungen

Die Messwege der unter der Lasteinleitungsstelle angebrachten induktiven Wegaufnehmer wurden mittels CFK-Lamellen auf $l_0 = 170 \text{ mm}$ (WI 18), $l_0 = 375 \text{ mm}$ (WI 19) und $l_0 = 361 \text{ mm}$ (WI 20) verlängert. Die Verzerrungen ε_x in horizontaler Richtung wurden dann über die gemessenen Verschiebungen Δl mit Gleichung (4.1) ermittelt.

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta l}{l_0} \cdot 10^3 \quad [\text{‰}] \quad (4.1)$$

Das daraus resultierende Dehnungsprofil – die Wegaufnehmer wurden im Abstand von 1,15 m (WI 18), 0,46 m (WI 19) und 0,29 m (WI 20) von der Betonunterkante angeordnet (siehe Abbildung 4.8) – ist in Abbildung 4.18 dargestellt. Die Stauchung in der Druckzone betrug bei der höchsten Laststufe über 3‰, die Dehnung erreichte am untersten Wegaufnehmer bei einer Belastung von 700 kN einen Wert von 3‰ (nicht eingezeichnet). Es kann angenommen werden, dass die schlaffe Längsbewehrung im unteren Querschnittsbereich (Position 20 in Abbildung 4.1) ab dieser Laststufe die Streckgrenze somit bereits überschritten hat.

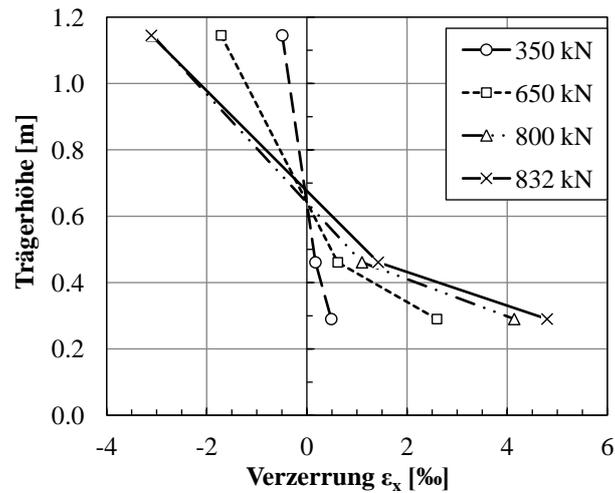


Abbildung 4.18: Versuchsträger V1: Verzerrungsverlauf ε_x an der Lasteinleitungsstelle

Unter der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte können annäherungsweise über den Verzerrungsverlauf ε_x die Krümmungen zu jedem Versuchszeitpunkt mit Gleichung (4.2) berechnet werden.

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_{WI18}| + |\varepsilon_{WI20}|}{\Delta h} = \frac{|\varepsilon_{WI18}| + |\varepsilon_{WI20}|}{h_{18} - h_{20}} \quad [1/m] \quad (4.2)$$

Abbildung 4.19 zeigt die Momenten-Krümmungs-Beziehung an der Lasteinleitungsstelle (ohne Berücksichtigung des Moments infolge Eigengewicht). Auch hier ist eine Abnahme der Biegesteifigkeit ab einer Belastung von circa 350 kN erkennbar.

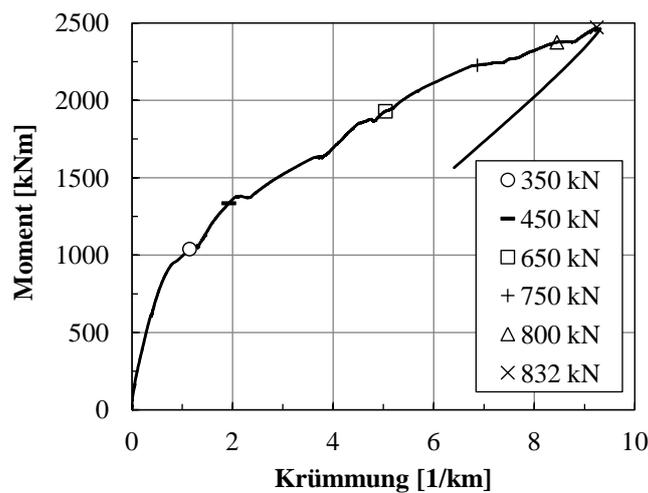


Abbildung 4.19: Versuchsträger V1: Momenten-Krümmungs-Beziehung

4.4.3 Rissöffnungen an der Bügelbewehrung

Mit den induktiven Wegaufnehmern WI1-8 wurden die Rissöffnungen an den Bügeln in vertikaler Richtung gemessen. Dabei waren jeweils zwei Wegaufnehmer über die Steghöhe an den insgesamt vier Messstellen verteilt (siehe Abbildung 4.8); der Wegaufnehmer WI3 ist während der Versuchsdurchführung ausgefallen und lieferte keine verwertbaren Messergebnisse. Die maximale Rissöffnung von einem Millimeter trat bei WI1 auf, wobei sich der Riss ab einer Belastung von 600 kN entwickelte. Für WI5 und WI6 betrug die größte Rissöffnung in etwa 0,6 mm (siehe Abbildung 4.20).

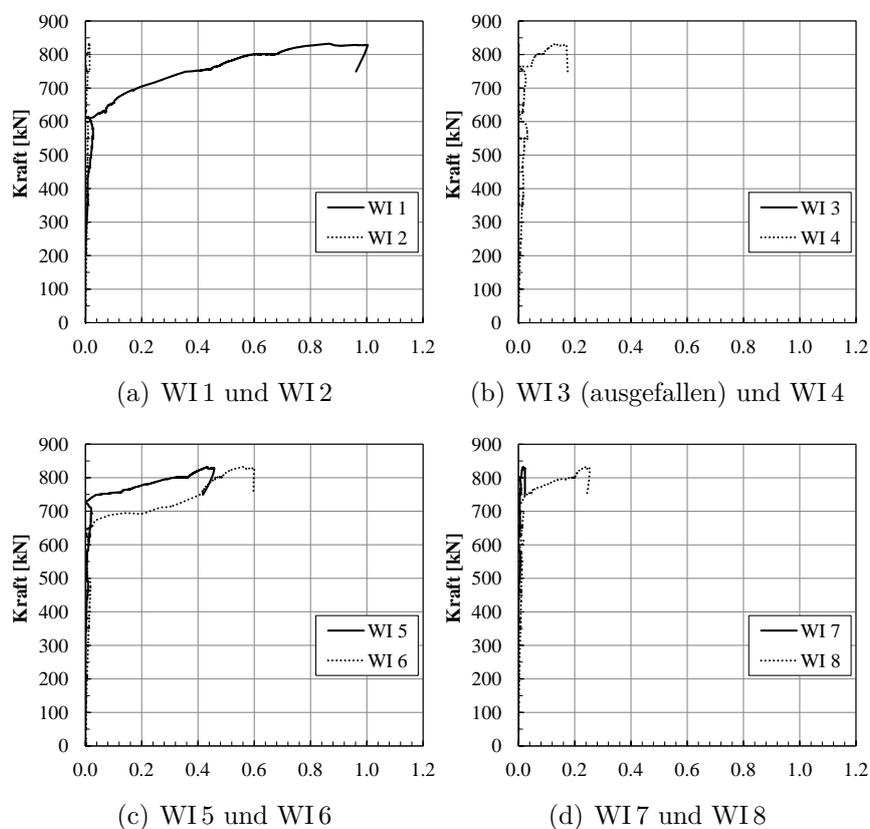


Abbildung 4.20: Versuchsträger V1: Vertikale Rissöffnungen [mm] an den Bügelbewehrungen

4.4.4 Schnittgrößen

Das Moment M_g infolge Eigengewicht beträgt an der Lasteinleitungsstelle 191,1 kNm. Es wird vereinfacht angenommen, dass die Eigengewichts-Momentenlinie dreieckförmig verläuft (siehe Abbildung 4.21), weil aufgrund der veränderlichen Querschnittshöhe über die Trägerlängsrichtung die exakte Form der Eigengewichtsstreckenlast nicht bekannt ist. Unter dieser Annahme verläuft die Querkraft V_g infolge Eigengewicht konstant links und

rechts von der Lasteinleitung und wird in Gleichung (4.3) berechnet.

Die Querkraft $V_{F,li}$ infolge der aufgebracht Last F im Versuchsfeld entspricht der Summe der von den beiden Kraftmessdosen RTN 1 und 2 am linken Auflager gemessenen Werte; das Moment M_F infolge F beträgt $V_{F,li}$ multipliziert mit dem Abstand zum Lastangriffspunkt (4,53 m). Das resultierende Moment M_{V1} setzt sich aus M_F und M_g , die resultierende Querkraft V_{V1} aus $V_{F,li}$ und $V_{g,li}$ zusammen (siehe Abbildung 4.21).

$$\begin{aligned}
 M_g &= 191,1 \text{ kNm} & M_F &= V_{F,li} \cdot 4,53 \text{ m} & M_{V1} &= M_F + M_g \\
 V_{g,li} &= \frac{191,1}{4,53} = 42,2 \text{ kN} & V_{F,li} &= F_{RTN1+2} & V_{V1} &= V_{F,li} + V_{g,li}
 \end{aligned}
 \tag{4.3}$$

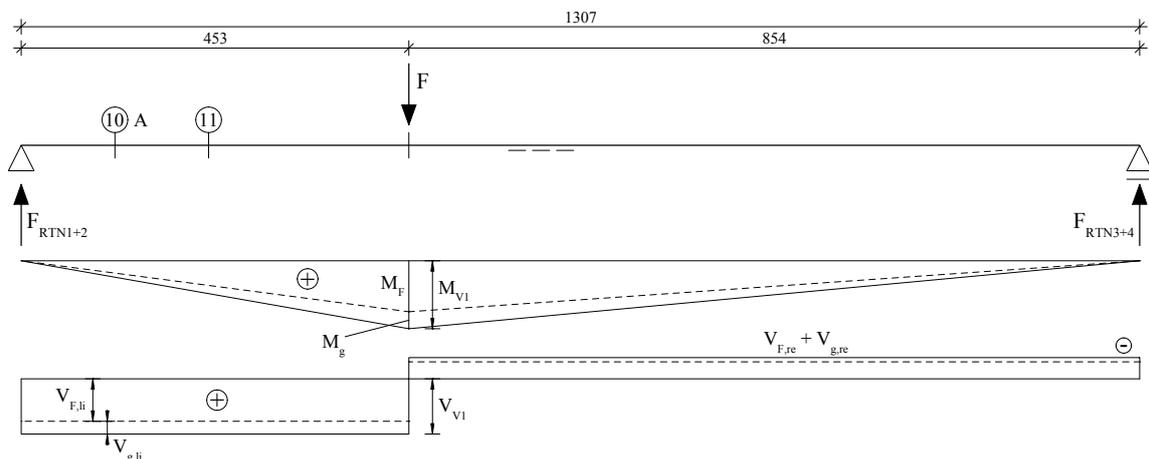


Abbildung 4.21: Statisches System des Versuchsträgers V1

Im oberen Bereich von Tabelle 4.7 sind die Belastungsstufen F angeführt, die unter Berücksichtigung von $V_{g,li}$ die Versuchsquerkräfte V_{V1} erzeugen, die den Beträgen der Querkraftwiderstände der Eurocode- (vgl. Gleichung (3.12)) und Model-Code-Bemessung (vgl. Gleichung (3.21)) an der maßgebenden Stelle rechts der Querschnittsachse 10A sowie dem Bemessungswert der einwirkenden Querkraft $V_{Ed,10A}$ (vgl. Gleichung (3.9)) entsprechen.

Im unteren Bereich der selben Tabelle sind jene Belastungsstufen F angegeben, die an der für den Momentenwiderstand maßgebenden Querschnittsachse 12 unter Berücksichtigung von M_g die Versuchsmomente M_{V1} erzeugen, die zum einen der Momenteneinwirkung $M_{Ed,12}$ und zum anderen dem Querschnittswiderstand $M_{Rd,12}$ entsprechen (siehe Seite 53).

Über das in der letzten Spalte in Tabelle 4.7 angegebene Verhältnis F/F_{max} der aufge-

brachten Last zur maximalen Belastung kann die Sicherheit gegenüber dem jeweiligen Referenzwert (Spalte “ \cong “) abgeschätzt werden. Außerdem lassen sich über dieses Verhältnis die Versuche V1 und V2 (vgl. Tabelle 4.8) gut miteinander vergleichen. Die bei maximaler Versuchslast wirkenden Schnittgrößen $V_{V1,max}$ und $M_{V1,max}$ sind fett hervorgehoben. Die Interpretation der Ergebnisse erfolgt im Abschnitt 4.6.

Versuchslast F [kN]	$V_{F,li}$ [kN]	$V_{g,li}$ [kN]	$\Sigma = V_{V1}$ [kN]	\cong [-]	F/F_{max} [-]
155, 0	101, 8	42, 2	144, 0	$V_{Rd,10A,EC2}$	0, 19
232, 8	152, 4	42, 2	194, 6	$V_{Rd,10A,MC10}$	0, 28
533, 3	349, 3	42, 2	391, 5	$V_{Ed,10A}$	0, 64
832, 2	545, 4	42, 2	587, 6	$V_{V1,max}$	1, 0

Versuchslast F [kN]	M_F [kNm]	M_g [kNm]	$\Sigma = M_{V1}$ [kNm]	\cong [-]	F/F_{max} [-]
627, 3	1 862, 0	191, 1	2 053, 1	$M_{Ed,12,EC2}$	0, 75
721, 9	2 142, 6	191, 1	2 333, 7	$M_{Rd,12,EC2}$	0, 87
832, 2	2 471, 2	191, 1	2 662, 3	$M_{V1,max}$	1, 0

Tabelle 4.7: Schnittgrößen V_{V1} und M_{V1} bei relevanten Laststufen des Versuchsträgers V1

4.5 Ergebnisse Versuchsträger V2

Aus dem selben Grund wie für Versuchsträger V1 konnten die Durchbiegungen und Verzerrungen infolge Eigengewicht in den Diagrammen der Abschnitte 4.5.1 und 4.5.2 nicht berücksichtigt werden. Für die Ermittlung der für die Bewertung der Tragfähigkeit relevanten Schnittgrößen in Abschnitt 4.5.4 wurde das Eigengewicht wiederum dazugerechnet.

4.5.1 Last-Verformungs-Beziehungen

Die Messstellen der Durchbiegungen des Versuchsträgers V2 sind noch einmal in Abbildung 4.22 dargestellt (vgl. Abschnitt 4.3.2).

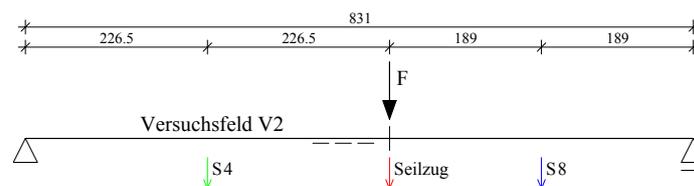


Abbildung 4.22: Durchbiegungsmessungen am Versuchsträger V2

Die Last-Verformungs-Beziehungen in Abbildung 4.23 zeigen einen deutlichen Steifigkeitsverlust an der Lasteinleitungsstelle nach der Ausbildung der ersten Biegerisse ab einer Belastung von etwas mehr als 500 kN. Dies entspricht einem Moment von in etwa 1 050 kNm an der selben Stelle.

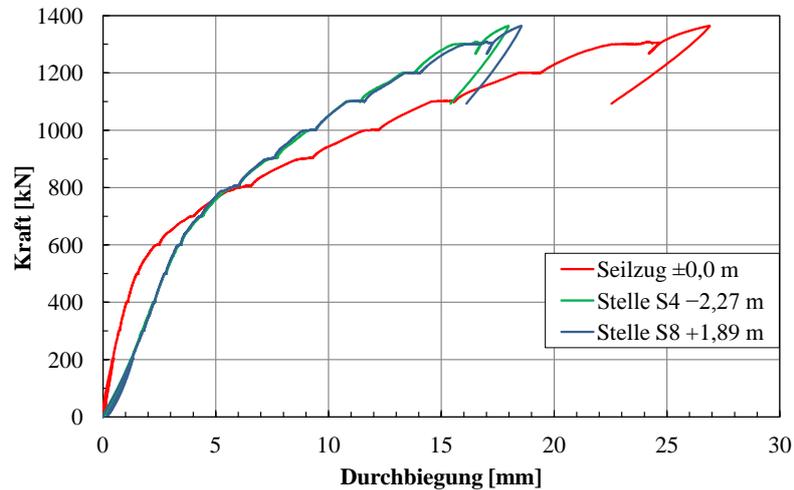


Abbildung 4.23: Versuchsträger V2: Last-Verformungs-Beziehungen

In Abbildung 4.24 sind die Durchbiegungen abhängig von den Belastungsstufen aufgetragen. Bei der Maximallast F_{max} von 1 364 kN betrug die Durchbiegung am Lastangriffspunkt 26,9 mm und an den beiden anderen Messstellen um die 18 mm. Die Relativverformung der Hilfsbrücke nach oben wurde in beiden Diagrammen über die induktiven Wegaufnehmer an den Auflagern rechnerisch bereits berücksichtigt.

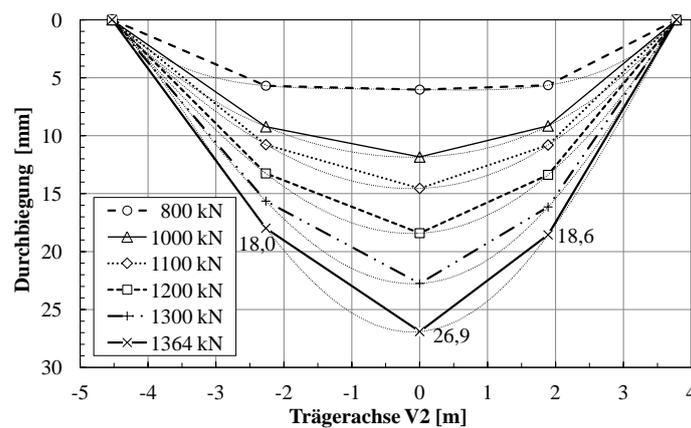


Abbildung 4.24: Versuchsträger V2: Durchbiegung bei verschiedenen Laststufen

4.5.2 Verzerrungen und Krümmungen

Der Verzerrungsverlauf im Lasteinleitungsbereich (siehe Abbildung 4.25 (a)) wurde wie bei Versuchsträger V1 mit den gemessenen Längenänderungen der über CFK-Lamellen verlängerten induktiven Wegaufnehmer WI 18-20 (siehe Abbildung 4.8) mit Gleichung (4.1) berechnet. Die Abstände der Wegaufnehmer von der Betonunterkante waren ident mit jenen des Versuchsträgers V1.

In Abbildung 4.25 (b) ist über den flacher werdenden Krümmungsverlauf ein Abnehmen der Biegesteifigkeit an der Lasteinleitungsstelle wie im vorhergehenden Abschnitt 4.5.1 ebenfalls ab einer Belastung von ungefähr 500 kN bzw. einem Moment im Bereich von 1 000 kNm erkennbar.

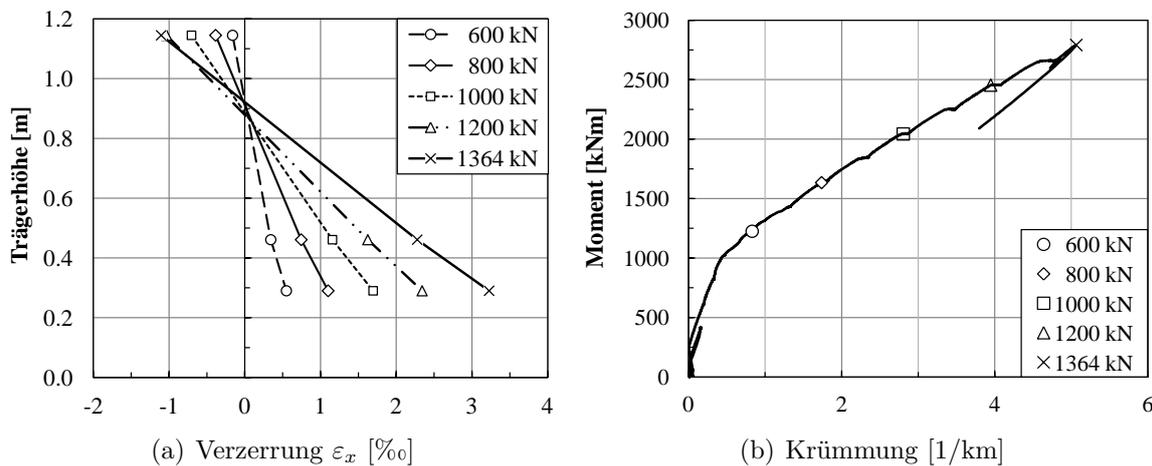


Abbildung 4.25: Versuchsträger V2: Verzerrungsverlauf ϵ_x und Momenten-Krümmungs-Beziehung an der Lasteinleitungsstelle

4.5.3 Rissöffnungen an der Bügelbewehrung

Die Messungen der vertikalen Rissöffnungen an den Bügeln wurden an den gleichen Stellen wie bei Versuchsträger V1 durchgeführt (siehe Abbildung 4.8). Ein Wegaufnehmer (WI 2) fiel während der Versuchsdurchführung aus. Während der Wegaufnehmer WI 1 bei 800 kN die erste Rissentwicklung registrierte, entstanden bei WI 7 erst bei 1 100 kN die ersten Risse. Die maximalen Werte liegen für alle Messbereiche zwischen 0,5 und 0,7 mm.

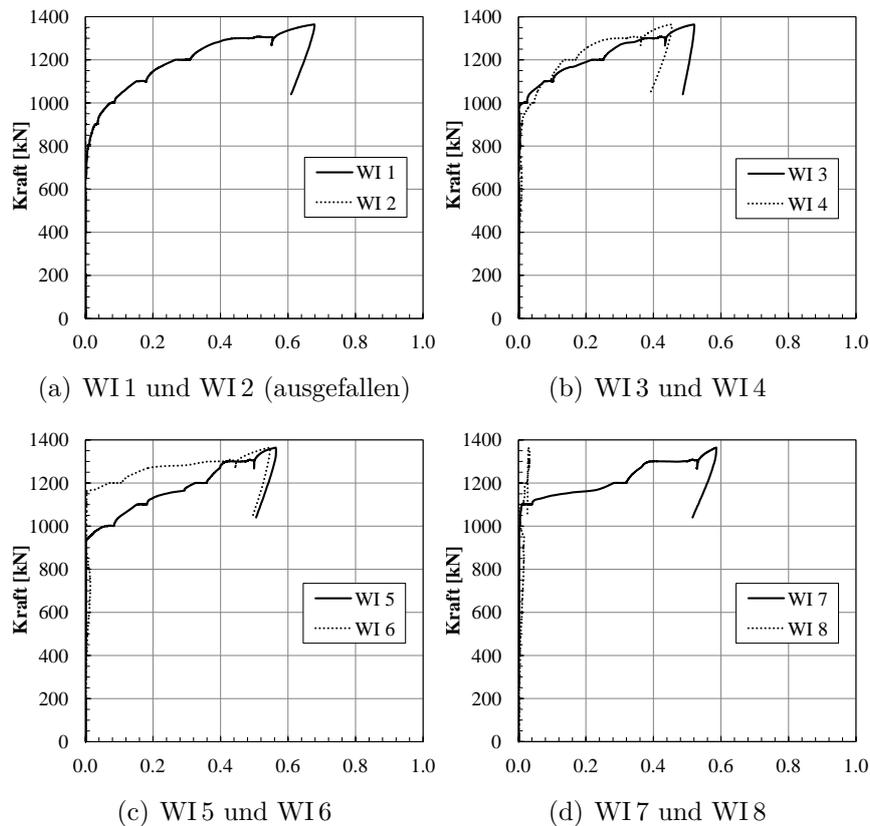


Abbildung 4.26: Versuchsträger V2: Vertikale Rissöffnungen [mm] an den Bügelbewehrungen

4.5.4 Schnittgrößen

Das Moment M_g infolge Eigengewicht beträgt an der Stelle der Lasteinleitung 94,1 kNm. Wie bei Versuchsträger V1 wird aufgrund der unbekannt exakten Form der Eigengewichtsstreckenlast vereinfacht ein dreiecksförmiger Momentenverlauf für das Eigengewicht angenommen und an die Momentenlinie M_F infolge Versuchslast gehängt (siehe Abbildung 4.27). Die unter dieser Annahme konstante Querkraft $V_{g,li}$ im Versuchsfeld V2 wird in Gleichung (4.4) berechnet.

$$\begin{aligned}
 M_g &= 94,1 \text{ kNm} & M_F &= V_{F,li} \cdot 4,53 \text{ m} & M_{V2} &= M_F + M_g \\
 V_{g,li} &= \frac{94,1}{4,53} = 20,8 \text{ kN} & V_{F,li} &= F_{RTN\ 1+2} & V_{V2} &= V_{F,li} + V_{g,li}
 \end{aligned}
 \tag{4.4}$$

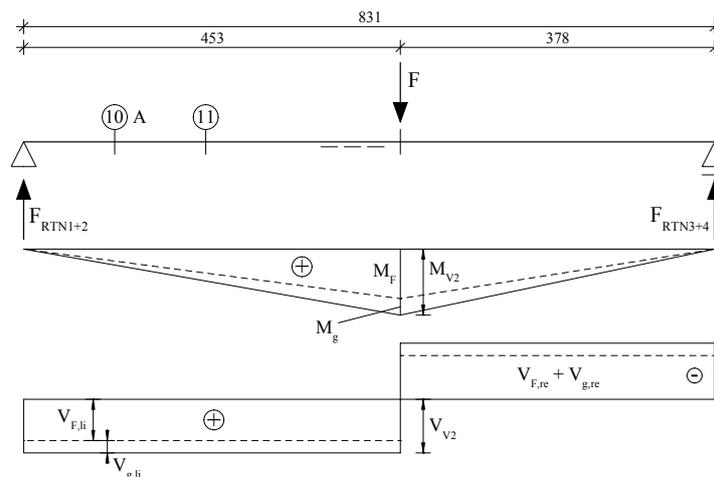


Abbildung 4.27: Statisches System des Versuchsträgers V2

In Tabelle 4.8 sind wieder die Belastungsstufen F angegeben, die unter Berücksichtigung von $V_{g,li}$ die Versuchsquerkräfte V_{V2} erzeugen, die den Beträgen der Querkraftwiderstände der Eurocode- (vgl. Gleichung (3.12)) und Model-Code-Bemessung (vgl. Gleichung (3.21)) an der maßgebenden Stelle rechts der Querschnittsachse 10A sowie dem Bemessungswert der einwirkenden Querkraft $V_{Ed,10A}$ (vgl. Gleichung (3.9)) entsprechen (Spalte “ \cong ”).

Außerdem sind jene Belastungsstufen F angeführt, die an der Querschnittsachse 12 unter Berücksichtigung von M_g die Versuchsmomente M_{V2} erzeugen, die der Momenteneinwirkung $M_{Ed,12}$ und dem Querschnittswiderstand $M_{Rd,12}$ (siehe Seite 53) entsprechen.

Versuchslast F [kN]	$V_{F,li}$ [kN]	$V_{g,li}$ [kN]	$\Sigma = V_{V2}$ [kN]	\cong [-]	F/F_{max} [-]
273,6	123,2	20,8	144,0	$V_{Rd,10A,EC2}$	0,20
385,8	173,8	20,8	194,6	$V_{Rd,10A,MC10}$	0,28
822,2	370,7	20,8	391,5	$V_{Ed,10A}$	0,60
1 364,3	616,0	20,8	636,8	$V_{V2,max}$	1,0

Versuchslast F [kN]	M_F [kNm]	M_g [kNm]	$\Sigma = M_{V2}$ [kNm]	\cong [-]	F/F_{max} [-]
958,8	1 959,0	94,1	2 053,1	$M_{Ed,12,EC2}$	0,70
1 096,0	2 239,6	94,1	2 333,7	$M_{Rd,12,EC2}$	0,80
1 364,3	2 791,0	94,1	2 885,1	$M_{V2,max}$	1,0

Tabelle 4.8: Schnittgrößen V_{V2} und M_{V2} bei relevanten Laststufen des Versuchsträgers V2

Die beim Bruch wirkenden maximalen Schnittgrößen $V_{V2,max}$ und $M_{V2,max}$ sind in Tabelle 4.8 fett hervorgehoben. Die Interpretation der Ergebnisse erfolgt im nächsten Abschnitt.

4.6 Interpretation der Ergebnisse

Die Tabellen 4.7 und 4.8 zeigen, dass im Nachhinein betrachtet die Biegeversagen der Versuchsträger V1 und V2 keineswegs überraschend eintraten, liegen doch unter Berücksichtigung des Eigengewichts die maximal wirkenden Versuchsmomente $M_{V1,max}$ und $M_{V2,max}$ um 330 kNm (V1) bzw. 550 kNm (V2) über dem Querschnittswiderstand $M_{Rd,12}$ an der Lasteinleitungsstelle.

Beide Versuche überschreiten die Bemessungswerte der Querkraftwiderstände nach Eurocode 2 [22] und Model Code 2010 [9] deutlich. Die Verhältnisse F/F_{max} lassen erkennen, dass die Sicherheiten zur Versuchsquerkraft des Eurocode-Widerstands in etwa $1/0,2 = 5$ und die des Model-Code-Widerstands $1/0,28 = 3,6$ betragen (siehe Tabellen 4.7 und 4.8).

Wichtiger für die Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit ist aber der Bemessungswert der Einwirkung $V_{Ed,10A}$, der bei Versuchsträger V1 bei 64 % und bei Versuchsträger V2 bereits bei 60 % der jeweiligen Maximallast überschritten wird. Wird des Weiteren berücksichtigt, dass sich bei ausreichender Biegetragfähigkeit an der Lasteinleitungsstelle ein Querkraftversagen bei *noch größerer Querkraftbeanspruchung* eingestellt hätte, stellen die in den Tabellen 4.7 und 4.8 fett markierten maximalen Querkraftbeanspruchungen nur eine *untere Schranke der Querkrafttragfähigkeit* dar. Die tatsächliche (experimentelle) Querkrafttragfähigkeit liegt somit über $V_{V1,max} = 587,6 \text{ kN}$ bzw. $V_{V2,max} = 636,8$. Aus diesem Grunde wird dem Träger an der maßgebenden Querschnittsachse 10A eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit attestiert und es gilt

$$V_{Rd,10A} = V_{Rd,Versuch} \geq V_{Ed,10A} = 391,5 \text{ kN}. \quad (4.5)$$

Kapitel 5

Experimentelle Untersuchung der Umlenkrafttragfähigkeit

Obwohl die Nachweise der Umlenkrafttragfähigkeit in den Modellvorstellungen 1 und 2 aus Abschnitt 3.6 nicht erfüllt werden können, besteht eine Aussicht auf ein positives Ergebnis durch statische Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit des Hallenbinders am Knick in Feldmitte, weil die Modellvorstellungen 1 bis 3 auf Ingenieurmodellen basieren, welche nicht durch Normen gedeckt sind. Im Eurocode 2 [22] gibt es z. B. kein Nachweisformat, welches auf diesen Träger anwendbar wäre. Es ist also möglich, dass die berechneten Widerstände in der Realität höhere Werte annehmen (z. B. könnte in der ersten Modellvorstellung von Seite 62 auch die zweite Reihe der vertikalen Bügel rechts und links der Symmetrieachse einen Beitrag zum Abtrag der Umlenkraft beisteuern; vermutlich liegt in der zweiten Modellvorstellung die Abminderung der Betondruckfestigkeit zu sehr auf der sicheren Seite).

Die Voraussetzungen nach ONR 24009 [30] (siehe Punkt 3 auf Seite 13) für die Durchführung einer experimentellen Bewertung der Umlenkrafttragfähigkeit sind somit gegeben.

5.1 Versuchsziel

Am Knick in Feldmitte von zwei in weiten Teilen anhand des originalen Bewehrungsplans [1] im Maßstab 1:1 nachgebauten Bindern sollen zwei Feldversuche Aufschlüsse über die eben beschriebenen Problematiken geben. Außerdem sollen sie ungefähre (über die geringe Versuchsanzahl kann nur sehr schwer auf die Grundgesamtheit des Widerstands aller Hallenbinder geschlossen werden) Bemessungswerte der Umlenkrafttragfähigkeit liefern

und zusätzliche Fragestellungen beantworten:

1. Inwiefern können die Modellvorstellungen 1, 2 und 3 aus Abschnitt 3.6 die Umlenkrafttragfähigkeit am Knick in Feldmitte realistisch abbilden?
2. Wie hoch ist das Biegetragvermögen in Feldmitte? Welcher Umlenkraft entspricht dieses Momentenniveau?
3. Bei welchem Lastniveau tritt eine Biegerissbildung auf, wann eine Rissbildung infolge Umlenkraft zwischen Flansch und Steg?
4. Lösen sich die Flanschteile vom Steg ab? Wenn ja, wie groß ist der Bereich der Flanschablösung bei Erreichen der Grenzlast?
5. Besteht eine zufriedenstellende Sicherheit zwischen den experimentellen Versuchsergebnissen und den Modellvorstellungen der Nachrechnung?
6. Inwiefern stimmen die in Abschnitt 3.7 getätigten Prognosen mit den Versuchsergebnissen überein?

5.2 Versuchsträger

5.2.1 Abmessungen und Bewehrung

Die beiden Versuchsträger **V3** und **V4** wurden in zwei identen Ausführungen bestmöglich in Anlehnung an Abschnitt 3.1 *Beschreibung des Hallenbinders* hergestellt, um möglichst exakte Nachbauten des Mittelbereichs des Bestandsbinders zu erhalten. Ohne Auswirkungen auf das Umlenkrafttragverhalten wurden die Versuchsträger aus Kostengründen nicht mehr vorgespannt (dafür wurden deutlich mehr Längsbewehrungsstäbe eingelegt), außerdem wurden die Versuchsstützweiten auf 13,6 m verkürzt und die Untersicht zur Verringerung des Schalungsaufwandes nicht mehr gevoutet, sondern eben ausgeführt.

Der Versuchsträger ist in Abbildung 5.1 dargestellt. Die Anordnung der Bügelbewehrung im Versuchsfeld, das sich über den Bereich zwei Meter rechts und links der Symmetrieachse erstreckt, und die Geometrie der Feldmitte entsprechen exakt dem originalen Bewehrungsplan [1]. Aufgrund der kürzeren Spannweite konnten die drei Spannkabel im Mittelbereich durch zwölf Stäbe von Durchmesser 30 mm ersetzt werden, im Randbereich wurde auf acht Stäbe von Durchmesser 30 mm abgestuft. Die Biegetragfähigkeit bleibt die selbe wie mit Vorspannung und die Größe der Umlenkraft bleibt davon unberührt. In

den Bereichen I und II (siehe Abbildung 5.1) der Versuchsträger wurden vergleichsweise dicke Vertikalbügel von Durchmesser 16 mm eingelegt, um eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit über die gesamte Versuchsdauer hinweg sicherzustellen. Die Betondeckung beträgt wie beim Originalträger durchgehend 2 cm. Die verwendete Bewehrung in den beiden Versuchsfeldern V3 und V4 ist in Tabelle 5.1 zusammengefasst.

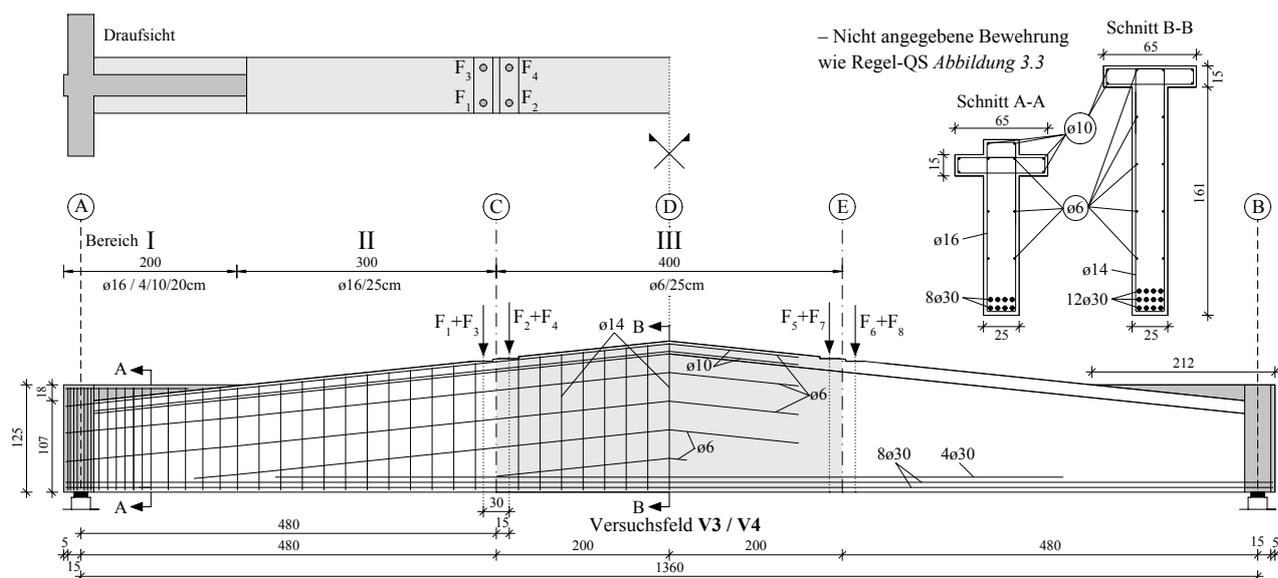


Abbildung 5.1: Bewehrungsplan der Versuchsträger V3 und V4

		Bereich I	Bereich II	Bereich III
V3 und V4	Schubbewehrung	Ø16 / 4/10/20	Ø16/25	Ø6/25
	Längsbewehrung	8 Ø30	12 Ø30	12 Ø30
	Spannbewehrung	–	–	–

Tabelle 5.1: Bewehrung der Versuchsträger V3 und V4

5.2.2 Herstellung

Die beiden gesamten Herstellvorgänge der Versuchsträger V3 und V4 fanden im Fertigteilwerk der Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp statt. Nach der Herstellung der Bewehrungskörbe und der Binderschalung wurden zunächst die Träger betoniert; im zweiten Fertigungsschritt folgten die Querscheiben. Verdichtet wurde mittels Vibrations-Tauchrüttlern. Nach einem Tag wurde der Träger ausgeschalt, es erfolgte keine Nachbehandlung. Zur späteren Bestimmung der Druckfestigkeiten (siehe Abschnitt 5.2.3.1) wurden nach dem Betonieren des Versuchsträgers V3 sechs und nach dem

Betonieren des Versuchsträgers V4 ebenso sechs Würfelformen mit der jeweils verwendeten, gleichen Betonmischung befüllt.



(a) Bewehrungskorb in Schalung

(b) Betoniervorgang

(c) Querscheibe

Abbildung 5.2: Herstellung des Versuchsträgers V3 (ident für V4)

5.2.3 Eigenschaften der Werkstoffe

5.2.3.1 Beton

Aufgrund der kurzen Zeitfenster zwischen den Betoniervorgängen und den Versuchsdurchführungen wurde nicht die Betonklasse der Querkraftversuche, sondern für beide Versuche ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 (GK 16) verwendet, um trotz der vergleichsweise kurzen Erhärtungsphasen ungefähr der Festigkeit des Bestandsbetons zu entsprechen. Ein Vergleich der Mittelwerte der Würfeldruckfestigkeiten des Bestandsbetons (siehe Tabelle 3.3) mit jenen des Versuchsbetons (siehe Tabelle 5.2) ergibt eine recht gute Übereinstimmung und bestätigt die Einstufung in diese Festigkeitsklasse. Zum Zeitpunkt der Festigkeitsprüfungen direkt nach den Versuchsdurchführungen war der Beton des Versuchsträgers V3 neun Tage und der Beton des Versuchsträgers V4 acht Tage alt (siehe Tabelle 5.4).

	Würfelprobe [-]	Kantenlänge [mm]	Dichte [kg/m ³]	$f_{c,cube}$ [N/mm ²]
V3 (9 d)	1	150	2 340,0	32,0
	2	150	2 350,0	34,9
	3	150	2 340,0	32,1
	4	150	2 320,0	34,2
	5	150	2 330,0	34,8
	6	150	2 350,0	35,7
	MW		2340,0	33,9
	CV		± 0,5 %	± 4,5 %
V4 (8 d)	1	150	2 340,0	35,9
	2	150	2 340,0	32,8
	3	150	2 330,0	33,4
	4	150	2 350,0	34,4
	5	150	2 340,0	33,8
	6	150	2 330,0	33,8
	MW		2340,0	34,0
	CV		± 0,3 %	± 3,1 %

Tabelle 5.2: Würfeldruckfestigkeiten der Versuchsträger V3 und V4

5.2.3.2 Schlaaffe Bewehrung

Die Materialkennwerte der schlaffen Längs- und Vertikalbewehrungsstäbe entsprechen jenen aus Abschnitt 4.2.3.2.

5.3 Versuchsdurchführung

5.3.1 Versuchsanordnung

Die Versuchsanordnungen der Versuchsträger V3 und V4 waren, bis auf die Applizierung vier zusätzlicher induktiver Wegaufnehmer bei Versuchsträger V4 (siehe Abschnitt 5.3.2), komplett identisch. Der Versuchsaufbau der beiden Umlenkkraftversuche ist in den Abbildungen 5.3 und 5.4 dargestellt.

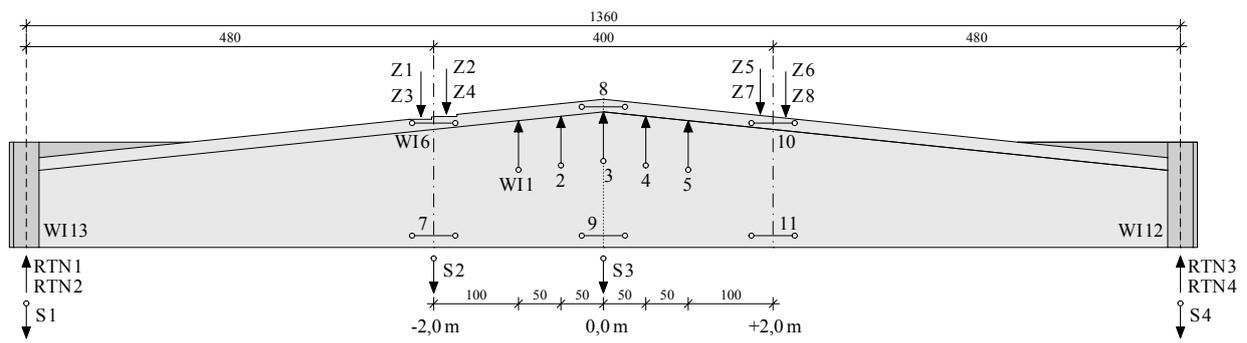
1. **Aufbau.** Die wieder von der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG angelieferten Versuchsträger wurden mit dem auf dem Versuchsgelände (ÖBB-Brückenwerkstätte in St. Pölten-Wörth) zur Verfügung stehenden Portalkran auf jene Hilfsbrückenträ-

ger, die schon für die Querkraftversuche den Versuchsrahmen bildeten, angehoben und auf die vorbereiteten Auflager abgesetzt. Wiederum wurden die Auflagerpositionierungen über handgesteuerte hydraulische Pressen und erneutes Absetzen des Portalkrans justiert.

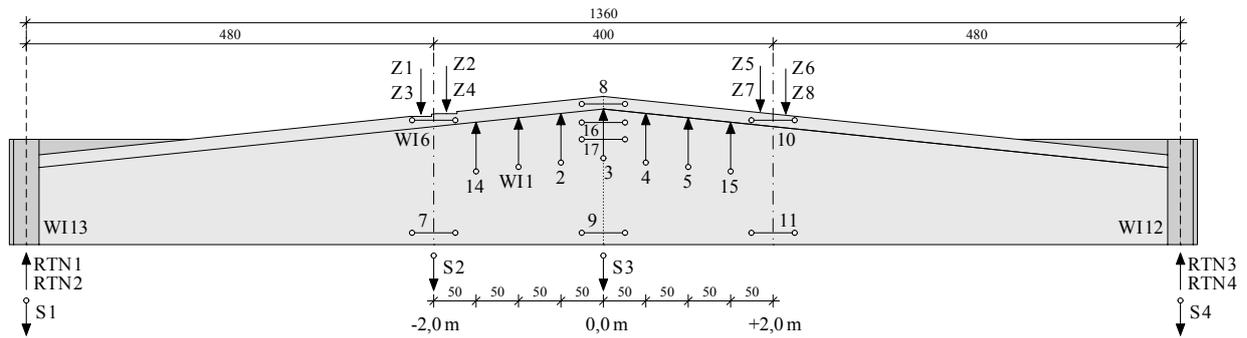
2. **Lagerung.** Die Lagerung der Versuchsträger erfolgte jeweils über zwei Auflagerepunkte (Abstand zueinander etwas mehr als ein Meter) unter den beiden Querscheiben. Die Auflagerung auf der linken Seite wurde unverschieblich, die Auflagerung auf der rechten Seite mittels Auflagerrollen von Durchmesser 80 mm horizontal verschieblich ausgeführt. Durch das Abstützen der Querscheiben auf zwei Auflagerepunkten konnte ein stabiler Versuchsaufbau gewährleistet werden.
3. **Lasteinleitung.** Die Lasteinleitung zwei Meter rechts bzw. links der Symmetrieachse erfolgte über jeweils vier hydraulische Hohlkolbenpressen. Die Anordnung der Krafteinleitung entsprach einem 4-Punkt-Biegeversuch, im Versuchsfeld herrschte ein konstantes Biegemoment. Dadurch blieb die Umlenkkraftentwicklung unbeeinflusst von Querkraftbeanspruchungen. Die Pressen waren über insgesamt acht Gewindestangen M36, die analog zu den Querkraftversuchen durch die seitlichen Flanschteile geführt wurden, und vier Querträgern, welche aus jeweils zwei zusammengeschweißten U400-Profilen bestanden, an den Hilfsbrückenträgern verankert. Die acht Pressenkräfte wurden wieder über Querhäupter (vier Stück – jeweils zwei zusammengeschweißte U200-Profile), Lasteinleitungsplatten und Elastomerplatten zum Ausgleichen von Schiefstellungen auf den Beton übertragen.



Abbildung 5.3: Versuchsaufbau des Versuchsträgers V3



(a) Versuchsträger V3



(b) Versuchsträger V4

Abbildung 5.5: Messkonzept der beiden Umlenkkraftversuche

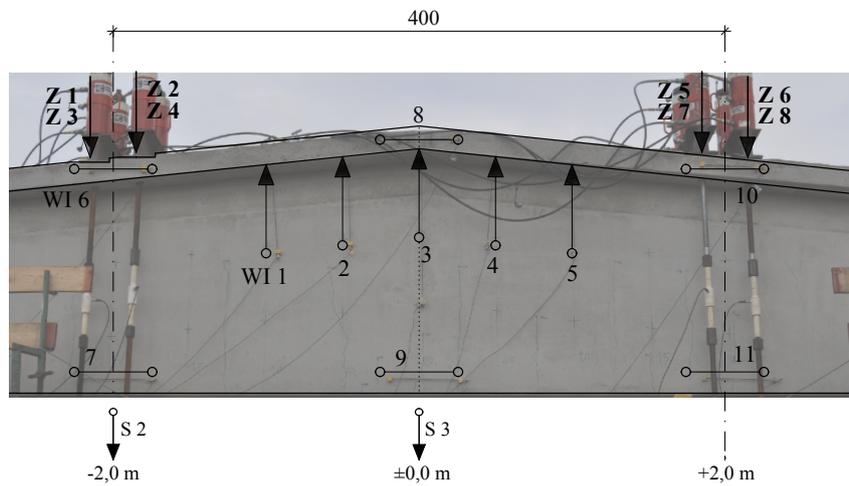


Abbildung 5.6: Versuchsträger V3: Messkonzept im Versuchsfeld

Bezeichnung	Messtechnik	Gemessene Größe	Einheit
RTN 1-4	Ringkraftmessdosen	Auflagerkräfte	[kN]
Z 1-8	Zugmessglieder	Kräfte Lasteinleitung	[kN]
Solatron S 1-4	induktive Wegaufnehmer ± 100 mm	Durchbiegung	[mm]
WI 1-5	induktive Wegaufnehmer ± 5 mm	Abhebung Obergurt	[mm]
WI 14-15	induktive Wegaufnehmer ± 5 mm	Abhebung Obergurt	[mm]
WI 6-11	induktive Wegaufnehmer ± 5 mm bzw. $\pm 2,5$ mm	Dehnungen bzw. Stauchungen	[mm/m]
WI 16-17	induktive Wegaufnehmer ± 5 mm bzw. $\pm 2,5$ mm	Stauchungen	[mm/m]
WI 12-13	induktiver Wegaufnehmer $\pm 2,5$ mm	Fugenöffnungen der Querscheiben	[mm]

Tabelle 5.3: Verwendete Messtechnik für die Versuchsträger V3 und V4

Wird im Folgenden von *Versuchslast*, *Belastung*, *Laststufe* o. Ä. (in den Diagrammen und Abbildungen kurz mit *Kraft* bzw. F bezeichnet) gesprochen, so ist wieder die Summe der gemessenen Kräfte der vier Kraftmessdosen RTN 1-4 an den Auflagern gemeint (ohne Berücksichtigung des Eigengewichts). Bei einer *Versuchslast* von z. B. 1 000 kN kann es sein, dass von einer Vierer-Pressengruppen 502 kN und von der anderen 498 kN auf den Träger gebracht werden; vereinfacht wird aber die Gesamtbelastung halbiert und jeder Pressengruppe 500 kN zugeordnet.

5.3.3 Zeitplan

Der Versuchsträger V3 wurde neun Tage, der Versuchsträger V4 wurde acht Tage nach dem Betoniervorgang getestet. Die Ausschalung erfolgte jeweils einen Tag, das Herstellen der Querscheiben jeweils zwei Tage nach dem Betoniervorgang.

	Betonieren	Ausschalen	Querscheibe	Versuch	Alter
Versuchsträger V3	24.11.2014	25.11.2014	26.11.2014	03.12.2014	9 d
Versuchsträger V4	26.11.2014	27.11.2014	28.11.2014	04.12.2014	8 d

Tabelle 5.4: Zeitplan der Umlenkraftversuche V3 und V4

5.3.4 Versuchsablauf Versuchsträger V3

Die Kraftsteuerung und die Kontrolle der Übereinstimmung der Werte der Kraftmessdosen und Zugmessglieder wurde wie bei der Querkraftversuchsreihe durchgeführt. Bis

1 400 kN erfolgte die Lastaufbringung in Laststufen zu 200 kN, danach in 100 kN-Schritten bis zum Erreichen der maximalen Belastung (siehe Abbildung 5.7); zwischen initialer Lastaufbringung und Entlastung vergingen in etwa 100 Minuten.

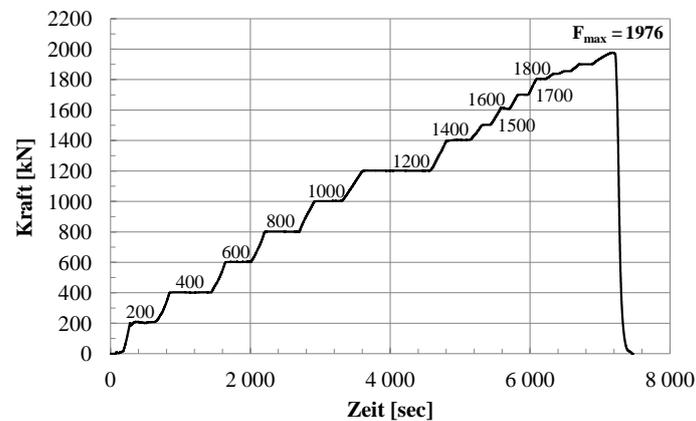


Abbildung 5.7: Versuchsträger V3: Belastungsgeschichte

Bei einer maximalen Versuchslast von 1 976 kN (988 kN je Lasteinleitungsstelle) – dies entspricht, ohne Berücksichtigung des Eigengewichts, einem Biegemoment von 4 742 kNm im Versuchsfeld – entstanden an beiden Lasteinleitungsstellen deutliche Risse im Flansch und es kam zu Abplatzungen am Obergurt (siehe Abbildung 5.8). Zur Abhebung des Obergurts kam es ab Laststufe 1 200 kN (siehe detaillierte Auswertung in Abschnitt 5.4).



Abbildung 5.8: Versuchsträger V3: Abplatzung an der Lasteinleitungsstelle +2,0 m

Das Rissbild des Versuchsträgers V3 bei einer Versuchslast von 1 200 kN ist in Abbildung 5.9 gezeichnet. Im Bereich des konstanten Biegemoments stellte sich ein in etwa vertikaler Verlauf der Biegerisse ein, in den Randbereichen mit Querkraft sind die Risse in Richtung Lasteinleitungsstellen geneigt. Spätere Rissentwicklungen konnten nicht mehr

am Steg angezeichnet und dokumentiert werden, weil die Hilfsbrücke aufgrund des fortgeschrittenen Versuchsverlaufs aus Sicherheitsgründen nicht mehr betreten werden durfte.

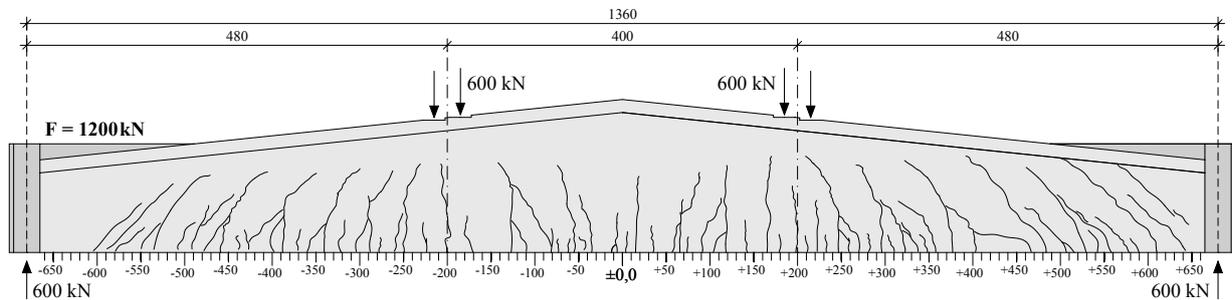


Abbildung 5.9: Versuchsträger V3: Rissbild bei Versuchslast von 1 200 kN

5.3.5 Versuchsablauf Versuchsträger V4

Die Kraftsteuerung und die Kontrolle der Übereinstimmung der Werte der Kraftmessdosen und Zugmessglieder erfolgte analog aller vorangegangenen Versuchsträger. Im Vergleich zum Versuchsträger V3 wurde die Last etwas zügiger in 400 kN-Laststufen bis 1 600 kN aufgebracht, danach wurde in 200 kN-Schritten bis zum Erreichen der maximalen Versuchslast belastet (siehe Abbildung 5.10); zwischen initialer Lastaufbringung und Entlastung vergingen etwas mehr als 80 Minuten.

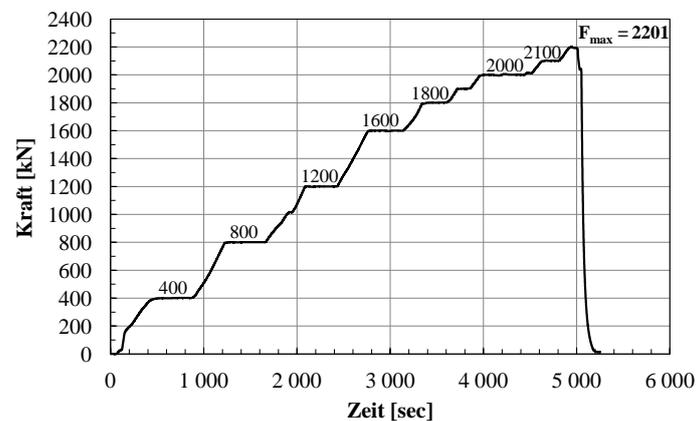


Abbildung 5.10: Versuchsträger V4: Belastungsgeschichte

Wieder kam es zu Abplatzungen unter den Lasteinleitungsstellen. Im Gegensatz zum Versuchsträger V3 wurde die Lastaufbringung allerdings nicht sofort abgebrochen, sondern bis zur maximalen Versuchslast von 2 201 kN weitergefahren. Die Abplatzung an der Lasteinleitungsstelle zwei Meter rechts der Symmetrieachse ist in Abbildung 5.11 gezeigt – der

induktive Wegaufnehmer WI10 verlor dadurch seine ursprüngliche Anordnung. Zur Abhebung des Obergurts kam es später als bei Versuchsträger V3: Ab 1 580 kN bildeten sich erste Risse zwischen Steg und Obergurt (siehe detaillierte Auswertung in Abschnitt 5.4).



Abbildung 5.11: Versuchsträger V4: Abplatzung an der Lasteinleitungsstelle +2,0 m

Das Rissbild des Versuchsträgers V4 bei einer Versuchslast von 1 600 kN ist in Abbildung 5.12 gezeichnet. Spätere Rissentwicklungen konnten wie beim ersten Umlenkkräfteversuch aus Sicherheitsgründen nicht mehr am Steg angezeichnet werden.

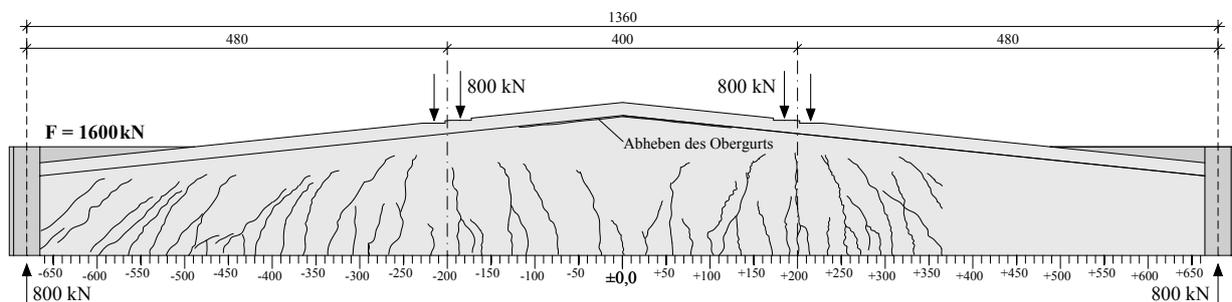


Abbildung 5.12: Versuchsträger V4: Rissbild bei Versuchslast von 1 600 kN

5.4 Ergebnisse Versuchsträger V3 und V4

Wie bei den Querkraftversuchen wurde die Messtechnik befestigt, als das Eigengewicht bereits auf die Versuchsträger V3 und V4 wirkte. Daher scheinen die Durchbiegungen und Verzerrungen infolge Eigengewicht in den Diagrammen der Abschnitte 5.4.1 und 5.4.2 nicht auf. Das Eigengewicht wird hingegen in Abschnitt 5.4.4 zur Berechnung der maximal wirkenden Versuchsmomente berücksichtigt.

5.4.1 Last-Verformungs-Beziehungen

Die beiden Messstellen zur Ermittlung der Durchbiegungen beider Versuchsträger sind noch einmal in Abbildung 5.13 dargestellt.

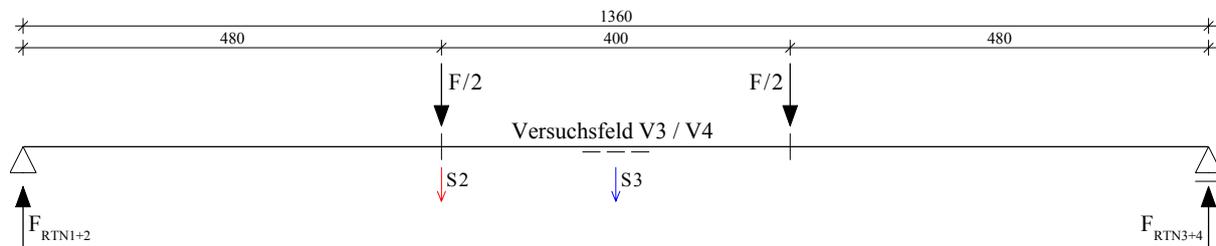


Abbildung 5.13: Durchbiegungsmessungen an den Versuchsträgern V3 und V4

In Abbildung 5.14 sind die Last-Verformungs-Beziehungen des Versuchsträgers V3 jenen des Versuchsträgers V4 gegenübergestellt. Die Verschiebungen beider Träger verhielten sich bis zu einer Belastung von circa 1800 kN nahezu gleich, danach verliefen die Durchbiegungen für Versuchsträger V3 um einiges flacher.

Die bleibende Verformung des Versuchsträgers V3 beträgt ungefähr 10 mm, die des Versuchsträgers V4 aufgrund der höheren maximalen Beanspruchung in etwa 16 mm.

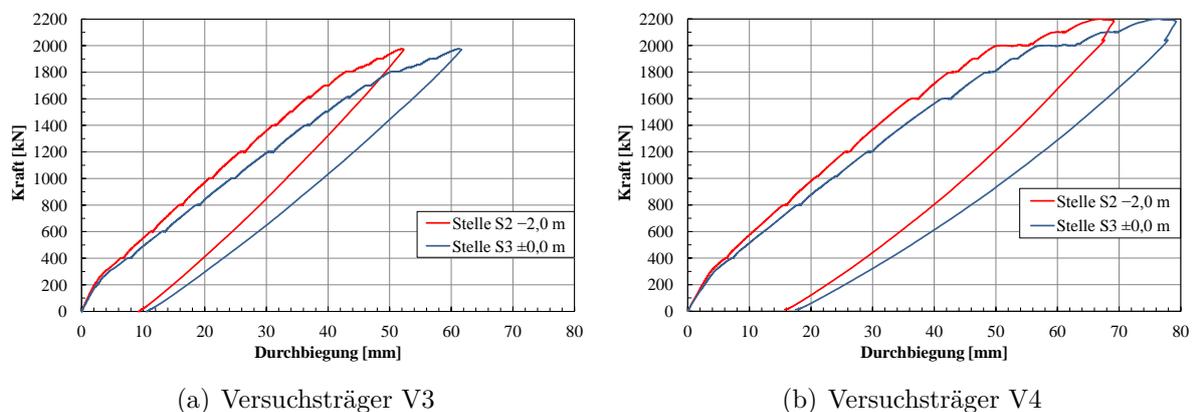


Abbildung 5.14: Versuchsträger V3 und V4: Last-Verformungs-Beziehungen

Abbildung 5.15 bestätigt das ähnliche Verformungsverhalten der Versuchskörper (z. B. durch Vergleich der Verschiebungen bei Laststufe 1600 kN). Bei der maximalen Beanspruchung $F_{max,V3}$ von 1976 kN betrug die Durchbiegung des Versuchsträgers V3 in Feldmitte 61,4 mm, bei der Maximallast $F_{max,V4}$ von 2201 kN betrug die Durchbiegung des Versuchsträgers V4 in Feldmitte 76,6 mm.

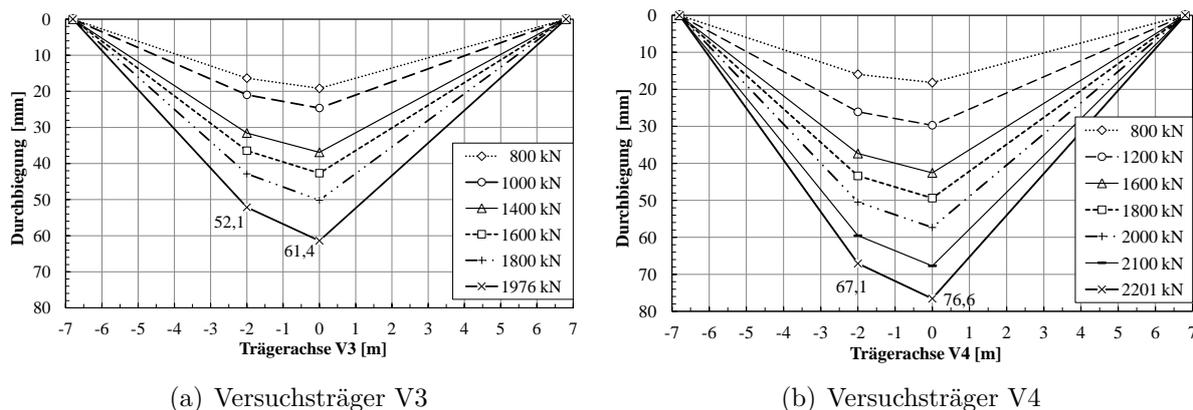


Abbildung 5.15: Versuchsträger V3 und V4: Durchbiegungen bei verschiedenen Laststufen

5.4.2 Verzerrungen und Krümmungen

Versuchsträger V3

In Feldmitte des Versuchsträgers V3 konnten aufgrund des Ausfalls des induktiven Wegaufnehmers WI9 keine Verzerrungs- und Krümmungsprofile erstellt werden. In Abbildung 5.16 sind daher nur die Verzerrungsverläufe und die Momenten-Krümmungs-Beziehungen der Achsen $-2,0\text{ m}$ und $+2,0\text{ m}$ gegenübergestellt. Wie zu erwarten war, wachsen die Krümmungen an beiden Lasteinleitungsstellen – abgesehen von kleinen Abweichungen im höheren Belastungsbereich – mit der selben Steigung an. Auffallend ist jedoch, dass selbst kurz vor Erreichen der maximalen Versuchslast die Krümmungskurve nicht flacher wird, und die Biegesteifigkeit an diesen Stellen somit über die gesamte Versuchsdauer in etwa konstant bleibt.

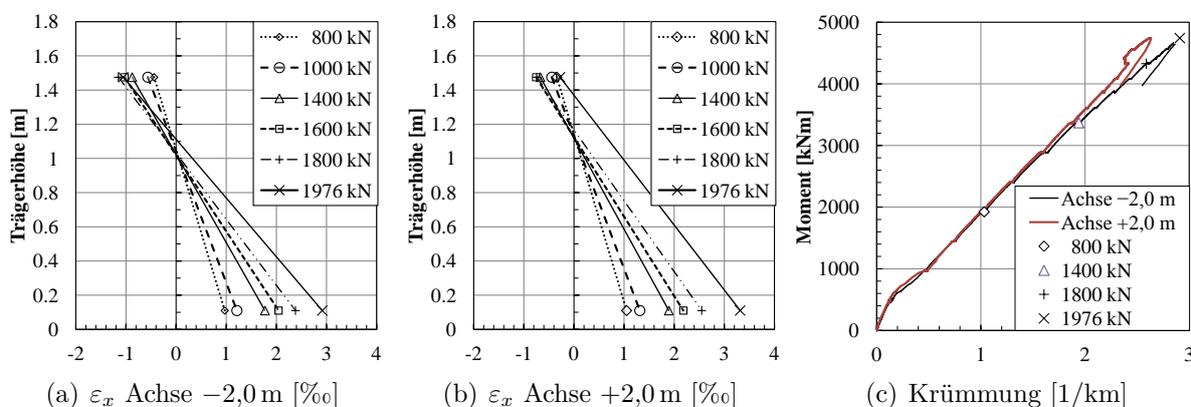


Abbildung 5.16: Versuchsträger V3: Verzerrungsverläufe ϵ_x und Momenten-Krümmungs-Beziehungen an den beiden Lasteinleitungsstellen

Der nicht flacher werdende Krümmungsverlauf ist ein Indiz dafür, dass der Versuchsträger V3 auch nach den ersten Betonabplatzungen so wie Versuchsträger V4 durchaus noch Tragreserven aufwies.

Versuchsträger V4

An der Achse +2,0 m konnte wegen diverser Messfehler kein aussagekräftiges Verzerrungsprofil erstellt werden. In Abbildung 5.17 sind daher nur die Verzerrungsverläufe und die Momenten-Krümmungs-Beziehungen der Achsen $-2,0$ m und $\pm 0,0$ m gegenübergestellt. Die deutlich höhere Biegesteifigkeit in Feldmitte aufgrund der größeren Querschnittshöhe ist über den steileren Krümmungsverlauf in Abbildung 5.17 (c) gut zu erkennen. Der oberste Wegaufnehmer WI 8 in Feldmitte wurde als „Ausreißer“ nicht in der Krümmungsberechnung berücksichtigt.

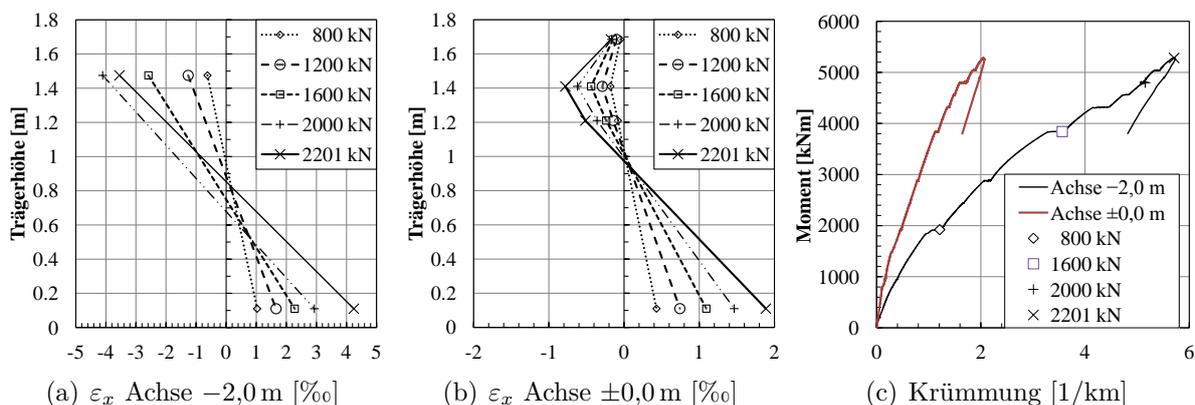


Abbildung 5.17: Versuchsträger V4: Verzerrungsverläufe ϵ_x und Momenten-Krümmungs-Beziehungen an der linken Lasteinleitungsstelle und in Feldmitte

5.4.3 Rissöffnungen zwischen Steg und Obergurt

In Abbildung 5.18 (a) ist ersichtlich, dass für den Versuchsträger V3 eine Rissbildung zwischen Flansch und Steg in Feldmitte ab einer Belastung von etwa 1 200 kN einsetzt. Dies entspricht einem Momentenniveau von circa 2 880 kNm. Die Flanschabhebung von Versuchsträger V3 erstreckt sich über jeweils etwas mehr als einen Meter rechts und links der Symmetrieachse. Am Knick erreicht die größte Rissbreite einen Wert von 5,3 mm.

Für den Versuchsträger V4 ist die maximale Rissbreite mit 1,3 mm – trotz höherer Belastung – um einiges kleiner als bei Versuchsträger V3 (siehe Abbildung 5.18 (b)). Die Flanschabhebung erstreckt wie bei Versuchsträger V3 über einen Bereich von jeweils einen Meter rechts und links der Symmetrieachse. Das exakte Belastungsniveau bei Beginn der

Rissöffnung konnte für den Versuchsträger V4 über die Kraft-Rissöffnungsbeziehung des Wegaufnehmers WI3 in Feldmitte, die hier nicht abgebildet wird, mit 1 580 kN bestimmt werden.

Die Belastung konnte für beide Versuchsträger nach der Flanschablösung noch erheblich gesteigert werden. Das Versagen wurde demnach nicht durch ein Ablösen des Obergurts, sondern durch ein Biegeversagen unter der Lasteinleitung verursacht.

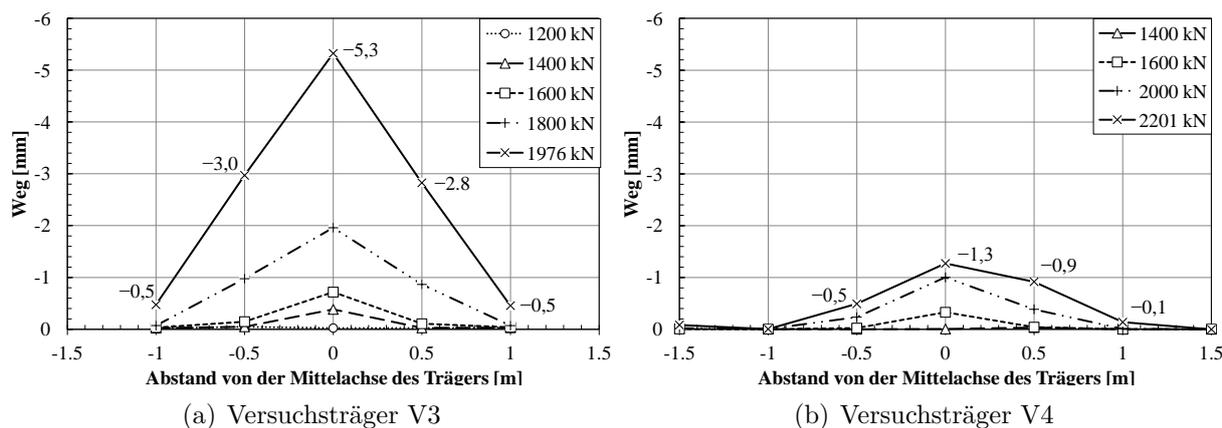


Abbildung 5.18: Versuchsträger V3 und V4: Abhebung der Obergurte am Knick in Feldmitte

5.4.4 Schnittgrößen

Das Moment M_g infolge Eigengewicht beträgt für beide Versuchsträger in Feldmitte 299 kNm. Auf die Darstellung der Querkraftlinie wird, weil sie für die Versuche keine Relevanz besitzt, verzichtet. Die resultierenden Momente M_{V3} bzw. M_{V4} in Feldmitte setzen sich aus dem jeweiligen M_F infolge der angreifenden Lasten und M_g zusammen (siehe Abbildung 5.19).

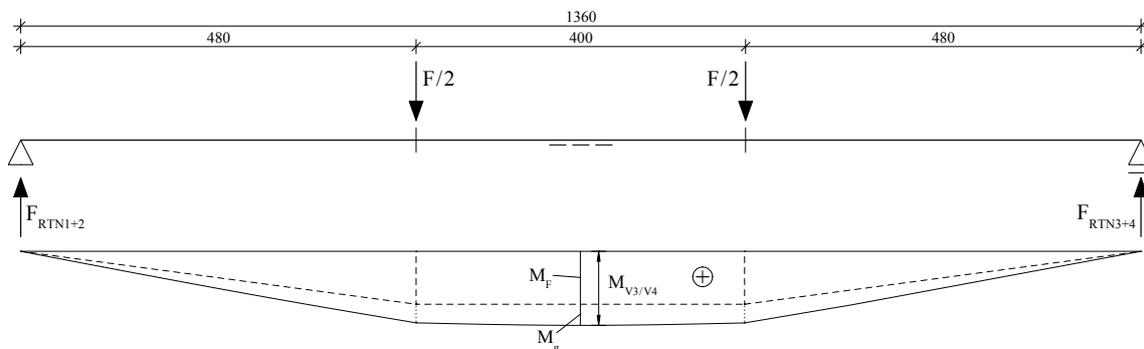


Abbildung 5.19: Statisches System der Versuchsträger V3 und V4

In Tabelle 5.5 sind unter Berücksichtigung von M_g jene Belastungsstufen F angeführt, die am Knick in Feldmitte die Versuchsmomente $M_{V3/V4}$ erzeugen, die der Momenteneinwirkung $M_{Ed,15}$, dem Querschnittswiderstand $M_{Rd,15}$ (siehe Tabelle 3.11 auf Seite 54) und dem auf Seite 66 ermittelten $M_{Ed,max,15,U1}$ von 1500 kNm, das gerade noch von den drei Vertikalbügeln in Feldmitte nach Modellvorstellung 1 (siehe Abschnitt 3.6.1.1) aufgenommen werden kann, entsprechen (Spalte “ $\hat{=}$ “). Außerdem sind die maximal wirkenden Schnittgrößen $M_{V3,max}$ und $M_{V4,max}$ der jeweiligen Bruchlast fett hervorgehoben.

Versuchslast F_{V3} [kN]	M_F [kNm]	M_g [kNm]	$\Sigma = M_{V3}$ [kNm]	$\hat{=}$ [-]	F/F_{max} [-]
500,5	1 201,0	299,0	1 500,0	$M_{Ed,max,U1}$	0,25
1 264,9	3 035,6	299,0	3 334,6	$M_{Ed,15,EC2}$	0,64
1 791,2	4 298,5	299,0	4 597,5	$M_{Rd,15,EC2}$	0,91
1 975,9	4 742,1	299,0	5 041,1	$M_{V3,max}$	1,0

Versuchslast F_{V4} [kN]	M_F [kNm]	M_g [kNm]	$\Sigma = M_{V4}$ [kNm]	$\hat{=}$ [-]	F/F_{max} [-]
500,7	1 201,0	299,0	1 500,0	$M_{Ed,max,U1}$	0,23
1 265,0	3 035,6	299,0	3 334,6	$M_{Ed,15,EC2}$	0,57
1 791,0	4 298,5	299,0	4 597,5	$M_{Rd,15,EC2}$	0,81
2201,0	5 282,1	299,0	5 581,3	$M_{V4,max}$	1,0

Tabelle 5.5: Schnittgrößen $M_{V3/V4}$ bei relevanten Laststufen der Versuchsträger V3/V4

5.5 Interpretation der Ergebnisse

Wie für die Versuchsträger V1 und V2 zeigt eine Analyse der Tabelle 5.5, dass die Biegeversagen (Abplatzungen im Obergurt an den Lasteinleitungsstellen) der Versuchsträger V3 und V4 im Nachhinein betrachtet ebenso nicht überraschend eintraten. Die maximal wirkenden Versuchsmomente $M_{V3,max}$ und $M_{V4,max}$ lagen um 440 kNm (V3) bzw. 980 kNm (V4) über dem Querschnittswiderstand $M_{Rd,15}$ der Symmetrieachse (wobei eigentlich der schwächere Querschnitt unter der Lasteinleitung betrachtet werden müsste, weil an dieser Stelle das Biegeversagen eintrat – hier wäre die Differenz noch größer).

Die ursprünglich in Abschnitt 3.6.1.1 getroffene Annahme, dass die Umlenkraft infolge des Bemessungsmoments $M_{Ed,15}$ in Feldmitte nicht von den drei am Knick vorhandenen Vertikalstäben von Durchmesser 6 mm aufgenommen werden kann, hat sich nicht bestätigt. Vielmehr wurde dieses angenommene maximal aufnehmbare Moment $M_{Ed,max,U1}$ von

1 500 kNm von den beiden maximalen Versuchsmomenten $M_{V3,max}$ und $M_{V4,max}$ um mehr als das 3,3-Fache überschritten.

Es wird angenommen, dass im Obergurt in Feldmitte sowohl bei $M_{V3,max}$ als auch bei $M_{V4,max}$ die Druckfestigkeit $f_{c,cyl}$ des Betons aus Tabelle 5.2 (die Zylinderdruckfestigkeit wird durch Multiplikation von $f_{c,cube}$ mit dem Faktor 0,8 erhalten: $f_{c,cyl} \approx 34,0 \cdot 0,8 = 27,2 \text{ N/mm}^2$) erreicht wurde. Auf die gleiche Art und Weise wie in Gleichung (3.22) und mit dem selben Winkel α_c lässt sich somit die maximale Umlenkraft infolge $M_{V3,max}$ und $M_{V4,max}$ berechnen.

$$\begin{aligned} U_{c,Versuch} &= 2 \cdot F_{c,fl} \cdot \sin \alpha_c = 550,8 \text{ kN} \\ F_{c,fl,Versuch} &= \frac{|-27,2 - 27,2|}{2} \cdot 0,65 \cdot 0,15 = 2652 \text{ kN} \end{aligned} \tag{5.1}$$

Die Versuchsumlenkkraft $U_{c,Versuch}$ von 550,8 kN, die gleichzeitig der experimentellen Umlenkrafttragfähigkeit entspricht, ist beinahe doppelt so groß wie die aufzunehmende Umlenkraft $U_c = 266,4 \text{ kN}$ infolge des Eurocode-Bemessungsmoments nach Abschnitt 3.6.1.

Aus diesem Grunde wird dem Träger am Knick in Feldmitte (Querschnittsachse 15) trotz der nicht zusätzlich angeordneten Vertikalstäbe zur Rückverankerung der auftretenden Umlenkraft eine ausreichende Umlenkrafttragfähigkeit attestiert und es gilt

$$U_{Rd,c} = U_{c,Versuch} \geq U_c = 266,4 \text{ kN}. \tag{5.2}$$

Kapitel 6

Zusammenfassung

Die 24,3 m langen Spannbetonhallenbinder mussten aus folgenden Gründen einer rechnerischen Neubewertung der Tragfähigkeit nach aktuellem Normenstand unterzogen werden:

1. Vornahme größerer Investitionen in die Produktionshalle, die eine ausreichende Qualität der Tragstruktur erfordern.
2. Höhere heute anzusetzende Schneelast als zum Errichtungszeitpunkt.
3. Höhere Zuverlässigkeitsanforderungen als zum Errichtungszeitpunkt.

Dabei konnten nach Eurocode 2 [22] und nach Model Code 10 [9] die Querkraftnachweise nicht erfüllt werden. Auch wird die aufgrund der satteldachförmigen Geometrie des Hallenbinders wirkende Umlenkraft in Feldmitte nicht durch genügend Bügelbewehrungsstäbe rückverankert.

Zwei Versuche zum Querkrafttragverhalten an im Maßstab 1:1 und mit gleichwertigen Materialien nachgebauten Versuchsträgern wurden konzipiert. Sie sollen Aufschlüsse darüber geben, ob die Neubewertung der Querkrafttragfähigkeit nach aktuellen Normenwerken ein passendes Verfahren darstellen oder die tatsächlichen Querkraftkapazitäten unterschätzen. Letzteres ist häufig der Fall bei vorgespannten Bestandsträgern, deren Schubsicherung über den Nachweis der Hauptzugspannungen erfolgte.

Auch wurden zwei Versuche zur Untersuchung des tatsächlichen Umlenkrafttragverhaltens am Knick in Feldmitte durchgeführt. Zu dieser Thematik gibt es auch in den heutigen Normen immer noch keine exakte Beschreibung des Tragverhaltens bzw. eindeutige Bemessungsregeln.

Bei den Querkraftversuchen entsprach die maximale Versuchsquerkraft dem 1,5-fachen (Versuchsträger V1) und dem 1,6-fachen (Versuchsträger V2) Wert der aufzunehmenden einwirkenden Querkraft nach Eurocode. Außerdem wurden die rechnerischen Querkraftwiderstände der Eurocode- sowie der Model-Code-Bemessung um ein Vielfaches überschritten. Die beiden Normenwerke unterschätzen die tatsächlichen Querkraftkapazitäten des Hallenbinders. Einer der Hauptgründe des großen Unterschieds zwischen Rechnung und Versuch ist womöglich, dass die positive Auswirkung der Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit bei geringen Schubbewehrungsgraden in den Nachweisen nicht ausreichend berücksichtigt wird.

Bei den Umlenkraftversuchen konnten, obwohl sich bei beiden Versuchen eine Rissbildung zwischen Obergurt und Steg einstellte, die rechnerischen Momentenwiderstände nach Eurocode 2 [22] erreicht werden. Eine Abminderung des Momentenwiderstands aufgrund der Umlenkraft konnte daher nicht festgestellt werden. Auch wurde die Annahme sehr deutlich widerlegt, dass die Bügelbewehrungsstäbe am Knick in Feldmitte lange vor Erreichen des Momentenwiderstands wegen der Umlenkkrafteinwirkung versagen.

Trotz der nach heutiger Sichtweise vorhandenen Konstruktionsmängel in Form der geringen Schubbewehrung in den Auflagerbereichen und der nicht vorhandenen zusätzlichen Vertikalbügel zur Aufnahme der Umlenkraft kann dem Spannbetonhallenbinder aufgrund der experimentellen Tragfähigkeitsuntersuchung eine ausreichende Querkraft- und Umlenkrafttragfähigkeit bescheinigt werden.

Literaturverzeichnis

- [1] BAUGESELLSCHAFT [...] *Neue Werkshalle [...] – Dachbinder – Bewehrungsplan*, Wien, Juli 1965.
- [2] BAUGESELLSCHAFT [...] *Neue Werkshalle [...] – Dachbinder – Kabelplan*, Wien, Juli 1965.
- [3] BENDER, M.: *Zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonteilen mit Kreisquerschnitt*, vorgelegte Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Oktober 2009.
- [4] MARZAHN, G., MAURER, R., ZILCH, K., DUNKELBERG, D., KOŁODZIEJCZYK, A.: *Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton – Beton-Kalender 2013*, Ernst & Sohn, Berlin, November 2012.
- [5] BOLLE, G., MARX, S., SCHACHT, G.: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung*, Bautechnik 88, Heft 11, S. 757-764, Ernst & Sohn, Berlin, 2011.
- [6] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, Beuth Verlag, Berlin, August 2008.
- [7] DIN 4227: *Spannbeton – Richtlinien für die Bemessung und Ausführung*, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Oktober 1953.
- [8] HUBER, P., KOLLEGER, J., NGUYEN, D. T., NGUYEN, V. T., BMVIT, Hrsg., ÖBB-Infrastruktur AG, Hrsg., ASFINAG, Hrsg.: *Mechanisch konsistentes Schubfeldmodell für Bestandsbrücken ohne bzw. mit geringer Querkraftbewehrung*, Graz, Wien, Juni 2014.
- [9] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE: *fib Model Code 2010*, Volume 2, Bulletin 66, Lausanne, April 2012.

-
- [10] KOLBITSCH, A.: *E & E: Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten*, Skriptum zur VU, TU Wien, 2013.
- [11] KOLLEGER, J., Hrsg.: *Betonbau 1 – nach EC 1992-1-1*, Skriptum zur Vorlesung, 4. Auflage, TU Wien, Oktober 2010.
- [12] LEONHARDT, F., WALTHER, R.: *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*, DAFStb Heft 151, Ernst & Sohn, Berlin, 1962.
- [13] LEONHARDT, F., MÖNNING, E.: *Vorlesungen über Massivbau – Dritter Teil – Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau*, 3. Auflage, Springer-Verlag Berlin/Heidelberg/New York, 1977.
- [14] MEHMEL, A.: *Vorgespannter Beton: Grundlagen, Theorie, Berechnung*, Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1957.
- [15] MÖRSCH, E.: *Der Eisenbetonbau – Seine Theorie und Anwendung*, 3. Auflage, Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1908.
- [16] NEUNER, J., STÖCKL, S.: *Versuche zur Aufnahme der Umlenkkräfte von gekrümmten Bewehrungsstäben durch Betondeckung und Bügel*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 322, Vertrieb durch Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin – München, 1981.
- [17] ÖNORM EN 1990: *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*, Austrian Standards Institute, Wien, März 2013.
- [18] ÖNORM EN 1991-1-1: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*, Austrian Standards Institute, Wien, September 2011.
- [19] ÖNORM B 1991-1-3: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten – Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1991-1-3, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*, Austrian Standards Institute, Wien, September 2013.
- [20] ÖNORM EN 1991-1-3: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten*, Austrian Standards Institute, Wien, März 2012.
- [21] ÖNORM EN 1991-1-4: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten*, Austrian Standards Institute, Wien, Mai 2011.

- [22] ÖNORM EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Austrian Standards Institute, Wien, Februar 2015.
- [23] ÖNORM B 1998-3: *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen*, Austrian Standards Institute, Wien, Mai 2013.
- [24] ÖNORM EN 1998-3: *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden*, Austrian Standards Institute, Wien, Oktober 2013.
- [25] ÖNORM B 4001: *Berechnung und Ausführung der Tragwerke – ständige Lasten und Nutzlasten im Hochbau*, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Oktober 1962.
- [26] ÖNORM B 4200 – 4. Teil: *Stahlbetontragwerke – Berechnung und Ausführung*, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Juni 1957.
- [27] ÖNORM EN 13791: *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen*, Austrian Standards Institute, Wien, August 2007.
- [28] ONR 23303: *Prüfverfahren Beton (PVB) – Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe*, Austrian Standards Institute, Wien, September 2010.
- [29] ONR 24008: *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken*, Austrian Standards Institute, Wien, März 2014.
- [30] ONR 24009: *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten*, Austrian Standards Institute, Wien, Mai 2013.
- [31] RICHTLINIEN DES ÖSTERREICHISCHEN INSTITUTS FÜR BAUTECHNIK: *OIB-Richtlinie 1: Mechanische Festigkeit und Standsicherheit*, Österreichisches Institut für Bautechnik, Wien, März 2015.
- [32] RICHTLINIEN DES ÖSTERREICHISCHEN INSTITUTS FÜR BAUTECHNIK: *Leitfaden zur OIB-Richtlinie 1: Festlegung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Tragwerken*, Österreichisches Institut für Bautechnik, Wien, März 2015.
- [33] RITTER, W.: *Die Bauweise Hennebique*, Schweizerische Bauzeitung, Vol. 17, Februar 1899.

-
- [34] SIA 262: *Betonbau*, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.
- [35] SIGRIST, V., HACKBARTH, B.: *Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern – Bemessung, Überprüfung, Beurteilung*, Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 11, Ernst & Sohn, Berlin, 2010.
- [36] SPANNBETON BBRV: *Generallizenz für Österreich – RELLA Wien*, Grundlagen 1964, Nachdruck 1967.
- [37] STOFFEL, P.: *Zur Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Stahlbetonbauten*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Juli 2000
- [38] ZWICKY, D., VOGEL, T.: *Bruchversuche an ausgebauten Brückenträgern aus Spannbeton*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, November 2000

Abbildungsverzeichnis

2.1	Tragmechanismen bei Querkraftbeanspruchung	18
2.2	Ausschnitt eines Scheibenelements aus der Stegscheibe	20
2.3	Gemessene Bügelspannungen im Vergleich zu den rechnerischen Werten des 45°-Fachwerkmodells	21
2.4	(a) Bruchbild eines Rahmenriegels ohne Rückverankerung; (b) Rückveran- kerung bei Dachbinder	25
2.5	Skizze zur Aufnahme der Umlenkkräfte aus der ÖNORM B 4200:1957 . . .	26
2.6	Rückverankerung bzw. Weiterführung der Längsbewehrung abhängig von der Größe des Knickwinkels	26
2.7	Rückverankerung der Umlenkkräfte bei stetiger Stabkrümmung	27
3.1	Abmessungen der Produktionshalle	30
3.2	Ansicht Hallenbinder und Querschnittsabmessungen	31
3.3	Bewehrungsführung des Regelquerschnitts	32
3.4	Längsschnitt der Bewehrung des Hallenbinders – Originalplan	33
3.5	Längs- und Querkraftbewehrung des Hallenbinders – Originalplan	34
3.6	Stahlliste – Originalplan	34
3.7	Spanngliedführung: Detail am linken Auflager – Originalplan	35
3.8	Spanngliedführung – Originalplan	36
3.9	Vertikale Kabelführung und Höhenlage der Kabelachsen	37
3.10	Abmessungen der Pfette 2 in Querschnittsachse 12	39
3.11	Statisches System des Hallenbinders	44
3.12	Querkraft- und Biegemomentenverlauf V_{gk} und M_{gk} infolge der charakte- ristischen ständigen Einwirkungen	46
3.13	Querkraft- und Biegemomentenverlauf V_{sk} und M_{sk} infolge der charakte- ristischen Schneelast	48

3.14	Querkraft- und Biegemomentenverlauf V_{Ed} und M_{Ed} infolge der Grundkombination der Einwirkungen	50
3.15	(a) Original-Bewehrungsführung der Querschnittsachse 12; (b) Bewehrungsanordnung in <i>INCA2</i>	52
3.16	(a) Dehnungszustand infolge $M_{Ed,12}$; (b) Dehnungszustand bei maximaler Momentenbeanspruchung	53
3.17	Aufteilung von $V_{Ed,0}$ in die Komponenten V_{Ed} , V_{ccd} , V_{pd} und V_{td}	55
3.18	Abmessungen an der Lasteinleitungsstelle	55
3.19	Querschnitt 10A: Dehnungszustand infolge $M_{Ed,10A}$	56
3.20	Querschnitt 10A: Bemessung nach Model Code 2010	58
3.21	Kräftegleichgewicht am Knick in Feldmitte zwischen $F_{c,fl}$ und U_c	61
3.22	Querschnitt 15: Dehnungszustand und innere Kräfte infolge $M_{Ed,15}$	62
3.23	Reduzierter Querschnitt 15: Dehnungszustand infolge des maximal aufnehmbaren Biegemoments	63
3.24	Kräftegleichgewicht am Knick in Feldmitte zwischen F_{s2} und U_s	64
3.25	Maximal möglicher Querkraftverlauf nach Eurocode 2	68
3.26	Maximal möglicher Querkraftverlauf nach Model Code 10	69
3.27	Querschnitt 11 für die Nachweise der schrägen Hauptzugspannungen	70
3.28	Normal- und Schubspannungen unter Gebrauchslast nach DIN 4227:1953	73
3.29	Normal- und Schubspannungen unter Bruchlast nach DIN 4227:1953	75
4.1	Ursprünglicher Versuchsträger: Bewehrung der Versuchsfelder V1 und V2	80
4.2	Schalung der Endverankerung für den selbstverdichtenden Beton nach dem Durchtrennen des Trägers	81
4.3	Bewehrung des Versuchsfeldes V1 am linken Auflager	81
4.4	Bewehrung des Versuchsfeldes V2 am rechten Auflager	82
4.5	Herstellung des ursprünglichen Versuchsträgers	82
4.6	Versuchsaufbau der Versuchsträger V1 und V2 – Zeichnung	86
4.7	Versuchsaufbau der Versuchsträger V1 und V2 – Fotos	87
4.8	Messkonzept der beiden Querkraftversuche	88
4.9	Versuchsträger V1: Belastungsgeschichte	90
4.10	Versuchsträger V1: Abplatzung an der Lasteinleitungsstelle	90
4.11	Versuchsträger V1: Rissbild bei maximaler Versuchslast	91
4.12	Versuchsträger V2: Belastungsgeschichte	91

4.13	Versuchsträger V2: Deutliche Rissbildung an der Lasteinleitungsstelle . . .	92
4.14	Versuchsträger V2: Rissbild bei maximaler Versuchslast	92
4.15	Durchbiegungsmessungen am Versuchsträger V1	93
4.16	Versuchsträger V1: Last-Verformungs-Beziehungen	93
4.17	Versuchsträger V1: Durchbiegung bei verschiedenen Laststufen	94
4.18	Versuchsträger V1: Verzerrungsverlauf ε_x an der Lasteinleitungsstelle . . .	95
4.19	Versuchsträger V1: Momenten-Krümmungs-Beziehung	95
4.20	Versuchsträger V1: Vertikale Rissöffnungen an den Bügelbewehrungen . . .	96
4.21	Statisches System des Versuchsträgers V1	97
4.22	Durchbiegungsmessungen am Versuchsträger V2	99
4.23	Versuchsträger V2: Last-Verformungs-Beziehungen	99
4.24	Versuchsträger V2: Durchbiegung bei verschiedenen Laststufen	100
4.25	Versuchsträger V2: Verzerrungsverlauf ε_x und Momenten-Krümmungs-Beziehung an der Lasteinleitungsstelle	100
4.26	Versuchsträger V2: Vertikale Rissöffnungen an den Bügelbewehrungen . . .	101
4.27	Statisches System des Versuchsträgers V2	102
5.1	Bewehrungsplan der Versuchsträger V3 und V4	107
5.2	Herstellung des Versuchsträgers V3 (ident für V4)	108
5.3	Versuchsaufbau des Versuchsträgers V3 – Foto	110
5.4	Versuchsaufbau der Versuchsträger V3 und V4 – Zeichnung	111
5.5	Messkonzept der beiden Umlenkkräfteversuche	112
5.6	Versuchsträger V3: Messkonzept im Versuchsfeld	112
5.7	Versuchsträger V3: Belastungsgeschichte	114
5.8	Versuchsträger V3: Abplatzung an der Lasteinleitungsstelle +2,0 m	114
5.9	Versuchsträger V3: Rissbild bei Versuchslast von 1 200 kN	115
5.10	Versuchsträger V4: Belastungsgeschichte	115
5.11	Versuchsträger V4: Abplatzung an der Lasteinleitungsstelle +2,0 m	116
5.12	Versuchsträger V4: Rissbild bei Versuchslast von 1 600 kN	116
5.13	Durchbiegungsmessungen an den Versuchsträgern V3 und V4	117
5.14	Versuchsträger V3 und V4: Last-Verformungs-Beziehungen	117
5.15	Versuchsträger V3 und V4: Durchbiegungen bei verschiedenen Laststufen .	118
5.16	Versuchsträger V3: Verzerrungsverläufe ε_x und Momenten-Krümmungs- Beziehungen an den beiden Lasteinleitungsstellen	118

5.17 Versuchsträger V4: Verzerrungsverläufe ε_x und Momenten-Krümmungs- Beziehungen an der linken Lasteinleitungsstelle und in Feldmitte	119
5.18 Versuchsträger V3 und V4: Abhebung der Obergurte	120
5.19 Statisches System der Versuchsträger V3 und V4	120

Tabellenverzeichnis

2.1	Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachrechnung nach aktuellem Normenstand	16
2.2	Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe im Grenzzustand der Tragfähigkeit	17
3.1	Kennwerte der Betongüteklasse B 300	38
3.2	Bestandsträger: Kennwerte Rippentorstahl 50 und Spannstahl	38
3.3	Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen an den sechs Zylinderbohrkernen	41
3.4	Zusammenfassung der charakteristischen Werte der ständigen Einwirkungen	45
3.5	Querschnittsachse 11 – ständig wirkende Einzelkräfte	45
3.6	Alle Querschnittsachsen – ständig wirkende Einzelkräfte	46
3.7	Querschnittsachse 11 – Einzelkraft infolge Schneelast	47
3.8	Alle Querschnittsachsen – Einzelkräfte infolge Schneelast	47
3.9	Spannkräfte an der Stelle der Lasteinleitung zum heutigen Zeitpunkt	49
3.10	Baustoffkennwerte für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit	51
3.11	Vergleich $M_{Ed,i}$ mit $M_{Rd,i}$	54
3.12	Werte der Querkraftkomponenten V_{ccd} und $V_{pd,i}$	56
3.13	Zusammenfassung Querkraftnachweis nach Eurocode 2	65
3.14	Zusammenfassung Querkraftnachweis nach Model Code 2010	66
3.15	Zusammenfassung Nachweise der Umlenkrafttragfähigkeit	67
3.16	Ideelle Querschnittswerte des Querschnitts 11	70
3.17	Spannkräfte der ursprünglichen Bemessung im Querschnitt 11	71
3.18	DIN 4227:1953 – Schnittgrößen infolge ständiger Last g und Schneelast p	71
3.19	DIN 4227:1953 – Schnittgrößen infolge Vorspannung v	72
4.1	Aufgebrachte Spannkräfte $F_{p,0,i}$ und effektiv wirkende Spannkräfte P_{1-3}	79
4.2	Bewehrung der Versuchsfelder V1 und V2	80
4.3	Zylinderdruckfestigkeiten der Versuchsträger V1 und V2	83

4.4	Kennwerte der Beton- und Spannstähle der Versuchsträger V1 und V2 . . .	84
4.5	Verwendete Messtechnik für die Versuchsträger V1 und V2	89
4.6	Zeitplan der Querkraftversuche V1 und V2	89
4.7	Schnittgrößen bei relevanten Laststufen des Versuchsträgers V1	98
4.8	Schnittgrößen bei relevanten Laststufen des Versuchsträgers V2	103
5.1	Bewehrung der Versuchsträger V3 und V4	107
5.2	Würfeldruckfestigkeiten der Versuchsträger V3 und V4	109
5.3	Verwendete Messtechnik für die Versuchsträger V3 und V4	113
5.4	Zeitplan der Umlenkraftversuche V3 und V4	113
5.5	Schnittgrößen bei relevanten Laststufen der Versuchsträger V3/V4	121