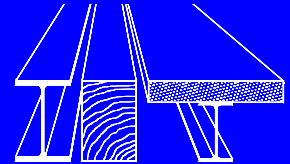


Institut für Konstruktion und Entwurf
Stahl- Holz- und Verbundbau
Universität Stuttgart



Effiziente Verbundflachdeckensysteme im Hochbau - Ganzheitliche Optimierung für Montage und Nutzung

Ulrike Kuhlmann
Peter Schaumann
Gunter Hauf
Thomas Kirsch

Forschungsbericht

Effiziente Verbundflachdeckenträgersysteme im Hochbau – Ganzheitliche Optimierung für Montage und Nutzung

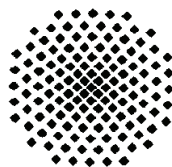
Schlussbericht 2010

FOSTA/AiF-Forschungsvorhaben IGF-Nr. 15675 N

Laufzeit 01.06.2008 – 31.05.2010

Forschungsstelle 1:

Institut für Konstruktion und Entwurf
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart



Forschungsstelle 2:

Institut für Stahlbau
Leibniz Universität Hannover
Appelstraße 9a
30167 Hannover



Am Forschungsvorhaben beteiligter Projektpartner:

stahl + verbundbau gmbh
Im Steingrund 8
63303 Dreieich



Das Forschungsvorhaben (Nr. 15675 N) der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA) wurde im Programm zur Förderung der „Industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF)“ vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie über die AiF finanziert.

Gefördert durch:



Bundesministerium
für Wirtschaft
und Technologie

aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

Kurzdarstellung

Bisher wurden Verbundträger vorwiegend als isolierte Bauelemente behandelt, die Integration in ein System insbesondere die Ausbildung der Verbundknoten, der Anschlüsse der Verbundträger an andere Bauelemente wie Stützen, wurde der Praxis überlassen. Das Ziel dieses Vorhabens war die integrierte Betrachtung von wirtschaftlicher Bemessung der Verbundträger einerseits und geeigneter Knotenausbildung andererseits.

Schwerpunkte der durchgeführten Untersuchungen waren Fragen der Gebrauchstauglichkeit, insbesondere die notwendige Erfüllung von Verformungskriterien, des weiteren Fragen einer montagegerechten Ausbildung der Verbundknoten. Ebenso spielt bei Verbundbaulösungen der Brandschutz entscheidende Rolle. In diesem Zusammenhang wurden Lösungen für die brandschutztechnische Ausführung der Träger ebenso wie für die Anschlusskonstruktionen entwickelt.

Für das Verformungsverhalten von Verbundflachdeckenträgersystemen konnte auf Basis einer umfangreichen analytischen Untersuchung ein nicht-linearer Berechnungsansatz abgeleitet und hierbei die sog. Verformungsbezogene mittragende Breite eingeführt werden. Dieser Berechnungsansatz wurde in einem zweiten Schritt in einen linearen Ansatz weiterentwickelt, der es nun erlaubt, das nicht-lineare Tragverhalten von Slim-Floor Trägern sehr einfach mittels linearer Verformungsansätze zu berechnen. Im Gegensatz zu den bestehenden Normen, die durch konservativ Ansätze die Durchbiegung stark überschätzen, können jetzt aufgrund realistischer verformungen die Querschnitte wirtschaftlicher dimensioniert werden.

Für die Anschlüsse und Ausbildung der Knoten wurden an typischen Querschnitten Konstruktionslösungen aufgezeigt, die einen sehr wirtschaftlichen Einsatz dieser Stahlbauverbindungen zulassen. Neben gelenkigen Anschlüssen sind auch Beispiele für einen biegesteifen (durchlaufenden) Trägerstoß aufgezeigt, die in Hinblick auf die Tragreserven im Brandfall aktiviert werden können. Die dargestellten Systemlösungen zeigen, dass die konsequent effiziente Systemlösung vom Träger auf den Anschluss fortgesetzt werden kann.

Ziel des dritten Arbeitspaketes war es, den Brandwiderstand von typischen Slim-Floor Systemen zu untersuchen und ggfs. durch konstruktive Maßnahmen (Ausbildung als Durchlaufträger, zusätzliche Längsbewehrung) zu verbessern. Die analytischen Lösungen zeigen hierbei, dass alle Träger ohne zusätzlichen Aufwand eine Feuerwiderstandszeit von F30 besitzen. Einen deutlichen Gewinn an Brandwiderstand erzielt man durch die Ausbildung von durchlaufenden Systemen. Hierbei können Tragreserven aktiviert werden, die für die Bemessung im Brandfall einen entscheidenden Vorteil bieten.

Durch die Ergebnisse sind Verbunddeckenlösungen möglich, die neben der Wirtschaftlichkeit noch zusätzliche Vorzüge bieten, wie Bauzeitverkürzung durch geeignete Vorfertigung und montagegerechte Knotenanschlüsse, Komfort in der Nutzung durch die Durchbiegungsbegrenzung und Sicherheit auch in Hinblick auf den Brandschutz.

So kann festgestellt werden:

„Das Ziel des Vorhabens wurde also erreicht.“

Abstract (results)

So far, composite girders were considered as isolated structural elements, integration into a system, especially the design of composite joints, the connection of the composite girder to other structural elements like columns was left to practice. The aim of this project is the integrated approach of an economic design of slim floor girder on one hand and an appropriate joint design on the other.

Main focus of the research project was on questions of serviceability, especially the necessary fulfillment of deformation criteria, furthermore the design of joints suitable for mounting. Similarly, the problem of fire protection plays a decisive role in composite joint solutions. In this context, solutions for a design of girders in terms of fire protection of the girders as well as for the joints have been developed.

For the deformation behavior of composite slim floor girder systems, a non-linear calculation approach on the basis of a large scale analytic examination could be deducted and with this respect, the so called deformation based effective width has been introduced. This calculation approach was further developed to a linear approach in a second step which enables to calculate very easily the non-linear structural behavior by means of linear deformation approaches. A comparison of existing codes shows that existing approaches are conservative and the bending is strongly overestimated. So by this new approach realistic deformation may be calculated and an efficient design of the slim floor girders is possible.

For the design of joints, construction solutions which allow a very economic application of these steel connections were demonstrated on typical sections. Besides hinged connections, also examples for a rigid (continuous) girder connection are shown which may be activated with respect to the system reserve in case of fire. The demonstrated system solutions show that the consequently efficient system solution can be transferred from the girder to the connection.

The aim of the third work package was to examine the fire resistance of typical slim floor systems and, if necessary, to improve by constructive measurements (design as continuous girder, additional longitudinal reinforcement). The analytic solutions show that all girders possess a fire resistance period of R30 without additional efforts. A significant increase of fire resistance can be achieved by the design of continuous systems. Here, carrying reserves can be activated which provide a decisive advantage for the fire design.

Through the results of the project slim floor slab solutions are feasible that allow aside of economic efficiency additional advantages such as reduction of erection time by appropriate prefabrication and joint detailing, user comfort by reduced deformations and safety also in case of fire.

Thus one can conclude:

The aim of the project has been achieved

Wissenschaftlich-technischen und wirtschaftlichen Nutzen:

Die drei Arbeitsaspekte ermöglichen nun, dass Slim-Floor Träger als eine Systemlösung angeboten werden können. Für die Bemessung, bei der der Verformungsnachweis maßgebend wird, aber ebenso für die Brandbemessung wurden Berechnungsansätze und konstruktive Maßnahmen ausgearbeitet, die eine gesamtheitliche Lösung ermöglichen und somit die Anwendbarkeit vereinfachen. In Hinblick auf die Verformungsberechnung ergaben sich durch die neuen Berechnungsansätze sogar starke Verbesserungen im Vergleich zu bestehenden Normenansätzen. Dies wirkt sich direkt auf den Materialverbrauch aus, da die Slim-Floor Lösungen dadurch wirtschaftlicher dimensioniert werden können.

Der analytische Berechnungsansatz auf Basis einer linearen Verformungsberechnung vereinfacht zudem die Bestimmung der Trägerverformung sehr stark, so dass komplizierte und aufwändige nicht-lineare Berechnungen vermieden werden können. Für in der Praxis tätige Planer stellt dies einen deutlichen Gewinn an Zeit dar und gleichzeitig erhöht dies auch die Akzeptanz für Verbundflachdeckenbauwerke, wenn für die Bemessung einfache und praktikable Lösungen angeboten werden.

Durch fortlaufende Sitzungen wurde der Stand der Untersuchungen den Mitgliedern des Arbeitskreises vorgetragen. Die in den Sitzungen vorgebrachten Lösungen und Diskussionen flossen direkt in die Bearbeitung des Vorhabens mit ein und wurden entsprechend umgesetzt. Gerade durch die in der Praxis tätigen Ingenieure wurde garantiert, dass wirtschaftliche effiziente und einfache Lösungen im Mittelpunkt der Untersuchungen standen.

Umgekehrt kann durch die direkte Zusammenarbeit der Forschungsstellen mit den Mitgliedern des Arbeitsausschusses der Wissenstransfer direkt umgesetzt werden. Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen wurden im Auftrag eines Unternehmens weitere Versuche zum Tragverhalten durchgeführt, bei dem die gewonnenen Erkenntnisse aus dem Forschungsvorhaben direkt eingeflossen sind. Dies zeigt das hohe Interesse durch die Industrie. Derzeit werden von dem Unternehmen bei mehreren Ausschreibungen Verbundflachdeckenlösungen angeboten, bei der die wirtschaftliche Bauweise im Vordergrund stehen und daher die verbesserten Verformungsansätze direkt angewandt werden können.

In Hinblick auf die Normungstätigkeit ist angedacht die Erkenntnisse in verschiedenen Gremien bekannt zu machen. Auf nationaler Ebene ist angedacht eine DASt-Richtlinie zu Slim-Floor Trägern zu erstellen, bei der alle gewonnenen Ergebnisse einfließen sollen. Die Richtlinie wird derzeit erstellt.

Auf europäischer Ebene sollen ähnliche Anstrengungen unternommen werden. So ist Frau Prof. Kuhlmann als Mitglied bei der ECCS/TC11 (Technisches Komitee Verbundbau) vertreten und gleichzeitig für die Arbeitsbereich Verbunddeckensysteme zuständig. Der Austausch der Ergebnisse wird hierbei auf internationaler Ebene garantiert.

Verwendung der Zuwendung:

Im Finanzierungsplan (vom 28.01.2008) sind folgende Positionen vorgesehen:

- Wiss.-techn. Personal (FSt 1 & 2)
- Übriges Fachpersonal (Techniker) (FSt 1)
- Hilfskräfte (FSt 1 & 2)
- Ausgaben Leistung Dritter (FSt 1)
- Pauschale für Sonstige Ausgaben (FSt 1 & 2)

Die wissenschaftliche Betreuung des Vorhabens (Betreuung und Auswertung der Versuche, Entwicklung des analytischen Modells) erfolgt durch einen wissenschaftlichen Mitarbeiter, unterstützt von einer studentischen Hilfskraft.

Da im Rahmen des Forschungsvorhabens Versuche durchgeführt wurden, enthält der Finanzierungsplan zusätzlich die Kostenart „Ausgaben Leistung Dritter“ sowie den Einsatz von Fachpersonal (Techniker). Ebenso sind unter der Kostenart „Leistung Dritter“ ein Pauschalbetrag für die Mitarbeit des Ingenieurbüros stahl+verbundbau gmbh vorgesehen. Da von der Forschungsstelle 2 (Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover) keine Versuche durchgeführt werden, beschränkt sich der Einzelfinanzierungsplan auf die Lohnkosten für wissenschaftliches Personal und Hilfskräfte sowie zusätzliche Pauschalen für sonstige Ausgaben.

Forschungsstelle 1: Mit dem Abschluss des Forschungsvorhabens ist der Personaleinsatz für das wiss.-technische Personal aufgebraucht. Im Rahmen der Versuche im Sommer 2009 waren der Einsatz der technischen Fachkräfte sowie die Mitarbeit der Hilfskräfte notwendig, so dass diese Personalbuchungen ebenfalls abgeschlossen sind.

Bei der Konzeption wirtschaftlicher Anschlüsse ist das Büro stahl+verbundbau gmbh mit beteiligt gewesen. Da auch hier die Leistung erbracht wurde, ist der gesamte Betrag an ausgezahlt worden. Die Ausgaben „Leistung Dritter“ für die Versuchsdurchführung durch die MPA Stuttgart ist mit der Beendigung der Versuchsreihe ausbezahlt worden. Die Mittelverwendung entspricht daher dem Bearbeitungsstand des Vorhabens und wurde vollständig aufgebraucht.

Forschungsstelle 2: Die Bearbeitung des Forschungsprojekts ist abgeschlossen und die Mittel für das wissenschaftlich-technische Personal sind ebenfalls aufgebraucht. Die Mittelverwendung entspricht daher dem Bearbeitungsstand.

Die geleistete Arbeit entspricht in vollem Umfang dem begutachteten und bewilligten Antrag und war daher für die Durchführung des Vorhabens notwendig und angemessen.

Teilergebnisse dieser Arbeit sind in folgenden Veröffentlichungen erschienen:

Alchalak, M.: Wirtschaftliche und brandschutztechnische Betrachtung von Slim-Floor-Deckensystemen, Masterarbeit, Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover, 2008.

Baur, V.: Numerische Untersuchung an Ein- und Zweifeld-Slim-Floor Trägern mit dem FE-Programm ABAQUS, Diplomarbeit, Nr. 2009- 24X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2009.

Brzezinska, M.: Thermische Analyse von Slim-Floor Decken mit UPE- und SFB-Profilen, Studienarbeit, Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover, 2009.

Eisele, T.: Experimentelle und analytische Untersuchungen zur mittragenden Breite an Slim-Floor Trägern, Diplomarbeit, Nr. 2009-42X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2009.

Grimm, T.: Analytische Lösung zur Berechnung der mittragenden Breite von zweifeldrigen Slim-Floor Trägern, Diplomarbeit, Nr. 2009-23X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2009.

Hauf, G.: Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern unter Biegebeanspruchung, Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2010-1, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2010.

Kuhlmann, U.; Hauf, G.: Slim-Floor Profiles as Innovative Slab Systems – Effective Width and Calculation of Deflections, 7th International PhD Symposium in Civil Engineering, Stuttgart, September 11-13, 2008.

Kuhlmann, U.; Hauf, G.: Efficient design for the calculation of the deflection and the shear capacity of slim-floor girder, Composite construction in steel and concrete VI, Engineering Conferences International, Colorado (USA), July 20-24, 2008.

Rentschler, J.: Experimentelle Untersuchung zur Querkrafttragfähigkeit von Slim-Floor Trägern, Diplomarbeit, Nr. 2009-36X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2009.

Schaumann, P., Kirsch, T.: Behaviour of Slim-Floor-Beams in Fire, Integrated Fire and Response, COST-Workshop, Barcelona (Spain), July 6-7, 2010.

Schlarmann, D.: Berechnung von Systemreserven von Slimfloor-Deckenträgern im Brandfall Masterarbeit, Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover, 2009.

Timmen, F.: Konstruktion und thermische Analyse eines geschraubten Anschlusses für Träger in Slim-Floor-Bauweise, Projektarbeit, Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover, 2010.

Wigger, M.: Thermomechanische Analyse eines geschraubten Anschlusses für Träger in Slim-Floor-Bauweise, Studienarbeit, Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover, 2009.

Geplante Veröffentlichung der Forschungsergebnisse in:

Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V.: Forschung für die Praxis (Forschungsberichte) : Effiziente Verbundflachdeckenträgersysteme im Hochbau – Ganzheitliche Optimierung für Montage und Nutzung (Projekt P771); Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Universität Stuttgart, Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann, Universität Hannover, Erscheinungsjahr: 2010.

Hauf, G., Kuhlmann, U.: Slim-Floor Girder – Experimental tests and design rules for the deflection, IABSE Symposium, Venice (Italy), September 2010.

Danksagung

Bei der erfolgreichen Durchführung des Forschungsvorhabens hat eine Vielzahl von Personen mitgewirkt, bei denen wir uns nun im Folgenden bedanken wollen:

Ein besonderer Dank gilt den Mitglieder des Projektbegleitenden Ausschusses für die rege Teilnahme und Unterstützung des Vorhabens:

Frau Dr. Höß	Harrer Ingenieure, Karlsruhe
Frau Dr. Ruga	Bauforumstahl e.V., München
Herr Dr. Bachmann, Herr Becker	Ed Züblin AG, Stuttgart
Herr Dr. Sauerborn	stahl + verbundbau gmbH, Dreieich
Herr Girkes, Herr Satzger	ArcelorMittal Commercial Long GmbH, Köln
Herr Dr. Haller, Herr Glatz	Haller Industriebau GmbH
Herr Hahnemann	Leonhardt, Andrä und Partner, Stuttgart
Herr Kuhnke	Goldbeck West GmbH, Bielefeld
Herr Nüsse	FOSTA e.V., Düsseldorf
Herr Trillmich	Köster & Co. GmbH, Ennepetal
Herr Venikov	Peiner Träger GmbH, Peine
Herr Prof. Mangerig, Herr Wagner	Uni-BW München

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen gilt ein besonderer Dank der

- Fa. Köster & Co. GmbH (Herrn Trillmich) für die Spende der Kopfbolzen und Schweißen der Kopfbolzen
- Fa. ArcelorMittal Commercial Long Deutschland GmbH (Herrn Girkes, Herrn Satzger) für die HEB-Träger
- Fa. Peiner Träger GmbH (Herr Schrader, Frau Pries, Herrn Venikov) für die UPE-Träger
- Fa. Haller Industriebau GmbH (Herrn Dr. Haller, Herrn Glatz) für das Schweißen der Versuchsträger
- Fa. Franz Traub GmbH & Co. KG (Herrn Ruß, Herrn Betzler) für das Betonieren der Versuchsträger
- Fa. Friedberg Produktionsgesellschaft mbH für die Schrauben
- Fa. stahl+verbundbau gmbh (Herrn Dr. Sauerborn)

für die Geld- und Sach- bzw. Materialspenden.

Ebenso gilt unser Dank unserem Techniker Herr Oliver Schneider und den Mitarbeitern der MPA Stuttgart (stellvertretend Herrn Dr. Lotze) für die zügige und reibungslose Durchführung der Versuche.

Verwendete Formelzeichen und Abkürzungen	1
A. Überblick	4
1 Einleitung	5
B. Verformungsverhalten.....	8
2 Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern	9
2.1 Grundsätzliches.....	9
2.2 Abgrenzung zwischen Verbundträger und Slim-Floor Träger.....	9
2.2.1 Verbundträger allgemein	10
2.2.2 Niedrige Verbundträger	12
2.2.3 Slim-Floor Träger.....	12
2.2.4 Trag- und Verformungsverhalten von Zwei-/Mehrfeldträgern	13
2.3 Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden.....	16
2.4 Zusammenfassung	16
3 Bisherige Untersuchungen zu Slim-Floor Trägern	17
3.1 Grundsätzliches.....	17
3.2 Untersuchungen zum Tragverhalten von Slim-Floor Profilen	17
3.2.1 Slim-Floor Profile mit ausbetonierten, hohlkastenförmigen Stahlprofilen nach [Schäfer 2007].....	17
3.2.2 Slim-Floor Träger mit Hutprofilen nach [Fries 2001]	18
3.3 Untersuchungen zum Tragverhalten und zur mittragenden Breite	18
3.3.1 Untersuchungen nach [Amadio, Fragiaco 2002].....	18
3.3.2 Mittragende Breite von Verbundträger unter negativer Momentenbeanspruchung nach [Holtkamp 1991]	19
3.3.3 Verformungsbezogene mittragende Breite nach [Rieg 2006]	20
3.4 Zusammenfassung	22
4 Mittragende Breite von Betongurten bei Slim-Floor Trägern.....	24
4.1 Grundsätzliches.....	24
4.2 Tragverhalten von Plattenbalken und Träger mit breiten Gurten.....	24
4.2.1 Grundsätzliches.....	24
4.2.2 Scheiben- und Biegezustand der mittragenden Breite	25
4.2.3 Einfluss der mittragenden Breite auf die Tragfähigkeit	26
4.2.4 Einfluss der mittragenden Breite b_{eff} auf die Steifigkeit.....	27
4.3 Definition der mittragenden Breite	28
4.3.1 Spannungsbezogene mittragende Breite b_{eff}	28
4.3.2 Verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$	29
4.4 Normative Regelungen für die mittragende Breite.....	29

4.5	Traganteile des Betongurts (Scheiben- und Biegezustand).....	32
4.5.1	Grundsätzliches	32
4.5.2	Mittragende Breite des Scheibenzustands für Einfeldträger	32
4.5.3	Mittragende Breite des Biegezustands für Einfeldträger	34
4.5.4	Vergleich des mittragenden Breite des Scheiben- und Biegezustands mit der normativen Regelung nach [DIN 18800-5]	34
4.5.5	Kombinierte Wirkung des Scheiben- und Biegezustands	35
4.5.6	Mittragende Breite des Scheiben- und Biegezustand für den Zweifeldträger	37
4.5.7	Zusammenfassung zur linear-elastischen Untersuchung der mittragenden Breite	39
5	Experimentelle Untersuchung zur mittragenden Breite	40
5.1	Allgemeines	40
5.2	Versuche an Einfeldträgern	40
5.2.1	Grundsätzliches	40
5.2.2	Experimentelle Untersuchungen	40
5.3	Versuche an Zweifeldträgern	54
5.3.1	Grundsätzliches	54
5.3.2	Experimentelle Untersuchungen	54
5.4	Schlussfolgerungen aus den Versuchsergebnissen	71
6	Analytisches Berechnungsmodell zur Berechnung der Trägerverformung	73
6.1	Grundsätzliches	73
6.2	Beschreibung des analytischen Berechnungsmodells	73
6.2.1	Allgemeines	73
6.2.2	Voraussetzungen und Vereinfachungen	73
6.2.3	Berechnungsablauf des analytischen Modells	75
6.2.4	Implementierte Materialmodelle	80
6.2.5	Kraftanteile – Ansätze der mittragenden Breite	81
6.2.6	Einfluss der Bewehrung in der Druckzone	82
6.2.7	Berechnungsverfahren des analytischen Modells	83
6.2.8	Mittragende Breite für den Zweifeldträger – Momenten- Nulldurchgang	88
6.3	Verifikation des analytischen Berechnungsmodells	94
6.3.1	Allgemeines	94
6.3.2	Vergleich mit den eigenen experimentellen Untersuchungen (Einfeldträger)	94
6.3.3	Vergleich mit den eigenen experimentellen Untersuchungen (Zweifeldträger)	96
6.4	Vergleich analytisches Modell mit [DIN 18800-5] & [DIN EN 1994-1-1]	98
6.4.1	Grundsätzliches	98
6.4.2	Vergleich normative Regelung zu Einfeldträgerversuche	98

6.4.3	Vergleich normative Regelung zu Zweifeldträgerversuchen.....	99
6.5	Analytische Untersuchung der Einflussfaktoren auf die Verformung.....	100
6.5.1	Allgemeines	100
6.5.2	Untersuchung für Einfeldträgersysteme	100
6.5.3	Untersuchung für Zweifeldträgersysteme	107
6.6	Berücksichtigung des Kriecheinflusses	112
6.6.1	Allgemeines	112
6.6.2	Analytisches Modell und Kriecheinfluss.....	113
6.6.3	Beispielrechnung einer Trägerverformung unter Kriecheinfluss	115
6.7	Zusammenfassung	116
7	Bestimmung der verformungsbezogenen mittragenden Breite	117
7.1	Einführung	117
7.2	Ablauf zur Bestimmung der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$	118
7.2.1	Grundsätzliches	118
7.2.2	Verfahren zur Bestimmung am Einfeldträger.....	118
7.2.3	Verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ für Einfeldträger	120
7.3	Parameterstudie zur Bestimmung der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$ bei Einfeldträgern	121
7.3.1	Grundsätzliches	121
7.3.2	Bisherige Untersuchung zur verformungsbezogenen mittragenden Breite für Hutprofile	122
7.3.3	Parameterstudie zur verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$	122
7.3.4	Einflüsse auf die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$	123
7.3.5	Zusammenstellung der Einflussfaktoren auf $b_{m,V}$ für Einfeldträger ...	130
7.3.6	Berechnungsansatz für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ von Einfeldträgern	133
7.3.7	Vergleich mit bestehenden Normregelungen.....	139
7.3.8	Schlussfolgerung	141
7.4	Verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ für Zweifeldträger	141
7.4.1	Grundsätzliches	141
7.4.2	Bestimmung der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$ für den Zweifeldträger	142
7.4.3	Anpassungsfaktor $\alpha_{bm,V}$ für die verformungsbezogene mittragende Breite des Zweifeldträgers	145
7.5	Zusammenfassung	147
8	Linear-elastischer Ansatz für die Verformungsberechnung	149
8.1	Grundsätzliches	149
8.2	Linear-elastischer Ansatz für Einfeldträger.....	149
8.2.1	Grundsätzliches	149

8.2.2	Definition des effektiven Trägheitsmoment $I_{i,eff}$	150
8.2.3	Bestimmung des Abminderungsfaktors α_c und Parameteruntersuchung	151
8.2.4	Verifizierung des elastischen Modells an Versuchsträgern	156
8.2.5	Einflussfaktoren des Abminderungsfaktors α_c	158
8.2.6	Statistische Auswertung des linear-elastischen Ansatzes	159
8.3	Linear-elastischer Ansatz für Zweifeldträger	161
8.3.1	Grundsätzliches	161
8.3.2	Berechnungsansatz mit reduzierter Trägersteifigkeit $I_{i,2,eff}$	161
8.3.3	Statistische Auswertung des linear-elastischen Ansatzes für Zweifeldträger	166
9	Berechnungsbeispiel	167
9.1	Grundsätzliches	167
9.2	Nichtlineares analytisches Modell für Ein- und Zweifeldträger	168
9.3	Verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$	169
9.4	Linear-elastischer Ansatz	171
10	Zusammenfassung - Verformungsverhalten	175
C.	Anschlüsse	180
11	Anschlüsse	181
11.1	Vorbemerkung	181
11.2	Anschlussituationen exemplarischer Bauvorhaben	182
11.2.1	Einkaufszentrum in Jena	182
11.2.2	Hotelbau in Berlin	183
11.2.3	Bürotrakt in Bergisch Gladbach	183
11.2.4	Bürogebäude in Düsseldorf	184
11.2.5	Schlussfolgerungen	185
11.3	Entwicklung unterschiedlicher Anschlussituationen	185
11.3.1	Vorbemerkung	185
11.3.2	Vorbemessung Decke Var. A: Spannbetonhohldecke + IFB- Träger	187
11.3.3	Vorbemessung Decke Var. B: Elementdecke mit Ortbetonergänzung + UPE-Träger	188
11.3.4	Übersicht der Träger-Stützen-Anschlüsse	188
11.4	Bemessung einer Anschlusskonstruktion (Beispiel Hutprofil)	192
11.4.1	Grundsätzliches	192
11.4.2	Gelenkiger Anschluss (Beispiel Stirnplattenanschluss)	192
11.4.3	Anschluss mit Durchlaufwirkung (Beispiel Knaggenanschluss)	198

D. Brandschutz	201
12 Stand der Forschung	202
12.1 Brandschutztechnische Untersuchungen an Slim-Floor-Systemen	202
12.2 Ausnutzung von Systemreserven im Brandfall	204
12.3 Brandschutztechnische Optimierung der Anschlüsse	206
13 Methoden	208
13.1 Fließgelenktheorie (FGTh)	208
13.2 Fließzonenmodelle mit Balkenelementen (BoFire)	208
13.3 FEM mit Volumenelementen (ABAQUS)	209
14 Annahmen und Parameter für die Referenzsysteme	210
14.1 Brandbeanspruchung	210
14.2 System	210
14.3 Querschnitte	212
15 Untersuchungen zum UPE-Profil	214
15.1 Untersuchungen zum transienten Temperaturfeld	214
15.1.1 Grundlagen zur numerischen Berechnung	214
15.1.2 Hohlraumstrahlung	216
15.1.3 Einfluss verschiedener Füllmaterialien auf das Temperaturfeld	219
15.1.4 Parameterstudie Stahlbetondecken	222
15.2 Untersuchungen zur Tragfähigkeit im Brandfall	228
15.2.1 Definition der maximalen Einwirkung bei Raumtemperatur	228
15.2.2 Anpassung der Betondruckfestigkeit im Spannungsblock	230
15.2.3 Feuerwiderstandsdauer für einen Einfeldträger	232
15.2.4 Steigerung der Tragfähigkeit durch Füllmaterial	233
15.2.5 Durchlaufwirkung infolge plastischem Anschluss des UPE-Profils	234
15.2.6 Durchlaufwirkung infolge zusätzlicher Bewehrung im Stützbereich	235
15.2.7 Ansatz der Mindestbewehrung	240
15.2.8 Begrenzung der Tragfähigkeit durch Querkraftversagen	240
15.2.9 Berücksichtigung der Querkraft im Betongurt (Stützbewehrung)	241
15.2.10 Parameterstudie zu Systemreserven im Brandfall	242
15.3 Untersuchungen zum Träger Stützenanschluss	245
15.3.1 Anschlusskonzept	245
15.3.2 Grundlagen zu Modellen der thermischen Analyse	246
15.3.3 Untersuchung offene und geschlossene Hohlräume im Anschlussbereich	248
15.3.4 Ergebnisse der thermischen Simulation	249
15.3.5 Untersuchungen zur Knagge	251
15.3.6 Ergebnisse Knaggenanschluss	262

16 Untersuchungen zum SFB-Profil.....	264
16.1 Untersuchungen zum transienten Temperaturfeld.....	264
16.1.1 Ergebnisse.....	264
16.1.2 Untersuchung eines möglichen Spaltes zwischen Walzprofil und Blech.....	264
16.2 Untersuchungen zur Tragfähigkeit im Brandfall.....	266
16.2.1 Vorgehensweise und Validierung	266
16.2.2 Ergebnisse für volltragfähigen Anschluss (theoretisch)	267
16.2.3 Ergebnisse für teiltragfähigen Anschluss	268
16.2.4 Parameterstudie für drei verschiedene Träger.....	270
16.3 Anschlussbetrachtungen	273
16.3.1 Entwicklung eines Anschlusses bei Raumtemperatur	273
16.3.2 Numerisches Modell zur Anschlussuntersuchung	276
16.3.3 Thermische Analyse	277
16.3.4 Grundlagen der mechanischen Analyse	278
16.3.5 Ergebnisse Momententragfähigkeit	280
16.3.6 Ergebnisse zur Momententragfähigkeit im Brandfall.....	284
17 Zusammenfassung - Brandschutz.....	287
E. Zusammenfassung	291

Verwendete Formelzeichen und Abkürzungen

Formelzeichen

<u>Kürzel</u>	<u>Einheit</u>	<u>Bezeichnung</u>
---------------	----------------	--------------------

q	[kN/m]	Einwirkende Streckenlast
P	[kN]	Einwirkende Last (Pressenkraft)
P_u	[kN]	Einwirkende Last (Pressenkraft) bei Erreichen des maximalen Traglast
M, M_L	[kNm]	Einwirkendes Moment
M_{Riss}	[kNm]	Rissmoment
M_{el}	[kNm]	Fließmoment
M_{Zw}	[kNm]	Zwischenmoment (Betondehnung bei 2‰)
M_u	[kNm]	Einwirkendes Moment bei Erreichen des Bruchmoments im GZT
$M_{pl,Rd}$	[kNm]	Plastische Widerstandsmoment des Verbundträgers
M_a	[kNm]	Biegemoment des Baustahlträgers
M_c	[kNm]	Biegemoment des Betongurtes
N_c	[kN]	Normalkraft des Betongurtes
N_{ct}	[kN]	Betonzugkraft
$N_{c,1}$	[kN]	Betondruckkraft – Glgw mit Zugkraft Baustahlträger
$N_{c,2}$	[kN]	Betondruckkraft – Glgw mit Betonzugkraft
N_a	[kN]	Zugkraft im Baustahl
N_s	[kN]	Zugkraft in Bewehrung
N_c	[kN]	Druckkraft in Bewehrung
f_{cm}	[N/mm ²]	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_c	[N/mm ²]	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_y	[N/mm ²]	Fließspannung des Baustahls
σ_{ct}	[N/mm ²]	Spannung – Betonzugfestigkeit
σ_c	[N/mm ²]	Spannung – Betondruckfestigkeit
ε_y	[-]	Dehnung des Baustahls
ε_c	[-]	Dehnung des Betons
ε_a	[-]	Stahldehnung
ε_{c1}	[-]	Betondehnung bei Erreichen des Höchstwerts der Druckspannung [DIN 1045-1]
ε_{c1u}	[-]	Betondehnung bei Erreichen des Festigkeitsgrenze [DIN 1045-1]
ε_c	[-]	Betondehnung (gemessene Wert)
ε_{ct}	[1/m]	Dehnung des Betons bei Erreichen der Zugfestigkeit
κ_{Riss}	[1/m]	Krümmung bei Erreichen des Rissmoments

κ_{el}	[1/m]	Krümmung bei Erreichen des Fließmoments
κ_{Zw}	[1/m]	Krümmung bei Erreichen des Zwischenmoments
κ_u	[1/m]	Krümmung bei Erreichen des Bruchmoments
b_{eff}	[m]	Effektive mittragende Breite
b_m	[m]	Effektive mittragende Breite
$b_{m,S}$	[m]	Mittragende Breite des Scheibenzustands
$b_{m,B}$	[m]	Mittragende Breite des Biegezustands
$b_{m,V}$	[m]	Verformungsbezogene mittragende Breite
$b_{m,V,0}$	[m]	Elastische Wert der verformungsbezogenen mittragenden Breite
L	[m]	Spannweite des Trägers / Stützweite eines Feldes
A_a	[cm ²]	Querschnittsfläche des Baustahlträgers
$A_{s,u}$	[cm ²]	Querschnittsfläche des Bewehrung in der unteren Lage
$A_{s,o}$	[cm ²]	Querschnittsfläche des Bewehrung in der oberen Lage
$a_{s,u}$	[cm ² /m]	Bewehrungsgehalt in der unteren Lage
$a_{s,o}$	[cm ² /m]	Bewehrungsgehalt in der oberen Lage
$I_{i,o}$	[cm ⁴]	Ideeles Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Verbundquerschnitts ($t = 0$)
$A_{i,o}$	[cm ²]	Ideelle Querschnittsfläche des Verbundquerschnittswerts ($t = 0$)
I_a	[cm ⁴]	Flächenträgheitsmoment 2. Grades Baustahlprofil
I_{st}	[cm ⁴]	Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Gesamtstahlquerschnitts
n_0	[-]	Reduktionszahl (E_a / E_{cm})
a_{st}	[cm]	Schwerpunktastand zwischen Beton- und Stahlquerschnitt
$S_{i,o}$	[cm ³]	Statische Moment des Verbundquerschnitts in der Verbundfuge
$I_{c,o}$	[cm ⁴]	Ideeles Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Betons ($t = 0$)
$A_{c,o}$	[cm ²]	Ideelle Querschnittsfläche des Betons ($t = 0$)
h_c	[cm]	Höhe der Betonplatte
b	[cm, m]	Breite des Betongurtes
I_{st}	[cm ⁴]	Verbundquerschnittswert des Gesamtstahls (Baustahl + Bewehrung)
η	[-]	Verdübelungsgrad des Verbundträgers
e	[m]	Exzentrizität der Last (Querrichtung) auf Versuchsträger
E_a	[N/mm ²]	Elastizitätsmodul des Baustahls
E_c	[N/mm ²]	Elastizitätsmodul des Betons
w, f	[mm]	Durchbiegung
f_{exp}	[mm]	Durchbiegung des Trägers im Versuch
f_{analyt}	[mm]	Durchbiegung des Trägers aus analytischer Berechnung

β	[1/m]	Verdrehwinkel des Querschnitts (1. Ableitung der Durchbiegung)
x	[m]	Laufvariable in Trägerlängsrichtung
b_{eff}	[m]	Mittragende Breite des Betongurts
$b_{m,v,0}$	[m]	elastischer Wert der verformungsbezogenen mittragenden Breite
$b_{m,v,(1)}$	[m]	verformungsbezogene mittragende Breite – „Berechnungsansatz - Stufe 1“
$b_{m,v,(2)}$	[m]	verformungsbezogene mittragende Breite – „Berechnungsansatz - Stufe 2“
$\beta_{m,v,(1)}$	[-]	Abminderungsfaktor für die verformungsbezogene mittragende Breite „Stufe 1“
$\beta_{m,v,(2)}$	[-]	Abminderungsfaktor für die verformungsbezogene mittragende Breite „Stufe 2“
k_m	[-]	Abminderungsfaktor für Momenteneinwirkung
$\alpha_{bm,v}$	[-]	Anpassungsfaktor für verformungsbezogene mittragende Breite (Zweifeldträgers)
l_0	[m]	Abstand Momenten-Nulldurchgang nach Heft240
l_E	[m]	Abstand Momenten-Nulldurchgang
d	[m]	Dicke des Betongurts nach Heft240
d_0	[m]	Gesamthöhe des Plattenbalkens nach Heft240
β_1	[-]	Faktor zu Bestimmung der mittragenden Breite nach Heft240
$I_{i,\text{eff}}$	[kN/cm ²]	Effektives Trägheitsmoment für linear-elastischen Ansatz (Einfeldträger)
α_c	[-]	Abminderungsfaktor des Trägheitsmoment – Betonanteile im Zustand II
α_{Mat}	[-]	Abminderungsfaktor für Einfluss der Materialkennwerte
α_{QS}	[-]	Abminderungsfaktor für Einfluss des Querschnitts
α_M	[-]	Abminderungsfaktor für Einfluss der auf den Träger einwirkenden Belastung
$I_{i,2,\text{eff}}$	[kN/cm ²]	Effektives Trägheitsmoment für linear-elastischen Ansatz (Zweifeldträger)
$\alpha_{c,2}$	[-]	Abminderungsfaktor des Trägheitsmoment (Zweifeldträger)
$\alpha_{\text{QS},2}$	[-]	Abminderungsfaktor für Einfluss des Querschnitts (Zweifeldträger)
$\alpha_{M,2}$	[-]	Abminderungsfaktor für Einfluss der einwirkenden Belastung (Zweifeldträger)

Alle weiteren verwendeten oder hiervon abweichenden Symbole und Bezeichnungen sind im Text erläutert.

A. Überblick

1 Einleitung

Bisher wurden in der Verbundbauforschung Verbundträger vorwiegend als isolierte Bauelemente behandelt, die Integration in ein System insbesondere die Ausbildung der Verbundknoten, der Anschlüsse der Verbundträger an andere Bauelemente wie Stützen, wurde der Praxis überlassen. Das Ziel dieses Vorhabens ist die integrierte Betrachtung von wirtschaftlicher Bemessung der Verbundträger einerseits und geeigneter Knotenausbildung andererseits. Nur so sind effiziente Gesamtlösungen zu erzielen, die sowohl die Kriterien der Tragfähigkeit und Nutzung wie auch der Fertigung und Montage berücksichtigen. Schwerpunkte der geplanten Untersuchungen sind Fragen der Gebrauchstauglichkeit, insbesondere die notwendige Erfüllung von Verformungskriterien, des Weiteren Fragen einer montagegerechten Ausbildung der Verbundknoten. Ebenso spielt bei Verbundbaulösungen Brandschutz eine entscheidende Rolle. In diesem Zusammenhang sollen ebenso Lösungen für die brandschutztechnische Ausführung der Träger sowie für die Anschlusskonstruktionen entwickelt werden.

Ziel ist die Konkurrenzfähigkeit von Stahl-Verbundkonstruktionen im Geschossbau gegenüber gängigen Massivkonstruktionen durch eine im Hinblick auf Nutzung und Montage optimierte Systemlösung zu steigern. Durch eine konsequentere Nutzung der Vorteile von Stahl-Verbundkonstruktionen wie der schlanken gewichtsreduzierenden Bauweise, des hohen Vorfertigungsgrades und der schnellen Montage eröffnen sich neue Märkte für den Stahlbau, die bisher weitgehend dem Stahlbetonbau vorbehalten waren.

Konkurrenzfähig sind Lösungen, die neben der Wirtschaftlichkeit noch weitere Vorzüge bieten: dazu zählen Bauzeitverkürzung, die durch geeignete Vorfertigung und montagegerechte Knotenanschlüsse erreicht wird, Komfort in der Nutzung, der durch die Durchbiegungsbegrenzung und ästhetische Gestaltung wie eine Holzunterdecke oder „versteckte“ Knotenkonstruktionen erreicht wird, und Sicherheit, die durch einen konsequenten sowohl auf die Träger wie auch die Knoten sich erstreckenden Brandschutz gewährleistet wird.

Diese verschiedenen Ziele sind nicht selbstverständlich miteinander vereinbar. Eine wirtschaftliche Slim-Floor Trägerkonstruktion ist so schlank, dass die Durchbiegungsbegrenzung verletzt wird. Ein montagegerechter Knoten ist nicht automatisch brandsicher.

Die Zielsetzung besteht in der ganzheitlichen Optimierung. Es sollen effiziente Verbundträgersysteme entwickelt werden, die auf dem Markt als Komplettlösung konkurrieren. Im Mittelpunkt der Untersuchung sollen hierbei die Hutprofile sowie IFB-Träger stehen.

Folgende Fragestellungen sollen hierbei im Einzelnen behandelt werden und sind im nachfolgenden Bericht jeweils unter dem angegebenen Abschnitt zu finden.

Fragen der Gebrauchstauglichkeit – Durchbiegung von Verbundträgern (Arbeitsschwerpunkt I) – **siehe Abschnitt B „Verformungsverhalten“**

- Realistische Biegesteifigkeit von Verbundträgern im Gebrauchszustand

Bauteile müssen neben den Nachweisen der Tragfähigkeit ebenso für die Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden. Hierbei spielt z.B. neben der Beschränkung der Rissbreiten auch der Durchbiegungsnachweis eine entscheidende Rolle für die Nutzbarkeit eines Bauwerks. Da die Berechnungen der Durchbiegung bei Verbundträgern, im Besonderen für im Geschossbau übliche niedrige Verbundträger und Slim-Floor Systeme stark von der Steifigkeit – also der Geometrie und dem Rissverhalten des Betons abhängt, war es hierbei notwendig, das Materialverhalten zutreffend zu bestimmen und die „richtige“ Steifigkeit berechnen zu können. Aus diesem Grund erfolgt die genaue Ermittlung der Steifigkeit/mittragenden Breite infolge Biegung auch für den Stützbereich unter Gleichlast notwendig.

- Berücksichtigung der Einspannwirkung des Trägers am Knoten

Für die Berechnung von Knotenverbindungen wird in der Ingenieurpraxis für Verbundknoten oftmals ein gelenkiger Anschluss angenommen. Tatsächlich aber bildet sich durch die Bewehrungsführung und den Anschluss durch ein Knotenblech o. ä. eine gewisse Einspannwirkung aus, die sich positiv auf das Durchbiegungsverhalten des Trägers auswirkt. Die Untersuchung der Einspannwirkung ist hierbei als Fortführung der Bestimmung der realistischen Biegesteifigkeit zu sehen. Dieser Einfluss wurde im Rahmen dieses Vorhabens geklärt werden und ein daraus für das System günstiges Berechnungsmodell entwickelt.

- Einfluss von Kriechen und Schwinden auf die Durchbiegung / Gebrauchstauglichkeit

Durch den Einfluss aus Kriechen und Schwinden wird die Durchbiegung von Trägersystemen zusätzlich erhöht. Die Träger- und Deckendurchbiegung ist hierbei von der Belastung und dem Zeitpunkt des Auftretens abhängig. Darüber hinaus gibt es eine Vielzahl von weiteren Einflüssen, die für die Durchbiegung und die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit eine Rolle spielen: Dazu zählen die eingesetzten Materialien Stahl und Beton, ihre Festigkeit und Steifigkeit, geometrische Proportionen wie die Höhe des Betongurts im Vergleich zur Profilhöhe oder der Anteil des Baustahlquerschnitts am Gesamtquerschnitt oder der Grad der Bewehrung. In Abstimmung mit dem Arbeitskreis wurde dieser ursprünglich auf Kriechen und Schwinden beschränkte Punkt auf die Untersuchung der verschiedenen genannten Punkte verallgemeinert. Da sich die Berechnung der Durchbiegung infolge dieser Abhängigkeiten als sehr aufwändig erweist, wurde durch Berechnungsmodelle der Einfluss bestimmt und durch einfach anzuwendende Abschätzungen eingegrenzt. Hierfür war eine umfangreiche Parameteranalyse durchzuführen, um die verschiedenen Einflüsse abschätzen und daraus vereinfachte Berechnungsregeln entwickeln zu können.

Fragen der Ausbildung und Konstruktion der Verbundknoten (Arbeitsschwerpunkt II) – **siehe Abschnitt C „Anschlüsse“**

- Ausbildung wirtschaftlicher Knotenanschlüsse

Die Vorteile der Verbundbauweise, einer schnellen und einfachen Montage, muss auch für die Verbindungen zwischen Decke, Träger und Stütze gelten. Ziel hierbei soll somit sein, die Knotenausbildung so wirtschaftlich wie möglich zu gestalten und dabei besonders Wert auf die einfache Ausführung zu legen. Gerade die schnelle Montage der Anschlüsse erlaubt einen gegenüber reinen Stahlbetonkonstruktionen oft entscheidenden zeitlichen Gewinn beim Baufortschritt.

- Wirtschaftliche und schnelle Bemessungshilfen für Ausbildung der Knotenanschlüsse

Für die Akzeptanz und Anwendung dieser Verbundträgersysteme sind u. a. auch schnell und einfach anwendbare Bemessungshilfen notwendig. Ziel war es, standardisierte Anschlüsse zu entwickeln, die mit Hilfe von Bemessungstabellen oder adäquaten Hilfsmitteln für die entwickelten Systemlösungen bemessen und konstruiert werden können. Gerade für den Praktiker sollen diese aufbereiteten typischen Lösungen eine Erleichterung darstellen. Für die Ausarbeitung von Systemlösungen für die Decken- und Trägersysteme stellen somit die Knotenausbildung und die Anschlussproblematik einen wesentlichen Teil dar.

Die Knoten müssen auch den Kriterien des Brandschutzes entsprechen. Hier erfolgt eine enge Abstimmung mit dem Arbeitsschwerpunkt III.

Fragen der Brandschutzes des Verbunddeckensystems (Arbeitsschwerpunkt III) – **siehe Abschnitt D „Brandschutz“**

- Ausnutzung von Systemreserven im Brandfall

Im Brandfall kann sich infolge thermischer Dehnungen eine zusätzliche Durchlaufwirkung einstellen. Konstruktive Regeln sind in [DIN V EN 1994-1-2] angegeben, gelten jedoch nur für kammerbetonierte Träger. Das Traglastverhalten wurde auf der Grundlage eines räumlichen Modells untersucht und der Anwendungsbereich auf Slim-Floor Träger erweitert werden.

- Brandschutztechnische Optimierung der Anschlüsse

Die Verbindungstechnik spielt eine entscheidende Rolle für die Wirtschaftlichkeit einer Konstruktion. Aufgrund der hohen Lohnkosten sind montagefreundliche Anschlüsse erforderlich, die zugleich die geforderte Feuerwiderstandsdauer aufweisen.

Ungeachtet ihrer weiten Verbreitung liegen bislang kaum realitätsnahe numerische Untersuchungen zu Verbundbauanschlüssen im Brandfall vor. Daher wurden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens dreidimensionale Finite Elemente-Modelle erstellt. Unter Berücksichtigung der Strahlung erfolgte eine brandschutztechnische Bewertung und ggf. Verbesserung bestehender Anschlusstechniken.

B. Verformungsverhalten

Der nachfolgende Abschnitt „B“ bezieht sich auf das Arbeitspaket I und der Frage nach der Verformungsberechnung. Entsprechend dem Forschungsantrag unterteilt sich das Arbeitspakete in drei Aspekte:

- Realistische Biegesteifigkeit von Verbundträgern im Gebrauchszustand
- Berücksichtigung der Einspannwirkung des Trägers am Knoten
- Untersuchung von Einflüssen wie Kriechen und Schwinden auf die Durchbiegung / Gebrauchstauglichkeit, Herleitung vereinfachter Berechnungsregeln

Um die geforderten Aspekte darzustellen ist es notwendig, in einem ersten Schritt auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundflachdeckenträgern einzugehen (Abschnitt 2). Danach werden im Abschnitt 3 bisherige Untersuchungen zu Slim-Floor Träger vorgestellt, gefolgt von Untersuchungen zur mittragenden Breite, die eine entscheidende Rolle für die realistische Biegesteifigkeit von Verbundträgern darstellt (Aspekt 1 des Arbeitspaketes).

Im fünften Abschnitt werden die experimentellen Untersuchungen vorgestellt, die die Basis für die anschließende analytischen Untersuchungen bilden (Aspekt 1 und 2 des Arbeitspaketes).

Für die realistische Verformungsberechnung wird im Abschnitt 6 ein analytisches Modell vorgestellt, das sich für die Durchbiegungsberechnung von ein- und zweifeldrige Slim-Floor Systemen eignet. Auch werden die verschiedenen Einflüsse wie die eingesetzten Materialien Stahl und Beton, ihre Festigkeit und Steifigkeit, geometrische Proportionen wie die Höhe des Betongurts im Vergleich zur Profilhöhe oder der Anteil des Baustahlquerschnitts und die Effekte von Kriechen und Schwinden untersucht. (Aspekt 3)

In den beiden letzten Abschnitten 7 und 8 werden zwei Modelle zur Vereinfachung der Verformungsberechnung dargestellt. Diese Modelle sind hierbei auf Basis des analytischen Modells hergeleitet worden, so dass damit Verbundflachdeckensysteme mit beliebigen Querschnitten berechnet werden können. Gerade die Weiterführung des analytischen Modells in ein vereinfachtes Verfahren erleichtert die Anwendung stark und ermöglicht es, das komplexe Trag- und Verformungsverhalten auf ein sehr reduziertes Maß an Berechnungsaufwand zu vereinfachen.

2 Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern

2.1 Grundsätzliches

Tragwerke unterliegen im Allgemeinen immer zwei Anforderungen, der Standsicherheit (Grenzzustand der Tragfähigkeit) und der Funktionstüchtigkeit im Gebrauch (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit). Dies bedeutet, dass z.B. Verbundträger auf die maximale Beanspruchung hin untersucht werden, gleichzeitig aber auch Aspekte wie die Durchbiegung, das Schwingungsverhalten und Dauerhaftigkeit der Konstruktion (Rissbildung) berücksichtigt werden müssen.

Während für den Grenzzustand der Tragfähigkeit die Einwirkungen und Materialwiderstände mit Sicherheitsfaktoren beaufschlagt werden, ist für die Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit die wirklichkeitsnahe Ermittlung der Schnittgrößen, Verformungen und Steifigkeiten notwendig [Bode 1998].

Im Folgenden soll daher für verschiedene Verbundträgersysteme das Trag- und Verformungsverhalten näher erläutert werden und hierbei besonders auf die Berechnung der Verformungen eingegangen werden. Dies ist für das Verständnis gerade in Hinblick auf die untersuchten Verformungen für Slim-Floor Träger notwendig.

2.2 Abgrenzung zwischen Verbundträger und Slim-Floor Träger

Die möglichen Ausführungsvarianten für Verbundträger sind sehr vielfältig [Feldmann 2000]. So kann die Querschnittsgestaltung des Baustahlprofils sehr verschieden und frei gewählt werden, ebenso aber auch die Lage und Dicke der Betonplatte zum Baustahlprofil. Hierbei wird in drei Kategorien unterschieden, dem normal hohen Verbundträger, dem niedrigen Verbundträger und dem Verbundflachdeckenträger (im Folgenden als „Slim-Floor Träger“ bezeichnet).

Eine eindeutige und grundlegende Unterscheidung zwischen den ersten beiden genannten Varianten ist nur schwer möglich. So besteht die Möglichkeit, die Größe des Baustahlprofils als eine mögliche Abgrenzung heranzuziehen. Eine zweite und bevorzugte Möglichkeit ist durch das verschiedene Tragverhalten gegeben. Verbundträger werden als „niedrige Verbundträger“ bezeichnet, wenn der Betongurt unter Gebrauchslasten (bei positiven Momenten) Risse aufweist.

Die Abbildung 2.1 zeigt typische Querschnitte eines normal hohen Verbundträgers, eines niedrigen Verbundträgers und eines Slim-Floor Trägers.

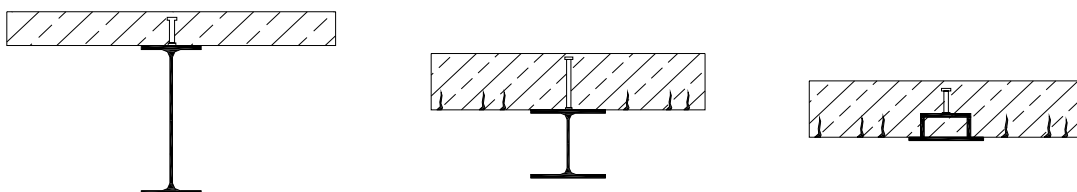


Abbildung 2.1: Normal hoher Verbundträger, niedriger Verbundträger, Slim-Floor Träger

Die in der Abbildung dargestellten Risse sollen charakteristisch die Rissbildung des Betongurts zeigen, wenn dieser sich in Stahlträgerlängsrichtung durchbiegt und damit quer zur Stahlträgerachse aufreißt.

Slim-Floor Träger werden übersetzt auch als „deckengleiche“ Verbundträger bezeichnet. Bei dieser Art von Verbundträger liegt das Baustahlprofil in den Beton eingebettet. Es gibt sehr viele mögliche Querschnitte, die hierbei zur Anwendung kommen können. Bei der Herstellung wird zwischen zwei Bauweisen unterschieden [Feldmann 2000]. Bei der sog. Trockenbauweise werden vorgefertigte Elemente verwendet, die auf den Stahlträgeruntergurt aufgelegt und entsprechend ausgegossen werden [Bode et al 1997], [Feldmann et al 1998]. Es kann hierbei aber nicht automatisch von einer Verbundwirkung ausgegangen werden. Verbundmittel werden oftmals nicht planmäßig vorgesehen, eine gewisse Verbundwirkung durch Reibung oder Klemmwirkung ist aber meist vorhanden [Däuwel 2001].

Im Gegensatz dazu wird bei der sog. Nassbauweise der Beton vor Ort eingebracht. Bei zusätzlich angebrachten Verbundmittel werden die Träger so zu vollwertigen Verbundquerschnitten. Die nachfolgenden Untersuchungen konzentrieren sich hierbei auf Slim-Floor Querschnitte in Nassbauweise unter Ansatz einer Verbundwirkung.

Gegenüber normal hohen Verbundträgern bzw. auch Deckensystemen mit Unterzügen ergeben sich für Slim-Floor Konstruktionen viele Vorteile. Durch die unterzugsfreie Konstruktion ist das Verlegen von Leitungen und Kanälen ungestört möglich. Durch stahlbaumäßige Anschlüsse können Deckendurchbrüche und Öffnungen auch sehr nah am Stützenbereich ausgebildet werden. Insgesamt wird die Deckenplattenhöhe niedrig gehalten, auch evtl. Brandschutzmaßnahmen sind leichter durch die ebene Untersicht vorzusehen als bei normal hohen Verbundträgern.

Insgesamt sind natürlich die Spannweiten bei Slim-Floor Trägern durch die schlanke Deckenhöhe beschränkt, so dass das Hauptanwendungsgebiet dieser Deckenkonstruktion bei Bauten mit mittleren Spannweiten bzw. Achsabständen von 5 - 8 m liegt. Dieser Bereich kommt vorwiegend im Büro- und Geschossbau in Frage.

2.2.1 Verbundträger allgemein

Anhand der nachfolgenden Abbildung 2.2 lässt sich das Tragverhalten eines normal hohen Verbundträgers erklären. Infolge der äußeren Belastung auf Gebrauchslastniveau – in diesem Fall ein positives Biegemoment – stellt sich über die Trägerhöhe eine Dehnungsverteilung ein, bei der der Betongurt unter Druck steht. Die Nulllinie liegt bei diesen hohen Trägerquerschnitten im Stahlträgersteg. Durch die nur sehr kleine Krümmung des Verbundträgers sind der Krümmungsanteil und damit das Biegemoment des Betongurtes vernachlässigbar klein und werden daher bei der Berechnung nicht weiter berücksichtigt [Roik et al 1999]. Die Haupttraganteile werden durch das Eigenbiegemoment des Stahlträgers M_a und das Kräftepaar aus Betondruck N_c und Stahlzugkraft N_a gestellt.

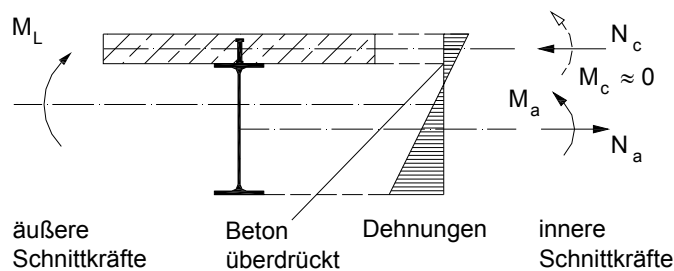


Abbildung 2.2: Dehnungsverteilung eines Verbundträgers

In Abhängigkeit der gewählten Querschnitte erreicht der Biegeanteil des Betongurts ca. 5% des gesamten Verbundbiegemoments, der Anteil des Baustahlprofils liegt bei ca. 20-30%, die restlichen 65-70% werden durch das Kräftepaar aus Stahlzugkraft und Betondruckkraft aufgenommen [Kuhlmann, Fries 1998].

Anhand der Dehnungsverteilung ist zu erkennen, dass der Verbundträger werkstoffoptimiert eingesetzt wird, d.h. das Baustahlprofil übernimmt die Zugkomponente und der Betongurt wirkt als Druckgurt.

Da der Betonquerschnitt unter Gebrauchslasten gewöhnlich ungerissen (Zustand I) und der Baustahl ebenfalls noch im elastischen Bereich vorliegt, kann die Durchbiegung des Trägers mittels materiell linearer Berechnungsverfahren bestimmt werden. Das Verformungsverhalten dieser Träger (dies gilt ebenso auch für niedrige Verbundträger und Slim-Floor Träger) kann im Übrigen erheblich durch das angewandte Bauverfahren beeinflusst werden. Es wird hierbei zwischen dem Eigengewichtsverbund und dem Verkehrslastverbund unterschieden.

Beim Eigengewichtsverbund ist der Stahlträger beim Betonieren der Aufbetonplatte unterstützt, so dass nach dem Erhärten und Wegnahme der Unterstützung das gesamte Eigengewicht vom Verbundquerschnitt aufgenommen wird.

Beim Verkehrslastverbund trägt der Stahlträger ohne Unterstützung das Gewicht der Betonplatte, die Verbundwirkung kommt erst nach Erhärten des Betons und bei weiteren Lasten (Ausbau- und Verkehrslasten) zu tragen. Dies bedeutet, dass bei Berücksichtigung aller Lasten die Trägerverformung beim Verkehrslastverbund größer ist als beim Eigengewichtsverbund. Weitere Einflüsse auf das Verformungsverhalten wie z. B. durch das Aufschweißen der Kopfbolzendübel oder durch Richten der Stahlträger sind u.a. in der Arbeit von [Grages, Lange 2004], [Grages 2007] erläutert.

Die aktuelle Verbundbaunorm [DIN 18800-5] verweist bei den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit, insbesondere des Verformungsnachweises, auf die Anforderungen nach [DIN 1045-1], Abschnitt 11.3.1. Weitere Hinweise werden nicht gegeben.

Da im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit Verbundträger für gewöhnlich ungerissen vorliegen, vereinfacht sich die Verformungsberechnung, da die klassischen Formeln der linear-elastischen Stabstatik auf einen in diesem Zustand noch materiell linearen Träger angewandt werden können. Hierzu wird ein sog. ideeller Verbundquerschnittswert $I_{i,0}$ berechnet, der sich aus dem Baustahlquerschnitt und aus Umrechnung des Betonquerschnitts in einen fiktiven Stahlquerschnitt zusammensetzt. Dieser Ansatz

wird auch als Gesamtquerschnittsverfahren bezeichnet [Sattler 1959]. Auf eine nichtlineare Berechnung kann verzichtet werden.

2.2.2 Niedrige Verbundträger

Niedrige Verbundträger sind vom Tragverhalten zwischen normal hohen Verbundträgern und Slim-Floor Trägern einzustufen. Durch den kleineren Baustahlquerschnitt, der aber unterhalb der Betonplatte liegt, ergibt sich, wie in Abbildung 2.3 veranschaulicht, eine ausgeprägte Dehnungsverteilung. Dies hat zur Folge, dass durch den niedrigeren Querschnitt der Betongurt auf der Trägerunterseite unter Gebrauchslasten Risse aufweist. Die Nulllinie des Verbundquerschnitts liegt daher im Betongurt. Unter Gebrauchslasten ist der Baustahlträger gewöhnlich nicht mehr im linear-elastischen Zustand [Kuhlmann et al 2001], [Kuhlmann, Hauf 2006].

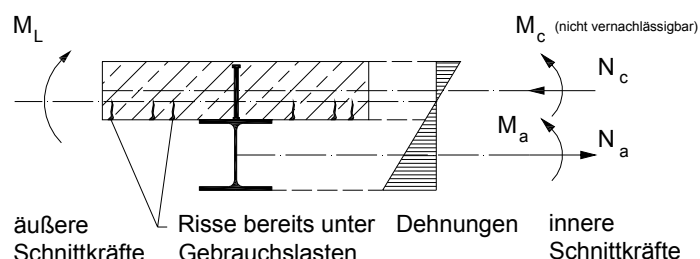


Abbildung 2.3: Dehnungsverteilung eines niedrigen Verbundträgers

Im Verhältnis zum Biegeanteil des Gesamtverbundquerschnitts besitzt der Betongurt einen nicht mehr ohne Weiteres zu vernachlässigenden Traganteil. Die Verformungen würden ohne diesen Anteil weit überschätzt werden und eine effiziente Dimensionierung wäre nicht möglich [Kuhlmann et al 2003], [Kuhlmann, Rieg 2004b]. Im Unterschied zum normal hohen Verbundträger aber kann der materiell lineare Ansatz nicht mehr angewandt werden [Kuhlmann, Rieg 2003]. Dies beruht auf der Rissbildung und dem damit verbundenen Steifigkeitsverlust.

Für die Berechnung unter Berücksichtigung des materiell nichtlinearen Verhaltens wird auf den Abschnitt 6 verwiesen, bei dem der Momenten-Krümmungs-Ansatz ausführlich erklärt wird. In der Diplomarbeit von [Bott 2007] wurde das Verformungsverhalten von niedrigen Slim-Floor Trägern auf Zweifeldträgern unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens und des Momenten-Krümmungs-Ansatzes untersucht und im Rahmen einer Parameterstudie maßgebende Einflussfaktoren der Trägerverformung bestimmt.

2.2.3 Slim-Floor Träger

Die Abbildung 2.4 beschreibt anschaulich, dass bei Slim-Floor Trägern die Krümmung infolge der äußeren Einwirkung und der niedrigen Bauhöhe des Trägers sehr groß ist. Dies verursacht bereits unter sehr geringen Lasten (z.B. eine positive Momenteneinwir-

kung) Risse auf der Betonuntergurtseite. Durch die Rissbildung entzieht sich der Beton der Zugbeanspruchung und das Baustahlprofil wie auch zugelegte Längsbewehrung tragen diese Kräfte ab. Der Beton erzeugt im Druckbereich die entsprechende Gegenkraft, mit der das Moment durch das Kräftepaar aufgenommen werden kann. In Abhängigkeit des gewählten Baustahlprofils liegt die Nulllinie noch im oder oberhalb des Profils.

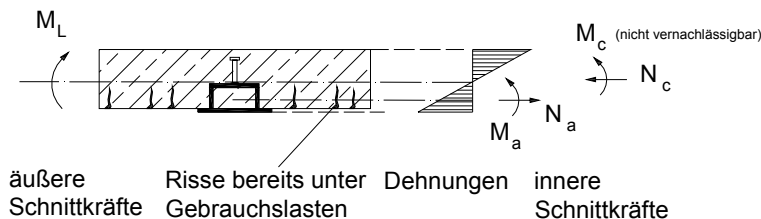


Abbildung 2.4: Dehnungsverteilung eines Slim-Floor Trägers

Anhand der Dehnungsverteilung ist zu erkennen, dass ein nicht zu vernachlässigender Teil der Biegetragwirkung durch den Betongurt abgetragen wird. So liegt der Traganteil des Betongurts beim Slim-Floor Träger im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei ca. 30% [Kuhlmann et al 2006b].

Da der Betongurt deckengleich mit dem Baustahlprofil auf der Unterseite abschließt, reißt der Querschnitt schon bei sehr geringen Lasten auf. Dies bedeutet, dass die Rissbildung auf das Verformungsverhalten einen sehr frühen und, wie in Abbildung 2.4 anhand der Dehnungsverteilung zu sehen ist, sehr starken Einfluss besitzt. Durch den im Vergleich zum niedrigen Verbundträger kleineren Gesamtquerschnitt wirkt sich die Rissbildung natürlich stärker auf das Verformungsverhalten aus [Kuhlmann, Hauf 2007].

Für Slim-Floor Träger gelten durch den gerissenen Betongurt dieselben Bedingungen wie für niedrige Verbundträger, daher muss für die Verformungsberechnung das nichtlineare Materialverhalten berücksichtigt werden [Rybinski 2000]. Da der Betongurt aber einen größeren Anteil für die Biegetragfähigkeit beisteuert, wirkt sich der Ansatz der mittragenden Breite für den Betongurt noch stärker aus (siehe hierzu auch Abschnitt 4.2.4). Daher muss das Ziel sein, die mittragende Breite so realitätsnah wie möglich zu bestimmen, um eine wirtschaftliche Verformungsberechnung zu ermöglichen.

2.2.4 Trag- und Verformungsverhalten von Zwei-/Mehrfeldträgern

Werden Verbundkonstruktion als Durchlaufsysteme ausgebildet, so sind einige Besonderheiten bei der Berechnung der Schnittgrößen, Tragfähigkeit und der Durchbiegung zu beachten. Durch das negative Stützmoment liegt der Betongurt unter Zug und reißt auf, da die Betonzugspannungen bereits unter sehr kleinen Lasten überschritten werden. Durch die Rissbildung verliert der Verbundquerschnitt jedoch an Biegesteifigkeit, was sich direkt auf den Schnittgrößenverlauf und die Durchbiegung auswirkt. Dies gilt sowohl für normal hohe Verbundträger wie auch Slim-Floor Konstruktionen.

Das Tragverhalten von normal hohen Verbundträgern und Slim-Floor Trägern unterscheidet sich hierbei voneinander. Während bei normal hohen Verbundträgern nur der

Betongurt im Stützbereich aufreißt und daher nur dieser Bereich einem Steifigkeitsverlust unterliegt, treten beim Slim-Floor Träger ebenfalls im Feldbereich auf der Beton-
gurtunterseite Risse auf, siehe Abbildung 2.5. Unter Gebrauchslasten steht der Beton-
gurt eines normal hohen Verbundträgers im Feld gewöhnlich unter Druck, so dass für
diesen Bereich die Trägersteifigkeit nicht reduziert werden muss.

[DIN 18800-5] schreibt vor, dass die Rissbildung und deren Einflüsse bei der elastischen Ermittlung der Schnittgrößen zu berücksichtigen sind. Sind keine besonderen Anforderungen an die Verformung gegeben, dürfen die Schnittgrößen auch ohne Berücksichtigung der Rissbildung ermittelt werden, ggfs. ist eine Umlagerung der Schnittgrößen durchzuführen.

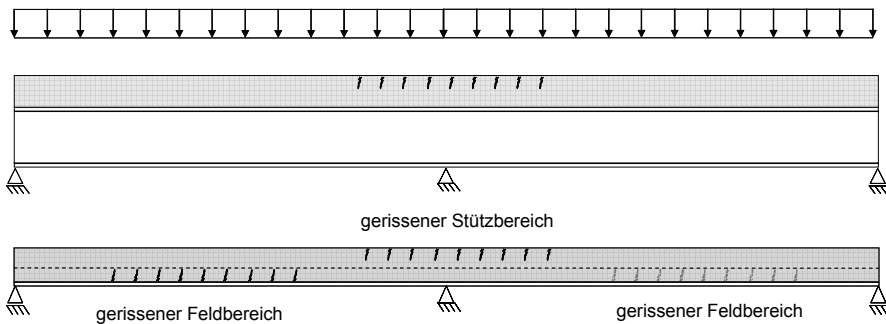


Abbildung 2.5: Aufreißen des Querschnitts im Stütz- und Feldbereich eines normal hohen Verbundträgers und eines Slim-Floor Trägers

Für die Berücksichtigung der Rissbildung gibt die Norm zwei Möglichkeiten vor, das „allgemeine Verfahren“ mit einem iterativen Vorgehen und einem „vereinfachten Verfahren“, das nachfolgend genauer erläutert wird:

Für die Ermittlung der Schnittgrößen ist entsprechend ein Berechnungsansatz in der Norm gegeben, der die Rissbildung und damit einhergehende Momentenumlagerung berücksichtigt. Dieser Ansatz sieht hierfür vor, dass im Bereich der Stütze (jeweils $0,15 \cdot L$ vom Stützaufleger entfernt) eine verminderte Querschnittssteifigkeit angesetzt wird, bei der nur das Baustahlprofil und die zugelegte Längsbewehrung berücksichtigt werden, siehe Abbildung 2.6. Das Verfahren ist nur dann anwendbar, wenn das Verhältnis der an eine Innenstütze angrenzenden Stützweiten nicht kleiner als 0,6 ist [DIN 18800-5].

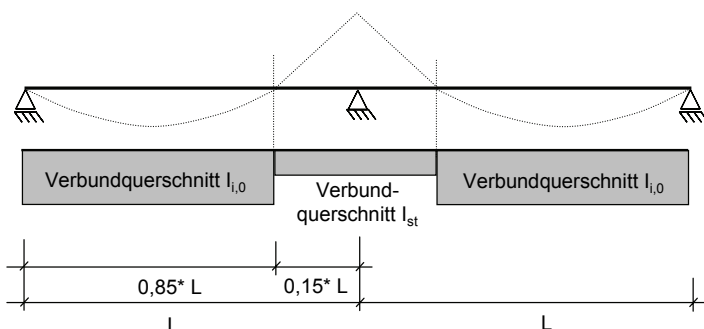


Abbildung 2.6: Vereinfachtes Berechnungsverfahren für den gerissenen Stützbereich

Da Slim-Floor Träger zusätzlich in den Feldbereichen einen Steifigkeitsabfall erfahren, ist dieser Ansatz nach [DIN 18800-5] nicht mehr ohne Weiteres anwendbar. Da es sich um ein statisch unbestimmtes System (Zwei- oder Mehrfeldträger mit veränderlicher Trägersteifigkeit) handelt, wirkt sich die Rissbildung im Feld auch auf die Schnittgrößenverteilung über dem Träger und damit auf die Durchbiegung aus.

Bei einem Einfeldträgersystem hat eine Rissbildung keinen Einfluss auf die Schnittgrößen, trotz unterschiedlicher Trägersteifigkeiten. Da der Träger aber statisch bestimmt ist, können direkt aus der Belastung und unabhängig von den Querschnittswerten die Schnittgrößen und damit die Verformung bestimmt werden. Ein möglicher Berechnungsansatz, um die Verformung von ein- und zweifeldrigen Slim-Floor Trägern bestimmen zu können, wird in Abschnitt 6.2.7 ausführlich vorgestellt.

Sobald der Betongurt reißt und damit an Steifigkeit verliert, erhöht sich die Durchbiegung des Trägers. Im ungerissenen Zustand können linear-elastische Durchbiegungsansätze und Berechnungsformeln angewandt werden, wie sie aus der Stabstatik bekannt sind. Mit steigender Belastung und damit tiefergehenden Rissen, sinkt die Trägersteifigkeit (Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts) weiter ab und die Durchbiegungen nehmen zu. Gewöhnlich kommen unter Gebrauchslasten die Träger nicht ins Fließen. Dies hätte zur Folge, dass die Durchbiegung noch weiter überproportional steigen würde [Kuhlmann, Hauf 2008].

Die Verformung des Zweifeldträgers wird sehr stark von der Trägersteifigkeit über der Mittelstütze beeinflusst. Da in diesem Bereich jedoch der Beton im Zugbereich liegt, verliert der Querschnitt an dieser Stelle sehr stark an Steifigkeit und die Durchbiegungen nehmen stark zu. Das Mittelauger kann daher wie eine nichtlineare Drehmomentenfeder angesehen werden, die mit zunehmender Belastung an Steifigkeit verliert, siehe Abbildung 2.7. Weitergehende Untersuchungen hierzu sind in Abschnitt 0 zu finden.

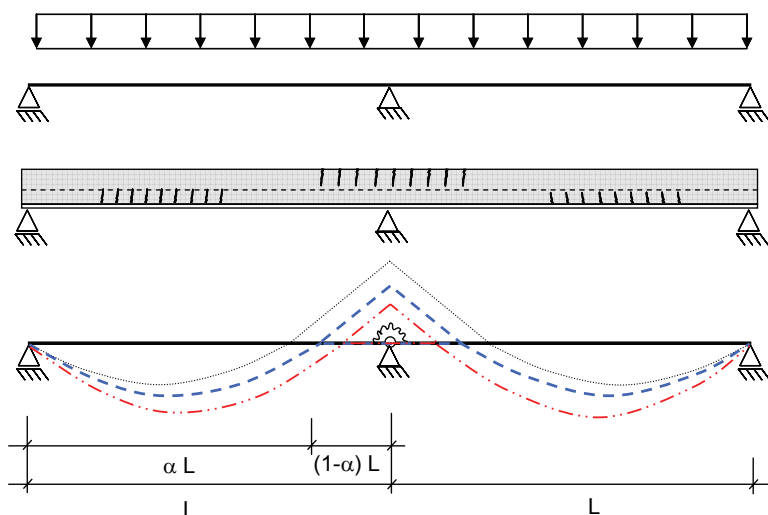


Abbildung 2.7: Momenten-Nulldurchgang bei einem Zweifeldträger in Abhängigkeit der Steifigkeitsverteilung

2.3 Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden

Der Baustahl verhält sich unterhalb der Streckgrenze (und damit meist im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) linear-elastisch, während der Beton ein zeitabhängiges Materialverhalten aufweist. Hierbei treten zwei Effekte in Erscheinung [Bode 1998], das Kriechen (Verformungszunahme unter ständigen Lasten) und das Schwinden (Verkürzung des Querschnitts durch Austrocknen).

Nach [DIN 18800-5] müssen die Einflüsse aus Kriechen und Schwinden berücksichtigt werden, können aber bei „typischen“ Trägerquerschnitten mit dem Näherungsverfahren nach Element (822) ermittelt werden. Bei diesem Verfahren werden die Einflüsse aus Kriechen und Schwinden durch ideelle auf das E-Modul des Baustahls bezogene Werte für die Querschnittsfläche und das Flächenträgheitsmoment des Betongurtes berücksichtigt.

Für ausführliche rechnerische Untersuchungen zum Kriechen und Schwinden an Verbundträgern wird auf die Arbeiten von [Haensel 1975], [Iliopoulos, 2005] und [Rieg 1998] und auf den Abschnitt 6.6 verwiesen.

2.4 Zusammenfassung

Durch den erhöhten Biegetraganteil des Betongurts bei Slim-Floor Trägern unterscheidet sich das Trag- und Verformungsverhalten dieser schlanken Träger von normal hohen Verbundträgern. Der Biegetraganteil wirkt sich hierbei sehr positiv auf das Verformungsverhalten aus, so dass mit bestehenden Ansätzen die Verformung rechnerisch überschätzt wird und dies zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führt. Durch die lastabhängige Rissbildung im Querschnitt auch unter positiven Momenten ist von keinem linearen Tragverhalten mehr auszugehen. Dies ist bei der Ermittlung der Verformung zu berücksichtigen.

3 Bisherige Untersuchungen zu Slim-Floor Trägern

3.1 Grundsätzliches

Der nachfolgende Abschnitt soll einen Querschnitt der vorhandenen Literatur zu Slim-Floor Trägern bzw. niedrigen Verbundträgern wiedergeben. Hierbei werden aktuelle Arbeiten und Untersuchungen dargestellt, die sich mit dem Trag- und Verformungsverhalten der Slim-Floor Bauweise beschäftigen. Im Mittelpunkt hierbei stehen Untersuchungen zu Slim-Floor Trägern der Nassbauweise, da hier von einem Verbund zwischen Baustahlprofil und dem Betongurt ausgegangen werden kann, so dass Flachdeckenkonstruktionen mit aufgelegten Fertigteilplatten ohne Verbund hier nicht weiter aufgeführt werden.

Ebenso werden vorliegende Untersuchungen zum Tragverhalten und zur mittragenden Breite bei Verbundträgern unter positiver und negativer Momentenbeanspruchung kurz zusammengefasst.

3.2 Untersuchungen zum Tragverhalten von Slim-Floor Profilen

3.2.1 Slim-Floor Profile mit ausbetonierten, hohlkastenförmigen Stahlprofilen nach [Schäfer 2007]

In der Arbeit von [Schäfer 2007] wird das Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor-Profilen mit ausbetonierten, hohlkastenförmigen Stahlprofilen untersucht, da für dieses System ebenfalls keine normativen Regelungen vorhanden sind. Ein in der Praxis eingeführtes System ist der sog. DELTA[®]-Beam der Fa. Peikko, siehe nachfolgende Abbildung.

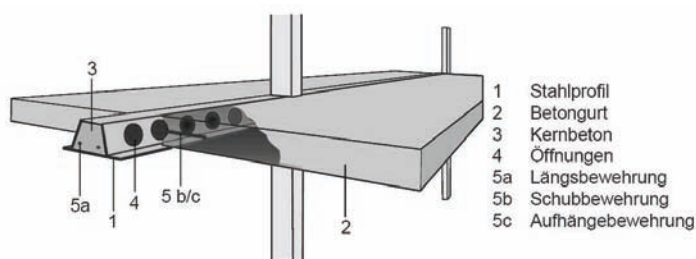


Abbildung 3.1: Slim-Floor Profil mit ausbetonierten, hohlkastenförmigen Stahlprofil [Schäfer 2007]

Bereits für den Bauzustand müssen Besonderheiten bei der Bemessung berücksichtigt werden, da das Stahlprofil nur sehr geringe Blechstärken besitzt. Im Endzustand werden die Hohlräume des Stahlprofils ausbetoniert, so dass damit gleichzeitig auch die Verbundwirkung wirksam wird. Für die gegebenen Querschnitte zeigt sich ferner beim Tragfähigkeitsnachweis, dass eine dehnungsbeschränkte Bemessung durchgeführt werden muss. Ebenso entwickelt Schäfer in seiner Arbeit einen Ansatz für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit dieser Systeme.

3.2.2 Slim-Floor Träger mit Hutprofilen nach [Fries 2001]

[Fries 2001] behandelt das Tragverhalten und die Optimierung der Bemessung von deckengleichen Verbundträgern in Hutform. Der Schwerpunkt liegt auf der wirklichkeitsnahen Erfassung der Verformungen von Flachdecken mit Hutprofilen als Einfeldträger unter Berücksichtigung einer teilweisen Verdübelung. Zur Verifizierung des analytischen Rechenmodells im positiven Momentenbereich wurden sechs Versuche unter Variation des Verdübelungsgrads durchgeführt.

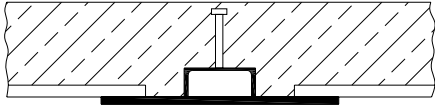


Abbildung 3.2: Flachdecke mit Hutprofil

Zur Ermittlung realistischer Verformungen von Flachdecken mit Hutprofilen an Einfeldträgern entwickelt Fries ausgehend von Lösungen elastischer Differentialgleichungen ein Rechenmodell. Ebenso führt Fries Versuche mit Trägern im negativen Momentenbereich durch. Es zeigt sich hierbei, dass das Tragverhalten der Flachdecke mit Hutprofil unter negativer Momentenbeanspruchung nahezu unabhängig vom Verdübelungsgrad ist. Nach [Fries 2001] kann der deckengleiche Verbundträger als reine Stahlbetondecke mit durch das Hutprofil verstärktem Druckbereich aufgefasst werden. Zur Berechnung realistischer Verformungen zum Zeitpunkt $t = 0$ sollte im Stützbereich das elastische Trägheitsmoment des deckengleichen Verbundträgers mit dem Faktor 0,6 reduziert werden. Die Arbeit beinhaltet zudem eine aus den Versuchsergebnissen abgeleitete Näherung zur Berechnung der Verformungen zum Zeitpunkt $t = 0$ bei Teilverbund.

Fries entwickelt somit zum ersten Mal Ansätze zur Berechnung der Tragfähigkeit und der Verformung von Slim-Floor Trägern allerdings für den speziellen Querschnittstyp der Hutprofile.

3.3 Untersuchungen zum Tragverhalten und zur mittragenden Breite

3.3.1 Untersuchungen nach [Amadio, Fragiacomio 2002]

Im Rahmen einer numerischen Untersuchung an normal hohen Verbundträgern [Amadio, Fragiacomio 2002] stellen die Autoren fest, dass die mittragende Breite zwischen dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und dem Grenzzustand der Tragfähigkeit erheblich voneinander abweicht. Mit steigender Belastung nimmt die mittragende Breite stark zu. Um diese Berechnungen zu untermauern wurden verschiedene Trägertests an normal hohen Verbundträgern durchgeführt und die Versuchskörper hinsichtlich der mittragenden Breite untersucht [Amadio et al 2004].

Getestet wurden im Rahmen der Untersuchung Verbundträger mit einer Länge von $L = 3,80$ m und einer Plattenbreite von $b = 1,60$ m unter negativer Momentenbelastung. Ein Träger wurde mit einem durchgängigen Profil ausgeführt, der zweite als Träger-Stützenanschluss in Feldmitte.

Anhand der Versuche kann folgendes festgestellt werden:

- Für den ungerissenen und gerissenen Betonquerschnitt kann ein glockenförmiger Verlauf der Dehnungen in der Bewehrung festgestellt werden.
- Dieser flacht jedoch immer mehr ab, sobald die Bewehrung die Fließgrenze erreicht und auch die Bewehrungsstäbe in den äußeren Bereichen beginnen zu fließen.
- Bei Erreichen der Traglast kann eine konstante Dehnungsverteilung über die gesamte Trägerbreite ermittelt werden.
- Der Versuchsträger, ausgeführt als Träger-Stützen-Anschluss, weist ein sehr ähnliches Trag- und Verformungsverhalten zum über der Stütze durchlaufenden Profil auf.

[Amadio et al 2004] schlägt auf Basis der durchgeführten Versuche und der numerischen Untersuchungen vor, die mittragenden Breiten für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wie folgt anzupassen:

- Im Bereich positiver Momente soll die mittragende Breite nach [DIN EN 1994-1-1] beibehalten werden: $b_{e,i} = l_0 / 8$, mit l_0 als Abstand zwischen den Momentennullpunkten und $b_{e,i}$ die mittragende Breite einer Trägerhälfte
- Im Bereich der negativen Momente schlägt Amadio die mittragende Breite zu $b_{e,i} = l_0 / 4$ vor, was einer größeren mittragenden Breite als im Feldbereich entspricht.

Da im Rahmen der eigenen Versuchsreihe auch Träger unter negativer Momentenbelastung und als Träger-Stützenanschluss durchgeführt wurden, eignen sich die Verbundträgerversuche nach [Amadio et al 2004] sehr gut zum Vergleich.

3.3.2 Mittragende Breite von Verbundträger unter negativer Momentenbeanspruchung nach [Holtkamp 1991]

[Holtkamp 1991] beschäftigt sich in seiner Arbeit mit der mittragenden Breite von normal hohen Verbundträgern im negativen Momentenbereich. Ziel der Arbeit ist die Herleitung einer experimentell ermittelten und mittels FE-Berechnung verifizierten mittragenden Breite für den Stützquerschnitt. In diesem Zusammenhang werden auch Trägerversuche durchgeführt. Die Breite der Betonplatte liegt bei 3,0 m, die Plattendicke bei 15 cm. Das geschweißte Baustahlprofil hat eine Gesamthöhe von 0,64 m. Die zwei Versuchsträger unterscheiden sich durch den Bewehrungsgrad (0,8% / 1,75%).

Es zeigt sich hierbei, dass die Betongurkraft sich über dem Stützquerschnitt aus der Zugkraft in der Bewehrung und der Zugkraft im Beton zusammensetzt. Der Beton liegt hier teils noch im Zustand I vor bzw. entsteht die Zugkraft durch den sog. Tension-Stiffening-Effekt, also der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen.

[Holtkamp 1991] geht bei seinen Trägern davon aus, dass die Betonzugkraft so klein ist, dass diese vernachlässigt werden kann. Daher setzt er für die Bestimmung der mittragenden Breite nur die Zugbewehrung an. Seine Formel für die mittragende Breite leitet er nun über die Beziehung, dass die Krümmung des Baustahlprofils gleich der Ver-

bundquerschnittskrümmung ist. Durch Auflösen erhält er folgenden Berechnungsansatz:

$$b_{\text{eff,neg}} = \frac{A_a \cdot I_a \cdot \left(\frac{M}{M_a} - 1\right)}{2 \cdot \mu \cdot d \cdot \left(I_a + A_a \cdot z_a^2 - \frac{M}{M_a} \cdot I_a\right)} \quad (\text{Gleichung 3.1})$$

Mit

μ geometrischer Bewehrungsgrad

d Dicke der Betonplatte

M einwirkendes Moment

M_a Moment des Stahlträgers

Die Annahme, dass der Betongurt über die gesamte Höhe gerissen vorliegt, kann bei der gegebenen Träbergeometrie angenommen werden. Die Null-Line des Verbundquerschnitts liegt im Stahlträgersteg. Die Übertragung dieses Ansatzes auf Slim-Floor Träger, bei denen der Betongurt einen erheblichen Anteil an der Biegetragfähigkeit aufnimmt und sich somit nicht unwesentlich am Lastabtrag beteiligt, wird aber kritisch betrachtet. Da [Holtkamp 1991] die gesamte Zugkraft auf die Bewehrung ansetzt, ergibt sich auf Basis eines vorhandenen geometrischen Bewehrungsgrades eine sehr große mittragende Breite.

Aus diesem Grund wurde in Rahmen einer Diplomarbeit [Eisele 2009] eine Untersuchung zur Anwendbarkeit des Ansatzes von [Holtkamp 1991] für Slim-Floor Träger (siehe Abschnitt 5.3 – Versuche an zweifeldrigen Slim-Floor Trägern) durchgeführt. Es zeigt sich hierbei, dass sich eine rechnerische mittragende Breite ergibt, die um ein Vielfaches größer war als die geometrische Breite der Versuchsplatte [Eisele 2009]. Dies Ergebnis zeigt einerseits, dass der Ansatz von [Holtkamp 1991] keinesfalls auf Slim-Floor Systeme übertragen werden kann und andererseits sich der Betongurt zu einem großen Teil am Lastabtrag beteiligt.

3.3.3 Verformungsbezogene mittragende Breite nach [Rieg 2006]

3.3.3.1 Grundsätzliches

Die Arbeit von [Rieg 2006] beschäftigt sich mit dem Trag- und Verformungsverhalten von niedrigen Verbundträgern, siehe Abbildung 2.1. Vergleicht man das Tragverhalten dieser niedrigen Verbundträger, so liegen diese zwischen normal hohen Verbundträgern und Slim-Floor Trägern. Unter Gebrauchslasten weisen diese ebenfalls auf der Betonunterseite Risse auf, so dass dies bei der Verformungsberechnung berücksichtigt werden muss. Die Arbeit konzentriert sich hierbei auf das Trag- und insbesondere Verformungsverhalten von Einfeldträgern. Es zeigt sich für niedrige Verbundträger, dass die normative Regelung zur Verformungsberechnung / mittragenden Breite sehr konservative Ergebnisse liefert und somit die Bemessung, die maßgeblich über den Verformungsnachweis bestimmt wird, sehr unwirtschaftlich werden lässt.

3.3.3.2 Untersuchungen zur Scheiben- und Biegetragwirkung des Betongurts

Ein weiterer Bestandteil der Arbeit beschäftigt sich mit dem Scheiben- und Biegetraganteil des Betongurts. Für den Einfeldträger werden auf Grundlage der Scheiben- und Plattendifferentialgleichung die mittragenden Breiten für den Biegegurt und die Betonscheibe abgeleitet und für die Durchbiegungsberechnung der niedrigen Verbundträger angewandt. Es zeigt sich hierbei, dass die mittragende Breite des Biegegurts größere Werte einnimmt als der entsprechende Wert für den Scheibenzustand, der wiederum Grundlage für die Norm [DIN 18800-5] darstellt.

Ebenso wie auch bei den Slim-Floor Trägern darf der Betongurt für eine wirtschaftliche Bemessung gerade in Hinblick auf die Verformung nicht unberücksichtigt bleiben. Mittels dieser beiden mittragenden Breiten und dem nichtlinearen Berechnungsverfahren auf Grundlage der Momenten-Krümmungs-Beziehung kann die Durchbiegung genauer bestimmt werden und damit die Querschnitte insgesamt wirtschaftlicher bemessen werden.

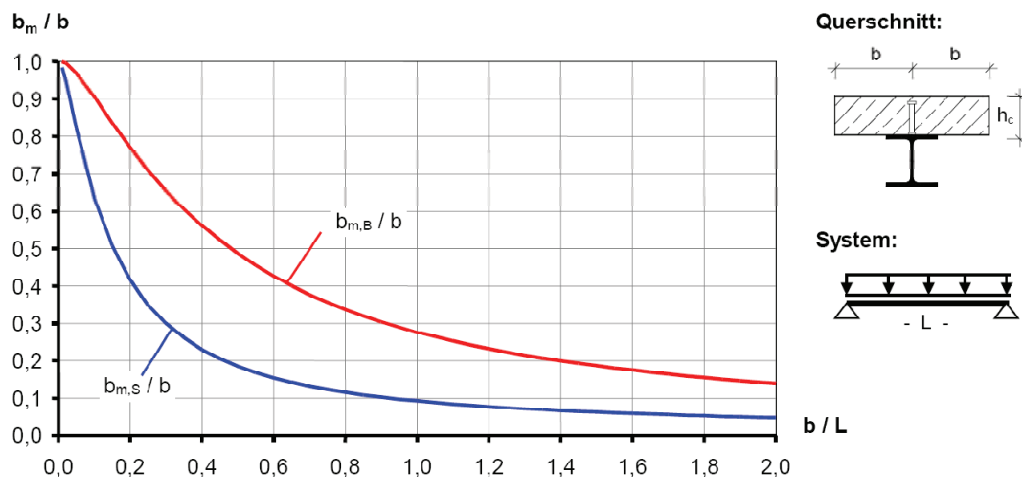


Abbildung 3.3: Mittragende Breite $b_{m,B}$ und $b_{m,S}$ des einstegigen Plattenbalkens in Feldmitte unter Gleichlast nach [Rieg 2006]

Detaillierte Informationen zur mittragenden Breite des Scheiben- und Biegezustands sind im nachfolgenden Abschnitt 4.5 zu finden, da diese Untersuchungen ebenfalls Grundlage für das Tragverhalten der hier untersuchten Slim-Floor Träger bildet. Rieg führt in seiner Arbeit auch zum ersten Mal den Begriff der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$ ein. Es handelt sich hierbei um eine konstante mittragende Breite für die Bestimmung der Trägerdurchbiegung auf Grundlage nichtlinearer Berechnungsverfahren. Dadurch, dass die niedrigen Verbundträger an Steifigkeit durch die Rissbildung im Gebrauchslastzustand verlieren, ist es notwendig dieses Verformungsverhalten durch eine lastabhängige mittragende Breite anzupassen.

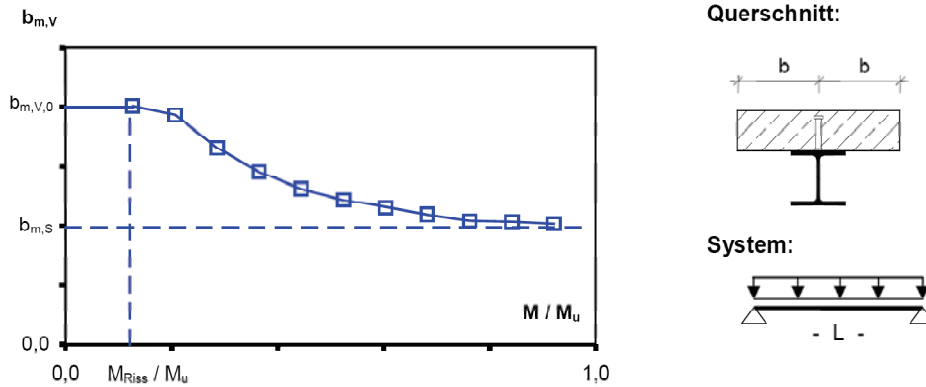


Abbildung 3.4: Mittragende Breite $b_{m,B}$ und $b_{m,S}$ des einsteigigen Plattenbalkens in Feldmitte unter Gleichlast nach [Rieg 2006]

Durch eine umfangreiche Studie können die einflussreichsten Parameter für die verformungsbezogene mittragende Breite identifiziert werden und ein Berechnungsansatz entwickelt werden. Auch hier wird auf den Abschnitt 7 verwiesen, der grundlegende Gedanken aus der Arbeit von Rieg aufgreift und für Slim-Floor Träger anwendet bzw. für Zweifeldsysteme erweitert.

Da die Berechnung für die praktische Anwendung sehr aufwändig ist, wird auf Basis des nichtlinearen Modells ein linear-elastischer Ansatz für Einfeldträger entwickelt. Grundlage hierfür bildet das Gesamtquerschnittsverfahren, das sich aus dem Verbundquerschnittswert und einem Abminderungsfaktor zusammensetzt.

3.3.3.3 Tragverhalten von Verbundquerschnitten im Stützbereich nach [Elz 1998]

[Elz 1998] beschäftigt sich in seiner Arbeit mit dem Riss-, Trag- und Verformungsverhalten von normal hohen Verbundträgern im Stützbereich. Anhand von Versuchsträgern mit der Variation durchlaufendes Profil und Träger-Stützen-Anschluss soll insbesondere das Rissverhalten und die Rotationskapazität des Anschlusses untersucht werden.

Gleichzeitig aber untersucht [Elz 1998] auch den Einfluss der Bewehrung auf die mittragende Breite. Er stellt hierbei anhand numerischer Berechnungen fest, dass bei einem niedrigen Bewehrungsgrad die Dehnungsverteilung gleichmäßig über die Betonplatte verteilt erscheint, bei einem hohen eine Konzentration zur Trägermitte hin stattfindet. Dies bedeutet rechnerisch eine kleinere mittragende Breite bei einem höheren Bewehrungsgrad. Bei den eigenen Slim-Floor Trägerversuchen konnte dies experimentell bestätigt werden, siehe hierzu Abschnitt 5.3.2.10.

3.4 Zusammenfassung

Die hier genannten Arbeiten zeigen sehr deutlich, dass der Betongurt und die damit einhergehende Bestimmung der mittragenden Breite einen sehr großen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern spielen. Zum Tragverhalten von Slim-Floor Trägern, ins-besondere unter Berücksichtigung einer Verbundwirkung

zwischen dem Baustahlprofil und dem Betongurt, ist jedoch die Zahl der wissenschaftlichen Arbeiten begrenzt, was auch mit der relativ jungen Verbundflachdeckenbauweise zu tun hat. Die in diesem Abschnitt genannte Literatur stellt wichtige das Trag- und Verformungsverhalten betreffende Untersuchungen dar, erhebt aber nicht den Anspruch auf Vollständigkeit.

Untersuchungen zum Tragverhalten von Slim-Floor Trägern unter Querkraft sowie der Einfluss des Kriechens und Schwindens werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit nur kurz angesprochen. Hinweise auf entsprechende Literatur hierzu sind im Abschnitt 10 zu finden.

Weitere Arbeiten und Literaturquellen zur mittragenden Breite von Plattenbalken und Gurten allgemein werden im nachfolgenden Abschnitt aufgeführt.

4 Mittragende Breite von Betongurten bei Slim-Floor Trägern

4.1 Grundsätzliches

Im vorangegangenen Abschnitt wird das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern und Slim-Floor Trägern dargestellt. Da hierbei der Betongurt (insbesondere für Slim-Floor Träger) keine unwesentliche Rolle spielt, werden im nachfolgenden Abschnitt die mittragende Breite und der Einfluss derer auf das Trag- und Verformungsverhalten näher erläutert. Ein Vergleich der derzeit gültigen normativen Regelung wird ebenso aufgearbeitet wie aktuelle Untersuchungen zur mittragenden Breite nach [Kuhlmann, Rieg 2004a], [Rieg 2006].

Es gibt heutzutage eine Vielzahl von Untersuchungen zur mittragenden Breite. Der nachfolgende Abschnitt fasst diese sehr kompakt zusammen, für weitere Hinweise wird auf folgende Quellen verwiesen, die einen vertieften Einblick gewähren (alphabetisch geordnet):

[Albrecht 1976], [Brendel 1960], [Chawalla 1936], [Grasser, Moosecker 1982], [Grünberg 1978], [Hofmann, Ramm 1993], [Karmann von 1924], [Koepcke, Denecke 1967], [Marguerre 1952], [Metzer 1929], [Nádai 1925], [Nie 2004], [Olsen 1950], [Rose 1965], [Schmidt, Born 1978], [Schmidt, Peil 1976], [Schröder, Stritzke 1978], [Sedlacek, Bild 1990], [Severn 1964], [Trost 1968].

In Zusammenhang mit dem in Abschnitt 4.5.2 dargestellten Scheibenzustand sind die Untersuchungen von [Schmidt, Born 1978] und [Schmidt, Peil 1976] zur mittragenden Breite von orthotropen Gurten in Plattenbalken zu erwähnen. Die hierbei abgeleiteten sehr umfangreichen Tabellen auf Basis der Elastizitätstheorie berücksichtigen dabei eine Vielzahl von unterschiedlichen Randbedingungen wie den Belastungstyp (Einzelast, Gleichlast, symmetrisch, etc.), die Querschnittsform des Hauptträgers, Flächenverhältnis von Gurt zu Hauptträger, etc. Die Untersuchungen basieren auf einer elastischen Lösung der Scheibendifferentialgleichung aber ohne Berücksichtigung einer Rissbildung von Betongurten, Plastizierung von Stahlquerschnitten oder der Biegesteifigkeit des Betongurts.

4.2 Tragverhalten von Plattenbalken und Träger mit breiten Gurten

4.2.1 Grundsätzliches

Deckensysteme sind infolge ihrer schlanken Konstruktion in ihrer Anwendung (in Bezug auf die Spannweite) begrenzt. Werden aber Plattenbalkensysteme verwendet, bei denen der Betongurt kraftschlüssig mit einem Balken verbunden wird, können die Spannweiten und damit die möglichen Einsatzmöglichkeiten stark ausgeweitet werden. Hierbei ist eine Vielzahl von Varianten möglich, sowohl im Stahlbetonbau wie auch im Verbundbau. Die nachfolgende Abbildung zeigt zwei klassische Querschnitte, die am häufigsten in der Praxis zur Anwendung kommen.



Abbildung 4.1: Mittragende Breite eines Plattenbalkens und eines Verbundträgers [Kuhlmann, Rieg 2004a]

Plattenbalken im Massivbau werden hierbei monolithisch mit entsprechenden Schubdübeln hergestellt, während bei Stahlverbundträgern zusätzliche Verbundmittel für den Kraftschluss zwischen dem Stahlprofil und dem Betongurt notwendig werden. Über diese Verbundmittel können die Längsschubkräfte zwischen Betongurt und Baustahlprofil übertragen werden und somit der Gesamtquerschnitt aktiviert werden.

Der Betongurt erfährt hierbei eine doppelte Tragwirkung: Während er in Trägerlängsrichtung als Druckgurt wirkt, wird die Platte in Querrichtung dafür benutzt, die Lasten auf der Deckenplatte über Biegung auf den Plattenbalken abzutragen. Der Balken bzw. Stahlträger fungiert dabei als Linienauflager.

Im Zusammenhang mit dem Betongurt und der Haupttragrichtung, also in Trägerlängsrichtung, wird auch der Begriff der mittragenden Breite verwendet, der im nachfolgenden Abschnitt näher erläutert wird. Zuvor aber soll erst noch der Blick auf den sogenannten Scheiben- und Biegezustand gerichtet werden, der darstellt, welchen Belastungen der Betongurt unterliegt. Ebenfalls wird im Abschnitt 4.2.3 und 4.2.4 der Einfluss der mittragenden Breite auf die Tragfähigkeit und Steifigkeit aufgezeigt.

4.2.2 Scheiben- und Biegezustand der mittragenden Breite

Durch das äußere Moment unterliegt der Betongurt zweier Belastungen, einmal der Normalkraft aus der Kräftepaarbildung (Baustahl unter Zug, Betongurt unter Druck) und dem Eigenbiegemoment der Betonplatte, so dass hier von einer Scheibentragwirkung und einer Biegetragwirkung des Betongurtes gesprochen werden kann.

Der Scheibenzustand resultiert hierbei aus der schubfesten Verbindung zwischen Baustahlträger und Betonplatte und wird in diesem Zusammenhang als eine biegeschlaffe Scheibe betrachtet. Durch die Biegesteifigkeit des Betongurtes selber ergibt sich ein Biegemoment in der Betonplatte. Die beiden Tragwirkungen sind in der nachfolgenden Abbildung nochmals dargestellt.

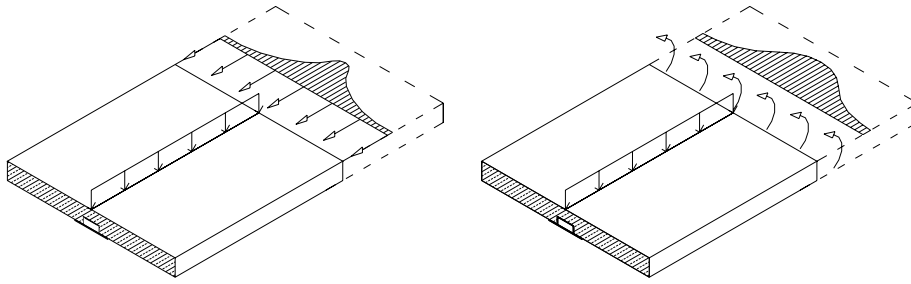


Abbildung 4.2: Scheiben- und Biegetragwirkung des Betongurtes [Kuhlmann, Rieg 2004a]

Wie im Abschnitt 2.2.1 bereits erläutert, ist der Biegetraganteil des Betongurtes bei sehr hohen Verbundträgern vernachlässigbar klein, so dass auch das Biegemoment M_c vernachlässigt werden kann. Für diesen Querschnitt wird daher meist nur die Scheibentragswirkung des Betongurtes berücksichtigt.

Generell wird in den meisten Veröffentlichungen zur mittragenden Breite der Biegetraganteil des Betongurtes vernachlässigt und der Betongurt nur als Scheibe betrachtet [Kuhlmann et al 2006b].

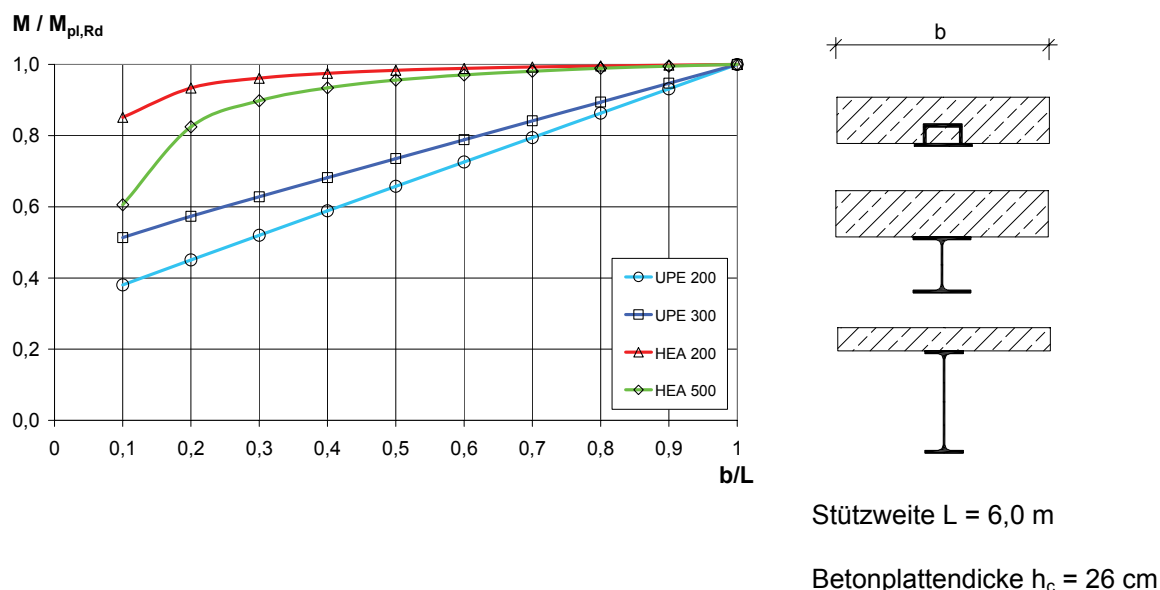
Für Slim-Floor Träger ist der Biegeanteil des Betongurtes jedoch so hoch, dass er nicht mehr ohne Weiteres vernachlässigt werden kann. Dies bedeutet, dass die Biegetragwirkung für die realistische Bestimmung der Verformung berücksichtigt werden sollte [Hauf 2008]. Allerdings reißt mit zunehmender Belastung der Querschnitt auf, so dass der Biegeanteil kein lineares Tragverhalten mehr aufweist. Die Rissbildung muss daher bei der Berechnung durch einen abnehmenden Biegetraganteil mit berücksichtigt werden, siehe Abschnitt 6.2.3.

Weitere Untersuchungen und Herleitungen des linear-elastischen Falls für die mittragende Breite des Scheiben- und Biegezustands sind in Abschnitt 4.5 zu finden.

4.2.3 Einfluss der mittragenden Breite auf die Tragfähigkeit

In wieweit die mittragende Breite einen Einfluss auf die Tragfähigkeit eines Verbundträgers hat, hier im Vergleich ein normal hoher Verbundträger (HEA 500), ein niedriger Verbundträger (HEA 200) und zwei Slim-Floor Träger (UPE 200, 300), zeigt die nachfolgende Abbildung. Im Diagramm ist jeweils über die vertikale Achse die bezogene Momententragfähigkeit jedes einzelnen Trägers dargestellt. Die horizontale Achse gibt das Verhältnis zwischen einer angenommenen mittragende Breite zur Trägerspannweite wieder. Das hier gezeigte Beispiel geht von einer Stützweite $L = 6,0$ m und einer Betonplattendicke h_c von 26 cm aus.

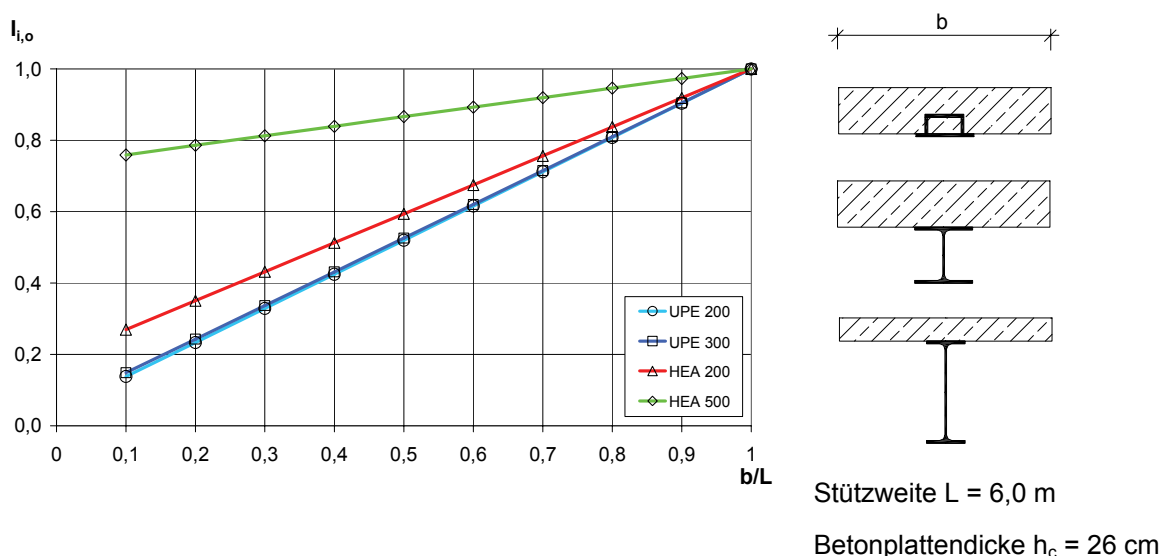
Für normal hohe Verbundträger gilt, dass mit zunehmendem Verhältnis b/L die Tragfähigkeit insgesamt nur sehr wenig gesteigert werden kann, gleiches gilt für den hier beispielhaft berechneten niedrigen Verbundträger (mit dem Baustahlprofil HEA 200). Für Slim-Floor Querschnitte ist der Einfluss im Vergleich zu normal hohen Verbundträgern etwas größer.

Abbildung 4.3: Einfluss der mittragenden Breite b_{eff} auf die Momententragfähigkeit

Der Grund hierfür ist, dass sich mit zunehmender mittragender Plattenbreite b die Druckzonenhöhe im Querschnitt ändert, insgesamt aber der Hebelarm für das Kräftepaar aus Baustahlzugkraft und Betondruckkraft kaum eine Änderung erfährt und daher auch die Tragfähigkeit nur geringfügig ansteigt.

4.2.4 Einfluss der mittragenden Breite b_{eff} auf die Steifigkeit

Auf die Trägersteifigkeit hat die mittragende Plattenbreite b_{eff} im Gegensatz dazu einen größeren Einfluss. Dies hängt damit zusammen, dass bei der Berechnung des elastischen Trägheitsmoments $I_{i,0}$ die Plattenbreite proportional eingeht. Da der Biegetraganteil des Betongurts bei Slim-Floor Trägern im Vergleich zu normal hohen Verbundträgern nicht vernachlässigbar ist, erhöht sich insgesamt der Einfluss auf das Biegeträgheitsmoment merklich, siehe Abbildung 4.4.

Abbildung 4.4: Einfluss der mittragenden Breite b_{eff} auf Trägersteifigkeit

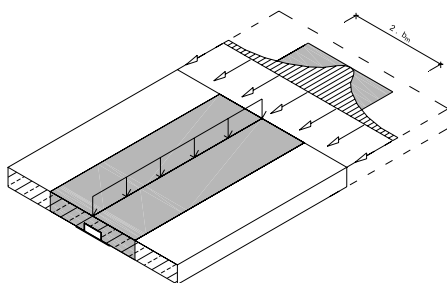
Die Festlegung des Querschnitts bei Slim-Floor Trägern wird in vielen Fällen durch den Nachweis der Verformung bestimmt, bei normal hohen Verbundträgern meist über den Nachweis der Tragfähigkeit. Es zeigt sich daher, dass für eine effiziente Dimensionierung von Slim-Floor Querschnitten die mittragende Breite und der Betongurt eine nicht unwesentliche Rolle dazu beitragen und für die Wirtschaftlichkeit dieser Träger von großer Bedeutung sind.

4.3 Definition der mittragenden Breite

4.3.1 Spannungsbezogene mittragende Breite b_{eff}

Betrachtet man einen Verbundträger mit einem sehr breiten Betongurt, so stellt sich die Frage, in wieweit die äußeren Bereiche sich an der Abtragung der Kräfte beteiligt, denn aufgrund der Schubweichheit des Gurtes stellt sich über die gesamte Trägerbreite keine konstante Spannungsverteilung ein, die Spannungen nehmen nach außen hin ab. Dies deutet auf ein ausgeprägtes dreidimensionales Tragverhalten des Gurtes hin, was die Berechnung sehr aufwändig werden lässt. Zur Vereinfachung wird daher die mittragende Breite eingeführt, eine über die Querrichtung konstant gewählte Spannung, so dass der Träger als ein eindimensionales Tragwerk berechnet werden kann. Daher wird sie auch „spannungsbezogene mittragende Breite“ bezeichnet. Die Bezeichnung der spannungsbezogenen mittragenden Breite b_{eff} wird in der Literatur unterschiedlich bezeichnet: Neben der hier verwendeten Bezeichnung b_{eff} liest man oftmals auch die Abkürzung b_m .

In Abbildung 4.5 ist dargestellt, wie die mittragende Breite bestimmt wird. Auf Höhe der Stahlträgerachse sind aufgrund der Schubweichheit des Betongurtes die Spannungen am größten und nehmen nach außen hin ab. Der Verlauf der Spannung ähnelt hierbei einer Glockenform. Wird nun die maximale Spannung festgehalten und eine zugehörige Breite b_{eff} berechnet, die in der Summe die gleiche Spannung besitzt wie der tatsächliche Verlauf (Flächengleiche), so ist die mittragende Breite des Gurtes bestimmt. Die mittragende Breite b_{eff} muss daher nach Definition immer kleiner sein als die vom tatsächlich eingenommenen Spannungsverlauf.



Ermittlung der spannungsbezogenen mittragenden Breite b_m :

$$b_m = \frac{1}{\sigma_{x,\text{max}}} \cdot \int \sigma_x \, dy$$

(Gleichung 4.1)

Abbildung 4.5: Definition der mittragende Breite b_{eff}

Die mittragende Breite verläuft über die Trägerlängsrichtung jedoch nicht konstant [Hasslacher 2001]. Das heißt für die Ermittlung der Schnittgrößen wie auch für die Verformungsberechnung müsste mit einem an jedem Punkt des Trägers unterschiedlichen Wert gerechnet werden, was für die praktische Anwendung zu aufwändig ist.

Untersuchungen von [Rieg 2006] für niedrige Verbundträger und auch die nachfolgenden Untersuchungen zeigen, dass der bestehende normative Ansatz für die mittragende Breite für die Berechnung der Trägerverformung zu unwirtschaftlich gewählt ist. Aus diesem Grund wird ein Ansatz für eine sog. „verformungsbezogene mittragende Breite“ entwickelt, der eine realitätsnahe Verformungsberechnung ermöglichen soll.

Die Arbeit von Rieg konzentriert sich hierbei auf niedrige Verbundträger und Einfeldträgersysteme. Die hier nachfolgende Arbeit untersucht die mittragende Breite und das Verformungsverhalten für Slim-Floor Systeme als Ein- aber auch als Zweifeldträgersysteme.

4.3.2 Verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$

In der Arbeit von [Rieg 2006] wird der Begriff der verformungsbezogenen mittragenden Breite eingeführt. Als Bezeichnung hierfür wurde $b_{m,v}$ eingeführt. Das „m“ steht für mittragend, das „v“ weist auf den Verformungsbezug hin.

Der Grund für die Einführung dieser verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$ liegt darin, dass die Werte für die spannungsbezogene Breite nur die Scheibentragwirkung berücksichtigen, dies aber für Slim-Floor Träger und sehr niedrige Verbundträger zu einer unwirtschaftlichen Verformungsberechnung führt. Der Biegetraganteil I_c des Betongurts ist bei diesen schlanken Tragwerken in ausgeprägter Form vorhanden und sollte daher in Hinblick auf eine realitätsnahe Durchbiegungsberechnung angesetzt werden. Als weiterer Grund ist zu nennen, dass die Rissbildung zu einem sehr ungleichmäßigen Verlauf der mittragenden Breite über die Trägerlängsrichtung führt und an der Stelle des größten Moments den kleinsten Wert (I_c durch die Rissbildung am geringsten) annimmt. Dies führt für den globalen Ansatz einer mittragenden Breite zu einer Unterschätzung der Trägersteifigkeit und einer Überschätzung der Trägerverformung [Kuhlmann, Rieg 2003].

Die hierfür eingeführte verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$ wird so definiert, dass die Verformungsberechnung an einem Ersatzbalken mit einer konstanten (verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$) die gleiche Verformung besitzt wie die Berechnung an einem realen Plattenbalken.

4.4 Normative Regelungen für die mittragende Breite

Die mittragende Breite ist in den verschiedenen Normen sehr unterschiedlich geregelt, wie die nachfolgende Abbildung darstellt. Dies beruht auf verschiedenen Ansätzen, die zur Berechnung der mittragenden Breite angewandt werden. Nachfolgend werden einzelne beispielhafte Normen und Regelungen aufgeführt.

Man erkennt, dass die Werte für die mittragende Breite stark voneinander abweichen und sehr weit streuen, siehe hierzu Abbildung 4.6. Mit zunehmenden b/L -Verhältnis (zwischen 0,10 und 0,40) fallen die Werte für die mittragende Breite stark ab, um dann ab einem Verhältnis $b/L > 0,4$ flach auszulaufen. Für das Verhältnis $b/L = 1,0$ schwan-

ken die Werte für die mittragende Breite zwischen $0,10 \cdot$ und $0,35 \cdot b_m/b_i$, die Zwischenwerte erreichen teils noch größere Differenzen untereinander (bis zu 150% Abweichung, bezogen auf den kleinsten Wert der mittragenden Breite).

Die Werte der mittragenden Breite für Stahlbetonbauteile weisen hierbei durchgehend größere Werte auf als die Regelungen für Verbundtragwerke.

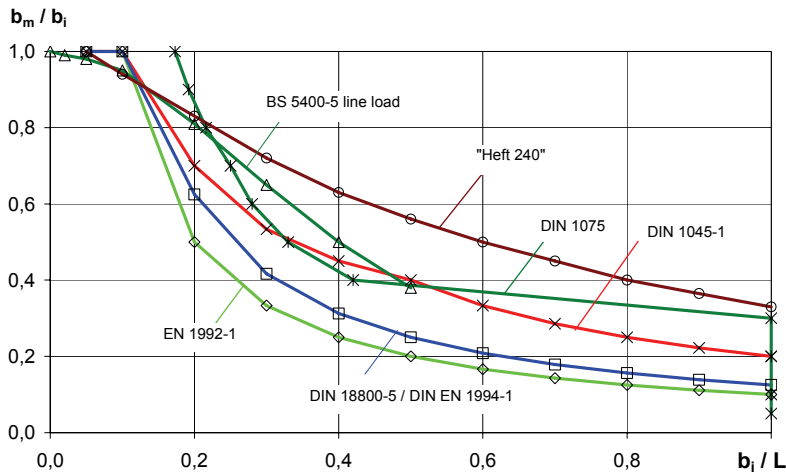


Abbildung 4.6: Mittragende Breite verschiedener Normenregelungen

Die Werte nach [DIN 18800-5] bzw. [DIN EN 1994-1-1] z.B. werden mit Hilfe der sog. „äquivalenten Stützweite L_e “ berechnet. Diese Länge entspricht näherungsweise dem Abstand zwischen den Momenten-Nulldurchgängen des vorliegenden statischen Systems, siehe Abbildung 4.7.

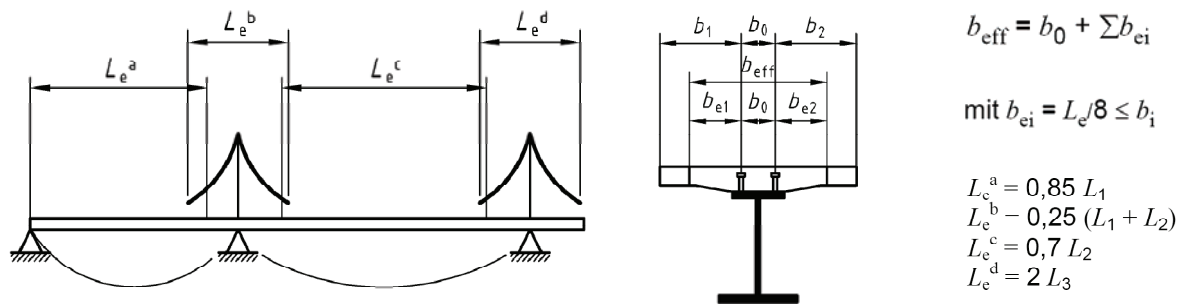
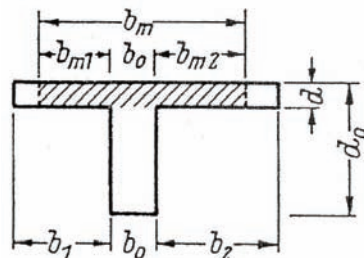


Abbildung 4.7: Mittragende Breite für Verbundträger [DIN 18800-5]

Die mittragende Breite hängt alleinig von der Stützweite bzw. dem statischen System ab. Für Einfeldträger berechnet sich die mittragende Breite eines Verbundträgers zu $L/4$. Insgesamt liefern die beiden normativen Regelungen nach [DIN 18800-5] bzw. [DIN EN 1994-1-1] die kleinsten Werte für die mittragende Breite.

Im Gegensatz dazu wird für die mittragende Breite nach Heft 240 [Grasser 1991] die Plattendicke bei der Bestimmung berücksichtigt. Dies wird durch das Verhältnis d (Dicke des Betongurtes) / d_0 (Gesamthöhe des Plattenbalkens) ausgedrückt. Mit zunehmendem Verhältnis nimmt auch die mittragende Breite zu. Dies deutet darauf hin, dass dadurch der Biegeanteil des Betongurtes mit berücksichtigt wird. Die Werte nach Heft 240 [Grasser 1991] liegen deutlich über den Werten nach [DIN 18800-5] für Verbundträger, siehe Abbildung 4.6, im vorliegenden Vergleich gibt sogar das Heft 240 [Grasser 1991] die größten Werte wieder.

Für eine parabelförmige Momentenverteilung berechnet sich nach Heft 240 [Grasser 1991] die mittragende Breite mit $b_{mi} = \beta_1 \cdot b_i$. Der Faktor β_1 bestimmt sich entsprechend der Tabelle in Abbildung 4.8, wobei der Wert l_0 den Abstand zwischen den Momenten-Nullpunkten darstellt und vereinfacht für Einfeldträger mit $l_0 = l$, für das Mittelfeld eines Durchlaufträgers mit $l_0 = 0,6 \cdot l$ und das Endfeld eines Durchlaufträgers mit $l_0 = 0,8 \cdot l$ bestimmt wird.



d/d_0	$b_i/l_0 \quad (i = 1, 2, 3, \dots)$								
	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05
$\geq 0,15$	0,20	0,25	0,33	0,40	0,49	0,62	0,78	0,94	1,00
0,2	0,22	0,27	0,35	0,42	0,52	0,64	0,78	0,94	1,00
0,3	0,33	0,40	0,50	0,56	0,63	0,72	0,83	0,94	1,00

Abbildung 4.8: Mittragende Breite für Plattenbalken aus Beton [Grasser 1991]

Die aktuell gültige Stahlbetonnorm [DIN 1045-1] gibt für die mittragende Breite Werte an, die zwischen den Verbundbauwerten und Heft 240 [Grasser 1991] liegen. Der Grundansatz über die Länge des Momenten-Nulldurchgangs zu gehen, ähnelt hierbei der normativen Regelung nach DIN 18800-5, jedoch wird die weitere Berechnung leicht modifiziert durchgeführt, siehe Abbildung 4.9.

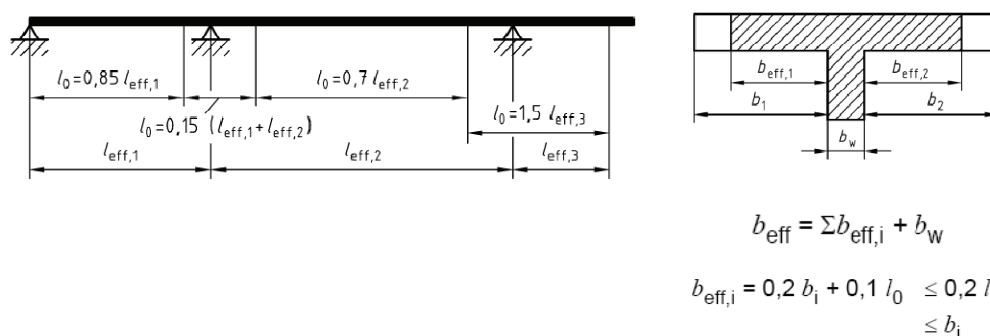


Abbildung 4.9: Mittragende Breite für Plattenbalken aus Beton [DIN 1045-1]

Zum weiteren Vergleich sind noch zwei weitere Normen genannt, diese werden jedoch nicht ausführlicher dargestellt. [DIN 1075] (alte Betonbrückennorm) weist im Vergleich zu den anderen höhere Werte für die mittragende Breite aus. Eine Besonderheit ist, dass nach [DIN 1075] es einen Ansatz für die Spannungsberechnung und einen Ansatz für die Verformungsberechnung gibt. In Abbildung 4.6 ist der Verformungsansatz dargestellt.

Bei den bestehenden Regelungen für die Bestimmung der mittragenden Breite gibt es auch lastabhängige Ansätze. Hierbei wird unterschieden, ob es sich um eine Linienlast (wie in Abbildung 4.6 für den [BS 5400-5]) oder um Punktlasten handelt. In diesem Zusammenhang wird auf die Untersuchung von [Kuhlmann, Rieg 2004a] verwiesen, die bei der Herleitung der mittragenden Breite aus dem Ansatz der Differentialgleichung verschiedene Belastungsarten untersucht.

In der nachfolgenden Tabelle sind die berechneten mittragenden Breiten nochmals zusammengefasst. Besonders auf die verschiedenen Werte nach Heft 240 [Grasser 1991]

sei hierbei hingewiesen, da sich die Werte in Abhängigkeit der Gurtstärke unterscheiden und teils um bis zu 70 % voneinander abweichen.

Tabelle 4.1: Mittragende Breite in [m] verschiedener Normenregelungen

b_i / L	b_{eff} / b_i							
	EN 1994-	DIN EN	DIN 1045-	Heft 240 pauschal	d/d ₀	d/d ₀	d/d ₀	DIN 18800-5
0.05	1.00	1.00	1.00	3.33	1.00	1.00	1.00	1.00
0.10	1.00	1.00	1.00	1.67	0.94	0.94	0.94	1.00
0.20	0.63	0.50	0.70	0.83	0.78	0.78	0.83	0.63
0.30	0.42	0.33	0.53	0.56	0.62	0.64	0.72	0.42
0.40	0.31	0.25	0.45	0.42	0.49	0.52	0.63	0.31
0.50	0.25	0.20	0.40	0.33	0.40	0.42	0.56	0.25
0.60	0.21	0.17	0.33	0.28	0.33	0.35	0.50	0.21
0.70	0.18	0.14	0.29	0.24	0.29	0.31	0.45	0.18
0.80	0.16	0.13	0.25	0.21	0.25	0.27	0.40	0.16
0.90	0.14	0.11	0.22	0.19	0.23	0.25	0.37	0.14
1.00	0.13	0.10	0.20	0.17	0.20	0.22	0.33	0.13

4.5 Traganteile des Betongurts (Scheiben- und Biegezustand)

4.5.1 Grundsätzliches

Im nachfolgenden Abschnitt werden die Ergebnisse und Untersuchungen zur mittragenden Breite des Scheiben- und Biegezustands zusammengefasst. Für die ausführliche mathematische Herleitung der mittragenden Breite auf Basis der Differentialgleichungen für die Scheibe und Platte [Eschenauer 1986] wird auf die Arbeiten von [Hasslacher 2001], [Kuhlmann, Rieg 2004a] und [Rieg 2006] verwiesen.

Generell gilt, dass der Scheiben- und Biegezustand für lineares Materialverhalten getrennt voneinander betrachtet werden kann und das Superpositionsprinzip angewandt werden kann. Bisherige Untersuchungen zur mittragenden Breite des Biegezustands beschränken sich auf das elastische Materialverhalten, so dass die Rissbildung im Querschnitt außer Acht gelassen wird. Durch das Tragverhalten von Slim-Floor Trägern jedoch reißt der Querschnitt infolge des Biegemoments im Betongurt auf, so dass sich die Frage stellt, in wie fern dieser Ansatz auch unter Berücksichtigung der Rissbildung anwendbar ist.

4.5.2 Mittragende Breite des Scheibenzustands für Einfeldträger

Bei der Berücksichtigung des Scheibenzustands wird die Biegetragwirkung des Gurtes völlig vernachlässigt und der Gurt als biegeschlaife Scheibe angesehen. Der Betongurt wirkt als Scheibe und wird durch die Normalkraft aus dem inneren Kräftepaar des Verbundquerschnitts beansprucht. Hierzu gibt es bereits eine Vielzahl von Untersuchungen. Eine Zusammenfassung der Untersuchungen ist in [Rieg 2006] zu finden.

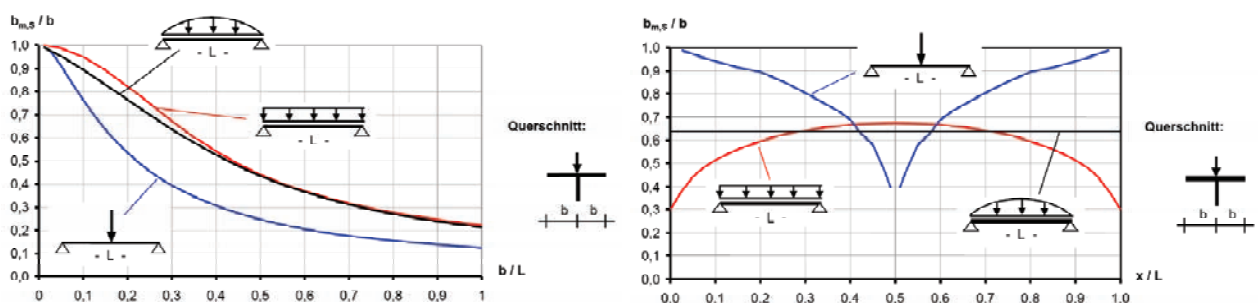
Der Scheibenzustand beruht auf der Dehnsteifigkeit des Gurtes und setzt gleichzeitig eine schubfeste Verbindung zwischen Betongurt und Baustahlträger voraus. Der Betongurt übernimmt hierbei die Normalkraft, die sich mit der Zugkraft im Baustahlträger kurzschließt.

Auf die Herleitung im speziellen wird im Rahmen dieser Arbeit nicht eingegangen, sondern auf Veröffentlichungen von [Hasslacher 2001], [Rieg 2004] und [Kuhlmann, Rieg 2004a] verwiesen und die dortige Ableitung für alle weiteren Untersuchungen als gegeben vorausgesetzt.

Durch die Lösung der Scheiben-Differentialgleichung und aus den Berechnungen der mittragenden Breite zieht [Rieg 2006] folgende Schlussfolgerungen:

Die mittragende Breite wird hauptsächlich vom Seitenverhältnis der Gurtscheibe b/L bestimmt. Steigt das Verhältnis von b/L , so sinkt der Wert der mittragenden Breite für den Scheibenzustand sehr schnell ab. Ebenso hat die Belastungsart einen Einfluss auf die mittragende Breite. Da bei Deckensystemen überwiegend von einer Flächenlast ausgegangen werden kann, wird in den nachfolgenden Untersuchungen die mittragende Breite für diesen Fall weiter berücksichtigt. Die mittragende Breite ist unabhängig von der Höhe der äußeren Belastung, sofern der Betongurt sich im Zustand I befindet. Ebenso spielt die Plattendicke keine Rolle für die mittragende Breite des Scheibenzustands.

Die nachfolgende Abbildung zeigt den Verlauf der mittragenden Breite des Scheibenzustands in Abhängigkeit der Belastung in Feldmitte (a), sowie den Verlauf der mittragenden Breite über die Trägerlänge (b). Die mittragende Breite eines Einfeldträgers unter Punktbelastung nimmt hierbei kleinere Werte als eine gleichmäßige Streckenlast. Ebenso ist zu erkennen, dass durch die Punktbelastung die mittragende Breite sehr stark beeinflusst und die Werte mit steigender Entfernung zum Belastungspunkt zunehmen.



a) in Abhängigkeit der Belastung

b) über die Trägerlänge

Abbildung 4.10: Verlauf der Mittragende Breite des Scheibenzustands $b_{m,s}$ eines einsteigigen Plattenbalkens [Rieg 2006]

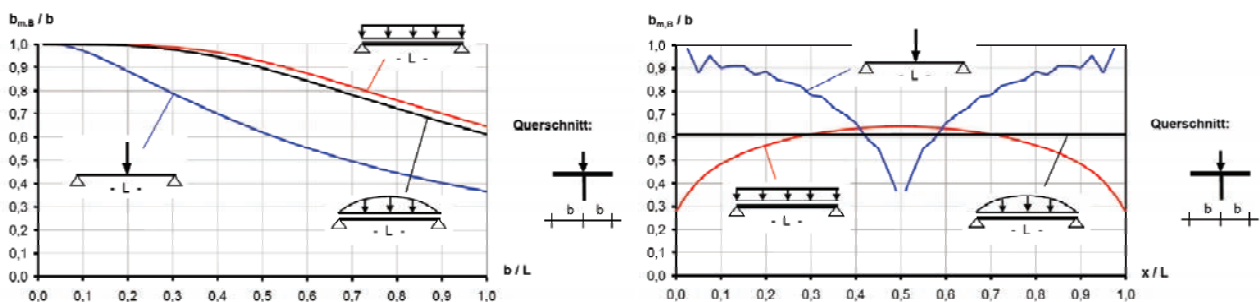
4.5.3 Mittragende Breite des Biegezustands für Einfeldträger

Erste Untersuchungen zur mittragenden Breite des Biegezustands wurden von [Marguerre 1952] durchgeführt. Auf Basis der Differentialgleichung der Platte wurde getrennt voneinander die mittragende Breite für den Scheiben- und Biegezustand abgeleitet und dabei festgestellt, dass die Werte des Scheibenzustands kleiner sind als für den Biegezustand.

Im Biegezustand wirkt der Betongurt als Platte und trägt in Abhängigkeit der Biegesteifigkeit einen Teil des äußeren Moments ab.

Durch die Lösung der Platten-Differentialgleichung und aus den Berechnungen der mittragenden Breite kann nach [Hasslacher 2001], [Rieg 2004], [Kuhlmann, Rieg 2004a] und [Rieg 2006] die gleichen Schlussfolgerungen für den Scheiben- und Biegezustand gezogen werden:

Der Haupteinflussparameter ist ebenfalls das geometrische Verhältnis der Plattenbreite zur Trägerlänge. Ebenso wirkt sich die Art der Belastung auf den Wert der mittragenden Breite aus. Über die Trägerlänge hinweg ist die mittragende Breite nicht konstant, sondern variiert in Abhängigkeit der Belastung, siehe nachfolgende Abbildung 4.11. Die Plattendicke h_c besitzt keinen Einfluss bei der Ermittlung der mittragenden Breite.



a) in Abhängigkeit der Belastung

a) über die Trägerlänge

Abbildung 4.11: Verlauf der Mittragende Breite des Biegezustands $b_{m,B}$ eines einsteigigen Plattenbalkens [Rieg 2006]

Im Vergleich zum Scheibenzustand ist die mittragende Breite der Platte größer und verläuft insgesamt flacher abfallend. Qualitativ zeigen die Verläufe der mittragenden Breite $b_{m,B}$ des Biegezustands eine große Ähnlichkeit zur mittragenden Breite $b_{m,S}$ des Scheibenzustands. Eine quantitative Betrachtung zeigt, dass die Biegetragwirkung größere Werte der mittragenden Breite erzeugt als die Scheibentragwirkung.

4.5.4 Vergleich des mittragenden Breite des Scheiben- und Biegezustands mit der normativen Regelung nach [DIN 18800-5]

Die nachfolgende Abbildung 4.12 greift auf den Abschnitt 4.4 der normativen Regelung der mittragenden Breite zurück und vergleicht die dortigen Werte mit den Werten der mittragenden Breite des Scheiben- und Biegezustands.

Es ist sehr schön zu erkennen, dass die Werte aus der Verbundnorm [DIN 18800-5] sehr nahe am Scheibenzustand liegen. Dies bedeutet, dass für die Berechnung der

mitragenden Breite für Verbundträger der Biegeanteil vernachlässigt wird, was sich besonders unwirtschaftlich für niedrige Verbundträger und Slim-Floor Träger erweist.

Die Stahlbetonnorm [DIN 1045-1] liegt ca. mittig zwischen dem Scheiben- und Biegezustand, alleinig die [DIN 1075] nähert sich der Biegezustands-Linie entfernt an.

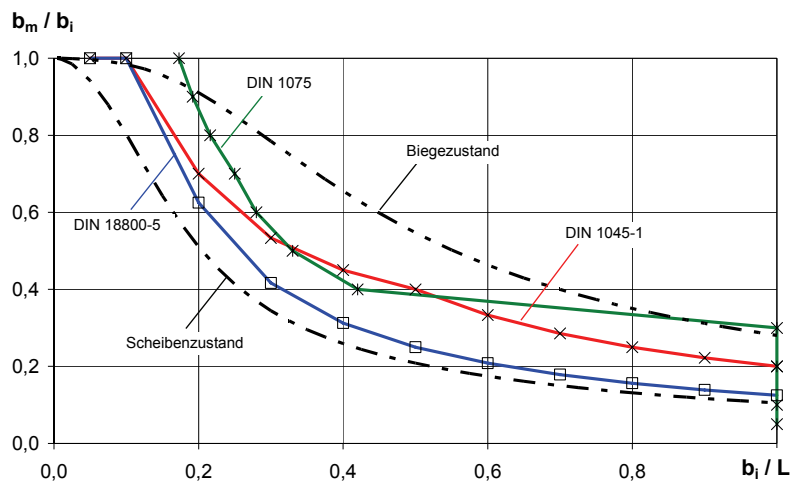


Abbildung 4.12: Mitragende Breite: Vergleich des Scheiben-/Biegezustands mit normativer Regelung

4.5.5 Kombinierte Wirkung des Scheiben- und Biegezustands

Für Einfeldträger unter Gleichlast ist in der nachfolgenden Abbildung 4.13 die mittragende Breite des Scheiben- und Biegezustands in Abhängigkeit des Breiten-Längenverhältnis des Trägers angegeben. Es ist erkennbar, dass die Werte des Biegetraganteils über den des Scheibenzustands liegen. Beide mittragenden Breiten fallen jedoch qualitativ sehr rasch mit zunehmenden Verhältnis b/L ab. Die hier dargestellten Werte sind für den Bereich der Feldmitte des Einfeldträgers angegeben.

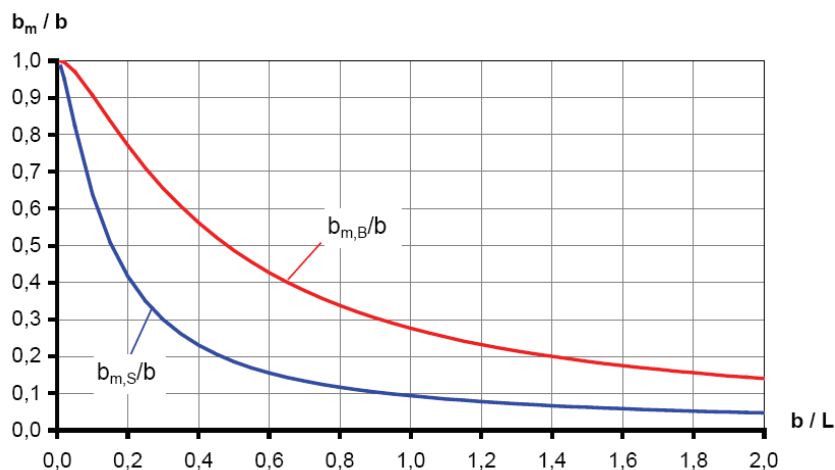


Abbildung 4.13: Mitragende Breite für Scheiben- und Biegezustand [Rieg 2006]

Die nachfolgende Abbildung zeigt den Verlauf der mittragenden Breiten des Scheiben- und Biegezustands über die Trägerlänge. Die Kurven sind hierbei auf den maximalen Wert (die mittragende Breite des Biegezustands in Feldmitte) bezogen angegeben.

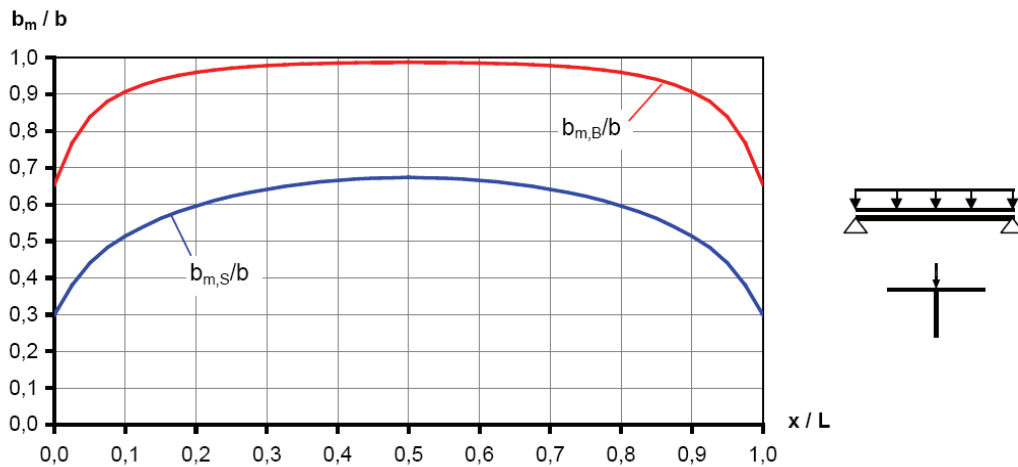


Abbildung 4.14: Verlauf der mittragende Breite $b_{m,B}$ und $b_{m,S}$ bei Gleichlast

Zu den Auflagerbereichen hin sinken die Werte leicht ab. Insgesamt besitzt der Biegezustand eine völligeren Kurve im Vergleich zur mittragenden Breite des Scheibenzustands.

Generell berechnet sich die Steifigkeit eines Verbundquerschnitts $I_{i,0}$ aus drei Anteilen, der Biegesteifigkeit des Baustahlprofils I_a , dem Biegeträgheitsmoment des Betongurtes $I_{c,0}$ und dem sog. Steiner Anteil. Werden nun für die jeweiligen Anteile entsprechend die Scheiben- und Biegetragwirkung eingesetzt, so ergibt sich für das Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts $I_{i,0}$ folgender Ansatz:

$$\begin{aligned}
 I_{i,0} &= I_a + I_{c,0} + S_{i,0} \cdot a_{St} \\
 &= I_a + \frac{b_{m,B} \cdot h_c^3}{12 \cdot n_0} + \frac{\frac{b_{m,S} \cdot h_c}{n_0} \cdot A_a}{\frac{b_{m,S} \cdot h_c}{n_0} + A_a} \cdot a_{St}^2 \quad (\text{Gleichung 4.2})
 \end{aligned}$$

Die Erklärung der einzelnen Faktoren wird in Abschnitt 6.2.3.2, Gleichung 6.1 näher erläutert.

Dabei wird das Biegeträgheitsmoment des Betongurtes mit der mittragenden Breite des Biegezustands $b_{m,B}$ berechnet, während für den Steiner Anteil der Scheibenzustand $b_{m,S}$ eingerechnet wird. Das heißt, dass für die Verbundquerschnittssteifigkeit $I_{i,0}$ das Superpositionsprinzip für den Scheiben- und Biegezustand angewandt wird. Dieser Ansatz ist jeweils für den Zustand I des Betons gültig und anwendbar, also solange der Beton ungerissen vorliegt.

Da der Biegetraganteil für gewöhnlich vernachlässigt wird, wird in der Praxis das Trägheitsmoment des Betongurtes ebenfalls mit dem Scheibenzustand $b_{m,S}$ berechnet, was aber zu einem verkleinerten Wert führt und damit zwangsläufig zu einer Überschätzung bei der Verformungsberechnung. Gerade bei niedrigen Querschnitten führt die Vernachlässigung des Biegezustands zu einem stark verkleinerten Wert für das Trägheitsmo-

ment $I_{i,0}$ des Verbundquerschnitts, wie Vergleichsrechnungen nach [Rieg 2006] darlegen. Dies hängt damit zusammen, dass der Anteil des Biegemoments des Betongurts bei kleineren Verbundquerschnitten größer ist als z.B. bei normal hohen Verbundquerschnitten.

Somit kann also bei Slim-Floor Trägern und niedrigen Verbundträgern eine realistische Biege-steifigkeit $I_{i,0}$ nur unter Berücksichtigung des Biegetraganteils ermittelt werden.

Die beiden maßgebenden Einflüsse auf die mittragende Breite sind [Rieg 2006]:

- Verhältnis b/L : Durch die Wahl der Betongurtbreite b können die Werte für die mittragende Breite des Scheiben- und Biegezustands stark beeinflusst werden, was sich in den Betontraganteilen widerspiegelt.
- Dicke des Betongurts h_c : Anhand Gleichung 4.2 ist zu erkennen, dass die Plattendicke einen direkten Einfluss auf das Trägheitsmoment des Betongurtes besitzt und damit den Betonbiegetraganteil an der Gesamtsteifigkeit erhöht

4.5.6 Mittragende Breite des Scheiben- und Biegezustand für den Zweifeldträger

In Anlehnung an die Lösung der Differentialgleichungen für den Scheiben- und Biegezustand des Einfeldträgers wurde in der Diplomarbeit [Grimm 2009] untersucht, ob dieser Ansatz auch für zweifeldrige Systeme erweitert werden kann.

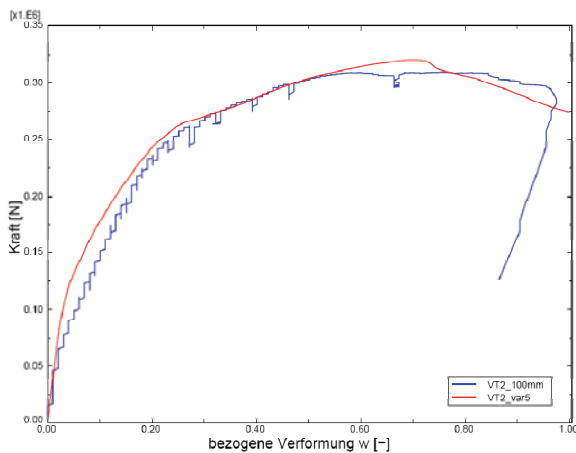
Eine direkte Lösung der Differentialgleichung ist aber wie bei den Einfeldträgern ebenfalls nicht möglich, so dass mit Hilfe der Fourierreihenanalyse eine Lösung gesucht wurde. Durch die Vielzahl von Ansatzfunktionen für die Fourierreihenentwicklung sowie der Ansatz für die Belastungsfunktion, die für die Berechnung anwendbar sind, war es aber nicht möglich eine eindeutige Lösung abzuleiten. Durch rechnerische Singularitäten für die mittragende Breite über die Trägerlängsrichtung hinweg kann keine verwendbare Lösung abgeleitet werden. Dies wurde im Rahmen einer umfangreichen Studie [Grimm 2009] sowie Literaturrecherche, z.B. [Räcke 2006] bestätigt.

Ein möglicher Ansatz zur Bestimmung der mittragenden Breite eines Zweifeldträgers ist die numerische Lösung mittels FE-Berechnungen. In diesem Zusammenhang und im Rahmen der durchgeführten Versuche an Slim-Floor Trägern wurden zwei Diplomarbeiten von [Tontchev 2008] und [Baur 2009] erstellt. Hierbei wurden die FE-Programme ANSYS® und ABAQUS® verwendet und versucht, die Last-Verformungskurven der Slim-Floor Trägerversuche [Kuhlmann et al 2006b] und im Rahmen des hier vorliegenden Forschungsvorhabens durchgeführten Versuche nachzubilden. Letztendlich muss auch hier darauf hingewiesen werden, dass die Ergebnisse kritisch zu bewerten sind und einzeln nachgerechnete Versuchsträger nicht auf weitere Träger mit veränderten Parametern übertragbar sind.

Während die Last-Verformungskurven nachgebildet werden können, stimmen die Last-Schlupf-Nachrechnungen nicht überein, siehe nachfolgende Abbildung 4.15 und Abbildung 4.16. Für die Kontaktdefinition zwischen Betongurt und Baustahlprofil werden Eingabeparameter (z. B. wie die Reibwirkung) benötigt, deren Größe nicht aus den Versuchen feststellbar ist. Diese wurde in der Arbeit von [Baur 2009] daher entsprechend

numerisch so an den Versuchsträger VT1 (Einfeldträgerversuch) angepasst, dass eine Übereinstimmung beim Schlupf zwischen numerischem Model und den Versuchswerten vorhanden ist. Eine Übertragung auf den Versuchsträger VT2 ist mit der gewählten Kontaktdefinition aber nicht möglich, so dass die numerische Berechnung im Rahmen der Diplomarbeiten kein zufriedenstellendes Ergebnis liefert, siehe nachfolgende Abbildungen.

Um auf Basis einer numerischen Berechnung Rückschlüsse auf die mittragende Breite ziehen zu können, ist es aber dringend notwendig, dass das Last-Verformungsverhalten wie auch das Last-Schlupfverhalten mit den tatsächlichen Versuchswerten übereinstimmen.



Anmerkungen zur Achsbezeichnung:

Abbildung 4.15:

Vertikalachse: Kraft (bezogen auf Wert P / P_u)

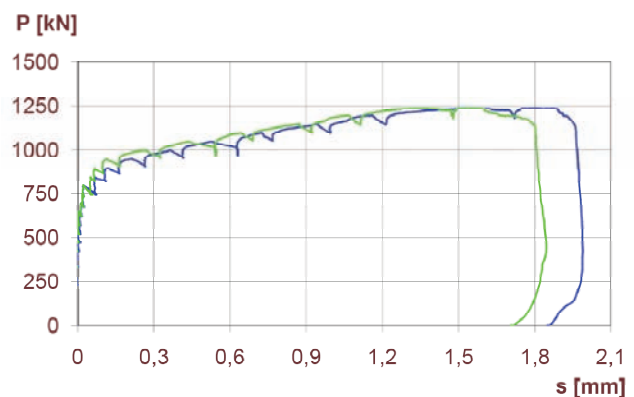
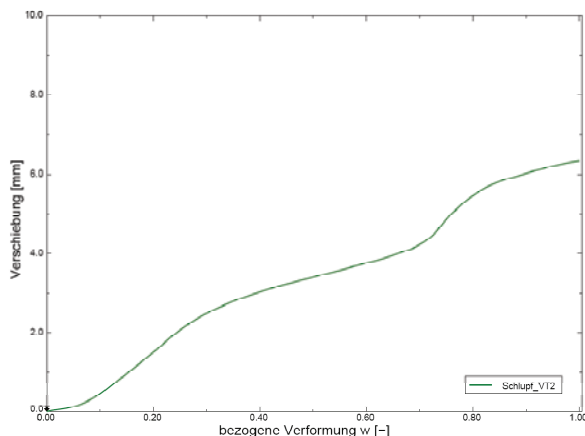
Horizontalachse: Verformung (bezogen auf w / w_u)

Abbildung 4.16a:

Vertikalachse: Schlupf (Absolutwert)

Horizontalachse: Verformung (bezogen auf w / w_u)

Abbildung 4.15: Numerische Nachrechnung Last-Verformungskurve VT2 [Baur 2009]



a) rechnerischer Schlupf VT2

b) experimenteller Schlupf VT2

Abbildung 4.16: Numerische Nachrechnung Last-Schlupfkurve VT2 [Baur 2009]

In Hinblick auf die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhalten und des im Rahmen dieser Arbeit entwickelten analytischen Modells wird auf den Abschnitt 6.2.8.4 verwiesen, der den Einfluss der mittragenden Breite über der Stütze detailliert untersucht.

4.5.7 Zusammenfassung zur linear-elastischen Untersuchung der mittragenden Breite

Wie in den vorangegangenen Abschnitten beschrieben setzt sich das Tragverhalten bei Betongurten aus dem Scheibentrag- und Plattentragverhalten zusammen. Es zeigt sich, dass für niedrige Querschnitte, also Slim-Floor Trägern und niedrigen Verbundträgern, die Vernachlässigung des Biegezustands zu einer unwirtschaftlichen Ermittlung der Trägersteifigkeit führt und damit auch die Verformung überschätzt wird.

Anhand der Differentialgleichungen für die Scheibe und Platte wird in der Arbeit von [Rieg 2006] die mittragenden Breiten abgeleitet. Es zeigt sich hierbei, dass die Werte des Biegezustands über den des Scheibenzustands liegen.

Die Herleitung und Berechnung der Trägersteifigkeit $I_{i,0}$ beruht hierbei auf linear-elastischen Berechnungsannahmen. Der Beton befindet sich im Zustand I. Da Slim-Floor Träger aber unter Gebrauchslasten aufreißen, vermindert sich der Biegetraganteil des Betons. Dieses nichtlineare Tragverhalten muss somit bei der Verformungsberechnung berücksichtigt werden. Die linear-elastisch ermittelten Werte für die mittragende Breite bilden hierbei aber die Grundlage für die nachfolgend durchgeführten Untersuchungen.

5 Experimentelle Untersuchung zur mittragenden Breite

5.1 Allgemeines

Im Abschnitt 2 wird das Tragverhalten von Slim-Floor Trägern ausführlich beschrieben und gezeigt, dass bei diesen deckengleichen Verbundträgern die Betonsteifigkeit eine entscheidende Rolle für das Tragverhalten im Gebrauchslastzustand spielt. Dies wird durch die mittragende Breite berücksichtigt, die, wie in Abschnitt 4.5 beschrieben, in einen Scheiben- und Biegetraganteil unterschieden werden kann.

Um das nachfolgende analytische Modell zu verifizieren, wurden im Jahre 2006 und 2009 experimentelle Versuche zum Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor im Rahmen eines Forschungsvorhabens der Stiftung Industrieforschung [Kuhlmann et al 2006b] und des hier vorliegenden Forschungsvorhabens durchgeführt. Diese sollen nun im folgenden Abschnitt ausführlich beschrieben werden, da die Versuche an Ein- und Zweifeldträgern eine Vielzahl von Aufschlüssen zum Trag- und Verformungsverhalten liefern.

5.2 Versuche an Einfeldträgern

5.2.1 Grundsätzliches

Im Rahmen des von der Stiftung Industrieforschung geförderten Forschungsvorhabens [Kuhlmann et al 2006b] wurden fünf Versuche an Einfeldträgern und ein Versuch an einem Einfeldträger mit Kragarm jeweils mit breiten Betongurten hinsichtlich ihres Trag- und Verformungsverhaltens an der Forschungs- und Materialprüfanstalt (FMPA) der Universität Stuttgart getestet. Die nachfolgenden Abschnitte zeigen die Untersuchungen an den Trägern und fassen die wichtigsten Versuchs- und Messergebnisse zusammen.

Da die Versuche als Grundlage für die Bestimmung der Trägerverformung dienen, werden die Versuchsträger und die Versuchsdruckführung hier nochmals aufgegriffen und detailliert beschrieben. Ebenso stellen sie die Basis für die im Rahmen des hier vorliegenden Forschungsvorhabens durchgeführten Versuche an Zweifeldträgern dar. Weitergehende Informationen sind in [Kuhlmann et al 2006b] zu finden.

5.2.2 Experimentelle Untersuchungen

5.2.2.1 Grundsätzliches

Im Rahmen des Vorhabens wurden sechs Versuche mit Slim-Floor Trägern mit breiten Betongurten durchgeführt, die ersten fünf als Einfeldträgerversuche, der letzte als ein auskragender Einfeldträger. Auf diesen Trägerversuch VT6 wird nur am Rande eingegangen, da im Mittelpunkt der Untersuchung das Verformungsverhalten der Einfeldträgersysteme steht.

Die Versuchskonzeption knüpft hierbei an die rechnerischen Untersuchungen in Zusammenhang mit [Kuhlmann, Fries 2001], [Kuhlmann, Rieg 2005] und [DIBt 2005] an, so dass als Stahlquerschnitt ein Hutprofil gewählt wurde.

- Verwendung praxisgerechter Abmessungen im Maßstab 1:1
- Verwendung von Slim-Floor Trägern, d.h. bereits unter geringen Lasten im Gebrauchszustand entstanden Risse auf der Betonunterseite.
- Verwendung eines sehr breiten Betongurts (deutlich breiter als die normativ geregelte mit-tragende Breite), um eine klare Aussage über den Verlauf der Betonspannungen und Betondehnungen in Querrichtung des Betongurts zu erhalten sowie einen deutlichen Einfluss der Schubverformung des Betongurts auf das Trag- und Verformungsverhalten der Versuchsträger zu gewährleisten.
- Verwendung eines statisch bestimmten Systems (Einfeldträgersystem), um klare Aussagen über den Verlauf der Gesamtschnittgrößen und Auflagerreaktionen allein aus den Lagerungs- und Belastungsbedingungen ohne Kenntnis der Steifigkeitsverteilung im Träger zu erhalten. Wie bereits erwähnt, wurden für die Versuchsträger VT1 bis VT5 als System ein Einfeldträger gewählt, für den Versuchsträger VT6 ein Einfeldträger mit Kragarm.
- Verwendung einer Zweipunktbelastung zur ausreichend genauen Approximation einer gleichmäßig verteilten Belastung in Trägerlängsrichtung, die den wichtigsten Lastfall in der Praxis darstellt. Der Vorteil dabei liegt im querkraftfreien Bereich zwischen den Lasteinleitungspunkten.
- Anordnung der Lastpunkte in Stahlträgererebene der Versuchsträger VT1, VT2, VT5 und VT6, um eine Exzentrizität in Querrichtung und ein damit verbundenes Querbiegemoment des Betongurts zu vermeiden.
- Exzentrische Anordnung der Lastpunkte zur Stahlträgerachse der Versuchsträger VT3 und VT4, um eine Exzentrizität in Querrichtung und ein damit verbundenes Querbiegemoment des Betongurts zu erzeugen.
- Praxisgerechte Bewehrung der Betongurte.
- Verwendung von in der Praxis üblichen Werkstoffen und Werkstoffgüten.
- Die Abmessungen der Versuchsträger wurden auf Maße beschränkt, die einen Transport mit LKW, Kran, etc. ermöglichten und die maximalen Abmessungen des Versuchsstands einhielten.
- Bis auf Träger VT5 waren alle Träger vollverdübelt um bei der Versuchsdurchführung für den Traglastzustand die maximale Last des Querschnitts zu bestimmen.

Ausgehend von einem Basisversuch (Versuchskörper VT1) wurde bei jedem weiteren Versuch nur ein einziger Parameter variiert, um dessen Auswirkung auf das Verformungsverhalten und die mittragende Breite zu bestimmen, siehe nachfolgende Tabellen. Damit war es möglich, mit diesem beschränkten Versuchsprogramm eine möglichst große Anzahl an Parametern zu untersuchen.

Die nachfolgende Abbildung zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau der Einfeldträgerversuche mit einer Trägerlänge von $L = 4,25$ m und einer Trägerbreite von $B = 3,50$ m.

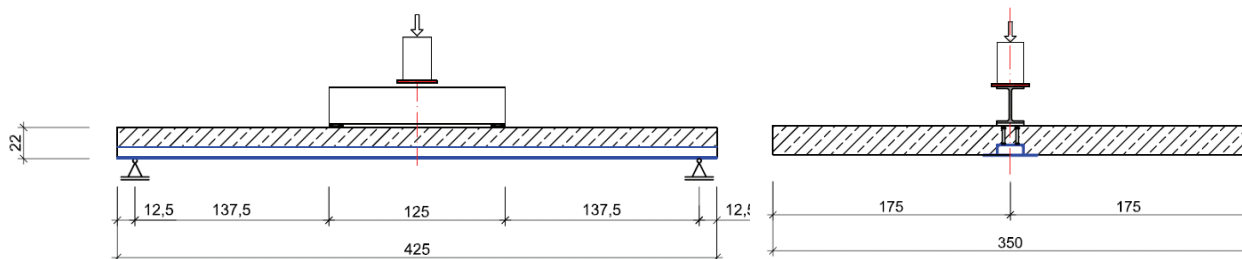


Abbildung 5.1: Versuchsaufbau Einfeldträgerversuch mit zentrischer Belastung

5.2.2.2 Geometrie der Träger und Variation der Parameter

Das Versuchsprogramm bestand aus sechs Versuchsträgern. Die hierbei gewählten Abmessungen und variierten Parameter sind in den nachfolgenden Tabellen zusammengefasst. In Tabelle 5.1 sind die geplanten Betonstahl- und Baustahlgüten sowie die Querschnittsabmessungen des Hutprofils dargestellt, in

Tabelle 5.2 die Versuchsträgergeometrie.

Tabelle 5.1: Versuchsprogramm – Plattengeometrie / Verdübelungsgrad / Lastexzentrizität

Versuchs-Nr.	Stahlprofil	Untergurt	Stahl- güte	Betongüte	Bewehrungs- güte
VT 1	UPE 200	400 x 10 mm	S 235	C 20/25	S 500
VT 2	UPE 220	420 x 15 mm	S 235	C 20/25	S 500
VT 3	UPE 200	400 x 10 mm	S 235	C 20/25	S 500
VT 4	UPE 200	400 x 10 mm	S 235	C 20/25	S 500
VT 5	UPE 200	400 x 10 mm	S 235	C 20/25	S 500
VT 6	UPE 200	400 x 10 mm	S 235	C 20/25	S 500

Tabelle 5.2: Versuchsprogramm – Plattengeometrie / Verdübelungsgrad / Lastexzentrizität

Versuchs-Nr.	Stahl- schnitt	quer- Träger- länge [m]	Träger- breite [m]	Plattendicke h_c [cm]	η^1 [-]	e^2 [m]
VT 1	UPE 200	4,25	3,50	22	1,0	0,0
VT 2	UPE 220	4,25	3,50	30	1,0	0,0
VT 3	UPE 200	4,25	3,50	22	1,0	0,75
VT 4	UPE 200	4,25	3,50	22	1,0	1,25
VT 5	UPE 200	4,25	3,50	22	0,5	0,0

1) Verdübelungsgrad

2) Lastexzentrizität in Querrichtung (Abstand zur Stahlprofil-Längsachse)

Für jeden getesteten Träger wurde jeweils nur ein Versuchsparameter (Geometrie, Laststellung, etc.) geändert, um Rückschlüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten ziehen zu können. Die veränderten Parameter sind in der vorangegangenen

Tabelle 5.2 fett gedruckt.

Der Versuchsträger VT6 stellt in der Konfiguration eine Besonderheit dar und wird in den nachfolgenden Abschnitten mit den Versuchsergebnissen jeweils nicht berücksichtigt, vergleiche Abschnitt 5.2.2.7.

Die nachfolgende Abbildung 5.2 und Abbildung 5.3 zeigen die mittige Belastung des Verbundträgers bei den Versuchen VT1, VT2 und VT5, während bei den Versuchsträgern VT3 und VT4 ein zusätzlicher Verteilungsträger für die exzentrische Lasteinleitung eingebaut wurde.



Abbildung 5.2: Mittige Belastung Einfeldträgerversuche VT1, VT2, VT5

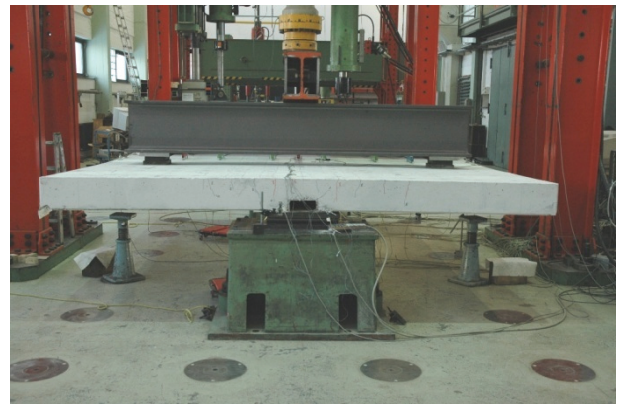


Abbildung 5.3: Exzentrische Belastung Einfeldträgerversuche VT3, VT4

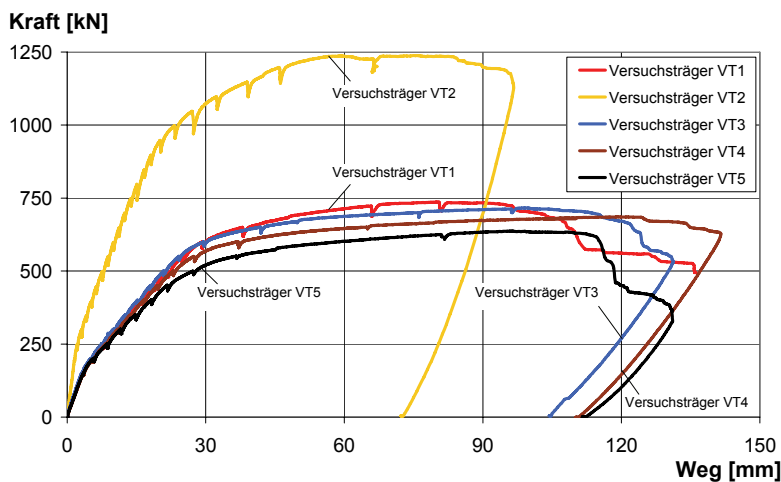
Die Versuchsträger VT3 und VT4 wurden unter dem Einfluss einer Querbiegung untersucht. Hierbei wurden die Versuchsträger einer Lastexzentrizität unterzogen, um über dem Stahlträger ein Stützmoment in Querrichtung zu erzeugen. Die Querverteilung wurde zu 0,75 m bei VT3 und 1,25 m bei VT4, jeweils auf die Stahlträgerachse bezogen, gewählt. Ausgehend von einer Exzentrizität der Last von 0,75 m beim Versuchsträger VT3 soll der Lastfall eine gleichmäßig verteilte Flächenlast über die Betonplatte abbilden. Um den Einfluss der Querbiegung auf das Gesamttragverhalten zu untersuchen, wurde bei Versuchsträger VT4 die Lastexzentrizität weiter auf 1,25 m gesteigert. Die Last stellte damit einen Extremfall einer am Trägerrandbereich konzentrierten Lasteinwirkung dar.

Durch die Erhöhung des Stützmoments aus Querbiegung sollte der Betonquerschnitt entlang des Stahlträgers an der Betonoberseite aufreißen und damit der Einfluss auf die mittragende Breite des Betons in Längsrichtung untersucht werden.

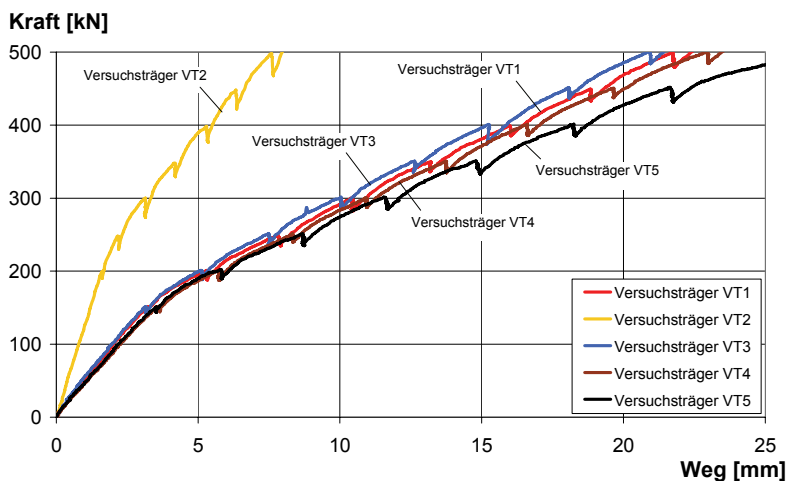
5.2.2.3 Trag- und Verformungsverhalten VT1-VT5

Durch die Variation der einzelnen Versuchsträger VT und jeweils nur einem veränderten Parameter kann auf das unterschiedliche Trag- und Verformungsverhalten geschlossen werden. Der Ablauf der Versuchsdurchführung war hierbei bei allen Trägern gleich.

Anhand der nachfolgenden Abbildung können die Unterschiede im Verformungsverhalten in Abhängigkeit der Belastung aufgezeigt werden. Anzumerken ist aber, dass ein direkter quantitativer Vergleich der Versuchswerte anhand der Abbildung nicht durchgeführt werden kann, da für die einzelnen Versuchskörper verschiedene Festigkeitswerte - insbesondere für den Beton - vorlagen.



a) gesamter Lastbereich



b) Anfangsbelastung vergrößert dargestellt

Abbildung 5.4: Last-Verformungskurve Einfeldträgerversuche

Alle Träger verhielten sich äußerst duktil und zeigten im Bereich der Maximallast ein sehr ausgeprägtes Verformungsverhalten (Plateauverlauf). Der Verlauf der Kurven begann jeweils sehr steil, jedoch mit zunehmender Rissbildung flachte sich die Kurve durch den Steifigkeitsverlust ab.

Durch die größere Betonplattendicke (30 statt 22 cm) und dem damit verbundenen höheren Gesamtsteifigkeitsverhalten des Trägers VT2 besaß dieser eine weitaus höhere

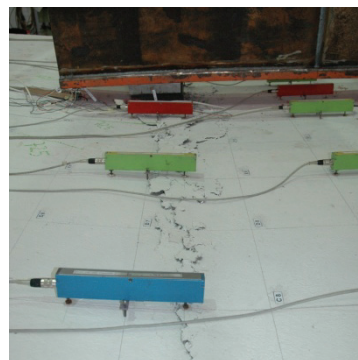
Traglast als die übrigen Träger. Für die Versuchsträger mit einer Plattendicke von 22 cm galt, dass qualitativ diese Träger ein sehr ähnliches Trag-Verformungsverhalten aufwiesen, ein ähnliches Traglastniveau erreichten und ähnliche Verformungswerte lieferten.

Der Versuchsträger VT1, der als sog. „Basiskörper“ konzipiert wurde, zeigte erste Einzelrisse bereits bei einer sehr geringen Last von 20 % der Traglast. Das „abgeschlossene“ Rissbild konnte bei einer Last von ca. 50 % der Traglast festgestellt werden.

Die Traglast des Versuchsträgers VT2 (mit einer Plattendicke von 30 cm) war weitaus höher als im Vergleich zu den übrigen Trägern. Durch die höhere Gesamtträgersteifigkeit stieg die Last-Verformungskurve im Vergleich zu den anderen Trägern steiler an, die Gesamtverformung bis zum Bruch lag ca. 30 % unterhalb der übrigen Versuchsträger.

Die beiden Versuchsträger VT3 und VT4 wurden im Gegensatz zu den übrigen Trägern durch Querbiegung belastet. Trotz des variierten Hebelarmes der Querverteilung lagen die Traglasten beider Versuchskörper ähnlich nah beieinander. Auch das Last-Verformungsverhalten glich einander sehr.

Durch die teilweise Verdübelung des Versuchsträgers VT5 wurde eine geringfügig kleinere Traglast und eine etwas größere Durchbiegung als zum Basisträger ermittelt. Ein Versagen der Schubfuge trat nicht, wie erwartet, ein. Der Träger versagte, wie alle anderen auch, auf Biegedruckversagen auf Höhe der Lasteinleitung.



a) Versuchsträger VT1

b) Nahaufnahme Lasteinleitungsbereich

Abbildung 5.5: Biegedruckversagen der Einfeldträgerversuche

5.2.2.4 Last-Schlupf-Verhalten

Nachfolgend wird das Last-Schlupfverhalten der Träger genauer untersucht. Bei allen Versuchsträgern wurden Schlupfmessungen an den Trägerenden zwischen dem Bau-stahlprofil und dem Betongurt durchgeführt. Generell ist festzuhalten, dass bei den Versuchsträgern der Schlupf im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) keine merkliche Rolle spielte. Bei voller Verdübelung des Trägers VT1 trat ein erkennbarer Schlupf erst bei ca. 80 % der Traglast ein, beim Versuchsträger VT5 (mit einem rechnerischen Verdübelungsgrad von 50 %) ab einer Ausnutzung von ca. 70 %, siehe Abbildung 5.6. Bei den vollverdübelen Trägern (VT1 bis VT4) blieb der gemessene Schlupf am Endauflager jeweils kleiner als 2 mm.

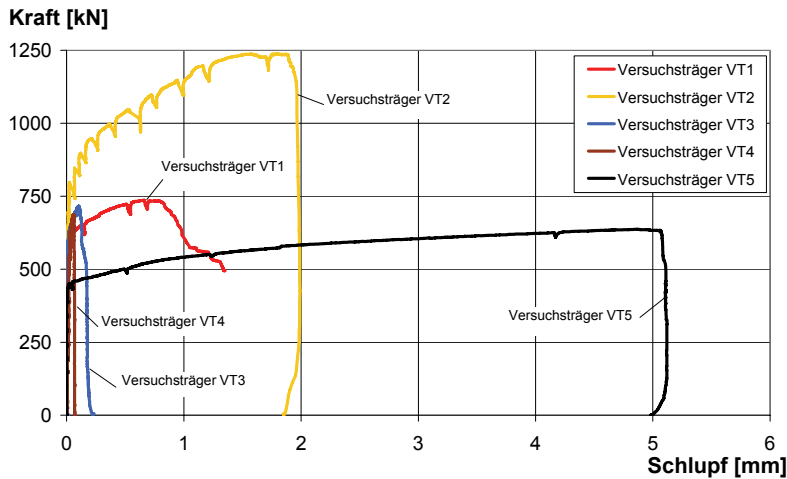


Abbildung 5.6: Last-Schlupfverhalten Einfeldträgerversuche

Beim Erreichen der Tragfähigkeit besaß der teilverdübelt Versuchsträger VT5 einen ca. 10-fach höheren Schlupf als der vergleichbare Versuchsträger VT1 mit Vollverdübelung. Der Schlupf der vollverdübelteten Träger lag bei maximal 2 mm (Versuchsträger VT 2).

5.2.2.5 Last-Riss-Verhalten

Im Allgemeinen weisen Verbundflachdecken ein ähnliches Tragverhalten wie Stahlbetonflachdecken auf, d.h. dass bereits unter geringen Lasten die Betonzugseite aufreißt und sich mit steigender Last ein Risswachstum feststellen lässt.

Beim Erreichen der Lasten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zeigten die Versuchsträger bereits ein abgeschlossenes Rissbild. Um die Rissbreite zu quantifizieren, wurden nach Entstehen der ersten Risse Wegnehmer auf den Riss angebracht und gemessen. Die nachfolgende Abbildung zeigt das bei Traglast vorhandene Rissbild am Beispiel des Versuchsträgers VT1.



Abbildung 5.7: Schematische Skizze und Foto des Rissbilds auf der Betonunterseite bei Erreichen der Traglast des Versuchsträgers VT1

Die Auswertung im Gebrauchszustand ($\sim 50\%$ der Traglast) zeigt, dass die Rissbreiten etwa im Bereich von $0,2 - 0,4\text{ mm}$ lagen. Dies bedeutet, dass mit der eingelegten Mindestbewehrung für Platten der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eingehalten wurde.

Mit fortlaufend steigender Belastung öffneten sich die Risse weiter, so dass die Bewehrung plastizierte und letztendlich riss (siehe ausgeprägtes Fließplateau, Abbildung 5.8). Für den Versuchsträger VT3 und VT4 wurde die Belastung nicht mittig auf den Verbundträger aufgebracht, sondern durch eine Exzentrizität quer dazu. Diese Belastungsanordnung erzeugte neben der Längsbiegebelastung des Verbundträgers auch Querbiegemomente in der Betonplatte. Der Verbundträger wirkte hierbei als eine zu beiden Seiten auskragende Platte. Hieraus resultierte durch die Belastung ein Stützmoment, das auf dem Träger (Betonoberseite) Längsrisse erzeugte. Auch hier lagen die gemessenen Rissbreiten im Bereich des Gebrauchszustandes zwischen $0,1 - 0,4\text{ mm}$. Der Vergleich mit anderen Trägern ohne Querbiegung zeigte hierbei einen kaum erkennbaren Unterschied. Alleinig der teilverdübelt Versuchsträger VT5 besaß größere Rissbreiten. Entsprechend der größeren Durchbiegung weiteten sich die Risse auf der Betonunterseite auf.

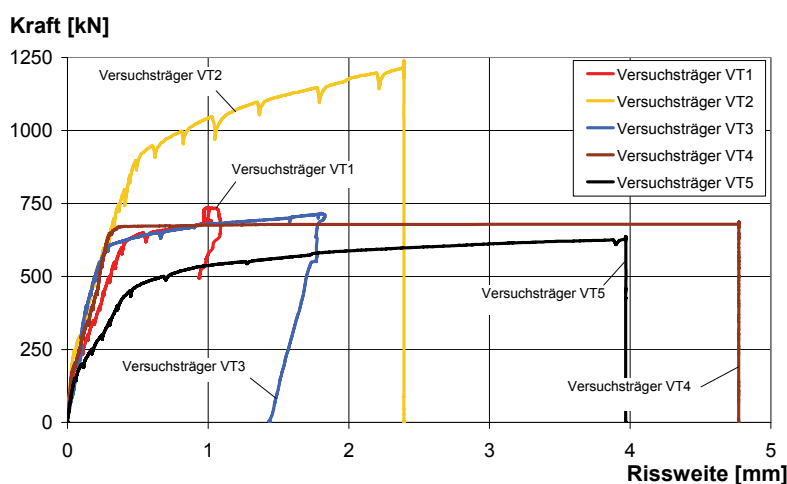


Abbildung 5.8: Last-Rissbreitenkurven der Einfeldträgerversuche

5.2.2.6 Experimentelle Bestimmung der mittragenden Breite - Einfeldträger

Für die Analyse und Ermittlung der mittragenden Breite wurden bei den Versuchsträgern in Feldmitte und auf Höhe einer Lasteinleitung quer zur Trägerrichtung die Betondehnungen gemessen. Hierzu wurden die Setzdehnungsmesser in gleichen Abständen untereinander quer über die Betonplatte verteilt.

Bei den beiden nachfolgenden Abbildungen sind jeweils die Betondehnungen (vertikale Diagrammachse) über die Trägerbreite (horizontale Diagrammachse) abgetragen. Für $y = \pm 1,75\text{ m}$ ist jeweils der Messwert an den Trägerrändern angegeben, für $y = 0,0\text{ m}$ die Dehnung in Trägermitte, also über der Achse des Verbundträgers.

Beispielhaft sind in den beiden nachfolgenden Abbildungen die Betonstauchungen (hier: vorzeichenneutral) der Versuchsträger VT2 und VT3 zu sehen.

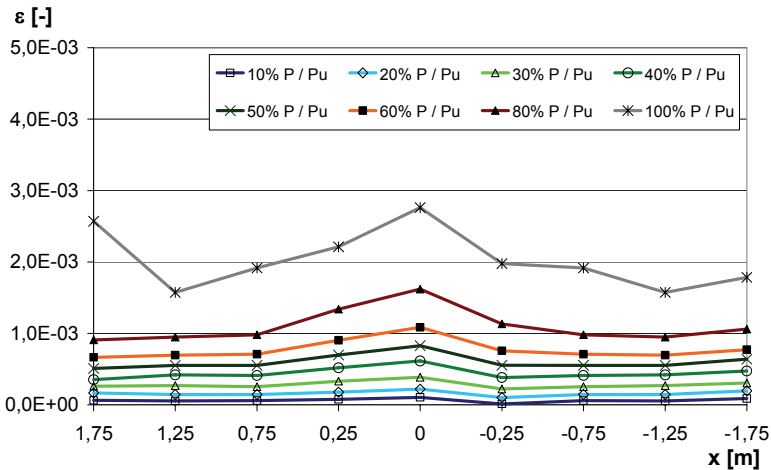


Abbildung 5.9: Verteilung der Betonstauchung im Querrichtung (Feldmitte) – VT 2

Es ist gut zu erkennen, dass sich in der Mitte (also in der Achse des Baustahlprofils, $x = 0$) die größten Stauchungen einstellen und diese mit zunehmender Belastung sich verstärken. Nach außen hin fielen die Kurven ganz leicht ab, d.h. infolge der Schubverzerung waren die Dehnungen nach außen hin geringer. Jedoch war der Abfall bei weitem nicht sehr ausgeprägt. Mit zunehmender Belastung, insbesondere im Grenzzustand der Tragfähigkeit, nahmen die Dehnungs-/Spannungsunterschiede zwischen Trägermitte und den Außenbereichen zu. Das Ansteigen der Dehnung an den Trägerseiten ist durch den freien Trägerend zu erklären.

Auch trotz der Querbiegung durch die außermittige Belastung der Versuchsträger stellte sich eine zur Mitte hin höhere Dehnungsverteilung ein (Abbildung 5.10).

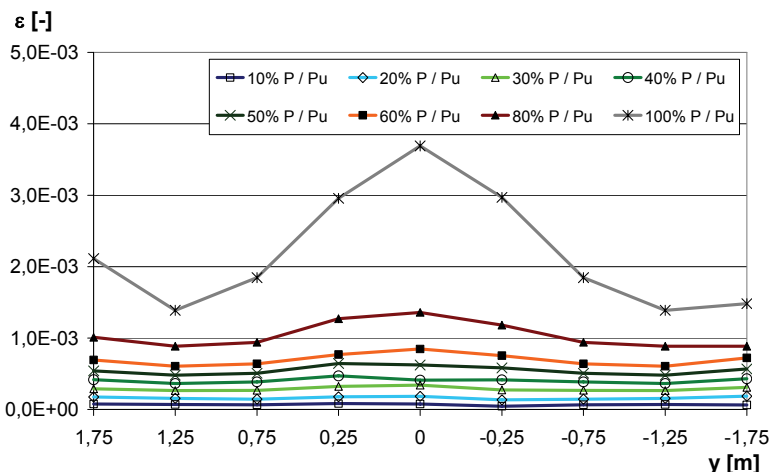


Abbildung 5.10: Verteilung der Betonstauchungen im Querrichtung (Feldmitte) – VT 3

In Abschnitt 4.3.1 wird die Definition für die mitttragende Breite wie folgt angegeben: Es handelt sich hierbei um eine über die Breite des Trägers hinweg konstante Spannung, die flächengleich mit dem tatsächlichen Spannungsverlauf ist. Die berechnete Spannung ist hierbei die maximal gemessene Spannung auf der Betonoberfläche.

Das bedeutet, dass aus den Dehnungen eine spannungsbezogene mitttragende Breite berechnet werden kann. Es kann jedoch nicht für den gesamten Bereich (bis zur Traglast) von einem linearen Zusammenhang ausgegangen werden. Die Norm [DIN 1045-1]

bzw. die Erläuterungen zur Norm [Curbach et al 2003] geben hierfür verschiedene Modelle zur Berechnung der Spannungs-Dehnungsbeziehung an:

- Spannungsdehnungslinie für die Querschnittsbemessung (Parabel-Rechteck-Diagramm)
- Spannungsdehnungslinie für die Querschnittsbemessung (bilineare Kurve)
- Spannungsdehnungslinie für nichtlineare Berechnungsverfahren der Schnittgrößen und Verformung

Für die Berechnung der mittragenden Breite wird auf das letztgenannte Verfahren zurückgegriffen und entsprechend die Dehnungen in Betondruckspannungen umgerechnet. Das Diagramm (Abbildung 5.11) über den Spannungs-Dehnungsverlauf zeigt, dass im unteren Lastbereich (bis ca. 40 % der Bruchfestigkeit des Betons) die Beziehung als linear angenommen werden kann. Mit Erreichen der nach Norm festgelegten Grenzdehnung ε_{c1} ist die maximale Spannung erreicht. Für Normalbeton ist diese Dehnung ε_{c1} mit -2,1 ‰ (C20/25) bis -2,6 ‰ (C50/60) angegeben.

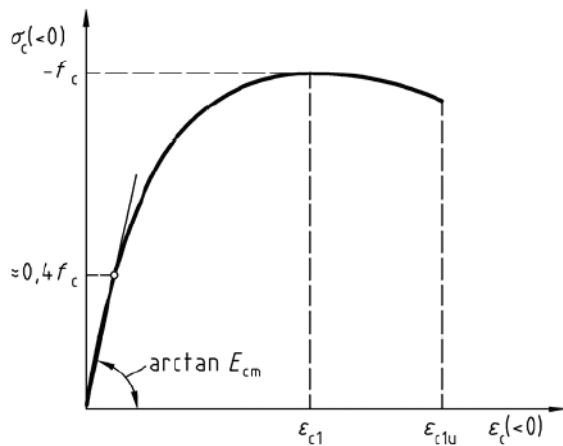


Abbildung 5.11: Nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton [DIN 1045-1]

Bei der experimentellen Bestimmung der Dehnungen wurde nahe dem Traglastzustand diese Grenzdehnung ε_{c1} jeweils überschritten, so dass rechnerisch eine nahezu vollwirksame mittragende Plattenbreite ermittelt wurde.

Dies ist in Abbildung 5.12 sehr deutlich zu sehen. Mit zunehmender Belastung nimmt die rechnerische mittragende Breite zu und erreicht sogar das Maximum, die geometrische Breite des Betongurtes.

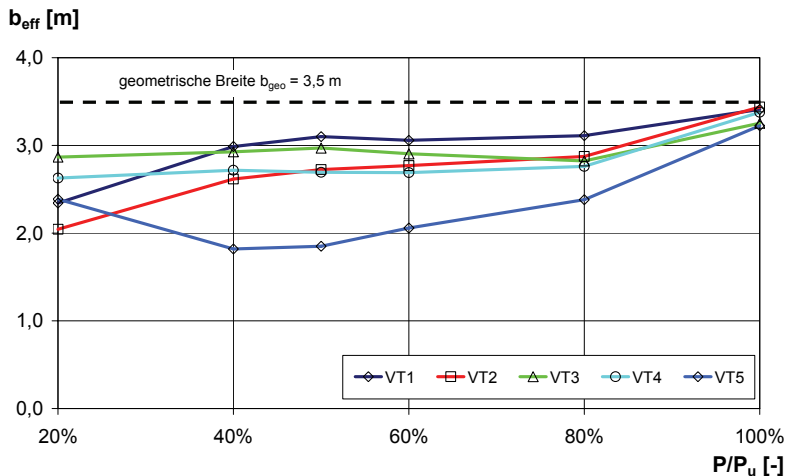


Abbildung 5.12: Mittragende Breite in Feldmitte (Einfeldträger), rückgerechnet aus Betondehnung an Oberkante des Betons

Für den Träger mit der teilweisen Verdübelung (VT5) ergibt sich die geringste mittragende Breite. Durch die geringere Anzahl an Verbundmittel kann der Betongurt nicht vollständig aktiviert werden, so dass auch die rechnerische mittragende Breite unter Gebrauchslasten geringer ausfällt. Bei allen Trägern nimmt die berechnete mittragende Breite mit zunehmenden Lasten leicht ab. In der nachfolgenden Tabelle sind die rückgerechneten Werte für die mittragende Breite nochmals zusammengefasst.

Tabelle 5.3: Experimentelle Bestimmung der mittragenden Breite – Einfeldträger

P / P_u [-]	VT1 [m]	VT2 [m]	VT3 [m]	VT4 [m]	VT5 [m]
20%	2,34	2,04	2,87	2,63	2,39
40%	2,99	2,62	2,93	2,72	1,82
50%	3,10	2,73	2,97	2,69	1,85
60%	3,06	2,77	2,90	2,69	2,06
80%	3,11	2,87	2,82	2,76	2,38
100%	3,41	3,44	3,25	3,38	3,22

Nach [DIN 18800-5] bestimmt sich die mittragende Breite für einen Einfeldträger mit einer Stützweite von 4,0 m zu 1,0 m, so dass im Vergleich zu den Versuchen festgestellt werden kann, dass die experimentell ermittelten Werte um ein Vielfaches über der normativen Regelung liegt, siehe hierzu auch Tabelle 5.4.

Tabelle 5.4: Vergleich der experimentellen mit normativ mittragender Breite

P / P_u [-]	b_{eff} [m]	VT1 [m]	Δ [-]	VT2 [m]	Δ [-]	VT3 [m]	Δ [-]	VT4 [m]	Δ [-]	VT5 [m]	Δ [-]
20%	1,00	2,34	134%	2,04	104%	2,87	187%	2,63	163%	2,39	139%
40%	1,00	2,99	199%	2,62	162%	2,93	193%	2,72	172%	1,82	82%
50%	1,00	3,10	210%	2,73	173%	2,97	197%	2,69	169%	1,85	85%
60%	1,00	3,06	206%	2,77	177%	2,90	190%	2,69	169%	2,06	106%
80%	1,00	3,11	211%	2,87	187%	2,82	182%	2,76	176%	2,38	138%
100%	1,00	3,41	241%	3,44	244%	3,25	225%	3,38	238%	3,22	222%

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sich bei den Versuchen an der Oberseite des Betongurts eine glockenförmige Verteilung der Betondehnungen mit ihrem Maximalwert in der Achse des Baustahlprofils ergab. Der Abfall der Dehnungen hin zur Außenseite des Betongurts war jedoch für geringe Lasten weniger stark ausgeprägt, als dies die elastischen Untersuchungen erwarten lassen.

5.2.2.7 Voruntersuchung Stützmenteinwirkung – Versuchsträger VT6

Versuchsträger VT6 stellte in Bezug auf die Belastung und das System eine Besonderheit im Vergleich zu den anderen Trägern dar. Der Träger wurde als Einfeldträger mit Kragarm konzipiert und gleichzeitig in Feldmitte wie auch auf dem Kragarm belastet. Durch das hierdurch entstandene Stützmoment (das über die Kragarmpresse konstant gehalten wurde) sollte am Auflager eine Einspannung simuliert werden, um den Effekt der Rissbildung über der Stütze auf die Gesamtdurchbiegung des Trägers zu untersuchen.

Im Vorgriff auf das in Abschnitt 6.2 erläuterte analytische Modell zeigt ein Vergleich zwischen der experimentellen Untersuchung und der analytischen Vergleichsrechnung das günstige Verformungsverhalten durch die Einspannwirkung des Versuchsträgers, siehe Tabelle 5.5.

Tabelle 5.5: Vergleich analytische Berechnung mit experimentellen Ergebnissen VT 6

P/P_U	[kN]	0,23	0,34	0,46	0,57	0,69	0,74	0,86
f_{exp}	[mm]	1,46	3,68	7,00	10,98	14,73	16,81	21,70
f_{analyt}	[mm]	2,84	5,73	9,34	13,04	16,69	18,56	25,01
$f_{analyt} / f_{exp} - 1$	[-]	95%	56 %	33 %	19 %	13 %	10 %	15 %

Es kann festgestellt werden, dass durch eine Einspannwirkung die Durchbiegung des Trägers verringert werden kann (konstanter Abstand zwischen beiden Kurven im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit). Anhand der Tabelle ist ebenso ersichtlich, dass mit zunehmender Last (Ausnutzung des Trägers) der Abstand der experimentellen Untersuchung von den analytischen Berechnungswerten des Einfeldträgers geringer wird, siehe Abbildung 5.13. Dies beruht auf der zunehmenden Rissbildung des Trägers über Stütze, so dass der Grenzfall einer Gelenkausbildung und damit einem Einfeldträger (wie im analytischen Modell angenommen) entspricht.

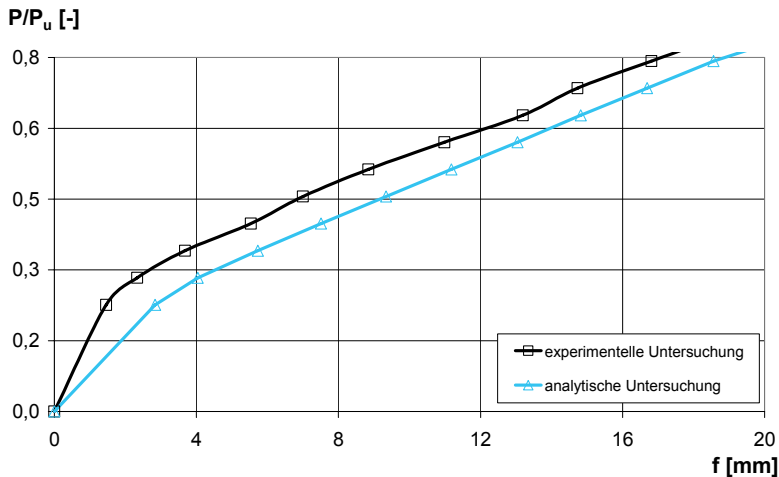


Abbildung 5.13: Vergleich analytisches Modell mit Versuchsträger VT6

Da bisher die Durchlaufwirkung bei der Berechnung und Bemessung von Verbundträgern oftmals nicht berücksichtigt wird und diese als Einfeldträger berechnet werden, zeigt der Versuch jedoch sehr klar, dass durch die Ausbildung eines Stützmomentes die Durchbiegung wirksam reduziert werden kann, was sich vor allem im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bemerkbar macht.

Für eine systematische Auswertung der Einspannwirkung bzw. Durchlaufwirkung bei Slim-Floor Trägern ist ein Versuch nicht ausreichend, so dass in diesem Bereich weitergehende Untersuchungen erforderlich sind.

5.2.2.8 Verifizierung der Dehnungsmessungen

Für die Verifizierung der Versuchsergebnisse und der mittels Dehnmessstreifen und Setzdehnungsmessern ermittelten Dehnungen im Querschnitt werden exemplarisch für die Versuchsträger VT1 und VT2 zwei Rückrechnungen der Biegetragfähigkeit infolge der Dehnungsmessungen im Querschnitt durchgeführt.

Für die Momententragfähigkeit unter positiver Momenteneinwirkung werden folgende Kraftkomponenten berücksichtigt:

Zugkomponenten:

- Baustahlprofil (Nulllinie liegt oberhalb des Profils)
- Bewehrung in der unteren Lage
- Beton im Zugbereich (Ansatz einer reduzierten Betonzugfestigkeit (nach Hilsdorf))

Druckkomponenten:

- Beton im Druckbereich (unter Berücksichtigung der ermittelten mittragenden Breite)
- Bewehrung in der oberen Lage

Die für die zwei Versuchsträger gewählten Lastbereiche liegen jeweils im Bereich der Gebrauchstauglichkeit, d.h. es tritt kein Fließen im Baustahlquerschnitt bzw. Bewehrungsquerschnitt auf.

Die nachfolgende Abbildung zeigt skizzenhaft die Spannungen im Querschnitt infolge einer gemessenen Dehnungsverteilung.

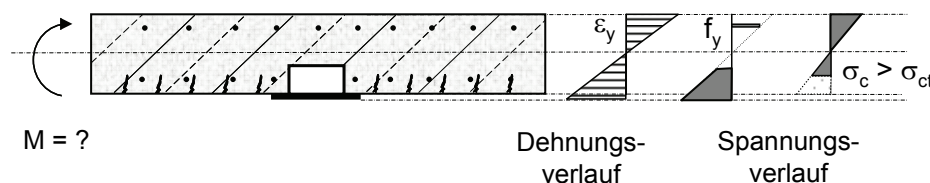


Abbildung 5.14: Dehnungs- und Spannungsverteilung eines Slim-Floor Querschnitts

Für die Berechnung werden folgende Messergebnisse aus den Versuchen herangezogen:

- VT1 bei einer Belastung $P/P_u = 30 \%$
- VT 2 bei einer Belastung $P/P_u = 40 \%$

Mittels der gemessenen Dehnungen kann über die Materialsteifigkeit die Spannungen in diskreten Querschnittspunkten rückgerechnet werden, wie in Tabelle 5.6 dargestellt.

Tabelle 5.6: Experimentell gemessene Dehnungswerte am Einfeldträger – Rückrechnung des Biegemoments

	Versuchsträger VT1	Versuchsträger VT2
Gewählte Belastung: % der Traglast	30 %	40 %
Mittragende Breite des Betongurtes:	2,12 m	1,81 m
Dehnung des Baustahlprofils (Unterkante Untergurt):	$4,60 \cdot 10^{-4}$	$6,10 \cdot 10^{-4}$
Dehnung des Baustahlprofils (Oberkante Obergurt):	$1,39 \cdot 10^{-4}$	$2,54 \cdot 10^{-4}$
Dehnung des Betons (Oberkante Betongurt):	$-3,60 \cdot 10^{-4}$	$-6,13 \cdot 10^{-4}$
Ermittelte Krümmung:	$3,5 \cdot 10^{-5}$	$3,6 \cdot 10^{-5}$
Momententragfähigkeit des Querschnitts (Rückrechnung):	148,6 kNm	310,5 kNm
Momenteneinwirkung:	151,9 kNm	340,2 kNm
Abweichung:	2,2 %	8,7 %

Nach [DIN 1045-1] und [Curbach et al 2003] kann bis zu einer Betonspannung von $\sigma_c = 0,4 \cdot f_{cm}$ von einer vereinfachten Spannungs-Dehnungs-Beziehung ausgegangen werden, so dass bei den hier dargestellten Beispielen die gemessene Dehnung linear in eine Betonspannung umgerechnet werden kann. Die beiden stichprobenartig gewählten Versuchsträger zeigen, dass die Ergebnisse der Messdaten für die Rückrechnung der Momententragfähigkeit herangezogen werden können und somit plausibel sind. Für Bereiche oberhalb des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit und der damit verbundenen fortgeschrittenen Rissbildung ist eine Rückrechnung meist nicht mehr direkt möglich, da die gemessene Dehnung einzeln aufgehenden Risse berücksichtigt und daher die Betondehnungen im Zugbereich teilweise keine brauchbaren Werte wiedergeben.

5.3 Versuche an Zweifeldträgern

5.3.1 Grundsätzliches

Nachdem das Trag- und Verformungsverhalten am Einfeldträger experimentell untersucht wurde, stellt sich nun weitergehend die Frage nach einer weiteren Optimierung des Trag- und Verformungsverhaltens. Dies kann konstruktiv durch eine Durchlaufträgerwirkung erfolgen, d. h. dass durch die Stützwirkung die Verformung im Feldbereich reduziert werden kann. Neben der Erweiterung des analytischen Modells wurden im Sommer 2009 Versuche an Zweifeldträgern durchgeführt, die im nachfolgenden Abschnitt dargestellt werden.

5.3.2 Experimentelle Untersuchungen

5.3.2.1 Grundsätzliches

Zwei- oder Mehrfeldträger zeigen im Gegensatz zum Einfeldträger, bei dem im Feld auf der Betonunterseite aufgrund der Zugspannungen Risse entstehen, dass durch die Einwirkung der Träger auf der Betonoberseite über der Stütze sowie im Feld auf der Trägerunterseite Risse auftreten und damit den Querschnitt (Biegesteifigkeit) reduzieren.

Die geplanten Versuche wurden daher unter folgenden Gesichtspunkten - auch in Hinblick auf die Vergleichbarkeit mit den bereits durchgeführten Einfeldträgerversuchen - konzipiert:

- Verwendung praxisgerechter Abmessungen im Maßstab 1:1
- Im Stützbereich wurde bis auf den Versuchsträger V3 bei allen Versuchsträgern ein Stirnplattenanschluss ausgeführt. Dies entspricht der gängigsten Anschlussart für diesen Trägertyp und stellt somit eine praxisgerechte Ausführung für die Versuche dar.
- Verwendung von Slim-Floor Trägern, bei denen die elastische Nulllinie im Beton liegt, d. h., dass bereits unter geringen Lasten im Gebrauchszustand Risse auf der Betonunterseite, sowie über der Innenstütze auf der Betonoberseite entstanden.
- Verwendung eines sehr breiten Betongurts (deutlich breiter als die mittragende Breite nach Norm), um eine klare Aussage über den Verlauf der Betonspannungen und -dehnungen in Querrichtung des Betongurts zu erhalten sowie einen deutlichen Einfluss der Schubverformung des Betongurts auf das Trag- und Verformungsverhalten der Versuchsträger zu gewährleisten.
- Da es sich beim Zweifeldträger um ein statisch unbestimmtes System handelt und um eine klare Aussage für den Momenten- und Querkraftverlauf zu bekommen, wurden die Auflagerreaktionen gemessen. Damit erhält man den Verlauf der Gesamtschnittgrößen ohne Kenntnis der Steifigkeitsverteilung im Träger. Alle Versuchsträger wurden als Zweifeldträger ausgeführt.

- Verwendung einer Vierpunktbelastung (je Feld) zur ausreichend genauen Approximation einer gleichmäßig verteilten Belastung in Trägerlängsrichtung, die den wichtigsten Lastfall in der Praxis darstellt. Ein völlig querkraftfreier Bereich zwischen den Einzellasten, die mittig in den einzelnen Feldern aufgebracht werden, war im Unterschied zu den Einfeldträgerversuchen nicht möglich.
- Anordnung der Lastpunkte in Stahlträgerebene der Versuchsträger, um eine Exzentrizität in Querrichtung und ein damit verbundenes Querbiegemoment des Betongurts zu vermeiden.
- Praxisgerechte Bewehrung der Betongurte.
- Verwendung von in der Praxis üblichen Werkstoffen und Werkstoffgüten.
- Die Abmessungen der Versuchsträger wurden auf Maße beschränkt, die einen Transport mit LKW, Kran, etc. ermöglichten und die maximalen Abmessungen und Gewichtsbeschränkungen des Versuchsstands einhielten.
- Die Geometrie der Zweifeldträger wurde in Bezug auf die Stützweite und die Lasteinleitung an die Einfeldträgerversuche angepasst, so dass ein direkter Vergleich der beiden Versuchsreihen möglich ist. Ebenso flossen die Erkenntnisse der bereits durchgeführten Versuche in die Ausführung der Zweifeldträgerversuche ein.

5.3.2.2 Versuchsprogramm - Trägerabmessungen und Variation der Parameter

Die für die Versuche gewählten Abmessungen und Materialgüten des Baustahlprofils sind in der nachfolgenden Tabelle angegeben. Wie auch bei den Einfeldträgerversuchen wurden sog. Hutprofile (UPE-Profil zusammengeschweißt mit einem Flachstahlblech als Untergurt) sowie SFB-Profile, bestehend aus einem HEB 140 Profil und einem Flachstahluntergurtblech verwendet. Der Flachstahl als Untergurt wurde jeweils um 10 cm an beiden Seiten des Baustahlprofils verbreitert angeschweißt.

Tabelle 5.7: Versuchsprogramm - Werkstoffe und Profilgrößen der Stahlquerschnitte

Versuchs-Nr.	Stahlprofil	Untergurt	Stahlgüte
V 1	UPE 200	400 x 10 mm	S 355
V 2	SFB (HEB 140)	340 x 10 mm	S 355
V 3	UPE 200	400 x 10 mm	S 355
V 4	UPE 200	400 x 10 mm	S 355
V 5	SFB (HEB 140)	340 x 10 mm	S 355
V 6	SFB (HEB 140)	340 x 10 mm	S 355

In Tabelle 5.8 wird die Plattengeometrie der sechs Versuchsträger V1 bis V6 aufgeführt. Alle Träger wurden mit einer Gesamtlänge von 8,0 m hergestellt, so dass wiederum analog zu den Einfeldträgern eine Einzelfeldlänge von 4,0 m entstand. Aufgrund der zu erwartenden Durchlaufträgerwirkung und damit reduzierten mittragenden Breite wurden die Plattenbreite auf 2,5 m bzw. 2,4 m verringert. Aus Gewichtsgründen (maximale Traglast des Krans in der Versuchshalle) wurden die Träger mit SFB-Profil und einer

1 cm höheren Plattendicke in Ihrer Breite auf 2,4 m reduziert. Wie auch bei den Einfeldträgerversuchen wurde die Betonplatte deckengleich wie die Unterkante des Stahlprofils betoniert.

Tabelle 5.8: Versuchsprogramm – Plattengeometrie

Versuchs-Nr.	Stahlquerschnitt	L [m]	b [m]	h_c [cm]	Betongüte	Betonstahl
V 1	UPE 200	8,00	2,50	22	C 25/30	S 500
V 2	SFB (HEB 140)	8,00	2,40	23	C 25/30	S 500
V 3	UPE 200	8,00	2,50	22	C 25/30	S 500
V 4	UPE 200	8,00	2,50	18	C 25/30	S 500
V 5	SFB (HEB 140)	8,00	2,40	23	C 25/30	S 500
V 6	SFB (HEB 140)	8,00	2,40	23	C 25/30	S 500

Zur Identifikation der wichtigsten Versuchsparameter wurde bei jedem Versuchsträger jeweils nur ein Parameter variiert. Eine Übersicht hierzu ist in der nachfolgenden Tabelle zu finden.

Tabelle 5.9: Versuchsprogramm – Parametervariation

Versuchs-Nr.	Variierter Parameter	Parameter
V 1	Basisträger (Hutprofil)	UPE 200
V 2	Basisträger (SFB-Profil)	HEB 140
V 3	durchlaufender Träger	keine Mittelstütze
V 4	Plattendicke	$h_c = 18$ cm
V 5	Hoher Bewehrungsgrad*	Längsbewehrung (über Stütze – obere Lage) - 20,5 cm ² /m
V 6	Niedriger Bewehrungsgrad*	Längsbewehrung (über Stütze – obere Lage) - 5,2 cm ² /m

Bewehrungsgrad Versuchsträger V1-V4: 11,3 cm²/m

Anzumerken ist, dass bei der Versuchsdurchführung die Schrauben des Stirnplattenanschlusses gelöst wurden (siehe nachfolgende Abbildung 5.15), so dass über die Schrauben lediglich nur noch eine Querkraft übertragen werden konnte.

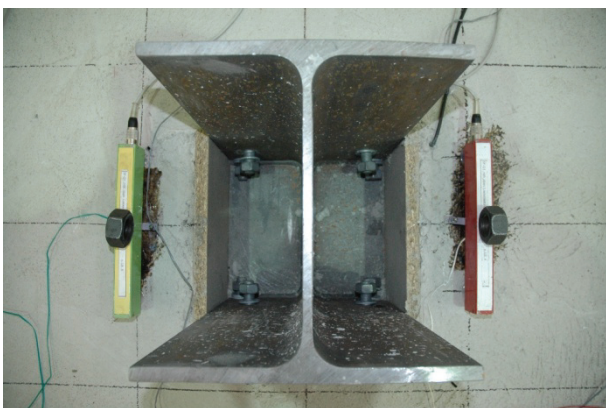


Abbildung 5.15: Mittelstütze mit gelösten Schrauben (hier: Versuchsträger V1)

Zur Kontrolle des „momentenfreien“ Querkraftanschlusses an der Mittelstütze wurde ein DMS-Streifens auf dem Stützenprofil angebracht.

5.3.2.3 Herstellung, Versuchsaufbau und Messeinrichtung

In der Abbildung 5.16 ist der grundlegende Versuchsaufbau zu sehen. Die Träger wurden jeweils an den Enden sowie über der Mittelstütze gelagert. Versuchsträger V3 besaß im Gegensatz zu den restlichen Trägern keine Mittelstütze, das Profil war hier über die Mittelauflagerung durchlaufend. Die Auflagerung selbst erfolgte auf dem Baustahluntergurt, die Betonplatte selbst war an den Endauflagern sowie dem Mittelaufleger frei.

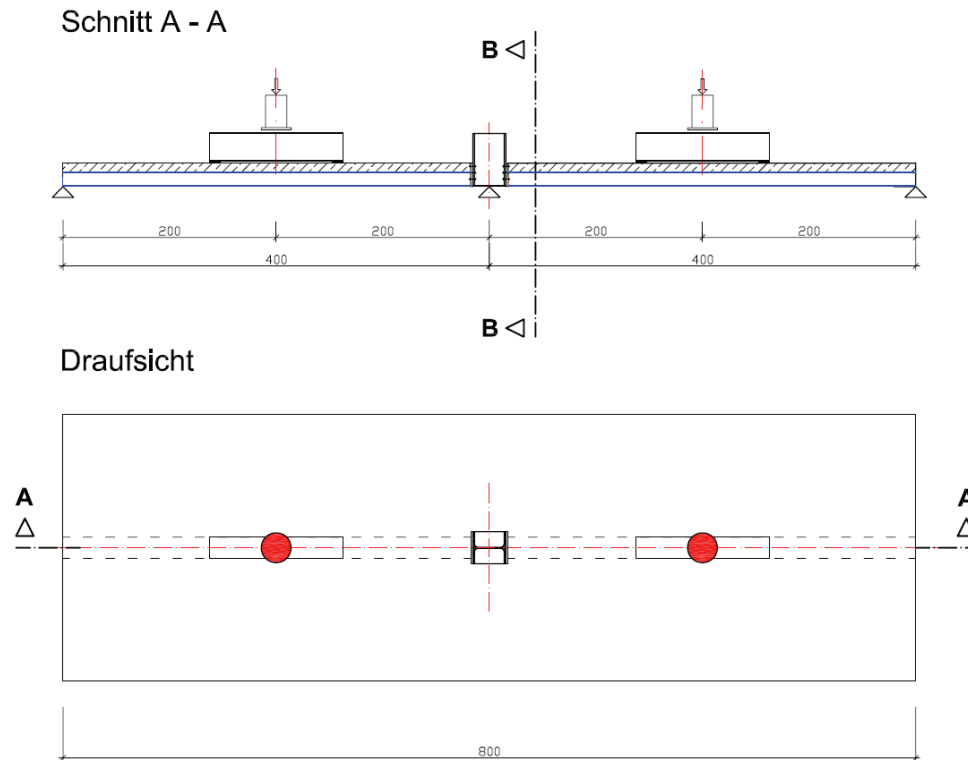


Abbildung 5.16: Versuchsstand Zweifeldträger – Aufbau und Belastungsanordnung

Im Rahmen der Versuche wurden folgende Messungen durchgeführt (Abbildung 5.17 und Abbildung 5.18):

- Messung der Pressenkraft in den Prüfzylindern
- Messung des Pressenweges in den Prüfzylindern
- Durchbiegungsmessung (gekennzeichnet mit w) in Feldmitte bei $0,5 \cdot L$ und $0,4 \cdot L$ (Abstand zum Randaufleger)
- Schlupfmessung (insgesamt zehn Stück, gekennzeichnet mit S) zwischen Baustahluntergurt und Betonuntergurt an den Endpunkten sowie über den Träger in Längsrichtung verteilt
- Vertikalschlupfmessung am Mittelaufleger (jeweils auf beiden Seiten des Auflagers, gekennzeichnet als Lager 1 und Lager 2) zwischen Beton und Baustahlprofil (Auflagerpunkt unterhalb des Baustahluntergurtes)
- Messung der Auflagerkräfte (gekennzeichnet mit A) mittels Kraftmessdosen an den Randauflagern
- Dehnungsmessung mittels DMS an ausgewählten Bewehrungsstäben (insgesamt 7 bzw. 8 Stück je Träger) im Stützbereich (Längsbewehrung in oberer Lage)

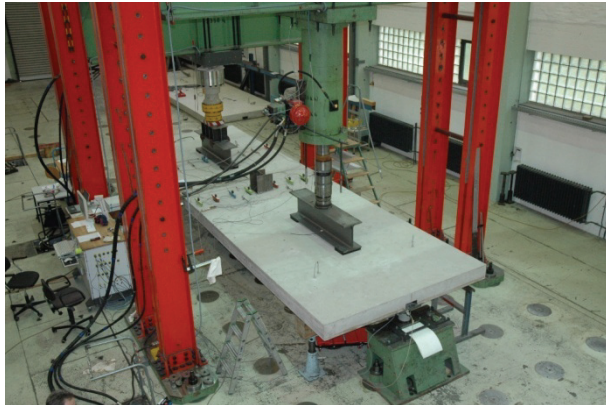


Abbildung 5.19: Versuchsstand Zweifeldträger V1

5.3.2.5 Werkstoffkennwerte - Festigkeiten

Für die Nachrechnung der Versuche und Kontrolle des analytischen Berechnungsmodells (siehe Abschnitt 6.2) ist die Kenntnis der tatsächlichen Materialkennwerte notwendig. In den nachfolgenden Tabellen sind die Materialfestigkeiten für den Beton, das Baustahlprofil und die Bewehrung wiedergegeben [DIN 12390-3], [DIN 12390-5], [DIN 50125], [DIN EN 10002-1]. Die in Tabelle 5.10 angegebenen Betondruckfestigkeiten sind die aus der Würfeldruckfestigkeit zurückgerechnete Zylinderdruckfestigkeit nach [DIN 1045-1].

Tabelle 5.10: Betondruckfestigkeit - Zweifeldträgerversuche

Versuchsträger	Betondruck- festigkeit [N/mm ²]	Betonzug- festigkeit [N/mm ²]
V1	38,7	2,3
V2	39,6	1,9
V3	35,7	2,1
V4	37,3	1,8
V5	33,1	1,7
V6	31,4	1,6

Die Zweifeldträgerversuche wurden mit einem sog. Hutprofil-Querschnitt (Fa. Peiner) und einem sog. SFB-Querschnitt (Fa. ArcelorMittal) durchgeführt, so dass zwei verschiedene (wenn auch sehr ähnliche) Festigkeitsgrenzen für das Baustahlprofil vorliegen. Die Profile wurden durch die Fa. Haller Industriebau zusammengeschweißt, die gleichzeitig auch das Flachstahlblech lieferten. Aus diesem Grund besaßen die Untergurtbleche aller Versuchsträger die gleiche Stahlgüte, siehe nachfolgende Tabelle.

Tabelle 5.11: Materialkennwerte Baustahlprofile - Zweifeldträgerversuche

Baustahl	Fließgrenze [N/mm ²]	Bruchfestigkeit [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]
UPE 200	409	538	30
HEB 140	415	539	26
Fl. t=10mm	443	554	28

Bei der Herstellung der Betongurte wurde darauf geachtet, dass der Bewehrungsstahl gleichen Durchmessers jeweils aus der gleichen Charge verwendet wurde, so dass für alle Versuchsträger die gleichen Materialkennwerte vorlagen, siehe nachfolgende Tabelle.

Tabelle 5.12: Materialkennwerte Betonstahl - Zweifeldträgerversuche

Bewehrungsstahl	Fließgrenze [N/mm ²]	Bruchfestigkeit [N/mm ²]
Stab Ø10	575	598
Stab Ø12	577	597
Stab Ø14	525	596

5.3.2.6 Last- und Verformungsverhalten Zweifeldträgerversuche V1 bis V6

Alle Träger verhielten sich äußerst duktil und zeigten im Bereich der Maximallast ein sehr ausgeprägtes Verformungsverhalten, siehe Abbildung 5.20. Der Verlauf der Kurven begann jeweils sehr steil, jedoch mit zunehmender Rissbildung flachte sich die Kurve durch den Steifigkeitsverlust ein wenig ab.

Alle Träger versagten im Bereich der Mittelstütze infolge Querkraft/Durchstanzen. Das Versagen kündigte sich durch eine radiale Rissentwicklung um das Mittelaufleger und einer sehr großen Vertikalverformung (Vertikalschlupf) zwischen Betongurt und dem durch das Auflager unterstützten Baustahlprofil an.

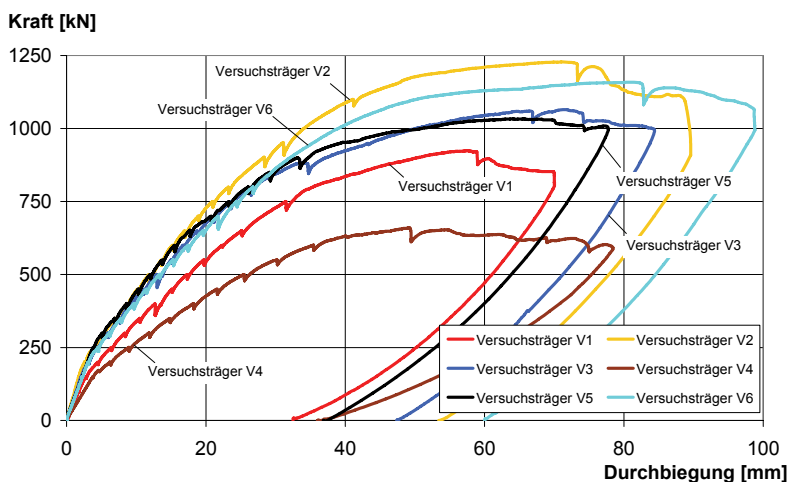


Abbildung 5.20: Last-Verformungskurve Zweifeldträgerversuche

Durch die niedrigere Betonplattendicke (18 statt 22 cm) und der damit verbundenen kleineren Gesamtsteifigkeitsverhalten des Trägers V4 wies dieser eine kleinere Traglast auf als die restlichen Träger. Für die restlichen Träger mit Plattendicken von 22 cm galt, dass diese Träger qualitativ ein sehr ähnliches Trag-Verformungsverhalten zeigten, ein ähnliches Traglastniveau erreichten und ähnliche Verformungswerte lieferten.

Die Versuchsträger V2, V5, V6, die im Gegensatz zu den anderen Trägern mit einem steiferen Baustahlprofil verwendet wurden, zeigten im Vergleich zum Hutprofil eine et-

was höhere Traglast. Die unterschiedlichen Bewehrungsgrade jedoch zeigten keinen merklichen Unterschied beim Verformungsverhalten oder der maximalen Traglast.

Versuchsträger V3 der im Gegensatz zum Basisträger V1 mit einer durchlaufenden Platte verwendet wurde, zeigte eine etwas steifere Verformungsverhalten und eine geringfügig höhere Traglast. Zu beachten ist hierbei, dass beim Stützenanschluss im Bereich des Mittelaufagers die Schrauben gelöst wurden, so dass keine Zugkraft übertragen und damit auch keine Momententragfähigkeit über der Mittelstütze aufgebaut werden konnte.

In Abbildung 5.21 werden die Versuchsträger V1 und V3 als Zweifeldträgerversuche mit und ohne Mittelstütze und der Basisträger VT1 als Einfeldträgerversuch miteinander verglichen. Da die gleichen Querschnitte (Plattendicke und Baustahlprofil) und Spannweiten (Feldlänge jeweils 4,0 m) verwendet wurden, zeigt sich hier der Unterschied im Verformungsverhalten dieser drei getesteten Träger sehr deutlich.

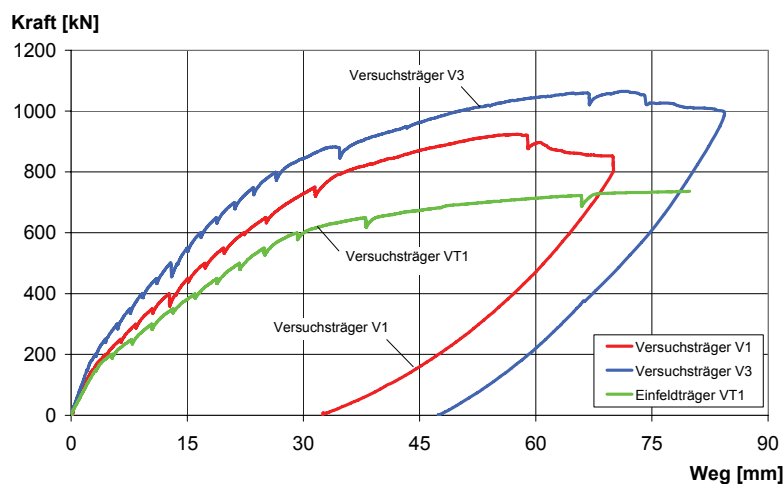


Abbildung 5.21: Vergleich Ein- und Zweifeldträgerversuche mit Hutprofil

In Hinblick auf die Tragfähigkeit und die Verformung zeigten die Zweifeldträgerversuche ein günstigeres Verhalten. Dies bedeutet, dass durch die gezielte Ausbildung einer Stützmomentenwirkung die Last-Verformungskurve steiler verlief und insgesamt die Tragfähigkeit größer war. Zwischen den beiden Zweifeldträgerversuchen zeigte sich ebenfalls ein Unterschied, der durch die unterschiedliche Ausbildung an der Mittelstütze begründet ist. Während beim Träger V1 ein Stirnplattenanschluss mit gelösten Schrauben (keine Zugkraftübertragung) zur Anwendung kam, erreichte der Versuchsträger V3 mit einem durchgehenden Baustahlprofil die größte Tragfähigkeit, sowie ein noch steiferes Verformungsvermögen. Dies ist gerade für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Nachweis der Verformung) von entscheidender Bedeutung.

5.3.2.7 Schlupfmessung Zweifeldträgerversuche

An den Endauflagern sowie an den Zwischenstellen des Versuchsträgers wurde jeweils der Schlupf zwischen dem Baustahluntergurt und dem Betonuntergurt gemessen, siehe Abbildung 5.22. Erwartungsgemäß zeigte sich erst ab einer Belastung größer als 50% der Traglast ein messbarer Schlupf in der Verbundfuge. Auch der Maximalwert des

Schlupfs am Endauflager bei Erreichen der Traglast war nur sehr klein ($< 2,5$ mm). Dies zeigt, dass die Verbundwirkung im Träger vollständig vorhanden war und sich die Kraftkomponenten aus Zug im Baustahlprofil und Betondruckkraft über die Verbindungsmittel kurzschlossen.

Für den Bereich der Gebrauchstauglichkeit und die nachfolgenden analytischen Betrachtungen konnte daher von einer vollständigen Verbundwirkung und somit einem starren Verbund ausgegangen werden.

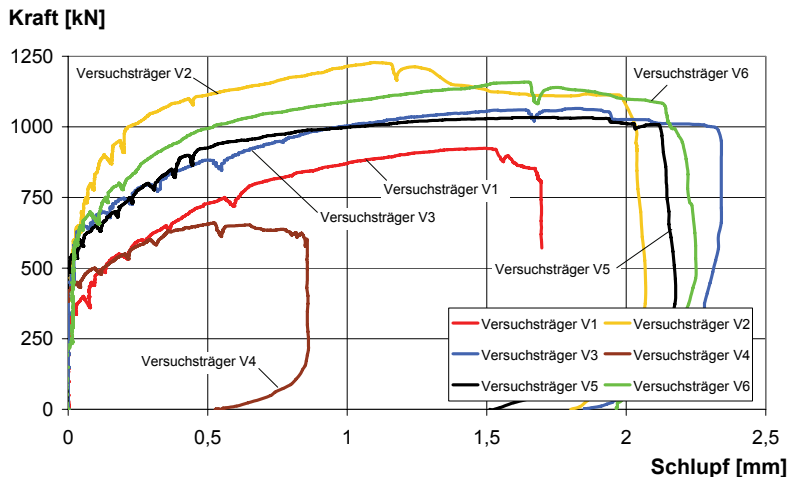


Abbildung 5.22: Last-Schlupfkurve Zweifeldträgerversuche

Wie zu erwarten war, versagten alle Träger im Bereich der Mittelstütze und wiesen hierbei alle eine sehr große Vertikalverformung (Schlupf) zwischen dem unterstützten Baustahluntergurt und dem danebenliegenden Betongurt auf. Mit Ausnahme des ersten Trägers wurde daher zusätzlich ein Schlupfmesser im Bereich des Mittelaufagers angebracht. Die nachfolgende Abbildung zeigt den Bereich der Mittelstützauflagerung bei Erreichen der maximalen Traglast. Die Messergebnisse sind in Abbildung 5.24 dargestellt.

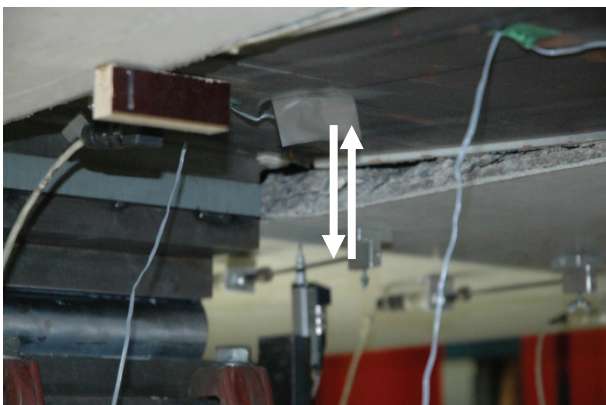


Abbildung 5.23: Vertikalschlupf im Bereich des Mittelaufagers (Versuchsträger V4)

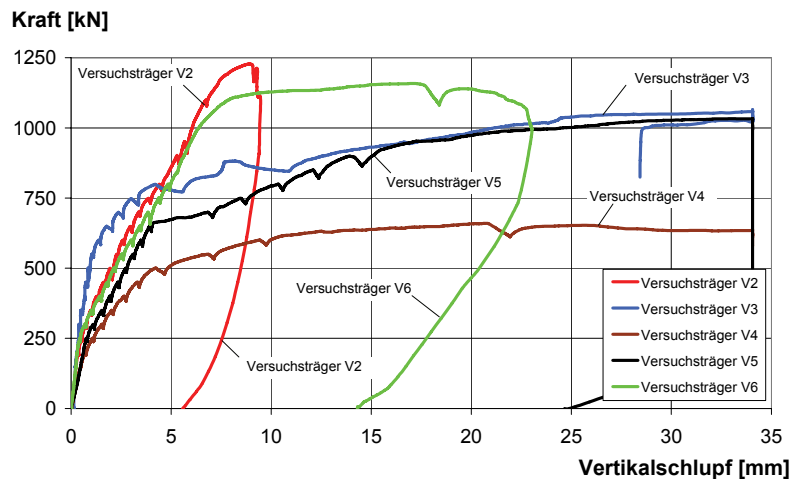


Abbildung 5.24: Last-Schlupfkurve Zweifeldträgerversuche – Vertikalschlupf Mittelaufleger

5.3.2.8 Rissmessung Zweifeldträgerversuche

Bei allen Versuchsträgern wurden Rissmesser auf der Betonoberseite im Bereich der Mittelstütze und auf der Betonunterseite im Feldbereich angebracht, so dass die Rissentwicklung im Betonzugbereich aufgenommen werden konnte. Für den Stützbereich ist mit Ausnahme des Versuchsträgers V3 (ohne Stützenstummel) zu beachten, dass beim Stirnplattenanschluss die Schrauben als reiner Querkraftanschluss ausgebildet wurde und daher die Öffnung der Fuge zwischen Stirnplatte und Mittelstützenprofil erhöhte Werte wiedergibt.

Auf der Trägerunterseite traten die ersten Risse erst ab einer Belastung von ca. 150 kN auf, senkrecht zur Stahlträgerachse. Die Rissbreiten öffneten sich mit zunehmender Belastung. Für den Feldbereich und damit der Rissmessung auf der Unterseite lagen die Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (bis ca. 50% der Traglast) jeweils unter 0,3 bis 0,4 mm. Die maximalen Rissbreiten bei Erreichen der Traglast lagen zwischen 0,7 und 1,1 mm, siehe nachfolgende Abbildung.

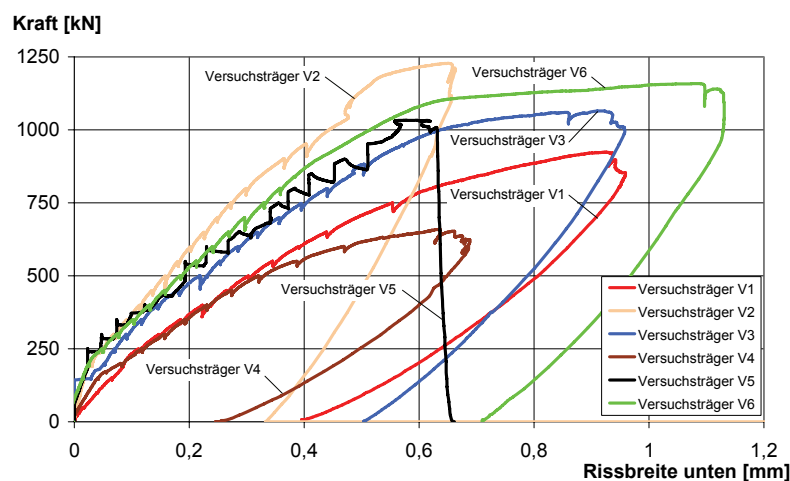


Abbildung 5.25: Last-Rissbreitenkurven der Zweifeldträgerversuche (Betonuntergurt)

In der Abbildung 5.26 sind die Rissbreiten auf dem Betonobergurt im Bereich der Mittelstütze abgetragen. Erste erkennbare Risse traten bereits bei sehr geringen Pressenkräften von 50 kN auf. Während zu Beginn der Querschnitt um das Mittelaufleger senkrecht zur Stahlträgerachse riss, traten mit zunehmender Belastung immer mehr Radialrisse um das Mittelstützenprofil auf. Bei Erreichen der Bruchlast traten Risse in Form eines Bruchkegels um das Mittelaufleger auf. Die Rissbreiten waren auf der Betonoberseite entsprechend ausgeprägter und erreichten für den Traglastzustand Werte zwischen 2,0 und 3,0 mm.

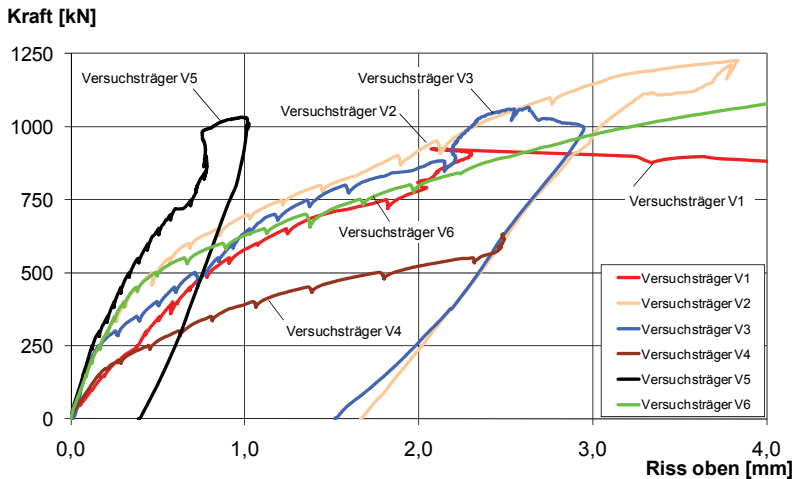
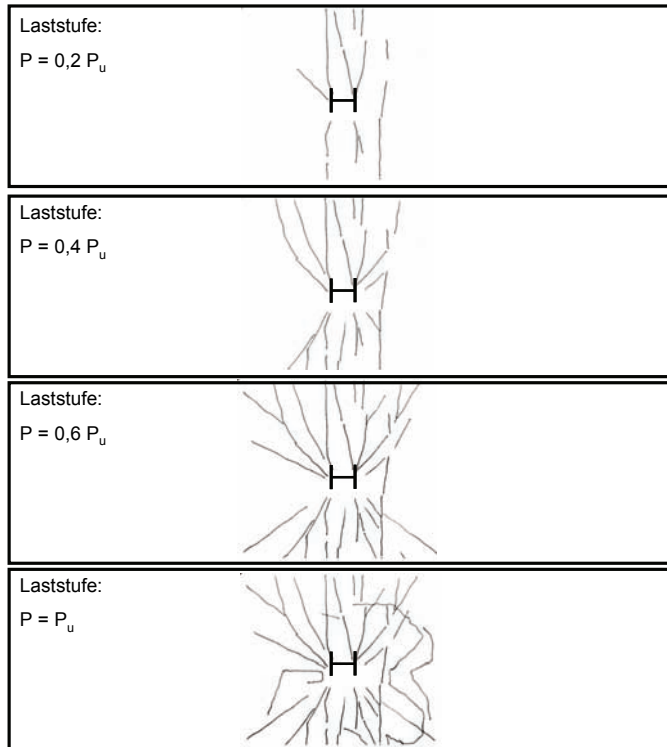
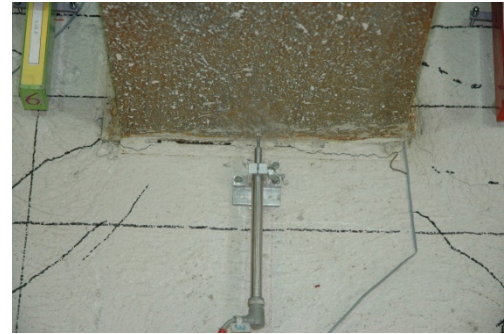


Abbildung 5.26: Last-Rissbreitenkurve Zweifeldträgerversuche (Riss unten)

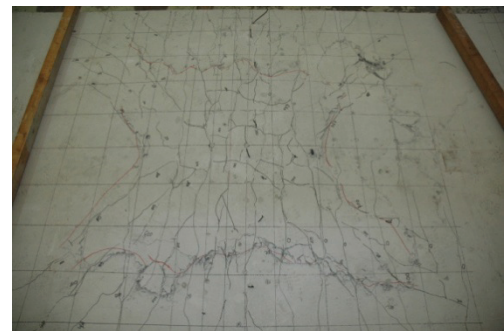
Die Abbildung 5.27 zeigt eine grafische Darstellung des Rissfortschritts auf der Betonoberseite mit zunehmender Belastung. Anzumerken ist, dass die Stirnplatten durch das Lösen der Schrauben aufklafften und daher an allen Ecken verstärkte Schrägrisse auftraten.



a) Rissbild des Zweifeldträgers V1 (Trägeroberseite)



b) Aufklaffende Stirnplattenfuge (V4)



c) Rissbild (Bruchbild Versuchsträger V3)

Abbildung 5.27: Rissentwicklung Betonplattenoberseite Zweifeldträgerversuche

5.3.2.9 Experimentelle Bestimmung der mittragenden Breite - Zweifeldträger

Analog zur Anordnung der Setzdehnungsmesser bei den Einfeldträgerversuchen wurden auch bei den Zweifeldträgern Dehnmesser auf dem Betongurt in Querrichtung verteilt angebracht, siehe Abbildung 5.18. Mittels dieser Messungen kann die experimentelle mittragende Breite des Betongurtes bestimmt werden, für den Feldbereich im Betongurt auf der Oberseite, entsprechend im Stützbereich auf der Trägerunterseite.

Die Auswertung der experimentell ermittelten mittragenden Breite wird nachfolgend für den Feldbereich in Abbildung 5.28 und in der nachfolgenden Tabelle und für den Stützbereich in Abbildung 5.29 und Tabelle 5.14 dargestellt.

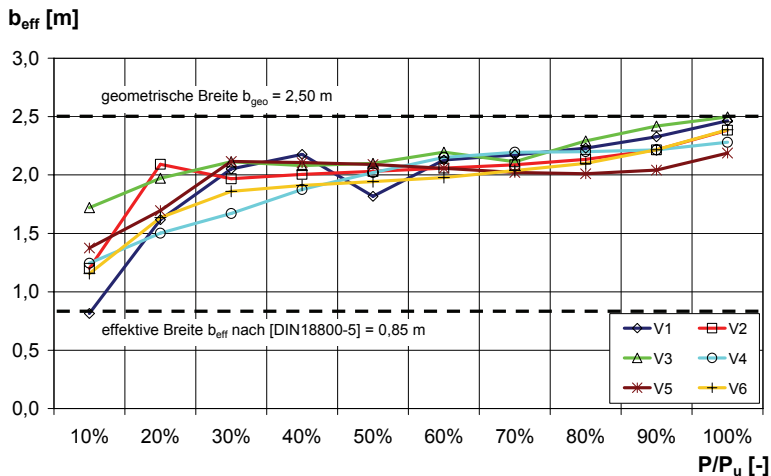


Abbildung 5.28: Rechnerische mittragende Breite in Feldmitte (Druckbereich)

Tabelle 5.13: Experimentelle Bestimmung der mittragenden Breite in Feldmitte - Zweifeldträger

P / P _u [-]	V1 [m]	V2 [m]	V3 [m]	V4 [m]	V5 [m]	V6 [m]	geometrische Breite [m]	b _{eff} nach [DIN 18800-5]
10%	0,81	1,20	1,72	1,24	1,,37	1,16	2,50	0,85
20%	1,62	2,09	1,97	1,50	1,69	1,63		
30%	2,05	1,97	2,11	1,67	2,12	1,86		
40%	2,18	2,01	2,08	1,88	2,11	1,91		
50%	1,82	2,03	2,10	2,02	2,09	1,94		
60%	2,13	2,06	2,20	2,15	2,06	1,98		
70%	2,17	2,09	2,11	2,19	2,02	2,04		
80%	2,23	2,13	2,29	2,20	2,01	2,10		
90%	2,33	2,22	2,42	2,22	2,04	2,22		
100%	2,46	2,38	2,50	2,28	2,19	2,39		

Es zeigt sich sehr deutlich, dass die mittragende Breite relativ konstant ist und sich unabhängig von den variierten Parametern bei allen Versuchsträgern gleich verhält. Mit zunehmender Belastung steigt die rechnerische mittragende Breite an. Dies hängt jedoch mit der nichtlinearen Berechnung der Betonspannungen (siehe Abschnitt 5.2.2.6) zusammen, da die maximalen Betonspannungen begrenzt sind und sich nicht linear bis zum Bruch verhalten. Anhand der Grafik fallen die niedrigen Werte bei Belastungsbeginn auf. Dies hängt damit zusammen, dass bei niedrigen Lasten noch keine ausgeprägte Verbundwirkung vorliegt, da die Aktivierung der Verbunddübel erst mit einem notwendigen minimalen Schlupf in der Fuge einhergehen muss. Kommt die Verbundwirkung voll zum Tragen (zwischen 10 und 20 % der Traglast), steigt die mittragende Breite stark an, wie in Abbildung 5.28 ersichtlich ist.

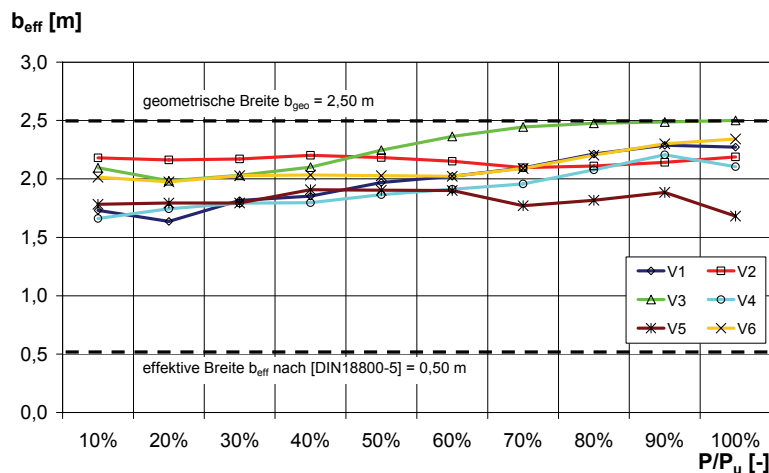


Abbildung 5.29: Rechnerische mittragende Breite am Mittelaufleger (Druckbereich)

Die Tabelle 5.14 zeigt für die einzelnen Laststufen die anhand der Versuchsergebnisse berechnete mittragende Breite am Mittelaufleger. Im Vergleich zur normativen Regelung, z.B. nach [DIN 18800-5] weist die experimentelle mittragende Breite Werte auf, die ca. doppelt so hoch sind. Für den Feldbereich berechnet sich die mittragende Breite nach [DIN 18800-5] zu ca. 1,0 m.

Die Messungen am Mittelaufleger im Druckbereich des Querschnitts zeigen ähnlich hohe Werte wie für den Feldbereich. Im Vergleich der Versuchsträger untereinander sind kleinere Unterschiede zu erkennen. Im Gegensatz zum Feldbereich sieht man mit zunehmender Belastung einen kleinen Abfall der Werte für die mittragende Breite. Die Werte sind in der nachfolgenden Tabelle nochmals zusammengefasst.

Tabelle 5.14: Bestimmung der mittragenden Breite am Mittelaufleger (Betondruckkräfte)

P / P_u [-]	V1 [m]	V2 [m]	V3 [m]	V4 [m]	V5 [m]	V6 [m]	geometrische Breite [m]	b_{eff} nach [DIN 18800-5]
10%	1,73	2,18	2,09	1,66	1,78	2,02		
20%	1,64	2,16	1,99	1,74	1,79	1,97		
30%	1,81	2,17	2,03	1,79	1,79	2,03		
40%	1,85	2,20	2,10	1,80	1,91	2,03		
50%	1,97	2,18	2,25	1,86	1,90	2,03	2,50	0,50
60%	2,02	2,15	2,36	1,91	1,90	2,02		
70%	2,09	2,10	2,44	1,96	1,77	2,09		
80%	2,21	2,11	2,48	2,08	1,82	2,20		
90%	2,29	2,14	2,49	2,21	1,88	2,30		
100%	2,27	2,19	2,50	2,11	1,68	2,34		

5.3.2.10 Experimentelle Dehnungsverteilung der Bewehrung im Stützbereich

In Abbildung 5.30 ist der Dehnungsverlauf der Zugbewehrung über der Mittelstütze für eine Last von 50 und 100% der Traglast dargestellt. Hierzu wurden an acht Trägern Bewehrungsstäbe DMS aufgeklebt. In der Abbildung sind die Versuchsträger V2, V5

und V6 zu sehen, die alle den gleichen Baustahlquerschnitt besaßen, sich jedoch im Bewehrungsgehalt differenzierten. Bei einer Belastung von 50% der Traglast kann ein sehr schwach ausgebildeter glockenförmiger Verlauf über die Trägerbreite ausgemacht werden, der bei Traglast etwas stärker ausgeprägt ist. Der stark bewehrte Versuchsträger V5 zeigt absolut gesehen die geringsten Dehnungen auf, während natürlich der schwach bewehrte Versuchskörper insgesamt die größten Dehnungen aufweist. Die Versuchsträger mit dem Hutprofil-Querschnitt besitzen ähnliche Ergebnisse.

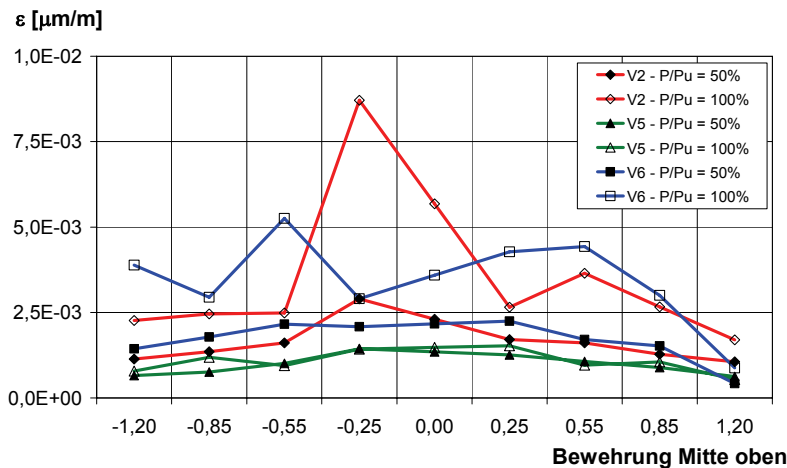


Abbildung 5.30: Dehnungsverteilung bei 50 und 100% der Traglast – Stützbewehrung Versuchsträger V1, V3, V4

Wird nun die Dehnungsverteilung als Grundlage für die Ermittlung einer mittragenden Breite des Zugbereiches herangezogen, kann bei einzelnen Trägern (V2, V3 und V6) mit zunehmender Belastung eine leichte Abnahme der mittragenden Breite festgestellt werden, siehe Abbildung 5.31. Für die übrigen Träger verläuft die ermittelte mittragende Breite in Abhängigkeit der Belastung sehr konstant. Die berechneten mittragenden Breiten auf Grundlage der Dehnungsverteilung in der Zugbewehrung sind in der nachfolgenden Abbildung 5.31 zusammengefasst.

Im Vergleich zu den rechnerischen Ergebnissen von [Elz 1998], siehe hierzu Abschnitt 3.3.3.3, kann eine Konzentration der Dehnungen zur Trägermitte hin bei höher bewehrten Querschnitten nicht bestätigt werden.

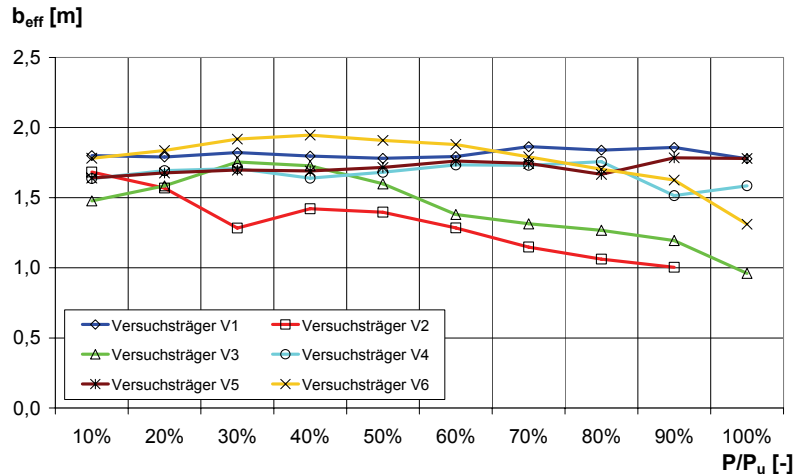


Abbildung 5.31: Rückrechnung einer mittragenden Breite der Zugbewehrung auf Basis der Dehnungsverteilung

5.3.2.11 Rückrechnung auf die Momententragfähigkeit anhand der Dehnungsmessungen

Wie bereits für die Einfeldträgerversuche (siehe Kapitel 5.2.2.8) durchgeführt, werden nachfolgend exemplarisch auch die Ergebnisse aus den Dehnungsmessungen der Zweifeldträgerversuche in eine Momententragfähigkeit rückgerechnet und mit dem äußeren einwirkenden Moment verglichen, um damit die durchgeführten Messungen zu verifizieren.

Der untersuchte Bereich beschränkt sich hierbei stichprobenartig auf drei Versuchsträger im Bereich der Gebrauchslasten, d.h. es lag kein Fließen des Baustahlprofils bzw. der Bewehrung vor.

In der Abbildung 5.32 sind die gemessenen Dehnungen des Baustahlprofils an der Ober- und Unterkante sowie die Betondehnung an der Oberseite dargestellt. Die Darstellung zeigt, dass für den Bereich der Gebrauchstauglichkeit ein linearer Dehnungsverlauf für die Rückrechnung der Momententragfähigkeit angenommen werden kann. Der Verlauf zeigt die Dehnungsverteilung über den Querschnitt des Versuchsträgers V2. Das gleiche Ergebnis weisen die Verläufe der Dehnungen über die Höhe des Versuchsquerschnitts für den Träger V4 und V5 (hier nicht abgebildet) auf.

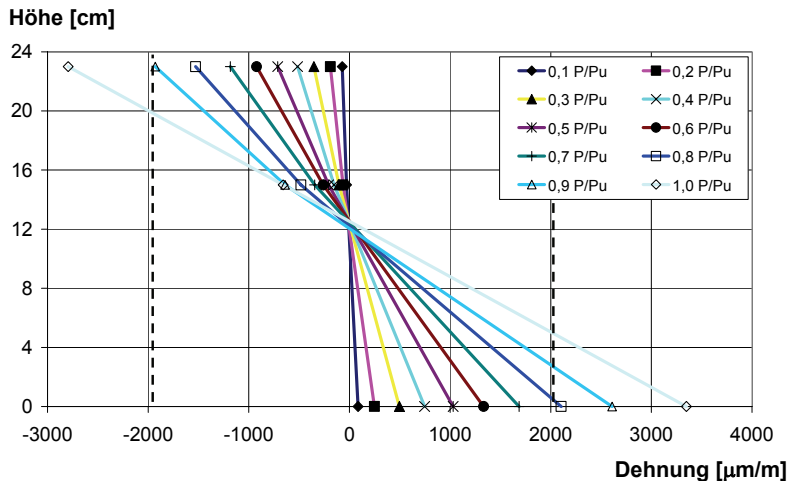


Abbildung 5.32: Dehnungsverteilung über die Höhe des Querschnitts (Versuchsträger V2)

Die Rückrechnung des inneren Momentes infolge der gemessenen Dehnungen ist für die drei Beispiele in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst dargestellt. Dem gegenüber wird das äußere Moment aus der Rückrechnung über die Pressen- und Auflagerkraft berechnet und verglichen.

Tabelle 5.15: Experimentell gemessene Dehnungswerte am Zweifeldträger – Rückrechnung des Biegemoments

	Träger V2	Träger V4	Träger V5
Gewählte Belastung: % der Traglast	40 %	30 %	40 %
Mittragende Breite des Betongurtes:	1,96 m	1,65 m	2,07 m
Dehnung des Baustahlprofils (Unterkante Untergurt):	$7,47 \cdot 10^{-4}$	$3,24 \cdot 10^{-4}$	$6,15 \cdot 10^{-4}$
Dehnung des Baustahlprofils (Oberkante Obergurt):	$-1,53 \cdot 10^{-4}$	$-8,43 \cdot 10^{-6}$	$-1,71 \cdot 10^{-4}$
Dehnung des Betons (Oberkante Betongurt):	$-5,98 \cdot 10^{-4}$	$-3,17 \cdot 10^{-4}$	$-5,02 \cdot 10^{-4}$
Ermittelte Krümmung:	$6,29 \cdot 10^{-5}$	$2,33 \cdot 10^{-5}$	$5,5 \cdot 10^{-5}$
Momententragfähigkeit des Querschnitts:	246,9 kNm	90,4 kNm	193,4 kNm
Momenteneinwirkung:	232,8 kNm	86,7 kNm	181,1 kNm
Abweichung:	6,1%	4,2%	6,7%

Die drei aufgeführten Beispiele zeigen, dass die Messergebnisse für die Rückrechnung der Momententragfähigkeit herangezogen und mit dem äußeren Moment verglichen werden können. Die Abweichungen liegen zwischen 4 und 7 % und können daher als ausreichend genau angesehen werden. Dieser Vergleich kann auf die übrigen Versuchsträger ebenfalls erweitert und durchgeführt werden.

5.4 Schlussfolgerungen aus den Versuchsergebnissen

Die wichtigsten Versuchsergebnisse lassen sich für die Einfeldträgerversuche wie folgt zusammenfassen:

- Die Versuchsträger wiesen bereits unter geringen Lasten Risse auf der Betonunterseite auf.
- Ein mess- und erkennbarer Schlupf trat erst oberhalb des Gebrauchslastniveaus auf, dies galt ebenso für den teilverdübelteten Träger (VT5).
- Durch die Lastexzentrizität (Querbiegung des Trägers) entstanden auf der Betonoberseite oberhalb des Baustahls Längsrisse.
- Der Einfluss der Querbiegung war nur von untergeordneter Rolle.
- Mittels der Dehnungsverteilung konnte das einwirkende äußere Moment rückgerechnet werden und damit die Dehnmessungen verifiziert werden.
- Die Querverteilung der Betonstauchung an der Betonoberseite war über die Trägerbreite erkennbar ausgeprägt (und fällt nach außen hin ab).
- Anhand der Setzdehnmessungen auf dem Betongurt konnte eine mittragende Breite ermittelt werden, die größer ist als die berechneten Werte nach Norm. Diese Werte aber sanken mit zunehmender Belastung.
- Im Bereich der Gebrauchslasten kam es nicht zum Fließen des Baustahlprofils, der Stahl erreichte die Fließgrenze im Mittel bei einer Belastung von $> 60 \%$ der maximalen Traglast.

Die Versuche zu den Zweifeldträgern zeigten im Vergleich zu den Einfeldträgerversuchen niedrigere Verformungen, insbesondere im Gebrauchslastniveau. Weitere wichtige Ergebnisse waren:

- Die Versuchsträger rissen unter sehr geringen Lasten zuerst über der Mittelstütze auf dem Betonobergurt auf, Risse auf der Betonunterseite traten erst später in Erscheinung.
- Ein Fließen des Baustahlprofils trat erst ab einer Last von $> 80 \%$ der Traglast ein, die eingelegte Stützbewehrung erreichte die Fließgrenze bei einzelnen Trägern bei 50% der Traglast.
- Ein mess- und erkennbarer Schlupf trat erst oberhalb des Gebrauchslastniveaus auf.
- Die aus der Setzdehnmessung rückgerechnete mittragende Breite lag weitaus höher als nach Norm berechnet, jedoch ist sie im Vergleich zu den Einfeldträgern im Feldbereich etwas geringer.
- Die berechnete mittragende Breite über der Mittelstütze lag unterhalb der Werte im Feldbereich, jedoch im Verhältnis zur Norm weitaus höher.
- Die Versuchsträger versagten infolge Durchstanzen/Querkraftversagen im Bereich der Mittelstütze. In diesem Zusammenhang wird auch auf das Forschungsvorhaben [Kuhlmann, Hauf 2010a] verwiesen.

Die nachfolgende Abbildung zeigt den experimentellen Vergleich zwischen einem Zweifeldträger mit durchgehendem Profil (V3), einem Zweifeldträger mit Mittelstützenprofil

und gelöster Schraubung (V1) und einem Einfeldträger, jeweils mit einer Stützweite von 4,0 m. Die hier miteinander verglichenen Querschnitte (Baustahlprofil, Bewehrungsgehalt) waren identisch.

Gerade im Bereich der Gebrauchslasten (hier durch die Durchbiegungsbegrenzungen $L/200$ und $L/300$ dargestellt) kann man die Verformungsunterschiede und die Vorteile bei der Ausbildung von Slim-Floor Trägern als Zweifeld- bzw. Durchlaufträger erkennen.

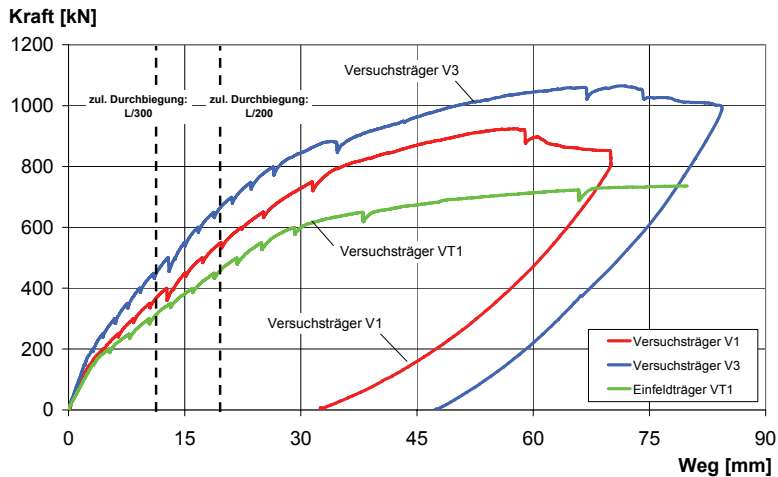


Abbildung 5.33: Trägerdurchbiegung Ein- und Zweifeldträgerversuche im Vergleich

Anhand der Ergebnisse der Einfeldträgerversuche und im Hinblick, dass die normative Regelung für die mittragende Breite zu konservative Werte zulässt, kann durch die gezielte Ausbildung einer Durchlaufträgerwirkung das Verformungsverhalten noch weiter verbessert werden. Ziel der nachfolgenden Untersuchung ist es, einen Ansatz für die mittragende Breite zu entwickeln, der das nichtlineare Tragverhalten unter Berücksichtigung des Biegetraganteils des Betongurtes einschließt.

6 Analytisches Berechnungsmodell zur Berechnung der Trägerverformung

6.1 Grundsätzliches

Für Verbundquerschnitte, die unter Belastung im Beton noch keine Risse aufweisen, kann mit elastischen Berechnungsansätzen bei vorgegebener Belastung die Durchbiegung sehr einfach bestimmt werden. Dies gilt im Allgemeinen für normal hohe Verbundträger, deren Betongurt unter Gebrauchslasten ungerissen bleibt.

Der Betongurt von Slim-Floor Trägern reißt aber bereits bei sehr geringen Belastungen, so dass ein linearer Berechnungsansatz für die Verformung nicht mehr gilt, da er rechnerisch zu niedrige Durchbiegungen liefert. Für die Bestimmung wird deshalb nachfolgend ein analytisches Berechnungsmodell vorgestellt, das das materiell nichtlineare Tragverhalten berücksichtigt. Da die Biegetragwirkung des Betongurtes bei Slim-Floor Trägern nicht vernachlässigt werden kann, werden die Traganteile nicht nur aus der Scheiben- sondern auch aus der Plattenwirkung (siehe Abschnitt 4.5) mit in das analytische Modell integriert.

6.2 Beschreibung des analytischen Berechnungsmodells

6.2.1 Allgemeines

Das analytische Berechnungsmodell wurde mit Hilfe von Microsoft Excel und VBA (Visual Basic for Applications) erstellt und ermöglicht die Berechnung der Verformung von Slim-Floor Trägern auf Grundlage einer nichtlinearen Berechnung.

Durch das nichtlineare Tragverhalten des Betonquerschnitts (Rissbildung im Feldbereich und Stützbereich) vergrößert sich der Berechnungsaufwand entsprechend, da je nach Belastung der Betonquerschnitt unterschiedlich stark aufreißt und damit jeweils im Stütz- und Feldbereich eine veränderte Steifigkeit besitzt.

6.2.2 Voraussetzungen und Vereinfachungen

Im Folgenden sollen die dem entwickelten Berechnungsmodell zugrunde liegenden Annahmen, die die Voraussetzungen und getroffenen Vereinfachungen erklären, kurz beschrieben werden:

- Der Betongurt weist über die Trägerbreite eine konstante Dicke auf.
- Der Verbundträger wird als Einfeldträger oder Zweifeldträger ausgeführt.
- Die Träger sind mit starrem Verbund ausgeführt (siehe Abschnitt 5.3.2.7)
- Zwischen Beton und Stahlträger entsteht kein nennenswerter Schlupf. Für Verbundträger mit voller Verdübelung stellt dies im Gebrauchszustand im Allgemeinen eine ausreichend genaue Vereinfachung dar. Ein Versagen der Verbundfuge wird ausgeschlossen. Die Bernoulli-Hypothese ist gültig. Für Verbundträger mit starrem Verbund ist diese Annahme ausreichend genau.

- Die in Abschnitt 6.2.4 dargestellten Materialmodelle beschreiben in ausreichender Genauigkeit das tatsächliche Verhalten der Teilquerschnitte.
- Risse im Beton werden über die Länge der Trägerelemente verschmiert und in eine mittlere Betonzugdehnung umgerechnet. Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen wird durch eine effektive Betonzugspannung berücksichtigt.
- M- κ -Linien ermöglichen eine wirklichkeitsnahe Berechnung des nichtlinearen Trag- und Verformungsverhaltens von Verbundträgern unter Berücksichtigung der Rissbildung des Betons und des Fließens von Stahl.
- Die Betonzugkraft N_{ct} wird unter der Annahme berechnet, dass die Breite des Betonzugbereichs gleich der spannungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,B}$ des reinen Biegezustands ist, siehe 6.2.5.
- Die Betondruckkraft wird in zwei Teile unterteilt: den Druckkraftanteil N_{c1} , der im Gleichgewicht mit der Zugkraft im Stahlträger steht, und den Druckkraftanteil N_{c2} , der im Gleichgewicht mit der Betonzugkraft N_{ct} und der Zugkraft in der Bewehrung N_s steht.
- Der Betondruckkraftanteil N_{c1} der im Gleichgewicht mit der Zugkraft im Stahlträger steht, wird unter der Annahme berechnet, dass die Breite des Betondruckbereichs gleich der spannungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,S}$ des reinen Scheibenzustands ist.
- Der Betondruckkraftanteil N_{c2} , der im Gleichgewicht mit der Betonzugkraft N_{ct} und Zugkraft der Bewehrung N_s steht, wird unter der Annahme berechnet, dass die Breite des Betondruckbereichs gleich der spannungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,B}$ des reinen Biegezustands ist.
- Die Werte der spannungsbezogenen mittragenden Breite des Scheibenzustands $b_{m,S}$ und des Biegezustands $b_{m,B}$ werden entsprechend dem linear-elastischen Fall angesetzt, siehe Abschnitt 4.5. Es wird angenommen, dass diese Werte der mittragenden Breite auch im Zustand II gültig sind und die Rissbildung keinen Einfluss auf die Verteilung der spannungsbezogenen mittragenden Breiten hat bzw. dieser Einfluss vernachlässigbar ist.
- Da mit zunehmenden Betondehnungen die Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons im Druckbereich flacher wird, wird die Querverteilung der Betonlängsspannungen ausgeglichener als die zugehörige Dehnungsverteilung und die spannungsbezogene mittragende Breite wird größer. Die Zunahme der mittragenden Breite bei großen Betondehnungen wird vernachlässigt.

Die beschriebenen Annahmen wurden so getroffen, dass hiermit eine wirklichkeitsnahe Verformungsberechnung von Slim-Floor Trägern möglich ist. Insbesondere ist die Querverteilung der Betonspannungen nicht bekannt. Verbundträger mit ausgeprägtem Schlupf zwischen Beton und Stahlträger, zum Beispiel infolge einer deutlichen Unterverdübelung, sind bei diesem Modell nicht berücksichtigt.

6.2.3 Berechnungsablauf des analytischen Modells

6.2.3.1 Grundsätzliches

Da es sich bei Slim-Floor Träger um ein Trägersystem handelt, dass bereits unter geringen Gebrauchslasten zu reißen beginnt, verliert der Träger mit zunehmender Belastung an Steifigkeit der Betonplatte. Beim Einfeldträger treten die Risse im Feldbereich auf der Betonunterseite auf, bei den Zweifeldträgern im Stützbereich auf der Betonoberseite und im Feldbereich auf der Betonunterseite. Um dies bei der Berechnung der Durchbiegung zu berücksichtigen, muss das Momenten-Krümmungs-Verhalten berücksichtigt werden, bei dem zu jeder äußeren Belastung ein innerer Spannungs-Dehnungszustand gefunden werden kann. Hierbei wird der Träger in einzelne Elemente unterteilt. Im Rahmen des eigens entwickelten analytischen Modells wird der Einfeldträger in 40 Elemente unterteilt, für das Zweifeldträgersystem entsprechend in 80 Elemente. Jedes Element erhält hierbei eine vom Nachbarelement verschiedene mittragende Breite, so dass sich jedes Element unterscheidet und es somit notwendig wird, für jedes Einzelement eine M - κ -Berechnung durchzuführen. Hierbei wird jeweils eine mittragende Breite für den Scheiben- und eine für den Biegezustand definiert. Die Werte hierfür werden entsprechend der in Abschnitt 4.5 hergeleiteten Differentialgleichungen verwendet. Die nachfolgende Abbildung zeigt die Elementierung des Trägers, sowohl für den Einfeld- wie auch Zweifeldträger.

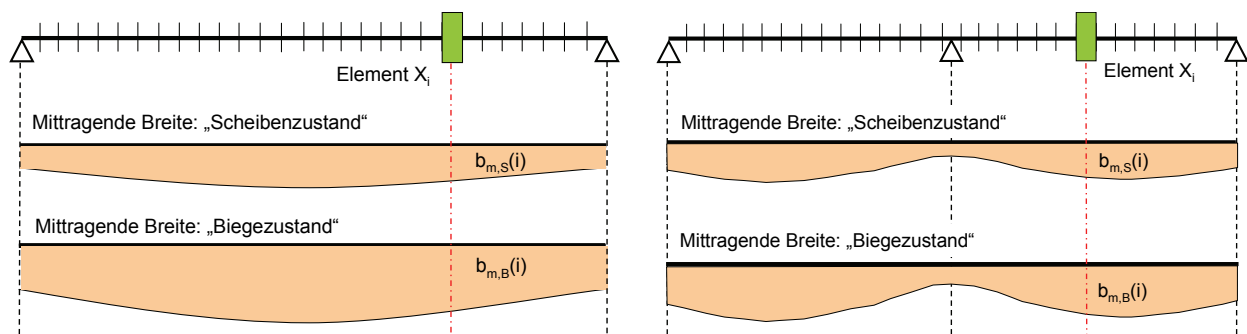


Abbildung 6.1: Elementierung Ein- und Zweifeldträger

Vereinfacht wird die Momenten-Krümmungsbeziehung für Slim-Floor Träger an vier diskreten Punkten bestimmt. Während für den Einfeldträger nur der positive Momentenbereich berücksichtigt werden muss, wird dieser beim Zweifeldträger um den negativen Bereich erweitert, siehe Abbildung 6.2. Die Werte zwischen diesen Punkten werden linear berechnet. Die diskreten Punkte und deren Berechnung werden im nachfolgenden Abschnitt näher erklärt.

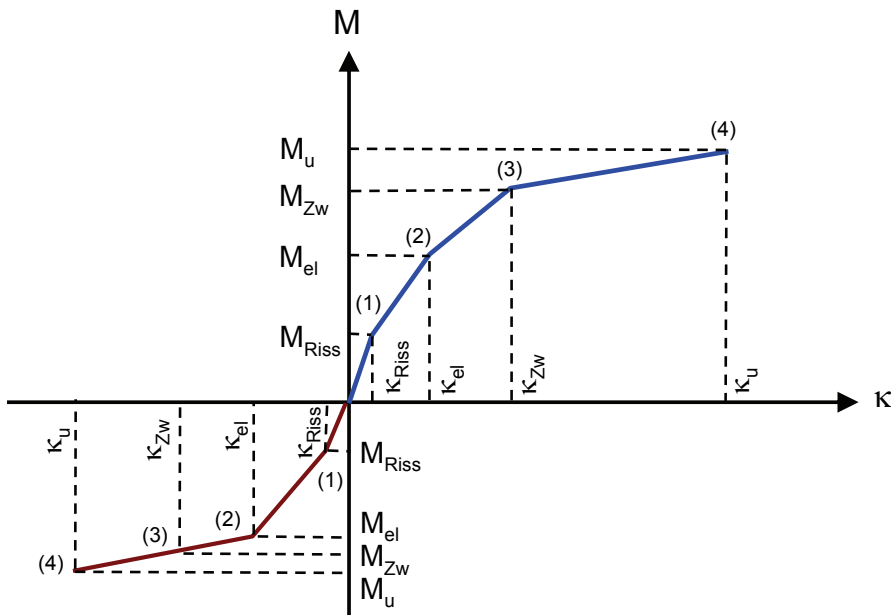
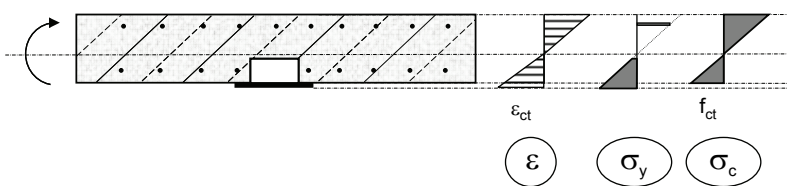


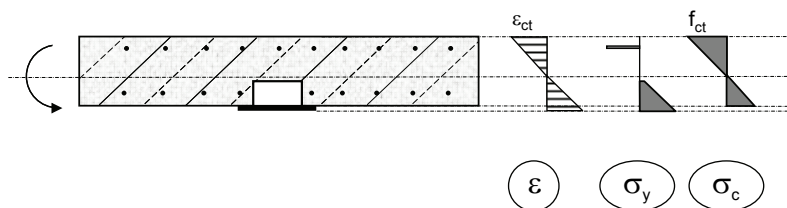
Abbildung 6.2: M- κ -Linie für positive und negative Momentenbelastung

6.2.3.2 Rissmoment M_{Riss} und zugehörige Krümmung κ_{Riss} (1)

Bis kurz vor Erreichen der Betonzugspannung bleibt der Beton auf der Spannungszugseite ungerissen, d.h. eine linear-elastische Berechnung ist bis zu diesem Belastungspunkt möglich. Die zugehörige Krümmung κ_{Riss} kann aus dem elastischen Ansatz über das Moment und das Widerstandsmoment des Trägers bestimmt werden. Geht die Belastung über diesen Punkt hinaus, verhält sich der Träger fortan nicht mehr linear, der Beton reißt.



a) positives Moment



a) negatives Moment

Abbildung 6.3: Spannungs-Dehnungsbeziehung - Rissmoment

Unter positivem Moment wird der Stahluntergurt, die unteren Bereiche des Stahlsteiges, die untere Bewehrungslage und der Betonuntergurt gezogen, während der Betonobergurt und die obere Bewehrungslage gedrückt wird.

Bei negativem Moment liegt auf der Zugseite der Betonobergurt und die eingelegte Bewehrung in der oberen Lage, während der Beton auf der Trägerunterseite, sowie das Stahlprofil unter Druck stehen. Die Spannungsnull-Linie liegt jeweils ca. in Trägermitte.

Bis zum Erreichen der Risskrümmung κ_{Riss} verhält sich der Querschnitt elastisch. Der Risszustand kann somit nach den Regeln der Elastizitätstheorie berechnet werden. Die Bedingung für den Grenzzustand der Rissbildung ist, dass an der Stelle im Beton mit der größten Zugdehnung die Rissdehnung ε_{ct} erreicht wird. Das effektive Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts bis zum Erreichen des Rissmoments wird nach Gleichung 6.1 berechnet.

Dabei wird für die Berechnung des Betonträgheitsmoments $I_{c,0}$ als Breite des Betonquerschnitts die spannungsbezogene mittragende Breite $b_{m,B}$ des reinen Biegezustands verwendet. Für die Berechnung der Betonfläche $A_{c,0}$ wird als Breite des Betonquerschnitts die spannungsbezogene mittragende Breite $b_{m,S}$ des reinen Scheibenzustands benutzt. Die Werte $b_{m,B}$ und $b_{m,S}$ werden dabei in Abhängigkeit der Belastungsfunktion, des Seitenverhältnisses b/L des Betongurts und der Lage des Trägerelements im Träger verwendet.

$$\begin{aligned}
 I_{i,0} &= I_a + I_{c,0} + S_{i,0} \cdot a_{\text{St}} \\
 &= I_a + \frac{b_{m,B} \cdot h_c^3}{12 \cdot n_0} + \frac{\frac{b_{m,S} \cdot h_c}{n_0} \cdot A_a}{\frac{b_{m,S} \cdot h_c}{n_0} + A_a} \cdot a_{\text{St}}^2
 \end{aligned}
 \quad (\text{Gleichung 6.1})$$

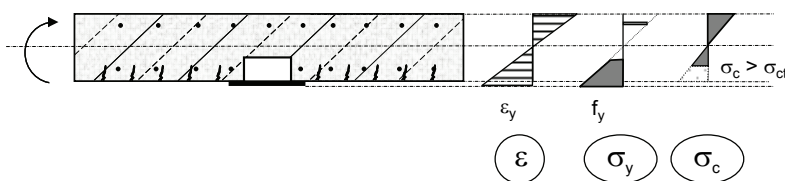
mit	$I_{i,0}$	elastisches Trägheitsmoment des Gesamtverbundquerschnitts
	I_a	Trägheitsmoment des Stahlquerschnitts
	A_a	Querschnittsfläche des Stahlquerschnitts
	$n_0 = E_a/E_{\text{cm}}$	Reduktionszahl (E_a = E-Modul von Stahl, E_{cm} = E-Modul von Beton)
	$b_{m,S}, b_{m,B}$	mittragende Breite des Betongurts für den reinen Scheiben- bzw. Biegezustand
	h_c	Dicke des Betongurts
	a_{St}	Schwerpunktastand zwischen Beton- und Stahlquerschnitt

6.2.3.3 Fließmoment M_{el} und zugehörige Krümmung κ_{el} (2)

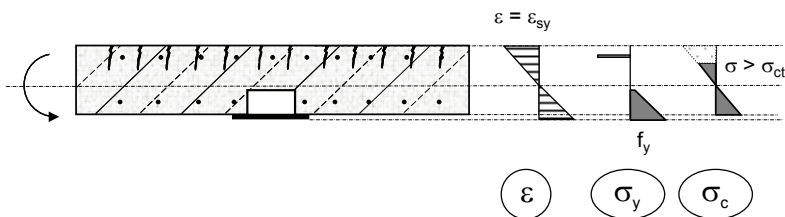
Nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit reißt der Querschnitt immer mehr auf, die Nulllinie wandert entsprechend mehr in den Druckzonenbereich. Die Zugkraft wird bei positivem Moment durch das Baustahlprofil, sowie der im Zugbereich liegenden Bewehrung übernommen. Der gerissene Beton wird nur zu einem reduzierten Anteil berück-

sichtigt (vereinfachtes Modell zur Berücksichtigung der Betonzugkraft im gerissenen Bereich, siehe Abschnitt 6.2.4). Unter negativem Moment muss die Zugkraft allein von der Bewehrung bzw. sofern die Spannungs-Nulllinie in das Baustahlprofil hinein wandert, vom Baustahlobergurt aufgenommen werden.

Der diskrete Berechnungspunkt (2) für die Momenten-Krümmungs-Beziehung unter positiver Momenteneinwirkung wird für das Erreichen der Fließgrenze des Baustahlprofils am Untergurt angenommen. Unter negativem Moment wird das Erreichen der Fließgrenze der in der Zugzone liegenden Bewehrung gewählt. Durch Variation der Krümmung kann über die Dehnungsverteilung der einzelnen Komponenten im Druck- und Zugbereich ein Gleichgewicht bestimmt werden, siehe nachfolgende Abbildung.



a) positives Moment

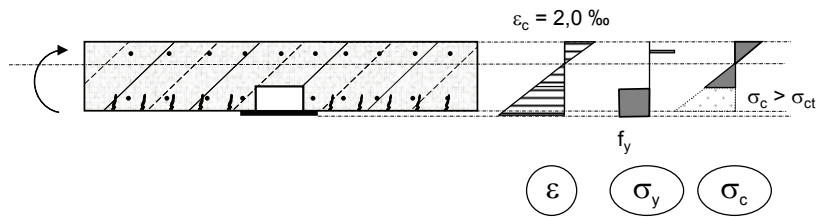


b) negatives Moment

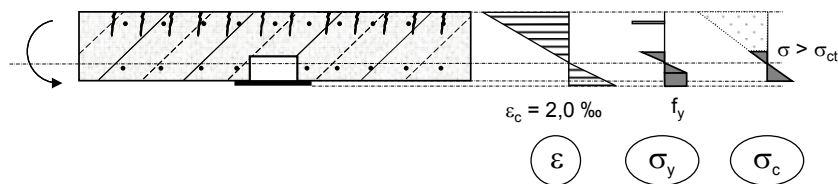
Abbildung 6.4: Spannungs-Dehnungsbeziehung - Fließmoment

6.2.3.4 Zwischenpunkt – Moment M_{Zw} und zugehörige Krümmung κ_{Zw} (3)

Mit zunehmender Belastung wird der Druckbereich weiter eingeschnürt und der Beton erreicht seine maximale Druckspannung f_c bei einer Dehnung von 2 ‰. Dieser Beanspruchungspunkt ist der dritte diskrete Berechnungspunkt (3) für die Momenten-Krümmungs-Beziehung. Die Grenzdehnung für den Beton wird für den positiven wie auch negativen Bereich angesetzt, wie in der nachfolgenden Abbildung dargestellt. Durch Variation der Krümmung wird das Kräftegleichgewicht des Druck- und Zugbereiches bestimmt. Der Bereich des Baustahls sowie der Bewehrung, die bereits fließen, nehmen nur noch in der Dehnung, nicht aber mit ihren Kraftanteilen zu. Die Spannungsnull-Linie wandert weiter in Richtung des Druckbereiches.



a) positives Moment



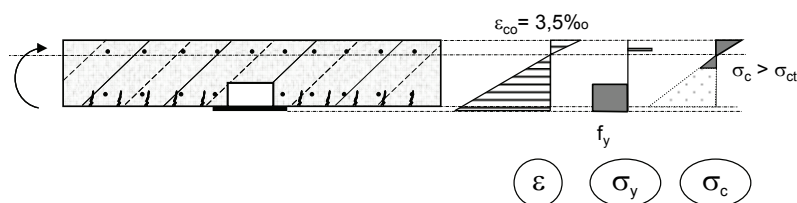
b) negatives Moment

Abbildung 6.5: Spannungs-Dehnungsbeziehung – Zwischenwert (plastisches Moment)

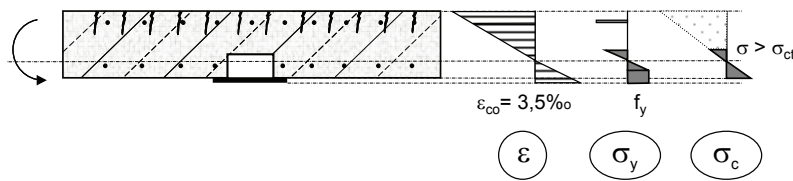
6.2.3.5 Bruchmoment M_u und zugehörige Krümmung κ_u (4)

Der Querschnitt versagt, wenn die Bruchdehnung (auf Zug oder Druck) erreicht wird. Unter positiver Momentenbelastung geschieht dies auf der Bauteiloberseite auf Druck, entsprechend für den negativen Momentenbereich auf der Unterseite, wie in der Abbildung 6.6 zu sehen ist. Die Betondruckzone und damit die Spannungs-Nulllinie schnüren sich weiter ein. Die hier bestimmte Krümmung ist die maximale Krümmung, die der Querschnitt erreichen kann.

Ebenso kann das Querschnittsversagen im Stützbereich durch das Erreichen der Bruchdehnung der oberen Bewehrungslage eintreten. Ob der Baustahlquerschnitt sich bereits im Fließbereich befindet, hängt von der Geometrie des Verbundquerschnittes und des Bewehrungsgrades ab. Mittels der vier diskreten Berechnungspunkte kann für jeden Querschnitt unter positiver und negativer Momentenbeanspruchung eine Momenten-Krümmungs-Beziehung erstellt werden.



a) positives Moment



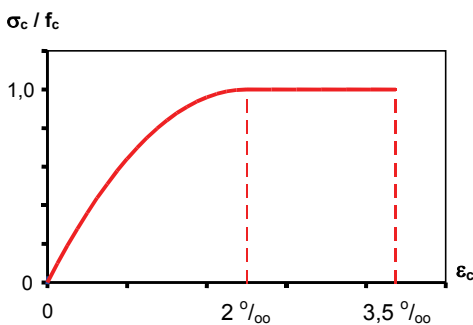
b) negatives Moment

Abbildung 6.6: Spannungs-Dehnungsbeziehung – Bruchmoment

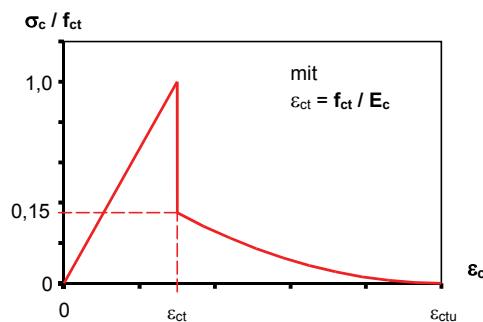
6.2.4 Implementierte Materialmodelle

Für eine wirklichkeitsnahe Berechnung der Steifigkeit und des Verformungsverhaltens der Verbundträger sind die verwendeten Materialmodelle von entscheidender Bedeutung. Im Gebrauchszustand der Träger hat dabei insbesondere das Verhalten des Betons auf Zug großen Einfluss, da mit Erreichen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit sich Stahlträger und Bewehrung im Allgemeinen noch elastisch verhalten. Bei höheren Belastungen ist hingegen die Beschreibung des Materialverhaltens des Stahls von großer Bedeutung.

Für das Materialmodell des Betons auf Druck wird das Parabel-Rechteck-Diagramm nach [DIN 1045-1] verwendet. Das Betonverhalten auf Zug wurde entsprechend Abbildung 6.7(b) angesetzt. Bis zur Betonzugfestigkeit wird ein lineares Verhalten angenommen. Mit Erreichen der Rissdehnung ε_{ct} fällt die Betonspannung auf 15 % der Betonzugfestigkeit ab. Mit weiterer Steigerung der Dehnung nimmt die Spannung ab, bis mit Erreichen der Dehnung ε_{ctu} die Spannung null wird. Dieser Verlauf ist an die von [Hilsdorf, Reinhardt 1998] beschriebene Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung angelehnt.



a) Beton auf Druck



b) Beton auf Zug

Abbildung 6.7: Materialmodelle für den Beton nach [Hilsdorf, Reinhardt 1998]

Nach [DIN 1045-1], Abschnitt 9.1.5 ist für die nichtlineare Schnittgrößenermittlung und für die Verformungsberechnung die Spannungs-Dehnungslinie nach [DIN 1045-1] Gleichung (62) zu verwenden. Hierbei wird das E-Modul also Tangentenmodul $E_{c0} \sim E_{c0m}$ angesetzt, das in [DIN 1045-1], Tabelle 12 entsprechend der Betongüte angegeben ist. Für die nachfolgenden Verformungsberechnungen werden somit die Werte des Tan-

gentenmoduls angewandt. Im Vergleich zum Sekantenmodul nimmt das Tangentenmodul geringfügig größere Werte an.

Für den Stahlträger als auch die Bewehrung wird ein linearelastisch-idealplastisches Materialmodell verwendet, siehe Abbildung 6.8. Für die Berechnung der Verformungen im Gebrauchszustand der Verbundträger ist eine genauere Definition der Materialgesetze für Baustahl und Bewehrung z.B. mit Berücksichtigung der Wiederverfestigung des Stahls nicht erforderlich, da bis zum Erreichen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit sowohl Baustahl als auch Bewehrung elastisch bleiben.

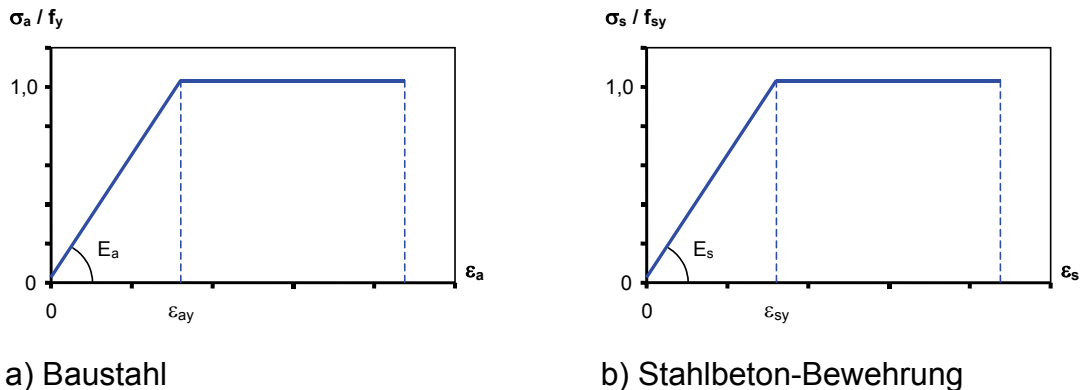


Abbildung 6.8: Materialmodelle für den Baustahl und Betonstahl

6.2.5 Kraftanteile – Ansätze der mittragenden Breite

Die (Momenten-)Tragfähigkeit eines Verbundträgers setzt sich im Allgemeinen aus drei Anteilen zusammen, dem Kräftepaar aus Zug und Druck, der Biegetragfähigkeit des Baustahlquerschnittes und der Biegetragfähigkeit des Betonquerschnittes. Für normal hohe Verbundträger kann der Biegeanteil des Betongurtes vernachlässigt werden (siehe Abschnitt 2.2.1, für Slim-Floor Träger jedoch ist der Betongurtbiegeanteil im Verhältnis zur Gesamtsteifigkeit weitaus größer, so dass dieser nicht vernachlässigt wird.

Unter Berücksichtigung des Scheiben- und Plattenzustands wird die mittragende Breite jeweils den einzelnen Kraftanteilen zugeordnet, Biegeanteile werden entsprechend mit der mittragenden Breite des Plattenzustands berechnet, analog die Normalkraftanteile mit den Werten für den Scheibenzustand.

Dies bedeutet, dass Spannungsanteile des Betons, die aus einer Biegung des Betonquerschnitts resultieren, mit der mittragenden Breite $b_{m,B}$ des Biegezustands berechnet werden und Spannungsanteile des Betons, die im Gleichgewicht (nachfolgend als Glgw. bezeichnet) mit der Kraft im Stahlträger stehen, mit der mittragenden Breite $b_{m,S}$ des Scheibenzustands berechnet werden. In der nachfolgenden Tabelle sind die Traganteile sowie die zugehörigen mittragenden Breite nochmals zusammengefasst.

Tabelle 6.1: Einzelkraftkomponenten – Zuweisung des Scheiben- und Biegezustands

Traganteil	Bezeichnung	Mittragende Breite
N_{ct}	Betonzugkraft	$b_{m,B}$ - Biegezustand
$N_{c,1}$	Betondruckkraft – Glgw mit Zugkraft Baustahlträger	$b_{m,S}$ - Scheibenzu-
$N_{c,2}$	Betondruckkraft – Glgw mit Betonzugkraft	$b_{m,B}$ - Biegezustand
N_a	Zugkraft im Baustahl	$b_{m,S}$ - Scheibenzu-
N_s	Zugkraft in Bewehrung	$b_{m,B}$ - Biegezustand
N_s	Druckkraft in Bewehrung	$b_{m,B}$ - Biegezustand
M_a	Biegetragfähigkeit des Baustahlquerschnittes	-

Für das Berechnungsmodell wird angenommen, dass sich die Baustahlzugkraft mit der Betondruckkraft im Gurt kurzschließt und daher der Scheibenzustand für die mittragende Breite anzusetzen ist. Die Berechnung der Betonzugkräfte erfolgt unter Verwendung der spannungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,B}$ des reinen Biegezustands.

Bei weiterer Laststeigerung ist der Beton im Zustand II und die Berechnung kann daher nicht mehr linear-elastisch erfolgen. Die weiteren Punkte der M- κ -Linie müssen durch Iteration bestimmt werden. Dabei wird die Dehnungsverteilung solange variiert, bis sich im Querschnitt ein Gleichgewichtszustand einstellt. Die Kräfte der Teilquerschnitte können mit Kenntnis der Materialmodelle aus der Dehnungsverteilung berechnet werden.

Die Variation der Dehnungsverteilung wird bei der Berechnung der linearisierten M- κ -Linie folgendermaßen vorgenommen: Da für die charakteristischen Punkte der M- κ -Linie an einer Stelle die Dehnung bereits bekannt ist, wird die Variation der Dehnungsverteilung durch Variation der Querschnittskrümmung vorgenommen. Beim Beginn des Plastizierens des Stahlträgers ($M_{el} - \kappa_{el}$) ist zum Beispiel die Dehnung an der Unterkante des Stahlträgers, die gerade die Fließdehnung des Baustahls erreicht, bekannt.

Beim Bruchzustand erreicht der Beton zum Beispiel schließlich an der höchstbelasteten Stelle die Bruchdehnung ε_{cu} .

6.2.6 Einfluss der Bewehrung in der Druckzone

In der nachfolgenden Abbildung 6.9 ist anhand der Dehnungsverteilung zu erkennen, dass bei Slim-Floor Trägern die eingelegte Bewehrung im Zug- und Druckbereich eine größere Dehnung erfährt als bei einem niedrigen Verbundträger.

Während beim niedrigen Verbundträger die untere Bewehrungslage nahe dem Spannungsnull-Punkt liegt und aufgrund der gesamten Dehnungsverteilung nur einen sehr geringen Kraftanteil beisteuert, besitzt die Bewehrung einen nicht allzu großen Einfluss auf die Momententragfähigkeit.

Für Slim-Floor Träger kann die Bewehrung nicht ohne Weiteres unberücksichtigt bleiben, da bei Slim-Floor Trägern die Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe stärker ausgeprägt ist und daher die Kraftanteile der Druckbewehrung stärker ins Gewicht

fallen und damit einen nicht zu vernachlässigbaren Anteil an der Momententragfähigkeit liefert. Für die nachfolgenden Berechnungen auf Grundlage des analytischen Berechnungsmodells wird die Druckbewehrung daher rechnerisch berücksichtigt.

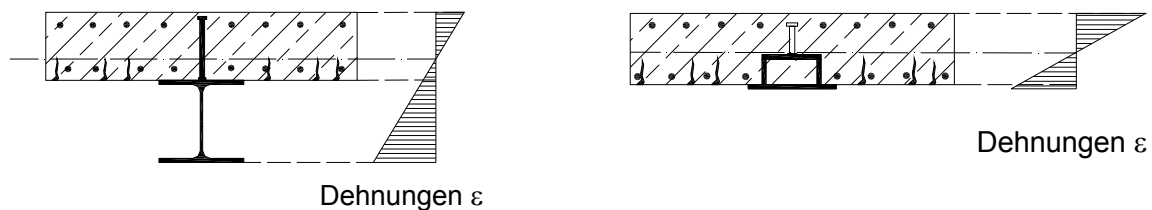


Abbildung 6.9: Abstand Bewehrungslage zur Spannungsnull-Linie

6.2.7 Berechnungsverfahren des analytischen Modells

6.2.7.1 Berechnungsverfahren für Einfeldträger

Im nachfolgenden Abschnitt wird das Berechnungsverfahren auf Grundlage des analytischen Modells zur Bestimmung der Durchbiegung bei Einfeldträgern erklärt.

Gegeben ist die Belastung q , die auf den Einfeldträger wirkt. Bei entsprechend großer Belastung reißt der Betonquerschnitt auf der Zugseite auf und der Träger verliert in den gerissenen Bereichen an Biegesteifigkeit.

Da es sich um ein statisch bestimmtes System handelt, können die Schnittgrößen (Moment) direkt bestimmt werden, siehe Abbildung 6.10. Für die Ermittlung der Durchbiegung wird der Träger in einem ersten Schritt in eine Vielzahl von Elementen unterteilt. Für jedes Element werden die in Abschnitt 6.2.3 erwähnten diskreten Berechnungspunkte ermittelt unter Berücksichtigung der Materialkennwerte. Die in Abschnitt 4.5 ermittelten Werte für die mittragende Breite des Scheiben- und Biegezustands werden entsprechend für jedes Element berücksichtigt.

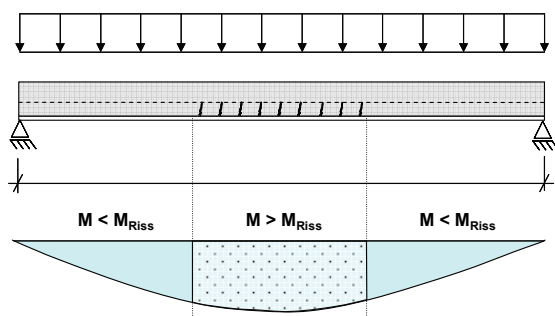


Abbildung 6.10: Ungerissener und gerissener Bereich des Einfeldträgers

Nachdem für alle Trägerelemente die M - κ -Linien bestimmt sind, wird aus der äußeren Belastung der Momentenverlauf berechnet. Im nächsten Schritt wird für jedes Element aus der entsprechenden M - κ -Linie die Krümmung bestimmt. Dadurch ist der Krümmungsverlauf in Trägerlängsrichtung bekannt. Mit dem Prinzip der virtuellen Kräfte wird daraus die Durchbiegung des Trägers, in diesem Fall in Feldmitte, berechnet.

Dieser Vorgang muss jeweils neu wiederholt werden, da sich für jede Belastung eine neue Krümmungsverteilung über den Träger hinweg einstellt und daher der Krümmungsverlauf neu bestimmt werden muss. Ein linearer Zusammenhang zwischen Belastung und Krümmung besteht aufgrund der Rissbildung und des damit verbundenen Steifigkeitsverlustes nicht. Der Berechnungsablauf ist schematisch in Abbildung 6.11 dargestellt.

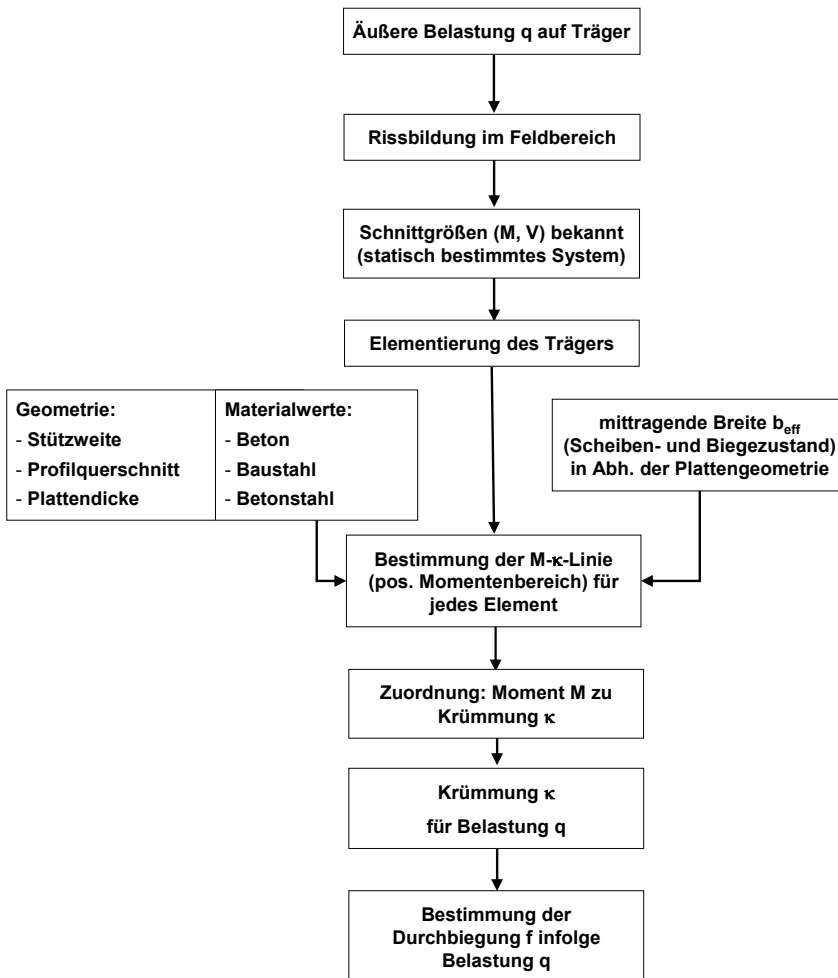


Abbildung 6.11: Schematische Darstellung – Durchbiegungsberechnung für Einfeldträger

6.2.7.2 Berechnungsverfahren für Zweifeldträger

Die Berechnung der Durchbiegung für den Zweifeldträger unterscheidet sich von der sehr systematischen Bestimmung beim Einfeldträger durch die statisch unbestimmte Berechnung. Im Gegensatz zum Einfeldträger, reißt der Querschnitt nicht nur in Feldmitte auf der Betonunterseite, sondern auch durch das Stützmoment über dem Mittelaufleger auf der Betonoberseite, siehe Abbildung 6.12.

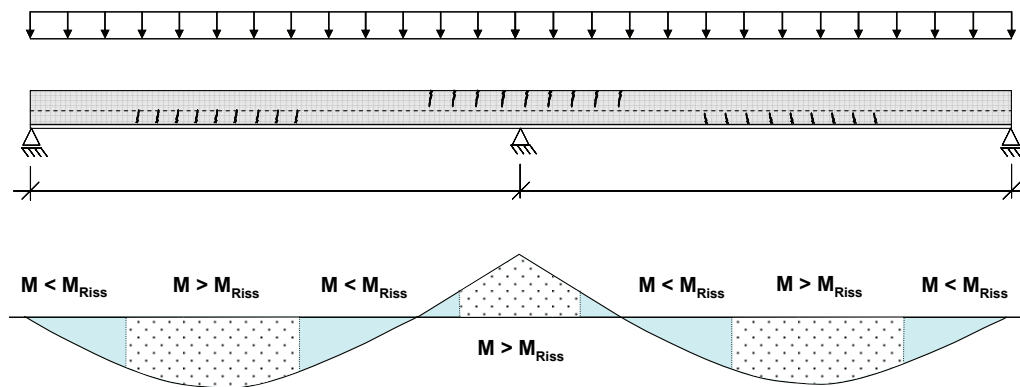


Abbildung 6.12: Ungerissene und gerissene Bereiche eines Zweifeldträgers

Durch den Steifigkeitsverlust über der Stütze und in beiden Feldbereichen kann die Schnittgrößenermittlung (Momentenverlauf) nicht mehr direkt bestimmt werden, da ein statisch unbestimmtes System vorliegt.

Im ersten Schritt wird der Träger ebenfalls in Elemente unterteilt und für jedes Element die Momenten-Krümmungs-Beziehung bestimmt. Hierbei werden die Materialkennwerte, ebenso wie die Geometriewerte und die Ansätze für die mittragende Breite des Scheiben- und Biegezustands eingesetzt. Für die Ermittlung der Werte der mittragenden Breite wird auf den Abschnitt 4.5 verwiesen.

Nun wird für die Bestimmung des Momentenverlaufs infolge einer diskret gegebenen Belastung die Solver-Funktion in Excel verwendet. Der Solver verwendet hierbei das Newton-Iterationsverfahren und beruht darauf, dass mittels der unten angegebenen Differentialgleichungen, siehe nachfolgende Gleichung 6.2, und vorgegebenen Randbedingungen Gleichgewichtsbedingungen aufgestellt werden. Sofern alle Gleichgewichtsbedingungen eingehalten sind, liegt eine Lösung vor.

$$q(x) = \text{konstant} = q$$

$$V(x) = -(q \cdot x + C_1)$$

$$M(x) = -(q \cdot x^2 / 2 + C_1 \cdot x + C_2) \quad (\text{Gleichung 6.2})$$

$$\beta(x) = (q \cdot x^3 / 6 + C_1 \cdot x^2 / 2 + C_2 \cdot x + C_3) / EI$$

$$w(x) = (q \cdot x^4 / 24 + C_1 \cdot x^3 / 6 + C_2 \cdot x^2 / 2 + C_3 \cdot x + C_4) / EI$$

Die Differentialgleichungen beruhen auf den Gleichungen für den Biegebalken und stellen die Beziehung zwischen der einwirkenden Last q , der Querkraft V , dem Moment M , der Verdrehung β und der Durchbiegung w her [Gross et al 1998], [Schnell 1998]. Die geometrischen Randbedingungen sind wie folgt festgelegt, siehe hierzu auch Abbildung 6.13:

Die Durchbiegung an den Randauflagern und an der Mittelstütze ist gleich Null. Die Krümmung an den Endauflagern ist ebenfalls gleich Null. Durch das Mittelauger ist gegeben, dass die Verdrehwinkel links und rechts der Mittelstütze gleich groß sein müssen. Die Trägersteifigkeiten werden nun so lange durch das Newton-Verfahren variiert, bis alle Randbedingungen erfüllt werden. Hierbei zeigte sich, dass die Einstellung der Genauigkeit des Solvers einen großen Einfluss auf die berechneten Ergebnisse be-

sitzt. Weitere Hinweise zu den Randbedingungen sowie dem Newton-Verfahren sind in der Diplomarbeit von [Bott 2007] zu finden.

Ausgehend von der gegebenen diskreten Belastung q kann durch die mehrfache „Auf“-Integration die Querkraft, das Moment, der Verdrehwinkel und die Durchbiegung bestimmt werden jeweils unter Berücksichtigung von Integrations-Konstanten C_i . Für die Laufvariable $x = 0$ gilt, dass die Konstante C_1 gleich der Auflagerkraft der Randstütze ist und die Konstante C_2 gleich Null sein muss (Moment am Endauflager ist Null). Gleiches gilt für die Konstante C_4 (Durchbiegung am Endauflager ist Null).

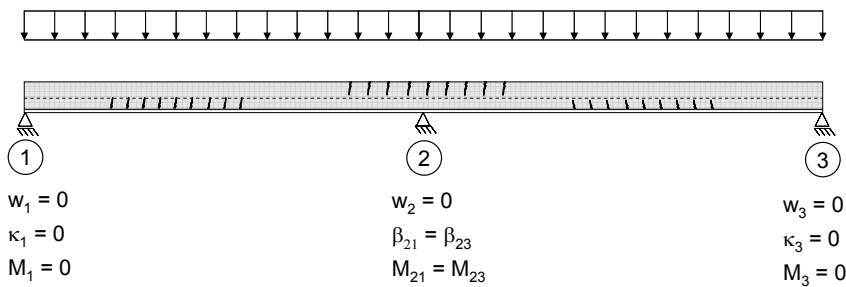


Abbildung 6.13: Randbedingungen für Solver-Anwendung

Der Berechnungsablauf ist in der nachfolgenden Abbildung 6.14 nochmals systematisch dargestellt und erklärt. Die Änderungen beim Berechnungsablauf im Vergleich zum Einfeldträger sind farblich gekennzeichnet.

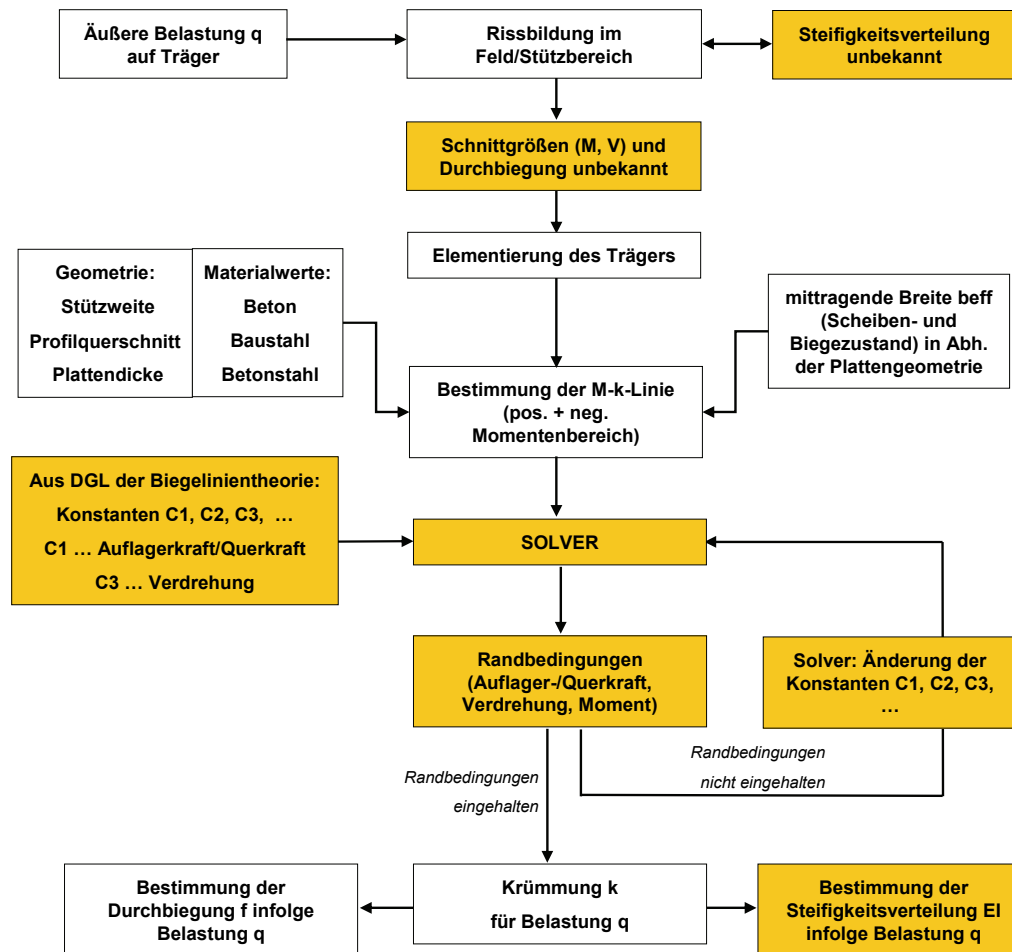


Abbildung 6.14: Schematische Darstellung – Durchbiegungsberechnung für Zweifeldträger

Zur Veranschaulichung wird das Trag- und Verformungsverhalten an einem durchgerechneten Beispielträger dargestellt.

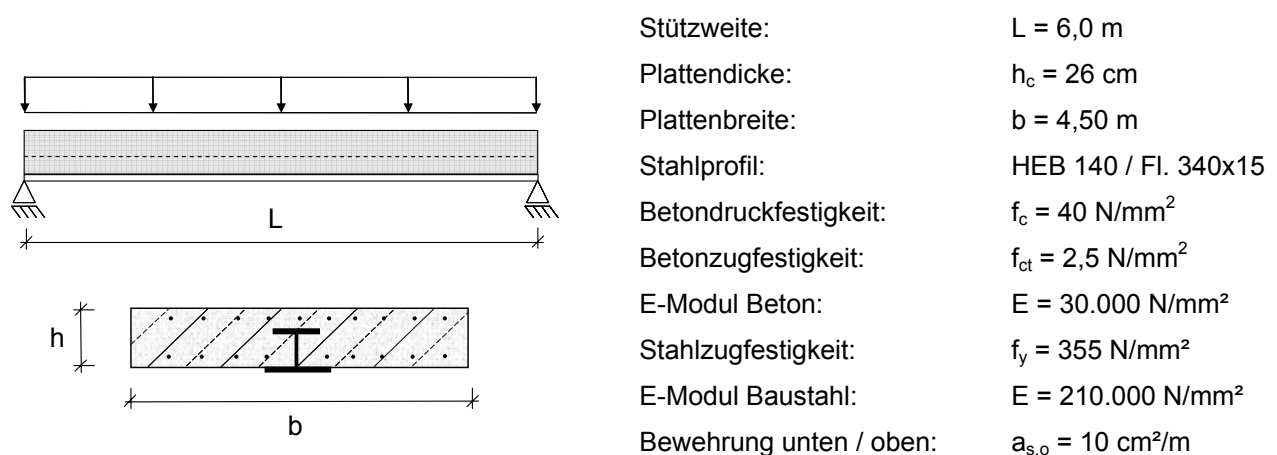


Abbildung 6.15: Beispielrechnung für Zweifeldträger - Eingabeparameter

Entsprechend der Steifigkeitsverteilung über den Träger zeigt sich, dass der Träger sehr schnell und bei sehr kleinen Lasten über der Stütze reißt, siehe hierzu Abbildung 6.16. Durch diesen Steifigkeitsverlust kommt es bei einer weiteren Laststeigerung im Feld zu ersten Rissen. Der nächste diskret berechnete Punkt zeigt sich durch den Fließbeginn der Bewehrung über der Stütze und anschließend des Baustahluntergurts

im Feldbereich, der die Fließgrenze erreicht. Im nächsten Schritt erreicht der unter Druck stehende Betongurt im Stützbereich die 2 ‰ plastische Dehngrenze und der Bruch erfolgt nach kleiner weiterer Laststeigerung durch Versagen des Betonuntergurts über der Stütze infolge zu hoher Druckspannungen. Ob der Feldbereich noch die 2 ‰ Dehngrenze des Betons erreicht, hängt von den gewählten Querschnitten (Baustahlprofil, Bewehrungsgrad der Stütze) ab.

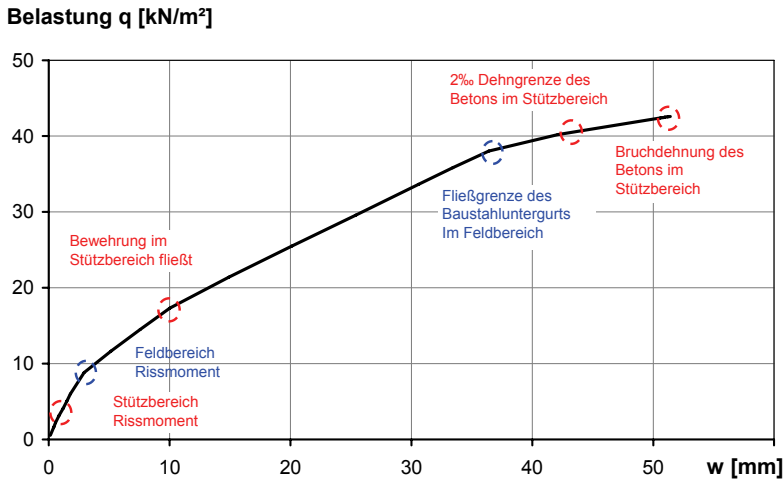


Abbildung 6.16: Last-Verformungskurve Beispielrechnung eines Zweifeldträgers

Auffallend an der Last-Verformungskurve ist, dass kein besonders ausgeprägtes plastisches Verformungsniveau (horizontaler Last-Verformungsverlauf) vorhanden ist. Dies hängt damit zusammen, dass die mittragende Breite über der Stütze geringer ist als im Feld und daher die aufnehmbare Betondruckkraft im Vergleich zum Feld viel kleiner ist. Für das Kräftegleichgewicht des Verbundquerschnitts ist daher kein ausgeprägtes Fließen der Bewehrung im Zugbereich der Stütze notwendig. Ein mögliches Fließen im Feldbereich kann durch den vorzeitigen Bruch der Stütze nicht aktiviert werden.

6.2.8 Mittragende Breite für den Zweifeldträger – Momenten-Nulldurchgang

6.2.8.1 Allgemeines

In Abschnitt 4.5.6 wird dargelegt, dass die Ableitung einer mittragenden Breite für den Stützbereich von Zweifeldträgern auf Grundlage und durch Herleitung über die Differentialgleichungen nicht ohne Weiteres möglich ist [Grimm 2009]. Daher soll im nachfolgenden Abschnitt grundlegend der Einfluss der mittragenden Breite über der Stütze untersucht werden. Im Vorgriff auf die Verifikation des analytischen Modells werden bereits hier Ergebnisse aus der analytischen Untersuchung zum Einfluss der mittragenden Breite im Stützbereich verwendet.

6.2.8.2 Mittragende Breite im Stützbereich

Die mittragende Breite für den Feld- und Stützbereich für Zwei- und Mehrfeldträger ist in [DIN 18800-5] bzw. [DIN EN 1994-1-1] geregelt und berechnet sich in Abhängigkeit der Stützweiten. Hierbei ergibt sich ein Verhältnis von 1:1,7 zwischen der mittragenden

Breite im Stütz- zum Feldbereich, siehe nachfolgende Abbildung 6.17, unter der Annahme, dass die beiden angrenzenden Felder die gleichen Stützweiten besitzen.

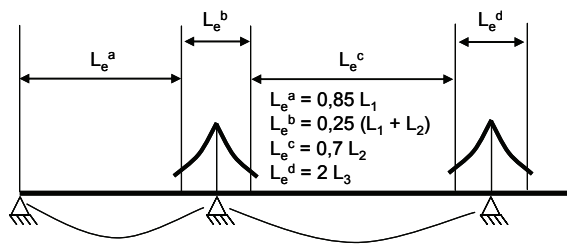


Abbildung 6.17: Berechnung der mittragenden Breite b_{eff} nach [DIN 18800-5] bzw. [DIN EN 1994-1-1]

Für die Ermittlung der Schnittgrößen und Berechnung der Durchbiegung ist in der Norm ein vereinfachtes Verfahren angegeben, bei dem auf einer Länge von $0,85 \cdot L$ der ungerissene Verbundquerschnitt und für den Restbereich ein gerissener Zustand (Verbundquerschnittswert „Gesamtstahl“) angenommen werden kann, siehe Abbildung 6.18.

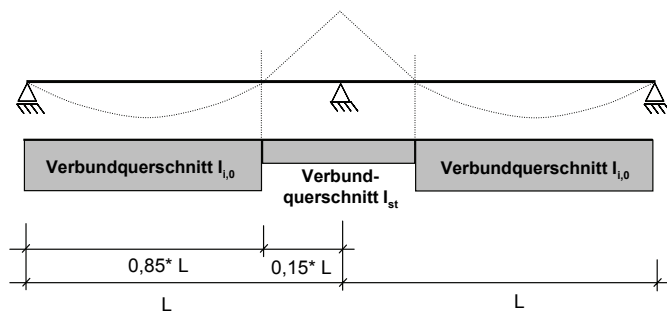


Abbildung 6.18: Vereinfachter Ansatz für Schnittgrößenermittlung im gerissenen Bereich

Der Momenten-Nulldurchgang bei $0,85 \cdot L$ stellt hierbei eine Vereinfachung dar. Bei genauer Betrachtung und Untersuchung ist der Nulldurchgang abhängig von der Belastung und der Steifigkeitsverteilung zwischen Feld- und Stützbereich. Bei Verbundträgern, die für den positiven und negativen Momentenbereich ein unterschiedliches (nichtlineares) Werkstoffverhalten aufweisen, ändert sich durch die Rissbildung und dem damit verbundenen Steifigkeitsverlust der Nulldurchgang stetig mit steigender Belastung.

6.2.8.3 Analytische Untersuchung zum Nulldurchgang bei Zweifeldträgersystemen

Berechnungen mit dem oben beschriebenen analytischen Modell zeigen, dass mit zunehmender Belastung (und damit einhergehendem Aufreißen des Stützquerschnitts) die Momenten-Nulllinie von $0,8 \cdot L$ bis $0,95 \cdot L$ ansteigt.

Die Lage des Momenten-Nulldurchgangs hängt hierbei von der Belastung aber auch der Steifigkeitsverteilung zwischen dem Feld- und Stützbereich ab. Für das analytische Modell wird die Länge zwischen den Momenten-Nulldurchgängen als Bezugslänge für

die Werte der mittragenden Breite des Schieben- und Biegezustands ermittelt. Da diese Länge aber nicht konstant ist, müsste ein iterativer Rechenprozess angewandt werden, um für diskrete Belastungen den exakten Punkt für den Momenten-Nulldurchgang zu bestimmen, was aber einen erheblichen Rechen- und Zeitaufwand bedeutet. Aus diesem Grund wurde vereinfacht in der [DIN 18800-5] der Nulldurchgang bei einer Länge von $0,85 \cdot L$ festgelegt.

Im Folgenden wird überprüft, in wie fern dieser Ansatz für Slim-Floor Träger ebenfalls anwendbar und für die Verformungsberechnung genutzt werden kann. Um den Einfluss zu überprüfen, wurde eine Vielzahl von nichtlinearen Berechnungen auf Grundlage des nichtlinearen Modells durchgeführt. Die hierbei untersuchten Träger wurden (in Vorgriff auf die später durchgeführte Parameteruntersuchung) für den in Abschnitt 7.3.3, Abbildung 7.5 angegebenen Bereich durchgeführt. Der hierbei im Mittelpunkt der Untersuchung stehende Bereich beschränkt sich auf den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Die Abbildung 6.19 zeigt eine Auswahl von Rechenergebnissen, deren Nulldurchgang in Verhältnis zur einwirkenden Belastung dargestellt wird.

Nulldurchgang bei $x \cdot L$

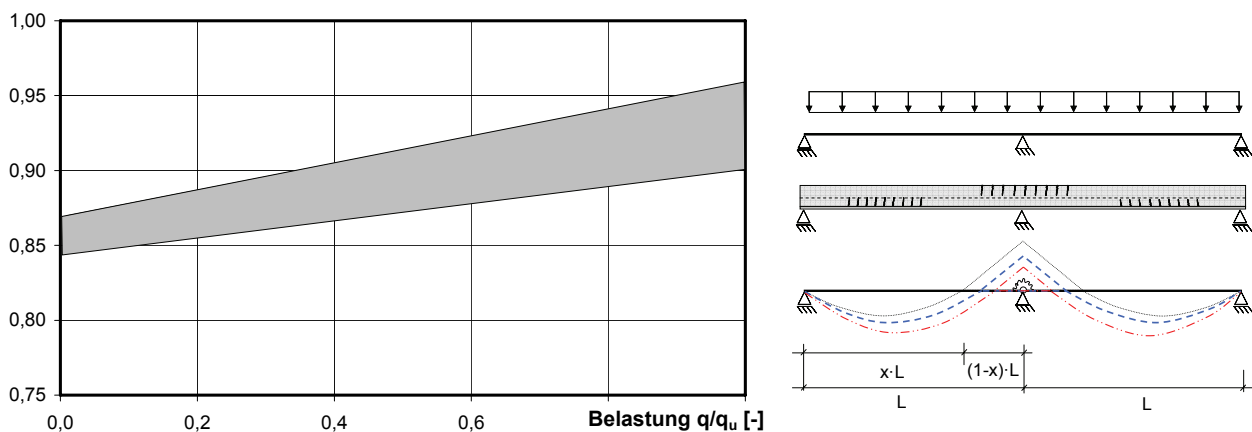


Abbildung 6.19: Veränderung des Momenten-Nulldurchgangs bei veränderlicher Last

Für den Bereich q/q_u bis zu einem Verhältnis von 0,6 liegt der Nulldurchgang zwischen $0,85 \cdot L$ bis $0,925 \cdot L$, für kleinere Belastung entsprechend niedriger.

Tendenziell kann festgehalten werden, dass der Nulldurchgang im Mittel und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit leicht über dem normativ vorgegebenen Wert von $0,85 \cdot L$ liegt. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit liegt der mittlere Wert auf Basis der untersuchten Träger bei ca. $0,925 \cdot L$.

Es stellt sich daher die Frage, ob durch den weiter zum Mittelaufleger hin verschobenen Nulldurchgang der Berechnungsansatz der Norm für Gebrauchslasten angepasst werden muss, bzw. ob dieser für die Verformung einen vernachlässigbaren Einfluss besitzt.

Um diese Frage zu klären, wurde die bereits oben erwähnte Parameteruntersuchung an Zweifeldträgern erweitert und dabei für die Werte der mittragenden Breite für den Scheiben- und Biegezustand der Nulldurchgang variiert. Entsprechend dem vorgegebenen Nulldurchgang wurden auch die Werte der mittragenden Breite für den Scheiben-

und Biegezustand angepasst. Hierdurch unterscheiden sich jeweils die Steifigkeiten des Querschnitts der verschiedenen untersuchten Träger. Bei entsprechend größer gewähltem Nulldurchgang sind die Werte der mittragenden Breite für den Scheiben- und Biegezustand entsprechend höher.

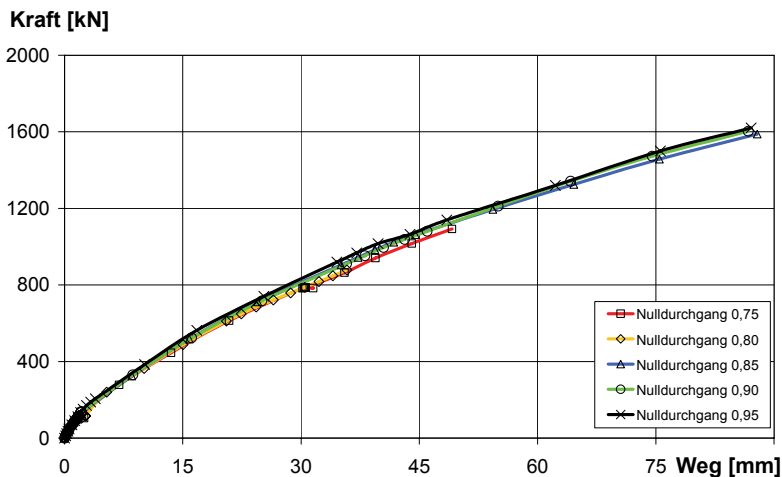
Exemplarisch sollen an einem Träger die Ergebnisse aufgezeigt werden. In Tabelle 6.2 ist eine Zusammenstellung der Werte für die mittragende Breite des Feldbereiches angegeben. Die mittragende Breite im Stützbereich wurde bei allen Trägern gleich gewählt. Die Trägerkonfiguration ist in Abbildung 6.20 gegeben.

Tabelle 6.2: Ermittlung der mittragenden Breite für Scheiben- und Biegezustand in Abhängigkeit des Momenten-Nulldurchgangs

Berechnung mit		0,75·L	0,80·L	0,85·L	0,90·L	0,95·L
Stützweite	[m]	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
Nulldurchgang bei x	[m]	4,50	4,80	5,10	5,40	5,70
$b_{m,S}$ (max.)	[m]	1,69	1,76	1,82	1,88	1,93
$b_{m,B}$ (max.)	[m]	2,41	2,42	2,43	2,44	2,45

Die Last-Verformungskurve, Abbildung 6.20, veranschaulicht, dass durch die Variation des Nulldurchgangs die Verformung nicht merklich beeinflusst wird. Die Last-Verformungskurven der hier untersuchten fünf Träger liegen fast identisch übereinander. Die auf der Vertikalachse angegebene Kraft [kN] ist die Summation der Flächenlast q [kN/m²] auf den Träger.

Es kann daher zusammenfassend festgehalten werden, dass für die weiteren Untersuchungen der normative Ansatz für den Momenten-Nulldurchgang mit ausreichender Genauigkeit auch für Slim-Floor Träger angewandt werden kann. Der Einfluss ist dabei vernachlässigbar klein, so dass eine gesonderte Ermittlung des lastabhängigen Nulldurchgangs für nicht notwendig gehalten wird. Auch wenn unter Gebrauchslasten der im Rahmen der Parameterstudie untersuchte Nulldurchgang leicht über dem normativen Wert liegt, wird in Anlehnung an die Regelung nach [DIN 18800-5] der rechnerische Nulldurchgang zu 0,85·L vorgeschlagen.



Berechnungsbeispiel:

Stützweite: $L = 6,0$ m

Plattendicke: $h_c = 26$ cm

Plattenbreite: $b = 2,5$ m

Stahlprofil: UPE 300 / Fl. 500x10

Betondruckfestigkeit: $f_c = 35$ N/mm²

Stahlzugfestigkeit: $f_y = 355$ N/mm²

Bewehrung oben: $a_{s,o} = 7,5$ cm²/m

Bewehrung unten: $a_{s,u} = 7,5$ cm²/m

Abbildung 6.20: Einfluss eines veränderten rechnerischen Momenten-Nulldurchgangs auf die Last-Verformungskurve

6.2.8.4 Einfluss der mittragenden Breite im Stützbereich

Um den Einfluss der mittragenden Breite im Stützbereich zu untersuchen, wurde eine Vielzahl von Vergleichsrechnungen durchgeführt, bei der gezielt die mittragende Breite im Stützbereich variiert wurde.

In Abbildung 6.21 ist an einem Beispielträger der Einfluss der mittragenden Breite des Stützbereichs auf das Trag- und Verformungsverhalten dargestellt. Hierbei wurde der normative Wert für die mittragende Breite mit Werten zwischen 0,5 und 1,5 multipliziert.

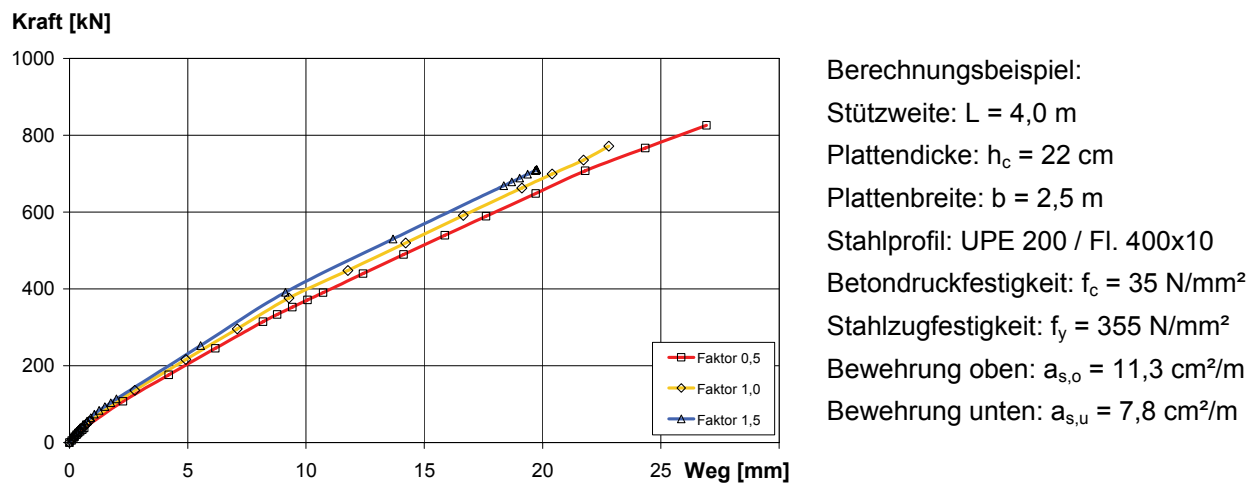


Abbildung 6.21: Einfluss der mittragenden Breite im Stützbereich

Es zeigt sich, dass vor allem im Bereich der Gebrauchslasten kein Einfluss auf die Durchbiegung festzustellen ist.

Im negativen Momentenbereich setzt sich das Kräftepaar aus einer Zugkomponente der eingelegten Betonstahlbewehrung und aus einer Druckkomponente, die aus dem Baustahlprofil und dem Betongurt besteht, zusammen. Durch die eingelegte Bewehrung über der Stütze kann das Moment am Stärksten beeinflusst werden, da auf der Seite der Zugkomponente nur die Bewehrung angesetzt werden kann, im Druckbereich jedoch das Baustahlprofil und der Betongurt wirken.

Werden die einzelnen Kraftkomponenten näher betrachtet, so stellt sich für geringere Lasten heraus, dass sich die Druckkräfte infolge der Steifigkeitsverteilung zwischen Baustahl und Beton hauptsächlich im Baustahl befinden. Dies bedeutet, dass die Betondruckkraft und damit auch die mittragende Breite nur eine untergeordnete Rolle spielen. Daher ist auch, wie in Abbildung 6.21 dargestellt, trotz stark vergrößerter mittragender Breite im Stützbereich, keine merkliche Veränderung bei der Trägerverformung erkennbar.

Im Traglastzustand wird der Betongurt verstärkt aktiviert, da das Baustahlprofil bereits seine maximale Druckkomponente ausgebildet hat, so dass der Einfluss der mittragenden Breite zunimmt und die Durchbiegungswerte sich für verschieden gewählte mittragende Breiten leicht unterscheiden.

Für die nachfolgenden Untersuchungen und mit dem hier entwickelten analytischen Berechnungsmodul für die Verformungsermittlung wird daher die mittragende Breite über der Stütze nach [DIN 18800-5] angesetzt. Eine Unterscheidung zwischen Scheiben- und Biegezustand wird nicht getroffen, da der Querschnitt über der Stütze bereits bei sehr geringen Lasten reißt und daher die Biegetragwirkung sehr schnell verloren geht.

6.3 Verifikation des analytischen Berechnungsmodells

6.3.1 Allgemeines

Das beschriebene analytische Modell zur Berechnung der Verformung von Slim-Floor Trägern soll im folgenden Abschnitt an eigenen, wie auch fremd durchgeführten Versuchen überprüft und verifiziert werden. Im Mittelpunkt der Untersuchung steht hierbei der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

6.3.2 Vergleich mit den eigenen experimentellen Untersuchungen (Einfeldträger)

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens der Stiftung Industrieforschung durchgeführten Versuche [Kuhlmann et al 2006b] werden in Abschnitt 5.2 ausführlich dargestellt.

Für die Nachrechnung der Versuchsträger werden die tatsächlichen Geometriewerte aber insbesondere auch die gemessenen Materialkennwerte eingegeben. Beispielhaft werden die Vergleichsrechnungen für die Versuchsträger VT1 bis VT3 aufgeführt.

Der Vergleich (Abbildung 6.22) zeigt, dass das analytische Modell die Last-Verformungskurve des Versuchsträgers VT1 sehr gut nachbildet. Die Verformung des Trägers ist hierbei über das Moment des Trägers abgetragen.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit bricht die Rechnung bei einer rechnerischen Dehnung von 3,5 ‰ ab, während der Trägerversuch ein weitaus größeres plastisches Verhalten aufweist und daher das Fließverhalten ausgeprägter erscheint. Dies hängt damit zusammen, dass die experimentellen maximalen Dehnungen die nach Abschnitt 6.2.4 festgelegten Dehngrenzen doch teilweise stark überschreiten und daher die Last-Verformungskurve ein größeres Fließplateau zeigen. Da die Untersuchungen sich hier aber vorwiegend auf das Last-Verformungsverhalten im Gebrauchslastzustand konzentrieren, fällt dieser Effekt nicht weiter ins Gewicht.

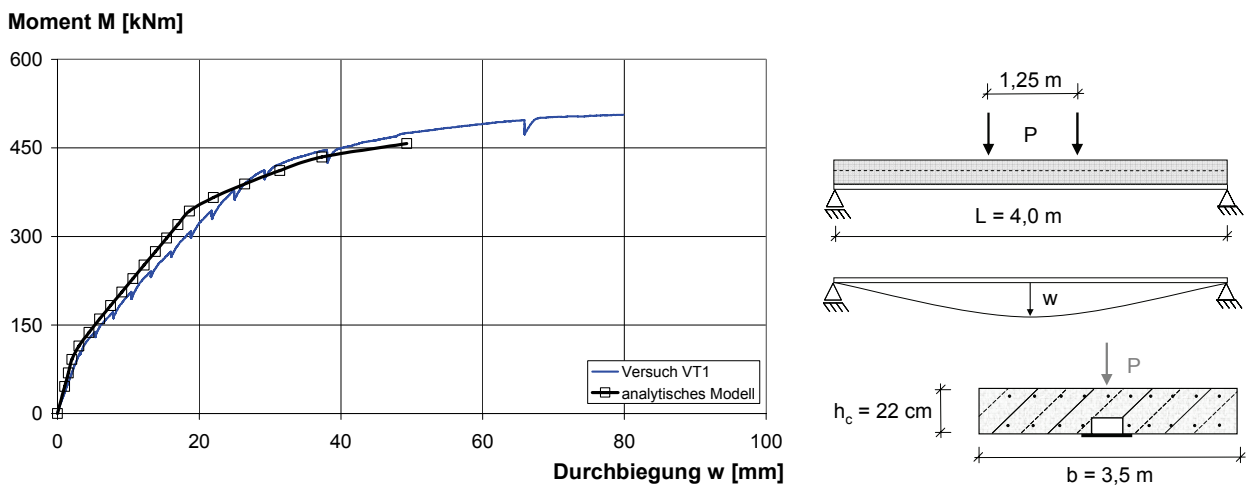


Abbildung 6.22: Vergleich Versuch/analytisches Modell – Träger VT1

Die Vergleichsrechnung für den zweiten Versuchsträger mit einer Betonplattendicke von 30 cm zeigt ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung, siehe Abbildung 6.23. Auch hier kann das plastische Verhalten im Traglastzustand (große Verformungen) nicht nachge-

bildet werden, jedoch liegt die berechnete Last-Verformungskurve im Bereich der Gebrauchstauglichkeit sehr nahe an den experimentellen Ergebnissen.

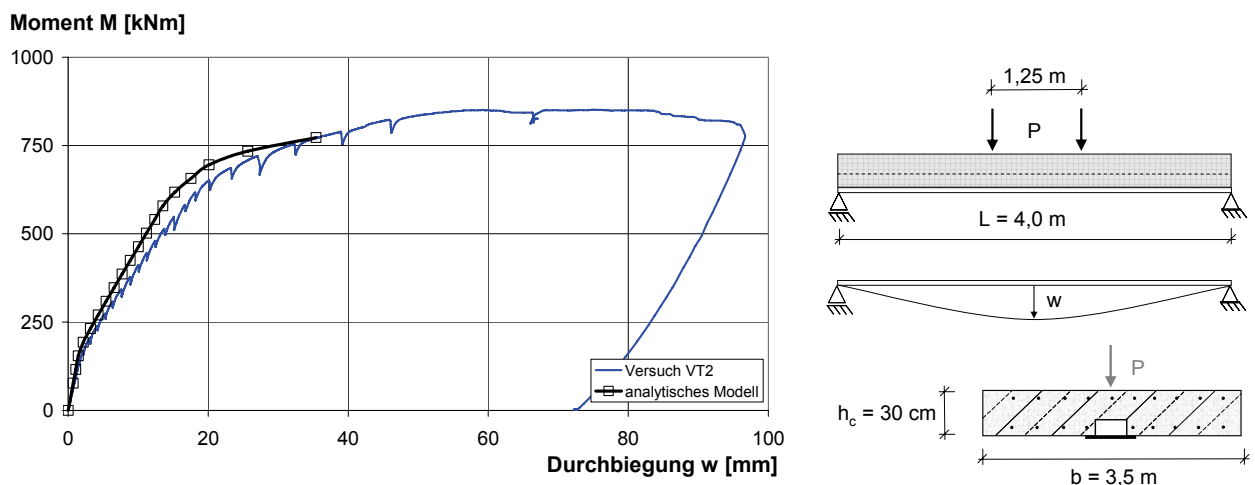


Abbildung 6.23: Vergleich Versuch/analytisches Modell – Träger VT2

Wie der Versuch VT3 zeigt, führt die durch die Last eingebaute Exzentrizität in Querrichtung zu einer gegenüber Versuchsträger VT1 kaum verminderten Tragfähigkeit beim Versuch VT3. Da das analytische Modell von einer ein-axialen Belastung (in Trägerlängsrichtung ausgeht), zeigt die Nachrechnung ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, siehe Abbildung 6.24.

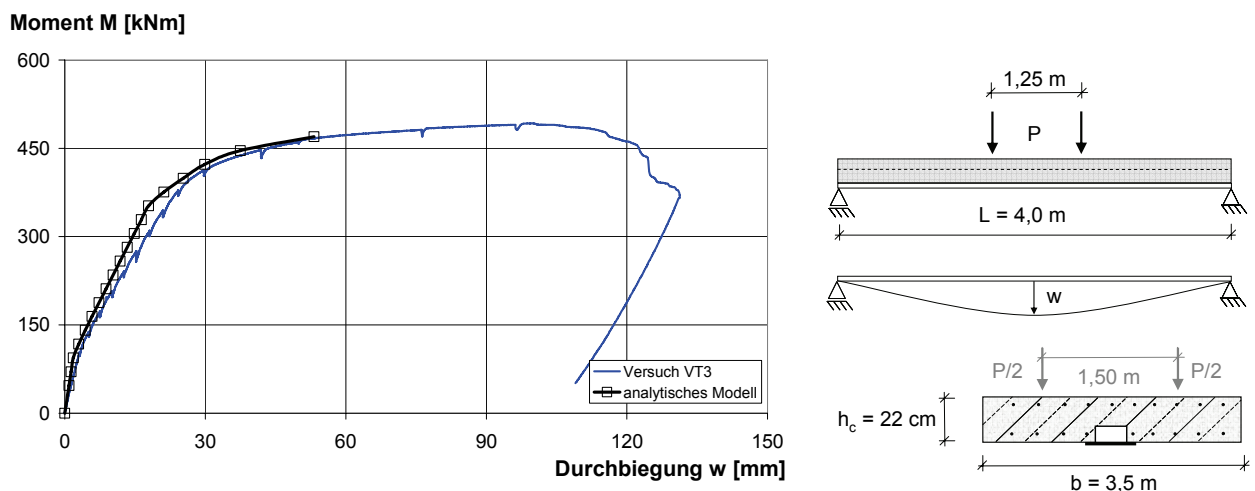


Abbildung 6.24: Vergleich Versuch/analytisches Modell – Träger VT3

Insgesamt kann also festgehalten werden, dass das analytische Modell durch die Vergleichsrechnungen mit den durchgeführten Versuchen zu sehr guten Ergebnissen führt und für die nachfolgend in Abschnitt 7.3 durchgeführte Parameteruntersuchung herangezogen werden kann.

Das plastische Tragverhalten über die maximale Bruchlast hinaus kann mit dem analytischen Modell nicht untersucht bzw. nachgerechnet werden, spielt jedoch in Hinblick auf die Untersuchungen für die Verformungen der Slim-Floor Träger im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit keine Rolle.

Gleichzeitig kann mit der Vergleichsberechnung festgehalten werden, dass die rechnerische Berücksichtigung der mittragenden Breite für den Biege- und Scheibenzustand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eine gute Basis darstellt, bzw. im Umkehrschluss, dass die Vernachlässigung des Betonbiegetraganteils zu unwirtschaftlicheren Berechnungsergebnissen (größere Verformungen) führen würde.

6.3.3 Vergleich mit den eigenen experimentellen Untersuchungen (Zweifeldträger)

Durch die Erweiterung des analytischen Modells auf Zweifeldsysteme wird im nachfolgenden Abschnitt der Vergleich zwischen dem Modell und den experimentell durchgeführten Versuche an Zweifeldträgern fortgesetzt und das analytische Modell daran verifiziert.

Unter Berücksichtigung der in Abschnitt 6.2.8.3 und Abschnitt 6.2.8.4 genannten Einflussfaktoren und Untersuchungen zur mittragenden Breite im Bereich der Stütze wurden für die Versuchsnachrechnungen folgende Annahmen getroffen:

- Ermittlung der mittragenden Breite (Werte auf Basis der Differentialgleichung für den Scheiben- und Biegezustand) für den Feldbereich unter der Annahme, dass der Momenten-Nulldurchgang bei $0,85 \cdot L$ der Einzelfeldlänge vorliegt
- die mittragende Breite für den Stützbereich wird analog [DIN 18800-5] bzw. [DIN EN 1994-1-1] angenommen.

Die Verformung des Trägers ist hierbei über die aufgebrachte Pressenkraft abgetragen.

Weiterhin ist zu beachten, dass zur Verformungsberechnung der Versuchsträger die Belastung nicht als Streckenlast aufgebracht werden kann, sondern entsprechend der Versuche als eine Vierpunktbelastung je Feld in das Berechnungstool implementiert wurde.

Die erste Abbildung 6.25 zeigt die Vergleichsrechnung aller Träger mit einem integrierten UPE-Profil (V1, V3, V4). Wie bereits auch bei den Einfeldträgern ist sehr schön zu erkennen, dass bis zu 70 % der maximalen Pressenkraft die Ergebnisse des Modells sehr gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist damit sehr gut abgebildet. Mit steigender Belastung zeigen die analytischen Berechnungen einen weiteren Anstieg der Kurve. Da die Träger vorzeitig infolge Querkraft bzw. Durchstanzen versagten, kann die Momententragfähigkeit dieser Träger nicht voll ausgenutzt werden und die Versuchskurve verlässt ihren relativ konstant steilen Anstieg und geht in einen horizontalen plastischen Zweig über.

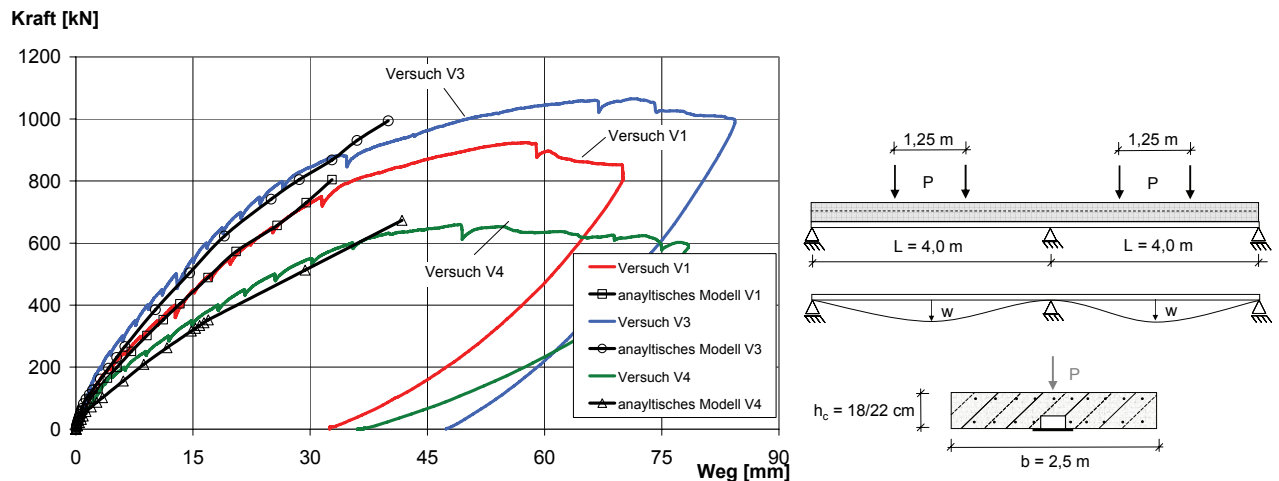


Abbildung 6.25: Vergleich analytisches Modell mit Versuchsträgern V1, V3, V4

Für die Träger mit eingebautem SFB-Profil zeigt sich das gleiche Ergebnisse, siehe Abbildung 6.26. Bis 70 % der maximalen Pressenkraft stimmen auch hier die rechnerischen Ergebnisse sehr gut mit den Versuchskurven überein. Der Einfluss der Bewehrung der bei den Versuchsträgern nur kleine Unterschiede aufzeigt, wiederholt sich auch bei der Berechnung. Der schwach bewehrte Träger V6 zeigt insgesamt größere Verformungen.

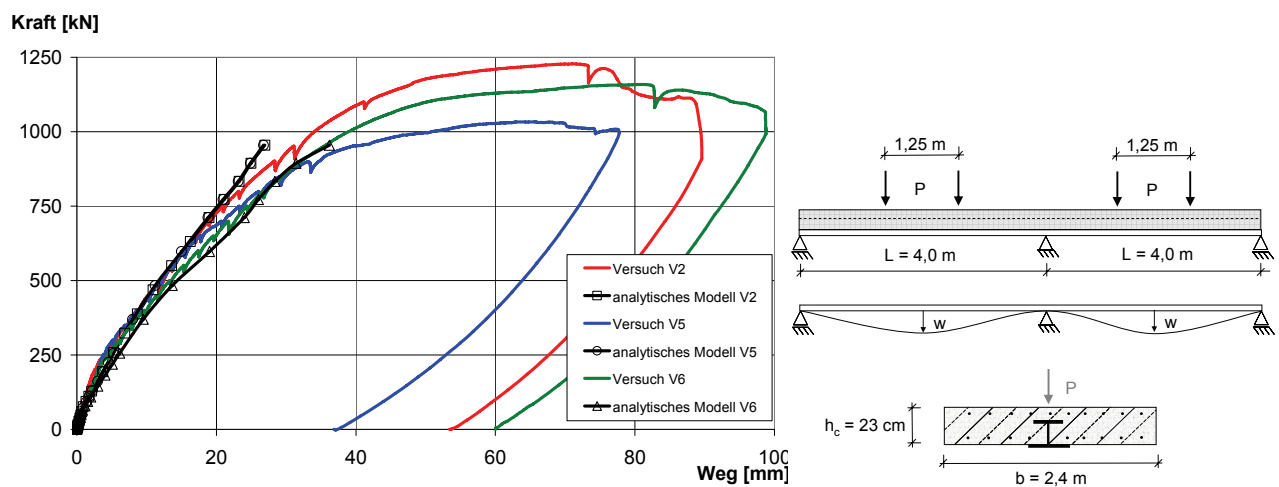


Abbildung 6.26: Vergleich analytisches Modell mit Versuchsträgern V2, V5, V6

Für die sechs untersuchten Träger kann für das Berechnungsmodell insgesamt auch eine gute Übereinstimmung festgestellt und damit das Modell als verifiziert angesehen werden. Mit dieser Grundlage können nun im Weiteren parametrische Untersuchungen durchgeführt werden, die es erlauben, den engen Bereich der experimentellen Versuche zu erweitern.

6.4 Vergleich analytisches Modell mit [DIN 18800-5] & [DIN EN 1994-1-1]

6.4.1 Grundsätzliches

Die Ausführungen in Abschnitt 4.5 zeigen, dass die Werte der mittragenden Breite nach [DIN 18800-5] bzw. [DIN EN 1994-1-1] die Scheibentragwirkung berücksichtigen, die Biegetragwirkung jedoch vernachlässigt wird. Da der Biegeanteil des Betongurts bei Slim-Floor Trägern vor allem im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend zur Tragwirkung beisteuert, ist der nach Norm vorgegebene Ansatz sehr unwirtschaftlich. Der nachfolgende Vergleich soll dies darstellen. Da [DIN 18800-5] und [DIN EN 1994-1-1] die gleichen Werte der mittragenden Breite wiedergeben, wird fortan vereinfacht für beide Regelungen nur [DIN 18800-5] zitiert.

6.4.2 Vergleich normative Regelung zu Einfeldträgerversuche

Am Beispiel des Versuchsträgers VT1 wird die nichtlineare Berechnung unter Berücksichtigung der mittragenden Breite einmal nach [DIN 18800-5] und einmal mit den Werten für die mittragende Breite des Biege- und Scheibenzustands auf Grundlage der Differentialgleichungen durchgeführt.

Die Abbildung 6.27 zeigt vorweg die ermittelten Werte für die mittragende Breite. Nach [DIN 18800-5] berechnet sich die konstante mittragende Breite zu 1,0 m, während der elastische Scheiben- und Biegezustand viel höhere (spannungsbezogene) Werte annehmen. Auf der Vertikalachse ist der Wert der mittragenden Breite abgetragen, auf der Horizontalachse die Laufvariable x in Längsrichtung des Verbundträgers mit der Länge L .

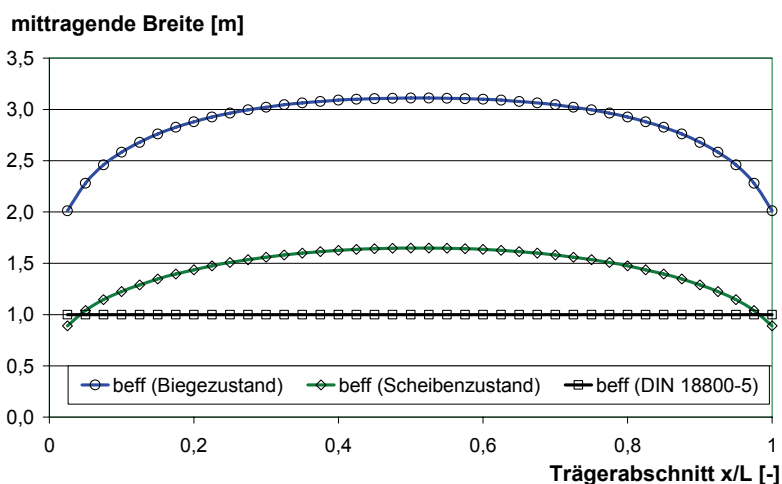


Abbildung 6.27: Mittragende Breite des elastischen Scheiben-/Biegezustands und nach [DIN 18800-5]

Die Abbildung 6.28 zeigt die Berechnungsergebnisse (Bereich der Gebrauchstauglichkeit) im Vergleich. Die schwarze Versuchskurve wird hierbei dem analytischen Modell mit zwei verschiedenen angesetzten mittragenden Breiten gegenübergestellt.

Die Verformungskurven zeigen hierbei sehr schön, dass die Berechnung nach [DIN 18800-5] durchgängig größere Verformungen im Vergleich zur analytischen Untersuchung bzw. der experimentellen Kurve aufweist. Die Werte weichen um ca. 30 - 40 % ab, so dass die nach [DIN 18800-5] berechnete Verformung zu große Werte wiedergibt.

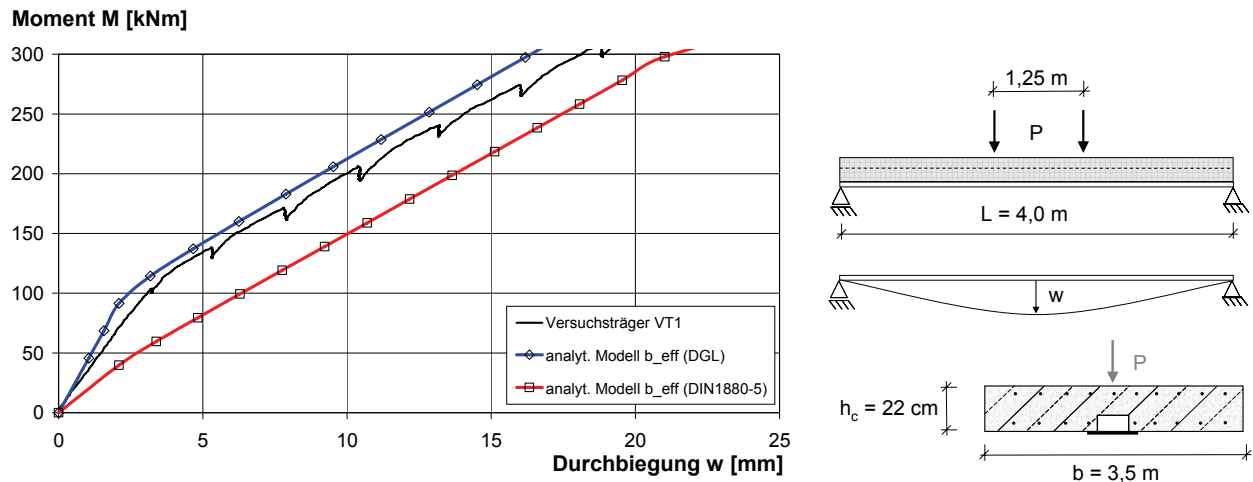


Abbildung 6.28: Analytische Vergleichsrechnung [DIN 18800-5] mit Scheiben-/Biegezustand – VT1

Die Werte für die mittragende Breite des Biegezustands in Feldmitte liegen im Vergleich zur mittragenden Breite nach [DIN 18800-5] um das Dreifache höher. Dies wirkt sehr deutlich auf den Anfangsbereich der Last-Verformungskurven aus, da sich das Rissmoment dadurch erheblich im Wert unterscheidet. Durch die größere mittragende Breite erhöht sich die Trägersteifigkeit entsprechend, so dass die Verformungskurve mit den Werten des Biege- und Scheibenzustands steiler startet und erst nach der ersten Rissbildung beide Kurven parallel zueinander verlaufen.

Dies zeigt, dass die mittragende Breite ein sehr wichtiger Einflussparameter für die Verformungsberechnung bei Slim-Floor Trägern und die richtige Annahme entscheidende Vorteile für die Bestimmung der Trägerdurchbiegung darstellt.

6.4.3 Vergleich normative Regelung zu Zweifeldträgerversuchen

Der Vergleich wird nun ebenfalls für den getesteten Zweifeldträger V1 durchgeführt. Auch hier zeigt sich, dass die Berechnung nach [DIN 18800-5] für die mittragende Breite die Durchbiegung des Trägers überschätzt und daher zu ungünstige Werte liefert.

Bezüglich der Werte der mittragenden Breite unter Berücksichtigung des Scheiben- und Biegezustands gerade in Hinblick auf den Stützbereich wird auf den Abschnitt 6.2.8.4 verwiesen.

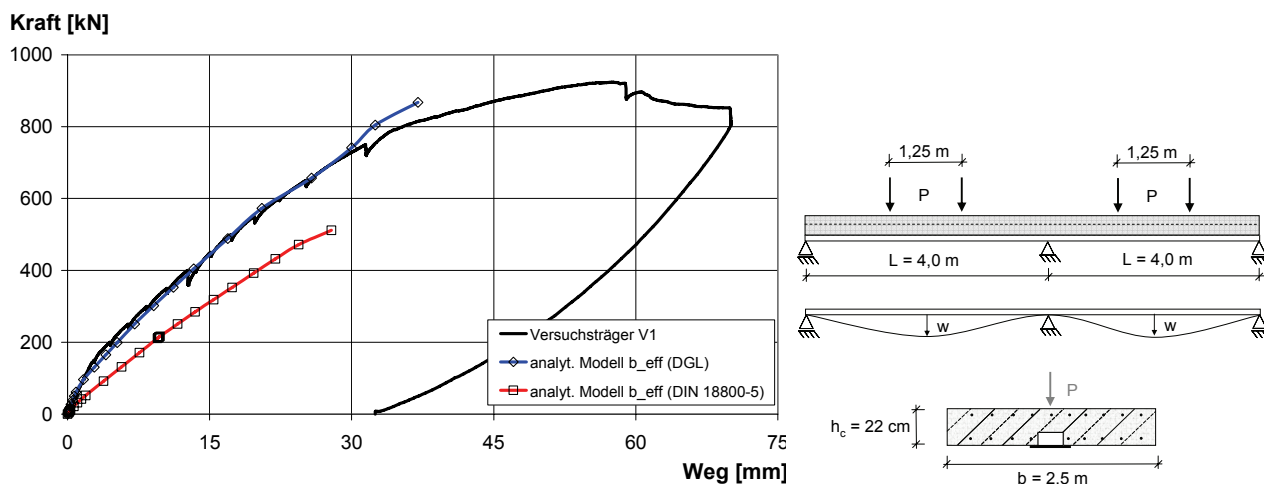


Abbildung 6.29: Analytische Vergleichsrechnung DIN18800-5 mit Scheiben-/Biegezustand – V1

Der Vergleich zeigt wie auch schon beim Einfeldträger, dass die Berechnung unter Ansatz der mittragenden Breite nach [DIN 18800-5] die Trägerverformung weit überschätzt. Die Werte liegen ca. 30 % über den experimentell ermittelten Werten.

6.5 Analytische Untersuchung der Einflussfaktoren auf die Verformung

6.5.1 Allgemeines

Nachdem das auf Excel basierte analytische Modell anhand von Versuchen verifiziert ist, sollen nachfolgend die wichtigsten Einflussfaktoren auf das Trag- und Verformungsverhalten identifiziert werden. Dies ist von Bedeutung, da die maßgebenden Parameter zur Verminderung der Verformung bzw. Erhöhung der Tragfähigkeit untersucht werden und dadurch auch den jeweiligen quantitativen Einfluss dargestellt werden sollen.

Die hier aufgezeigten Beispielrechnungen und gewonnenen Ergebnisse werden im Abschnitt 7.2 zur Bestimmung der verformungsbezogenen Breite $b_{m,V}$ nochmals aufgegriffen.

6.5.2 Untersuchung für Einfeldträgersysteme

6.5.2.1 Grundsätzliches

Zur Identifikation der maßgebenden Einflussfaktoren werden bei den nachfolgenden Berechnungsbeispielen jeweils mehrere Träger berechnet, dabei aber nur ein Parameter variiert. Dies ermöglicht nicht nur den qualitativen Vergleich, sondern ebenso den quantitativen Einfluss eines Parameters auf die Verformung bzw. die Tragfähigkeit des Slim-Floor Querschnitts zu identifizieren. Neben der geometrischen Variation werden ebenso die Materialwerte untersucht, jeweils unter Berücksichtigung baupraktischer und bauüblicher Abmessungen und Materialien.

Die gewählte Basiskonfiguration für die Parameteruntersuchung ist in der nachfolgenden Abbildung 6.30 angegeben und wird beispielhaft für einen Hutprofil-Querschnitt durchgeführt.

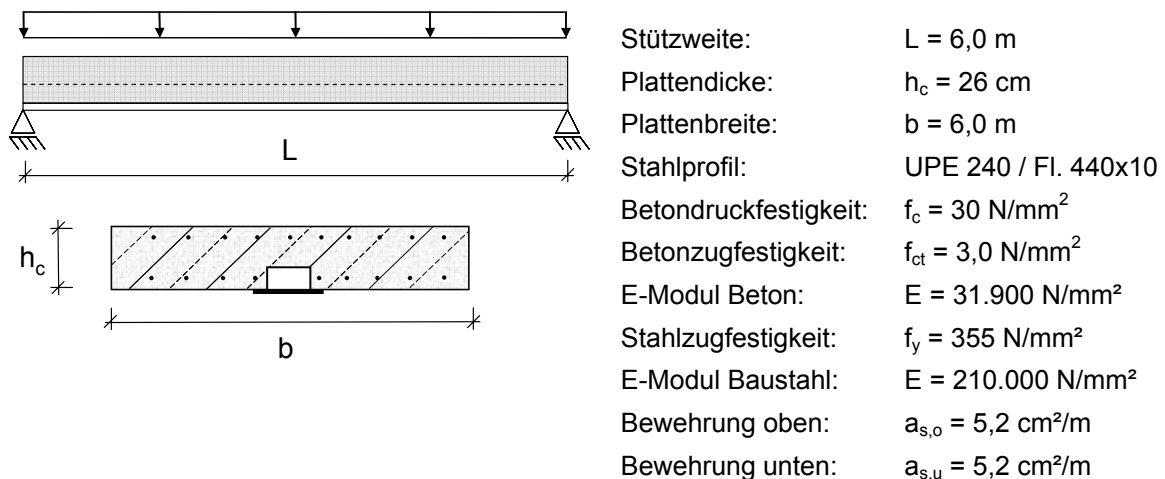
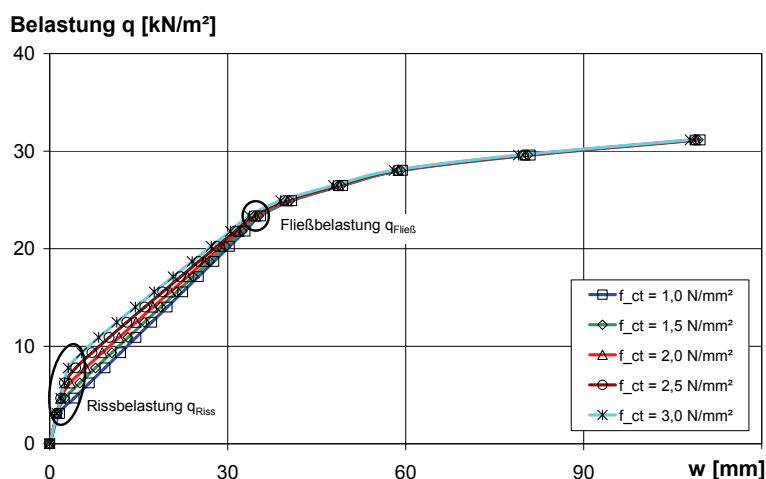


Abbildung 6.30: Basis-Einfeldträger für Parameteruntersuchung

6.5.2.2 Betonzugfestigkeit f_{ct}

Das hier gezeigte Beispiel (Abbildung 6.31) zeigt den Einfluss der Betonzugfestigkeit, die bei sonst konstanten Geometrie- und Materialkennwerten zwischen 1,0 und 3,0 N/mm² variiert wird.

Es ist zu erkennen, dass sich hierdurch die Erstrissbildung und damit das Rissmoment beeinflussen lassen, mit zunehmender Zugfestigkeit wird die Belastung für den Erstriss im Verhältnis zur Gesamttraglast größer. Auf die Traglast jedoch hat die Betonzugfestigkeit keinen Einfluss, da mit steigender Last der Beton reißt und somit die gerissenen Betongurte keinen maßgebenden Traganteil beisteuern.

Abbildung 6.31: Einfluss Betonzugfestigkeit f_{ct} – Einfeldträger

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann somit mit der Variation der Betonzugfestigkeit die Verformung positiv beeinflusst werden. Die Kurven fächern sich hierbei bis zum Rissmoment auf und laufen anschließend mit steigender Last wieder aufeinander zu.

6.5.2.3 Betondruckfestigkeit f_c

Die Betondruckfestigkeit wird zwischen 20 und 40 N/mm² variiert. Für niedrige Lasten (vor allem im Grenzbereich der Gebrauchstauglichkeit) ist kein Unterschied im Verformungsverhalten zu erkennen.

Jedoch nimmt die Traglast mit zunehmender Druckfestigkeit des Betons zu (Abbildung 6.32), da durch die höhere Druckfestigkeit die Kraftanteile des Kräftepaars zwischen Betondruckkraft und Baustahlzugkraft im Verbundquerschnitt steigen. Da die Rissbelastung bzw. das Rissmoment unabhängig von der Betondruckfestigkeit bestimmt wird, verlaufen die Last-Verformungskurven bis zum Rissmoment identisch.

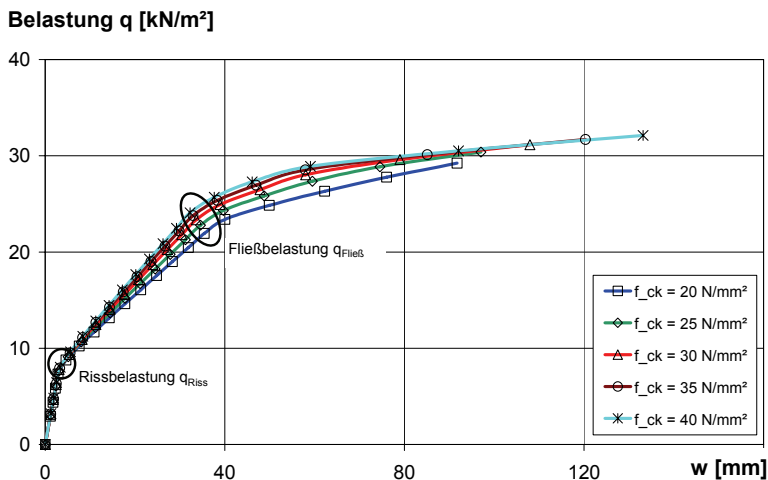
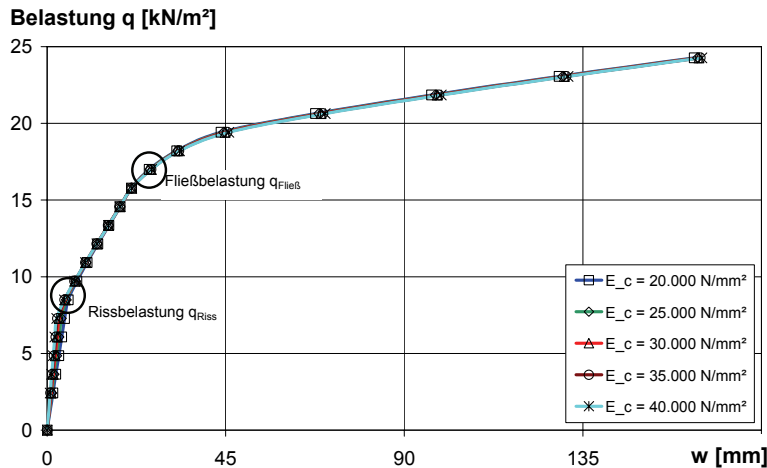


Abbildung 6.32: Einfluss Betondruckfestigkeit f_c - Einfeldträger

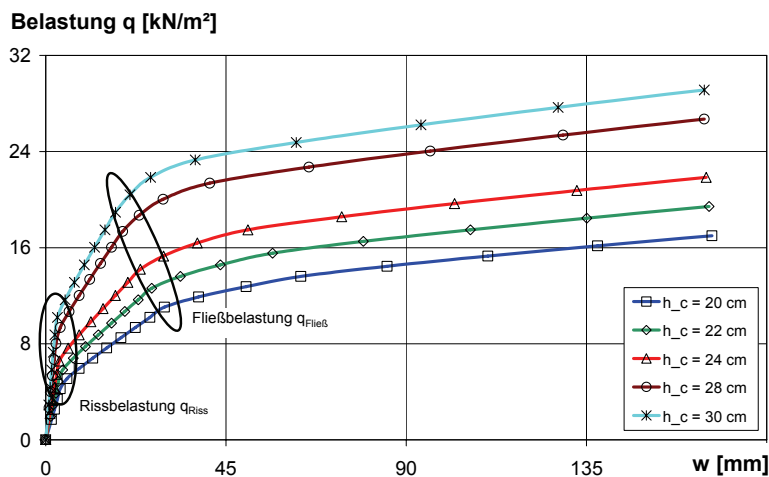
6.5.2.4 E-Modul des Betons E_c

Eine Variation des E-Moduls des Betons zeigt keinen erkennbaren Einfluss auf das Verformungsverhalten wie auch die Traglast des Trägers (Abbildung 6.33). Der Betonquerschnitt wird im Rahmen des analytischen Modells in einen ideellen Betonquerschnitt im Verhältnis des E-Moduls des Baustahls zum Beton umgerechnet. Da der Querschnitt des Betons durch die Rissbildung zunehmend reduziert in Erscheinung tritt, kann der Einfluss des E-Moduls des Betons vernachlässigt werden. Die Kurven verlaufen identisch, sowohl im Gebrauchs- als auch im Traglastzustand.

Abbildung 6.33: Einfluss E-Modul des Betons E_c - Einfeldträger

6.5.2.5 Plattendicke h_c

Die Biegetragwirkung des Betongurts nimmt mit zunehmender Dicke des Betongurts zu. Dies liegt daran, dass die Eigenbiegesteifigkeit I_c des Betongurts in dritter Potenz mit der Gurtdicke h_c ansteigt, während der Steifigkeitsanteil des inneren Kräftepaars im Verbundquerschnitt für die Berechnung der Momententragfähigkeit (Steiner-Anteil) langsamer wächst (Potenz < 2).

Abbildung 6.34: Einfluss Betonplattendicke h_c - Einfeldträger

Die Abbildung 6.34 zeigt ebenso sehr deutlich, dass die Plattendicke h_c einen maßgebenden Einfluss auf das Verformungsverhalten wie auch die maximale Belastung des Slim-Floor Trägers besitzt. Mit steigender Plattendicke nimmt ebenso das Rissmoment im Verbundquerschnitt zu, was sich positiv auf das Verformungsverhalten bei niedrigen Lasten auswirkt.

6.5.2.6 Fließgrenze des Baustahls f_y

Die Fließgrenze des Baustahls wird zwischen 235 und 460 N/mm² variiert. Es zeigt sich, dass mit steigender Fließgrenze die Traglast des Trägers erhöht werden kann, sie jedoch wie auch die Betondruckfestigkeit keinen Einfluss auf das Verformungsverhalten unter Gebrauchslasten besitzt (Abbildung 6.35). Dies liegt daran, dass bei niedrigen Lasten der Baustahl die Fließgrenze nicht erreicht und daher eine höhere Stahlgüte keinen Einfluss auf die Verformung besitzt. Ebenso besitzt die Stahlfestigkeit keinen Einfluss auf die Erstrissbildung bzw. das Rissmoment, so dass die Kurven im Anfangsbereich identisch verlaufen.

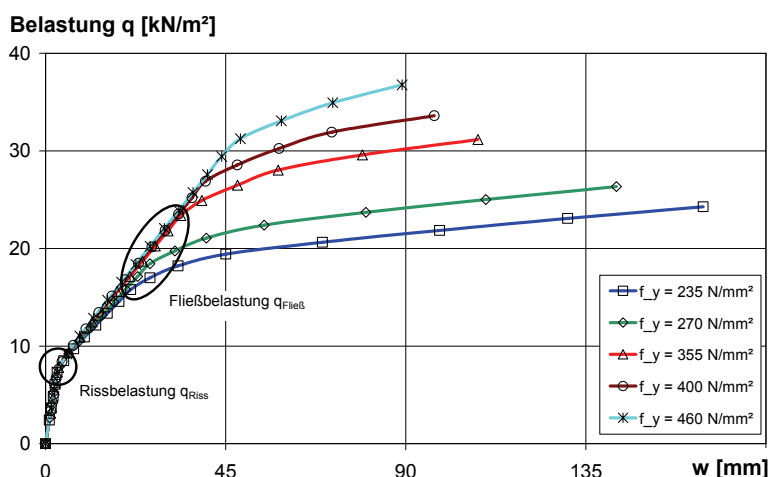


Abbildung 6.35: Einfluss Fließgrenze des Baustahls f_y - Einfeldträger

6.5.2.7 E-Modul des Baustahls E_a

Wie auch für den Beton zeigt sich kein erkennbarer Einfluss des E-Moduls des Baustahls auf das Verformungsverhalten und die Momententragfähigkeit des Trägers, wie aus der nachfolgenden Abbildung ersichtlich ist.

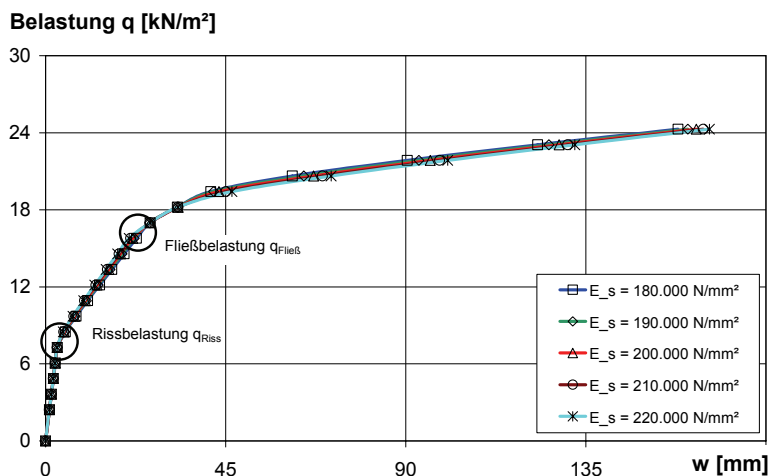


Abbildung 6.36: Einfluss E-Modul des Baustahls E_a - Einfeldträger

6.5.2.8 Querschnittsfläche des Baustahlprofils A_a

Eine Variation des Baustahlprofils (hier das UPE-Profil) zeigt wiederum bei niedrigen Lasten keinen großen Einfluss auf das Verformungsverhalten, siehe Abbildung 6.37. Das Baustahlprofil besitzt unterhalb des Fließbereiches nur einen untergeordneten Einfluss, da das Verhältnis des Trägheitsmoments des Baustahlprofils zum Betongurt sehr gering ist. Auf die Rissbildung bzw. das Rissmoment ist daher ein nur sehr geringer Einfluss vorhanden.

Jedoch durch die höhere Trägersteifigkeit und erhöhte Querschnittsfläche des Baustahls nimmt die Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts zu. Dieser Einfluss ist jedoch erst nach Überschreiten der Fließgrenze zu erkennen und liegt daher außerhalb des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit.

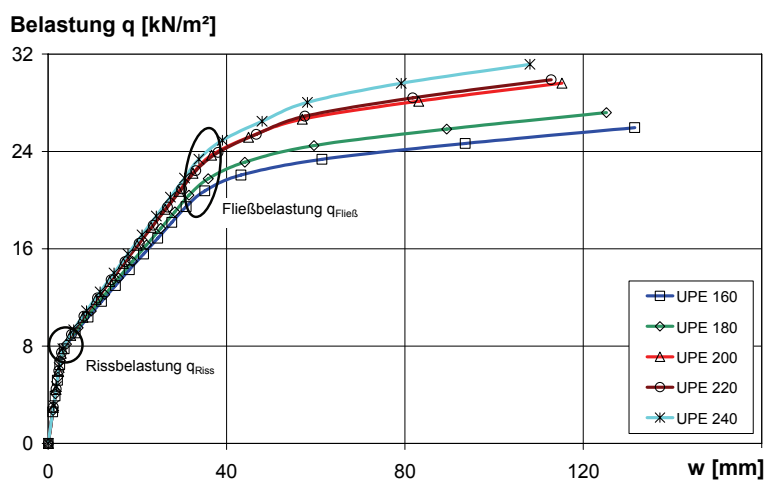
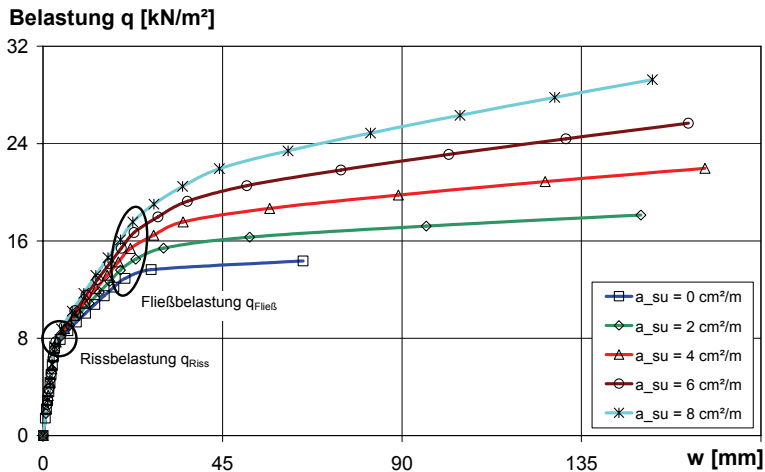


Abbildung 6.37: Einfluss der Baustahlquerschnitts A_a - Einfeldträger

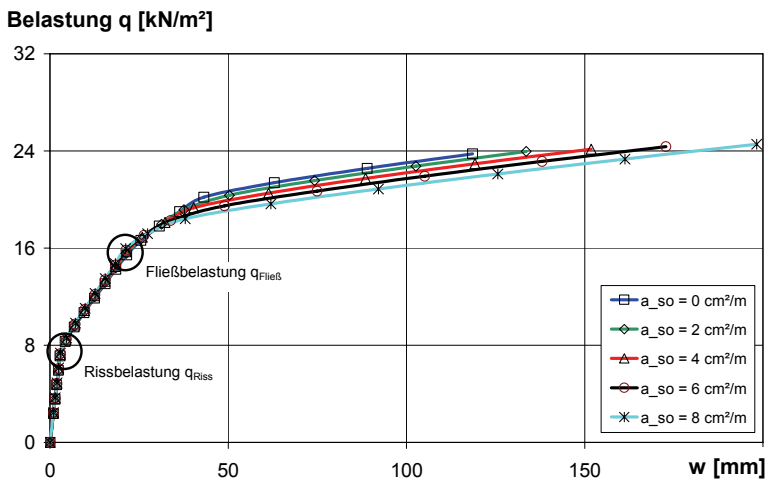
6.5.2.9 Bewehrungsgehalt $a_{s,u}$ – untere Lage

Durch die Erhöhung des Bewehrungsgehalts in der unteren Lage wird die Zugkraft im Verbundquerschnitt erhöht, so dass insgesamt die Tragfähigkeit gesteigert werden kann (Abbildung 6.38). Da der Trägheitsanteil der Bewehrung einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Gesamtträgersteifigkeit besitzt, ergibt sich kein Einfluss auf die Rissbelastung bzw. das Rissmoment und somit auf das Verformungsverhalten im Gebrauchslastzustand.

Abbildung 6.38: Einfluss untere Bewehrung a_{su} - Einfeldträger

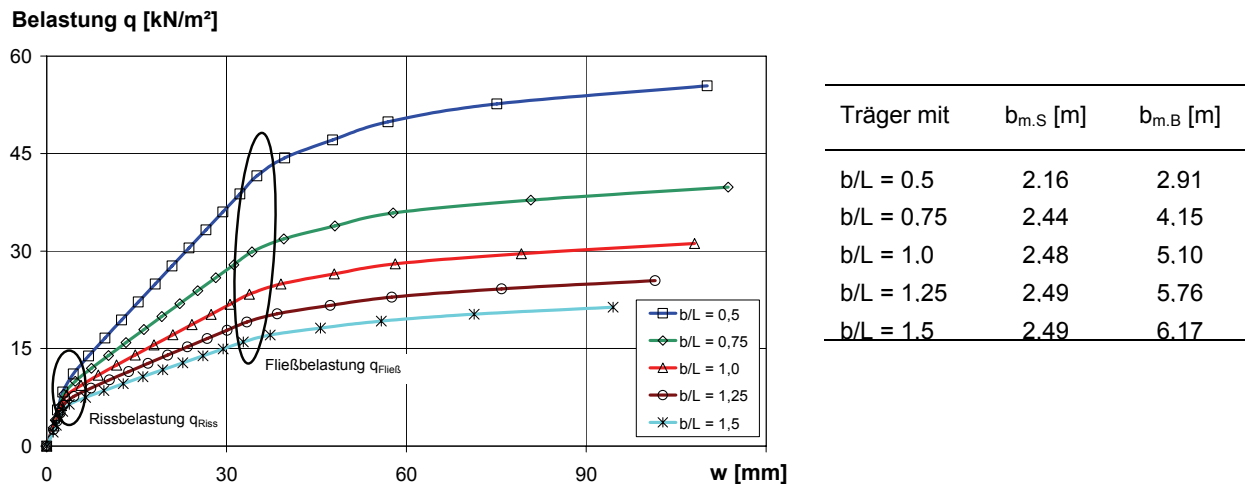
6.5.2.10 Bewehrungsgehalt a_{so} – obere Lage

Die in der Druckzone eingelegte Bewehrung erhöht im Verhältnis zur Betondruckkraft die Druckkraftkomponente leicht, so dass der Einfluss auf die Gesamttraglast erkennbar ist (Abbildung 6.39). Im Bereich der Gebrauchstauglichkeit tritt kein erkennbarer Unterschied auf. Die eingelegte Bewehrung besitzt keinen merklichen Einfluss auf das Verbundträgheitsmoment, so dass das Rissmoment beeinflusst werden könnte. Die Last-Verformungskurven verlaufen daher bei niedrigen Lasten identisch.

Abbildung 6.39: Einfluss obere Bewehrung a_{so} - Einfeldträger

6.5.2.11 Geometrisches Verhältnis b/L

Der hier vorgestellte und untersuchte Parameter ist das Verhältnis der Gurtbreite zur Stützweite des Slim-Floor Trägers. Da die Bestimmung der mittragenden Breite für den Scheiben- und Biegezustand maßgebend vom Verhältnis der Gurtbreite zur Spannweite abhängig ist, steigen die Werte für die mittragende Breite mit zunehmender Gurtbreite an, siehe hierzu auch Abschnitt 4.5. Die hier berechneten Werte für die mittragende Breite sind in Abbildung 6.40 gegeben.

Abbildung 6.40: Einfluss des geometrischen Verhältnisses b/L - Einfeldträger

Es zeigt sich, dass die mitttragende Breite für den Biegezustand mit zunehmender Betongurtbreite sehr viel größere Werte annimmt als der Scheibenzustand. Dies hat in erster Linie einen direkten Einfluss auf das Rissmoment der Träger, da die Trägersteifigkeit zunimmt. Mit zunehmender Belastung und damit einhergehender Rissbildung schwächt sich der Einfluss des Biegezustands ab und im Bruchlastzustand spielt allein noch der Scheibenzustand eine Rolle, so dass sich hier die Werte für das Bruchmoment für große Gurtbreiten nicht mehr unterscheiden, für kleinere Gurtbreiten ($b/L < 1,0$) nur geringfügig. Die Werte zeigen zugleich, dass wenn die Gurtbreite das Verhältnis von 1,0 der Stützweite überschreitet, die Werte für die mitttragende Breite des Scheibenzustands nicht mehr zunehmen. Hierbei wird auf die Abbildung 4.3 hingewiesen.

Der Einflussfaktor b/L verdeutlicht, dass die Wahl der geometrischen Abmessungen des vorliegenden Deckensystems einen Einfluss auf die Durchbiegung besitzt, da die Werte für die mitttragende Breite (des Scheiben- und Biegezustands) in Abhängigkeit der Stützweite und Plattenbreite bestimmt werden.

6.5.3 Untersuchung für Zweifeldträgersysteme

6.5.3.1 Grundsätzliches

Für die Untersuchung der Zweifeldträgersysteme werden die in Abschnitt 6.5.2 ermittelten maßgebenden Einflussfaktoren variiert:

- Betonzugfestigkeit f_{ct}
- Betondruckfestigkeit f_c
- Baustahlprofil / Querschnittsfläche A_a
- Plattendicke des Betongurts h_c
- Fließgrenze des Baustahls f_y
- Bewehrungsgehalt (obere Lage) $a_{s,o}$

Die hierbei untersuchten Eingabeparameter orientieren sich hierbei an den Abmessungen der zweifeldrigen Versuchsträger.

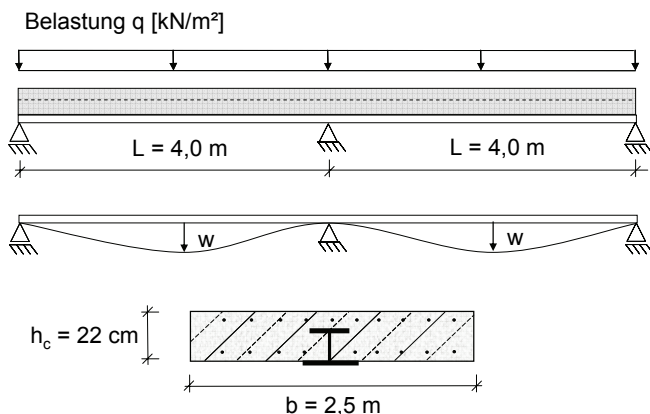
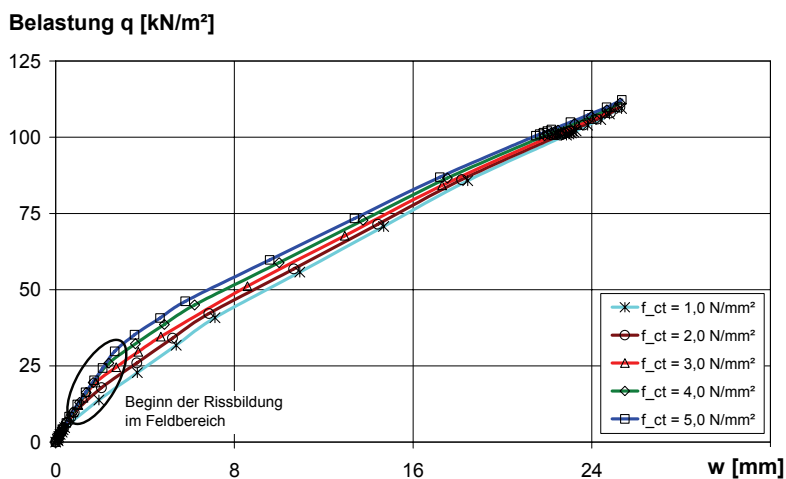


Abbildung 6.41: Basis-Zweifeldträger für Parameteruntersuchung

6.5.3.2 Betonzugfestigkeit f_{ct}

Wie auch bei den Einfeldträgern kann durch die Variation der Betonzugfestigkeit das Rissmoment und damit die Verformung in Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit verbessert werden. Für die Gesamtragfähigkeit spielt diese aber keine Rolle, da die Querschnitte im Bruchzustand weitestgehend gerissen sind und daher der Biegetraganteil des Betongurtes vernachlässigbar wird (Abbildung 6.42). Die Last-Verformungskurven nähern sich somit im Traglastzustand wieder einander an, während sie vor allem im Bereich des Rissmoments die größten Verformungsdifferenzen aufweisen.

Abbildung 6.42: Einfluss Betonzugfestigkeit f_{ct} - Zweifeldträger

6.5.3.3 Betondruckfestigkeit f_c

Die Betondruckfestigkeit erhöht die Traglast, da insgesamt höhere Druckkräfte im Querschnitt aufgebaut werden können, wodurch sich das Kräftepaar und damit das Bruchmoment steigern lassen (Abbildung 6.43). Die Betondruckfestigkeit besitzt im Gebrauchslastzustand bei sehr geringen Lasten keinen Einfluss und die Verformungen sind identisch. Mit steigender Belastung sind Verformungsdifferenzen der untersuchten Träger festzustellen, die stetig zunehmen. Rechnerisch versagen die Träger infolge

Biegedruckversagen des Betonuntergurtes im Stützbereich. Ein ausgeprägtes Fließverhalten der Träger ist nicht vorhanden.

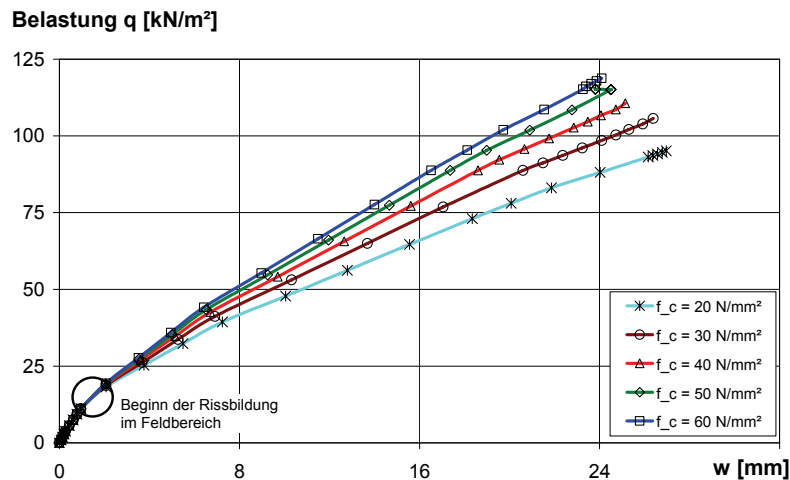


Abbildung 6.43: Einfluss Betondruckfestigkeit f_c - Zweifeldträger

6.5.3.4 Querschnittsfläche des Baustahlprofils A_a

Der Vergleich mit unterschiedlichen Baustahlprofilen zeigt ein ähnliches Ergebnis wie bei den Einfeldträgern. Der Einfluss auf die Verformung nimmt linear mit der Belastung zu. Dies hängt mit der erhöhten Stahlzugkraft im Feldbereich und Stahldruckkraft im Druckbereich zusammen. Die Verformung im Gebrauchslastzustand kann durch die Wahl des Baustahlprofils ebenso wie mit der Betongurthöhe stark beeinflusst werden, wie die nachfolgende Abbildung 6.44 zeigt.

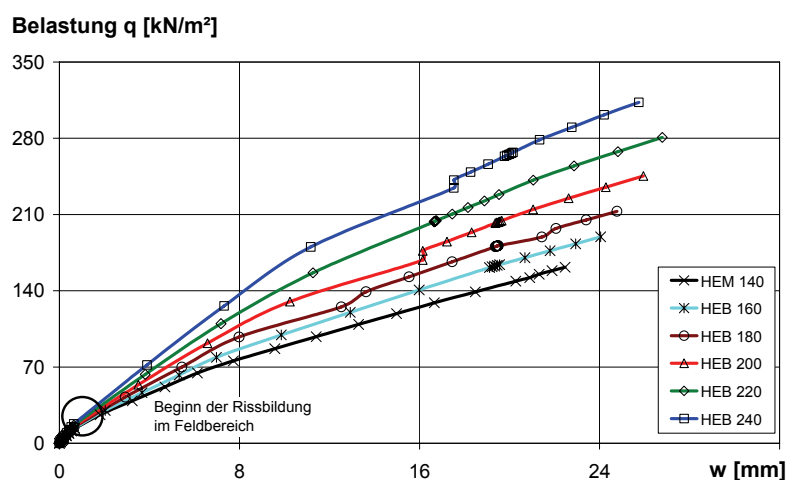


Abbildung 6.44: Einfluss der Baustahlquerschnitts A_a - Zweifeldträger

Ein steiferes Baustahlprofil erhöht die Stützmomentenwirkung über dem Mittelaufleger, so dass dadurch die Trägerverformung in Feldmitte reduziert werden kann.

6.5.3.5 Betonplattendicke h_c

Durch die steigende Betonplattendicke wird das Trägheitsmoment des Querschnitts erhöht, was sich durch das steigende Rissmoment widerspiegelt (Abbildung 6.45). Ebenso wirkt es sich positiv auf den Traglastzustand aus, da der Hebelarm des inneren Kräftepaars anwächst und auch so das Bruchmoment gesteigert werden kann. Für die Verformung im Gebrauchszustand besitzt die Variation der Plattendicke einen maßgebenden Einfluss.

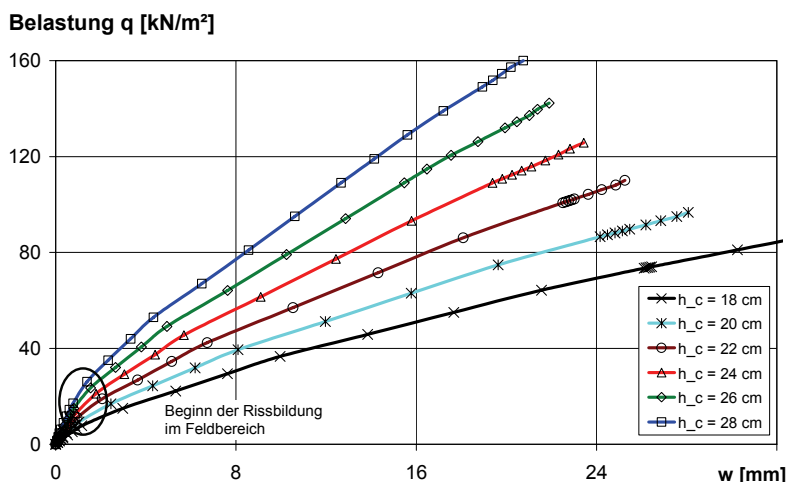
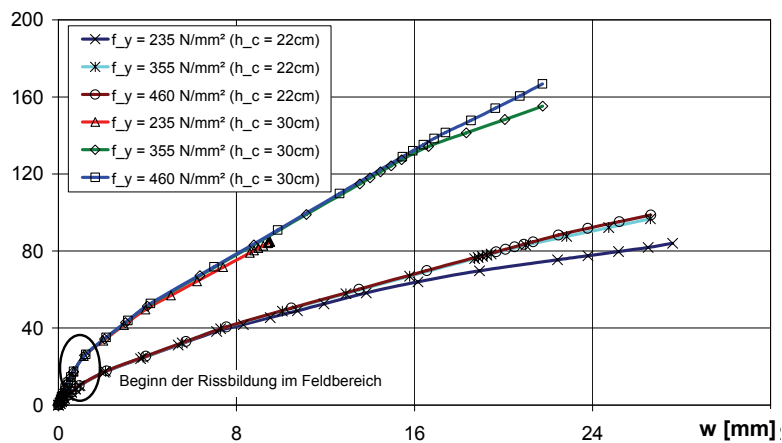


Abbildung 6.45: Einfluss Betonplattendicke h_c - Zweifeldträger

6.5.3.6 Fließgrenze des Baustahls f_y

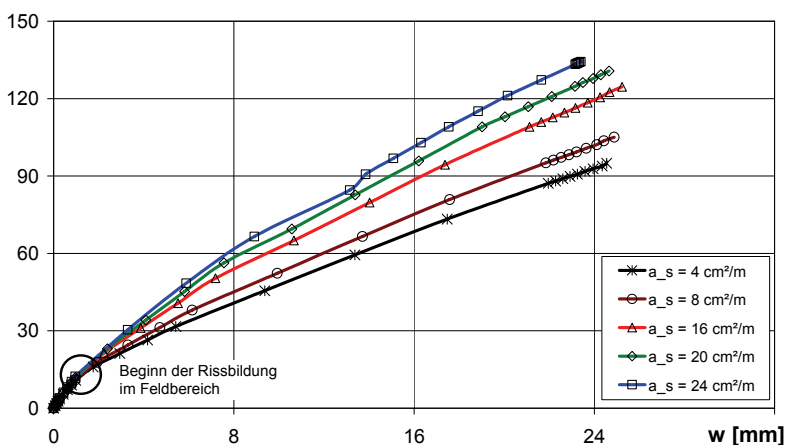
Die Berechnung wird für die Stahlgüten S235, S355 und S460 durchgeführt. Die Plattendicke des Betongurts wird hierbei jeweils zwischen 22 cm und 30 cm variiert, siehe Abbildung 6.46.

Es zeigt sich, dass im Bereich der Gebrauchstauglichkeit keine nennenswerten Unterschiede auftreten. Der Grund hierfür ist, dass der Baustahl bei niedrigen Lasten (Gebrauchslasten) den Fließbereich nicht erreicht. Erst bei höheren Lasten und Beginn des Fließens des Baustahls sind Unterschiede bei der Verformung und maximalen Tragfähigkeit feststellbar. Je höher die Stahlgüte gewählt wird, desto größer ist auch die Traglast. Ein qualitativer Unterschied zwischen den verschiedenen Betonplattendicken ist dahingehend zu erkennen, dass die Streckgrenze beim kleineren Betongurt einen etwas größeren Einfluss hat.

Belastung q [kN/m²]Abbildung 6.46: Einfluss der Fließgrenze des Baustahlprofils f_y in Abhängigkeit der Plattendicke h_c - Zweifeldträger

6.5.3.7 Bewehrungsgehalt a_{s0} – obere Lage

Die in die obere Lage eingelegte Bewehrung wirkt sich erkennbar auf das Last-Verformungsverhalten aus, siehe Abbildung 6.47. Durch einen höheren Bewehrungsgrad steigt die Momententragfähigkeit über der Mittelstütze an. Die Stütze wirkt dadurch steifer und die Verformung im Feldbereich verringert sich. Im unteren Lastbereich, insbesondere im ungerissen Zustand, sind keine Verformungsunterschiede erkennbar, da die eingelegte Bewehrung das Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts nicht merklich beeinflusst.

Belastung q [kN/m²]Abbildung 6.47: Einfluss der oberen Bewehrung a_{s0} - Zweifeldträger

6.6 Berücksichtigung des Kriecheinflusses

6.6.1 Allgemeines

In der Betonplatte treten bei Stahlverbundträgern nicht nur elastische Verformungen auf sondern ebenso zeitabhängige Kriechverformungen. Durch dieses Verhalten werden die Verformungen des Slim-Floor Trägers zeitabhängig.

Dies bedeutet, dass einzeln für jeden vorliegenden Fall die Materialzusammensetzung des Betons, aber ebenso die Belastungsgeschichte und Belastungsart genau untersucht werden muss. Durch eine entsprechende Betonnachbehandlung und evtl. Steuerung der Belastungen auf den Beton kann das Kriechverhalten ebenso stark beeinflusst werden. Ein maßgebendes Kriterium ist der Zeitpunkt der Erstbelastung des Betonquerschnitts nach dem Betonieren.

Für die Ermittlung der Kriechzahl ist in [DIN 1045-1] eine Diagramm gegeben, anhand dessen man den großen Einfluss des Zeitpunkts der Erstbelastung erkennen kann, sie nachfolgende Abbildung.

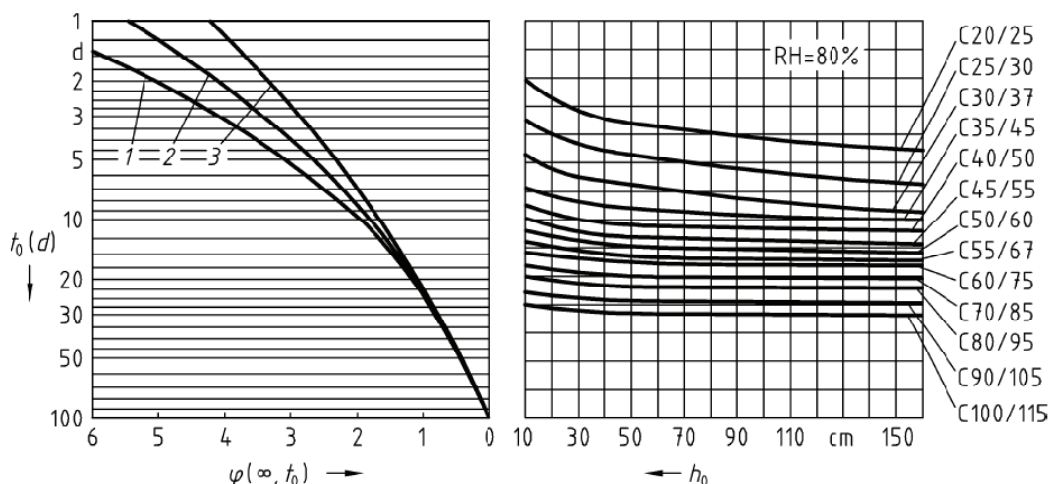


Abbildung 6.48: Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ für Normalbeton und feuchte Umgebungsbedingungen

Da der Einfluss des Kriechens von einer Vielzahl von Faktoren abhängt, diese aber bei der Berechnung und Bemessung eines Slim-Floor-Deckensystems so gut wie nicht bekannt sind, kann kein allgemein gültiger Ansatz abgeleitet werden. Besonders in Hinblick auf die Berechnungsmodelle nach Abschnitt 7 und 8 lassen sich nicht - ohne genaue Kenntnis der vorliegenden Material- und Belastungsdaten - nutzen bzw. erweitern. Einzig die elastische Verformung kann sehr genau bestimmt werden und somit als Ausgangsbasis für eine Abschätzung der zeitabhängigen Verformungen herangezogen werden.

Im folgenden Abschnitt soll daher anhand des entwickelten analytischen Modells das Kriechverhalten exemplarisch erfasst und erweitert werden.

Für ausführliche rechnerische Untersuchungen zum Kriechen und Schwinden an Verbundträgern wird auf die Arbeit von [Haensel 1975], [Iliopoulos, 2005] und [Rieg 1998] verwiesen. Die Arbeiten zeigen allesamt, dass das Kriechverhalten sehr stark von der Belastungsart und –zeit abhängig ist.

6.6.2 Analytisches Modell und Kriecheinfluss

Nach [DIN 18800-5] ist für die Berücksichtigung des Kriechverhaltens auf das Gesamtquerschnittsverfahren anwendbar. Generell beruht das analytische Modell auf einer nicht-linearen Berechnung mittels der Verbundquerschnittswerte, bei dem der Betonquerschnitt in eine „ideale“ Stahl-Querschnittsfläche umgerechnet wird. Dieser sog. Reduktionsfaktor wird entsprechend für das zeitabhängige Verhalten angepasst.

Die Reduktionszahlen sind hierbei abhängig von der Kriechzahl φ_i und dem von der Beanspruchungsart abhängigen Kriechbeiwert ψ_L . Da die Bestimmung dieser Faktoren von der Beanspruchungsart, der Querschnittform und einer Vielzahl von weiteren Faktoren abhängig ist, ist nach [DIN 18800-5] ein vereinfachtes Verfahren möglich, bei dem näherungsweise konstante Zahlenwerte für die Kriechbeiwerte verwendet werden.

Durch die Reduktionszahl wird im Rahmen des Gesamtquerschnittsverfahrens die ideelle Betonfläche $A_{c,0}$ reduziert und damit vereinfacht das Kriechverhalten des Betons (der Beton entzieht sich den Spannungen) abgebildet. Dies kann für die zeitabhängige Bestimmung der Spannungen im Verbundquerschnitt herangezogen werden.

Für das Verformungsverhalten und die Verformungsberechnung muss der Ansatz für die Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons wie folgt angepasst werden. Hierbei werden die Dehnungen des Betons für den Zeitpunkt (t) entsprechend durch den Kriecheinfluss erhöht (rote Kurve). Im Vergleich hierzu sind in der nachfolgenden Abbildung die Dehnungen des Betons zum Zeitpunkt (0) blau gekennzeichnet.

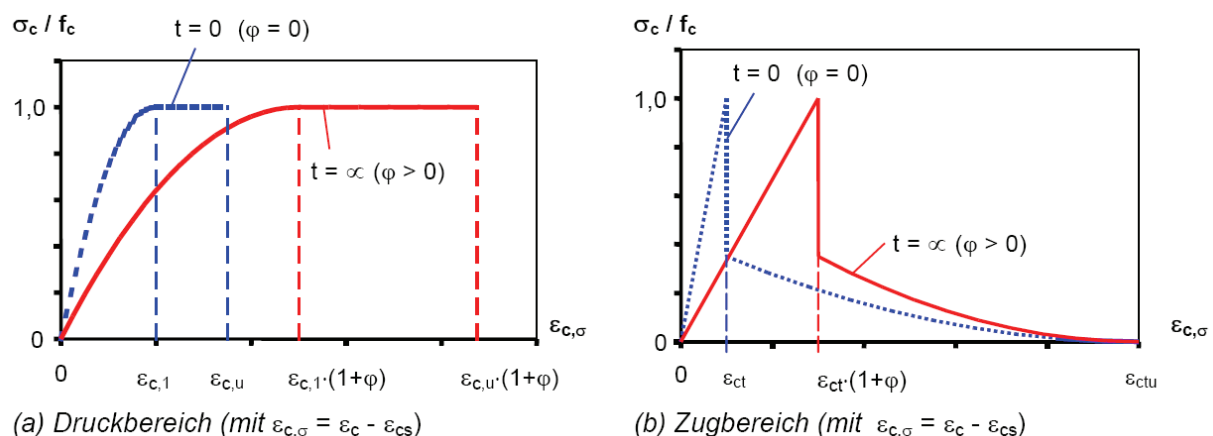


Abbildung 6.49: Modifizierte Spannungsdehnungslinie des Betons zur Berücksichtigung des Kriechverhaltens [Rieg 2006]

Die Abbildung zeigt, wie bei gleicher Spannung die Betondehnung infolge Kriechen entsprechend um den Kriechfaktor erhöht wird. Dies gilt für Beton unter Druck, aber ebenso auch unter Zugbeanspruchung.

Durch die entsprechende Implementierung dieses geänderten Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Betons (Materialkennlinie) in das bestehende analytische Modell ist es nun möglich entsprechend dem Ansatz nach [DIN 18800-5] die Kriechverformung vereinfacht zu bestimmen.

Folgendes ist hierbei zu beachten: Wenn im Beton Risse auftreten, ist die Superposition einzelner Lastfälle nicht weiter möglich. Das Kriechen muss daher in diesem Fall gemeinsam mit den weiteren Lastfällen betrachtet werden. Deshalb werden zur Berücksichtigung des Kriechens des Betons die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Betons in Anlehnung an die algebraische Spannungs-Dehnungs-Beziehung modifiziert.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cs}(t) + \frac{\sigma_c(0)}{E_{cm}} \cdot (1 + \varphi) + \frac{\sigma_c(t) - \sigma_c(0)}{E_{cm}} \cdot (1 + \rho \cdot \varphi) \quad (\text{Gleichung 6.3})$$

mit

$\varepsilon_c(t)$	Gesamtdehnung des Betons zum Zeitpunkt t
$\varepsilon_{cs}(t)$	Schwinddehnung des Betons zum Zeitpunkt t
$\sigma_c(t), \sigma_c(0)$	Betonspannung zum Zeitpunkt t bzw. Belastungsbeginn
E_{cm}	E-Modul des Betons
φ	Kriechzahl zum Zeitpunkt t
ρ	Relaxationskennwert zur Berücksichtigung des abnehmenden Kriechverhaltens des Betons mit zunehmender Betonalterung

Das vorgeschlagene Verfahren nach [Rieg 2006] ist dahingehend plausibel, dass das Vorgehen beim Übergang auf Träger ohne Rissbildung dem elastischen Vorgehen entspricht. Die Dehnungen des Betons werden im Vergleich zu denen beim Zeitpunkt $t = 0$ um den Faktor $1 + \varphi$ erhöht. Dies entspricht der algebraischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung, wenn der Relaxationskennwert ρ näherungsweise gleich 1 gesetzt wird.

Die getroffenen ingenieurmäßigen Annahmen sind nach Auffassung von [Rieg 2006] im Vergleich zu den sonstigen Unsicherheiten bei der rechnerischen Erfassung der Einflüsse aus Kriechen (Kriechzahl, Schwindmaß, Witterungseinflüsse, etc.) somit ausreichend genau. Es kann daher angenommen werden, dass mit dem so erweiterten analytischen Berechnungsmodell eine wirklichkeitsnahe Berechnung der Verformungen niedriger Verbundträger unter Berücksichtigung von Kriechen möglich ist. Detailliertere Hinweise sind in der Arbeit von [Rieg 2006] zu finden.

Eine Verifikation des analytischen Berechnungsmodells für Kriechen kann anhand der durchgeführten Versuche nicht vorgenommen werden, da Langzeittests mit Großversuchsträgern in der Versuchsanstalt praktisch nicht durchführbar sind.

6.6.3 Beispielrechnung einer Trägerverformung unter Kriecheinfluss

Beispielhaft für einen Träger mit einer Länge von 7,0m und einer Betonplattenbreite von 5,0m wurden drei Verformungsberechnungen durchgeführt und in der nachfolgenden Abbildung miteinander verglichen.

Gewählt wurde hierbei folgende Konfiguration:

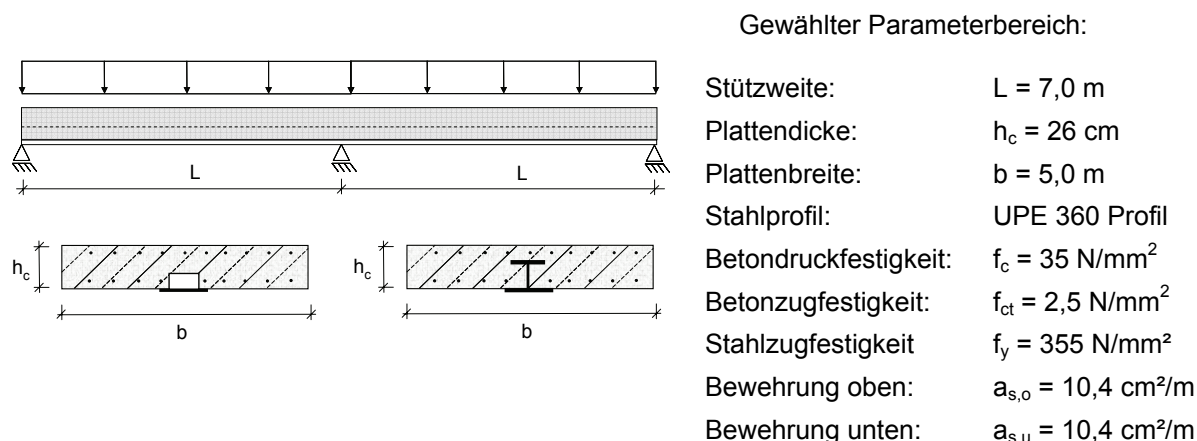


Abbildung 6.50: gewählte Konfiguration für Vergleichsrechnung

Insgesamt wurden drei Verformungsberechnungen durchgeführt. Bei der ersten wurde der Kriecheinfluss nicht berücksichtigt und die nicht-lineare Verformungsberechnung mit einer Kriechzahl $\varphi = 0$ durchgeführt. Im Vergleich hierzu wurden die Trägerverformung mit einer Kriechzahl von $\varphi = 1,0$ und $\varphi = 2,0$ berechnet. Bei der Berechnung davon ausgegangen, dass die gesamte Last als ständige Last wirkt und somit der Kriecheinfluss vollständig zum Tragen kommt.

Die Lastverformungskurven sind hierbei in der nachfolgenden Abbildung dargestellt. Es zeigt sich, wie durch den Kriecheinfluss die Verformungen stärker zunehmen. Die Berechnung mit den beiden gewählten Kriechzahlen $\varphi = 1,0$ und $\varphi = 2,0$ zeigt untereinander ebenfalls noch Unterschiede in der Trägerdurchbiegung.

Belastung q [kN/m²]

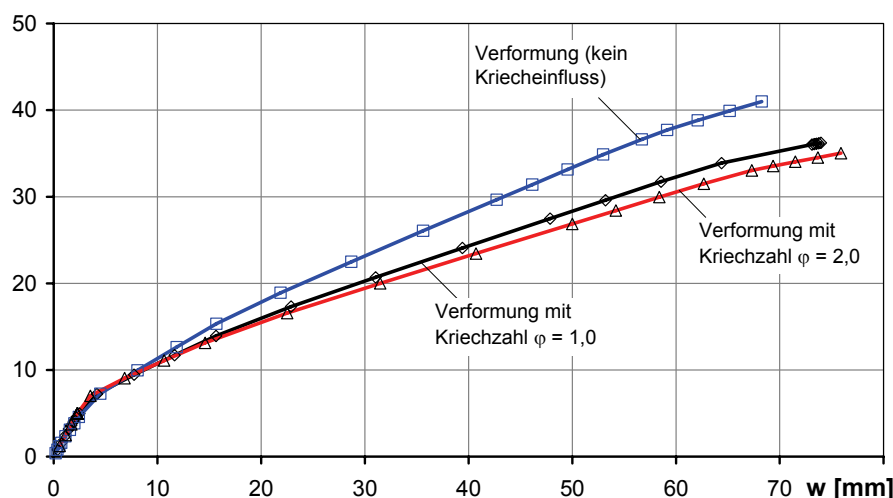


Abbildung 6.51: Verformungsberechnung – Vergleich der Durchbiegung in Abhängigkeit verschiedener Kriechzahlen

Es zeigt sich, dass der Kriecheinfluss auf die Trägerverformung vorhanden ist, jedoch diese so sehr von den gegebenen Randbedingungen abhängen, dass ein allgemein gültiger Berechnungsansatz (wie dieser in den nachfolgenden Abschnitten zur verformungsbezogenen mittragenden Breite und dem elastischen Berechnungsansatz aufgezeigt wird) nicht möglich ist und sinnvoll erscheint. Durch die hier gezeigte Berechnung aber kann der Kriecheinfluss rechnerisch erfasst werden und die Trägerverformung unter Kriechen berechnet werden.

6.7 Zusammenfassung

Auf Grundlage des mechanischen Modells für die Momenten-Krümmungs-Beziehung für Querschnitte wurde in Excel (VBA-basiert) ein Modul entwickelt, das die Möglichkeit bietet, das Trag- und Verformungsverhalten der Slim-Floor Träger zu berechnen. Durch die Eingabe von Materialkenn- und Geometriewerten ist es möglich für beliebige Querschnitte die Verformung infolge einer äußeren Last zu berechnen. Hierbei werden auf die Werte für die elastische mittragende Breite des Scheiben- und Biegezustands nach Abschnitt 4.5 zurückgegriffen und entsprechend die Verbundquerschnittswerte bestimmt.

Das analytische Modell kann anhand der eigenen wie auch fremd durchgeführten Versuche verifiziert werden. Das Modell bildet daher nun gleichzeitig die Basis für eine umfangreiche Parameteruntersuchung, bei der der experimentelle Anwendungsbereich vergrößert und die wichtigsten Einflussfaktoren auf das Verformungs- und Tragverhalten bestimmt werden können. Es zeigt sich hierbei, dass durch die Erhöhung der Trägersteifigkeit, z.B. infolge der eingelegten Stützbewehrung, der Plattendicke sowie des verwendeten Baustahlprofils, die Trägerverformung in Feldmitte reduziert werden kann.

Mittels des analytischen Modells kann nun das nichtlineare Trag- und Verformungsverhalten der Slim-Floor Träger nachgebildet werden.

7 Bestimmung der verformungsbezogenen mittragenden Breite

7.1 Einführung

Die äußeren Bereiche des Betongurtes entziehen sich aufgrund der Schubweichheit des Betons der Lastabtragung. Dies wird bei der Spannungsberechnung durch die mittragende Breite berücksichtigt. Hinzu kommt, dass sich auch in Trägerlängsrichtung die spannungsbezogene mittragende Breite verändert, so nimmt sie in Feldmitte einen maximalen Wert an und verjüngt sich zu den Auflagern hin. Da diese Änderung für die Planungspraxis einen erheblichen rechnerischen Aufwand bedeutet, ist man bestrebt, die Berechnung der mittragenden Breite zu vereinfachen und über die Trägerlängsrichtung konstant anzunehmen.

Aus diesem Grund wird von Rieg [Kuhlmann, Rieg 2004a] und [Rieg 2006] für niedrige Verbundträger erstmals der Begriff der „verformungsbezogenen mittragenden Breite“ eingeführt. Die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$ wird hierbei über die gesamte Trägerlänge als konstant angenommen. Da diese mittragende Breite aus der Übereinstimmung der Verformungen hergeleitet wird, kann sie jedoch nur für die Berechnung von Verformungen verwendet und nicht für die Bestimmung von Spannungen im Querschnitt.

Die zur Bestimmung der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$ durchgeführten Untersuchungen werden in diesem Kapitel beschrieben. Dabei wird besonders auf das spezielle Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern hingewiesen und die wesentlichen Einflüsse auf die mittragende Breite dargestellt.

Grundlage für die Berechnung der verformungsbezogenen mittragenden Breite ist das in Abschnitt 6.2 vorgestellte analytische Berechnungsverfahren, im Rahmen dessen eine umfangreiche Parameterstudie durchgeführt wird und die maßgebenden Einflussfaktoren quantifiziert werden. Im ersten Schritt gilt es, dies für Einfeldträgersysteme durchzuführen, im Anschluss daran wird das Modell auf Zweifeldträger erweitert.

Das Ziel der Untersuchung ist es, einen anwenderfreundlichen Berechnungsansatz zu entwickeln, der eine wirklichkeitsnahe Verformungsberechnung von Slim-Floor Trägern ermöglicht.

Für die Berechnung und Ermittlung der verformungsbezogenen mittragenden Breite für niedrige Verbundträger wird auf die Arbeit von [Rieg 2006] verwiesen. Rieg entwickelt hierbei einen Berechnungsansatz für niedrige Verbundträger als Einfeldträgersysteme.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird nun der Ansatz für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$ für Slim-Floor Träger abgeleitet, jeweils für den Einfeldträger wie auch den Zweifeldträger. Für Slim-Floor Träger liegen keine Arbeiten und Versuche vor, die eine verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$ unter Berücksichtigung der Biegetragwirkung und der Rissbildung des Betongurtes (sowohl für Einfeld- und Zweifeldträger) untersuchen.

7.2 Ablauf zur Bestimmung der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$

7.2.1 Grundsätzliches

Zur Berechnung der Durchbiegung von Slim-Floor Trägern, die bereits unter Gebrauchslasten reißen und damit in Abhängigkeit der Einwirkung eine veränderte Steifigkeit aufweisen, soll eine rechnerische Breite des Betongurtes ermittelt werden, der sogenannten verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$ die als ein ideeller Wert angenommen wird [Rieg, Hauf 2006].

7.2.2 Verfahren zur Bestimmung am Einfeldträger

Die Berechnung findet vereinfacht an einem Träger mit konstanter Breite und konstantem Querschnitt statt, der im Folgenden mit Ersatzbalken bezeichnet wird. Die Breite des Betongurtes des Ersatzbalkens wird dabei so groß gewählt, dass bei gleicher Belastung q der Wert der rechnerischen Verformung w des Ersatzbalkens der Verformung f des realen dreidimensionalen Systems (siehe Abbildung 7.1) entspricht. Diese ermittelte Breite wird als verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$ definiert.

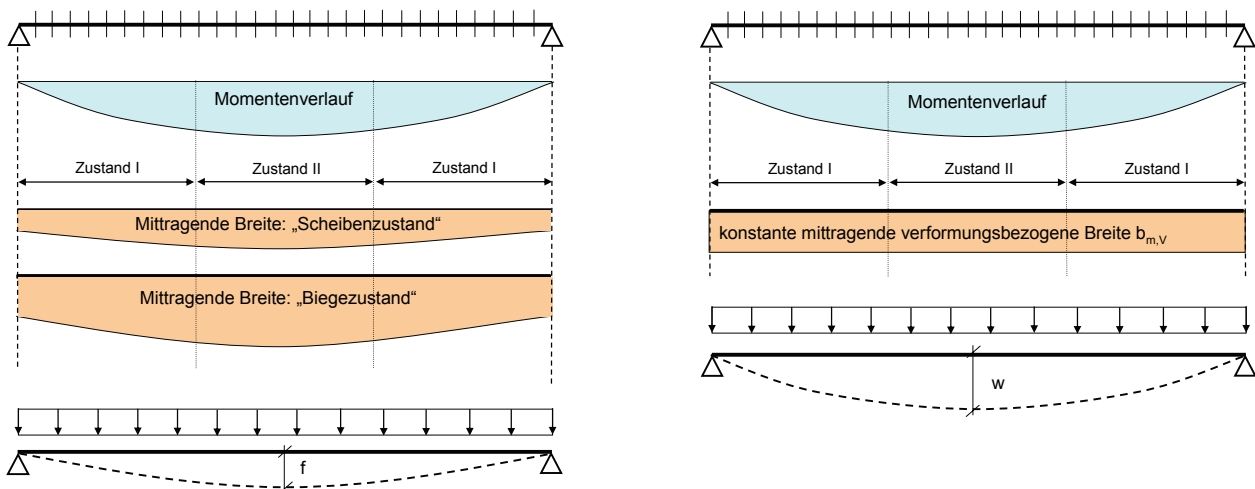


Abbildung 7.1: Verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$

Die tatsächliche Durchbiegung des Slim-Floor Trägers wird hierbei mittels des analytischen Modells ermittelt (siehe Abschnitt 6.2), das wiederum an den Versuchsträgern verifiziert wurde. Die so gefundene Breite des Ersatzbalkens wird als verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$ definiert. Zu beachten ist, dass eine direkte Berechnung der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$ dabei aufgrund des nichtlinearen Material- und Tragverhaltens von Slim-Floor Trägern in der Regel nicht möglich ist. Durch das stetige Aufreißen des Betonquerschnitts in Abhängigkeit der Belastung und dem damit verbundenen nichtlinearen Verformungsverhalten, muss die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$ stetig angepasst werden.

In Abbildung 7.2 ist systematisch der Ablauf zur Bestimmung der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$ dargestellt. Da dieser Wert kein fester Systemwert dar-

stellt, der nur aus der Geometrie und den Materialkennwerten berechnet werden kann, sondern hauptsächlich von der Belastung abhängt, wird dieser über die Vergleichsrechnung bestimmt.

Während auf der linken Seite des Diagramms der Ablauf des analytischen Berechnungsverfahrens dargestellt ist, wird auf der rechten Seite mit einem konstanten Wert für die mittragende Breite die nichtlineare Berechnung durchgeführt.

Die Durchbiegung des Trägers wird, wie in Abschnitt 6.2 beschrieben, mittels der Momenten-Krümmungs-Methode berechnet. Der Unterschied liegt darin, dass für das genaue Berechnungsmodell der Träger eine über die Länge hinweg veränderliche mittragende Breite für den Scheiben- und Biegezustand besitzt und so die Momenten-Krümmungs-Beziehung für jedes Element berechnet werden muss. Durch die Integration der Krümmungen erhält man die Durchbiegung f . Für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$ muss nur eine Momenten-Krümmungs-Beziehung abgeleitet werden, da die Breite über die gesamte Trägerlänge als konstant angenommen wird. Die Integration der Krümmungen liefert auch hier die Verformung w des Trägers, die mit der analytisch bestimmten Durchbiegung w verglichen und ggfs. mit einer neuen veränderten mittragenden Breite berechnet wird.

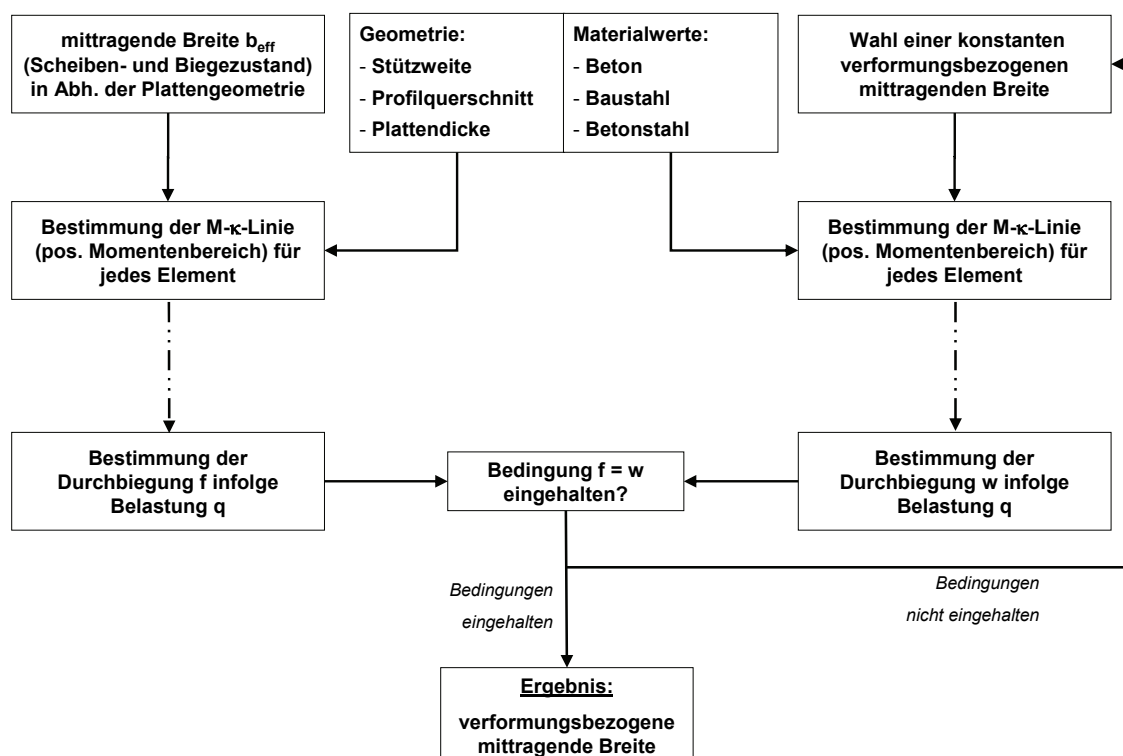


Abbildung 7.2: Systemskizze zur Berechnung der verformungsbezogenen mittragenden Breite

7.2.3 Verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ für Einfeldträger

Da mit zunehmender Belastung die Steifigkeit des Slim-Floor Trägers abnimmt, reduziert sich auch der Wert der verformungsbezogenen mittragenden Breite, siehe hierzu das charakteristische $b_{m,V}$ - M/M_u -Diagramm in Abbildung 7.3.

Hierbei wird die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ mit dem Ausnutzungsgrad (Belastungsgrad) des einwirkenden Momentes zum Bruchmoment M_u in Relation gesetzt. Da bis zur Rissbildung (Belastungsgrad M_{Riss}/M_u) von einem linear-elastischen Verhalten ausgegangen wird, verläuft die verformungsbezogene mittragende Breite konstant. Die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ ist gleich dem elastischen Wert $b_{m,V,0}$, der beide Einflüsse des Scheiben- und Biegezustands berücksichtigt.

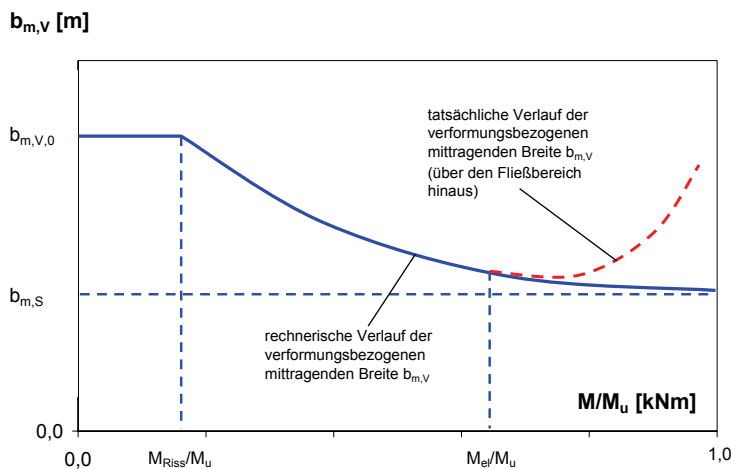


Abbildung 7.3: Verlauf der verformungsbezogenen mittragenden Breite [Rieg 2006]

Mit zunehmender Belastung reißt der Querschnitt auf der Betonunterseite in Feldmitte auf und der Verbundquerschnitt verliert damit an Steifigkeit. Dies zeigt sich durch eine überproportionale Zunahme der Durchbiegung, die sich rechnerisch durch eine abnehmende verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ zeigt. Dies liegt daran, dass die Biegetragwirkung und entsprechend die zugehörige mittragende Breite des Biegezustand $b_{m,B}$, die weitaus größer ist als die zum Scheibenzustand gehörende Breite $b_{m,S}$, abnimmt.

Bei weiterer Belastung reißt der Querschnitt weiter auf und das Baustahlprofil erreicht auf der Untergurtseite die Fließgrenze. Ab diesem Ausnutzungsgrad (M_{el}/M_u) tritt eine Umkehr ein. Mit zunehmender Belastung wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons flacher und dadurch wird die Querverteilung der Spannungen völliger als die der Dehnungen, was schließlich zu einer Vergrößerung der mittragenden Breite führt.

Der Träger verformt sich oberhalb der Fließgrenze sehr stark, gleichzeitig muss unter der Bedingung, dass das Kräftegleichgewicht im Träger vorherrschen muss, der Betongurt, der sich aufgrund der starken Krümmung einschnürt, eine entsprechende Betongurtbreite aufweisen. Aus diesem Grund nimmt die rechnerische Breite wieder stark zu. Rechnerisch ergeben sich hierbei Werte für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$, die z. T. einen vielfachen Wert der tatsächlichen geometrischen Breite annehmen.

Dieser Anstieg wird bei der weiteren Berechnung vereinfacht vernachlässigt. Berechnungen mit dem analytischen Programm zur Rückrechnung der verformungsbezogenen mittragenden Breite zeigten den Wiederanstieg im Bereich einer Belastung (Ausnutzung) des Slim-Floor Trägers von mehr als 80 % Prozent. Da dies den Bereich der Gebrauchstauglichkeit übersteigt, also außerhalb des baupraktischen Bereichs der Durchbiegung liegt, kann auf eine gesonderte Berücksichtigung des Anstiegs verzichtet werden. Unter Gebrauchslasten erreicht der Stahlträger für gewöhnlich nicht den Fließbereich, sondern bleibt im linear-elastischen Materialbereich.

Idealisiert nähert sich die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ dem Wert des reinen Scheibenzustands $b_{m,S}$ an. Es wird für den Grenzfall der Tragfähigkeit angenommen, dass der Betongurt keine Biegesteifigkeit aufgrund der Rissbildung mehr besitzt. Der untere Grenzwert $b_{m,S}$ ist hierbei vom Seitenverhältnis b/L und der Belastungsart abhängig. Der Querschnitt und die Belastungshöhe spielen hierbei eine Rolle.

Für eine wirklichkeitsnahe Berechnung der Verformungen am Ersatzbalken muss das nichtlineare Trag- und Verformungsverhalten des Betons und insbesondere die Rissbildung bei der Berechnung berücksichtigt werden. Die Berechnung erfolgt deshalb zweckmäßig mit einer M- κ -Linie, siehe Abschnitt 6.2.3.

Da bei normal hohen Verbundträgern der Biegetraganteil des Betongurtes nur eine untergeordnete Rolle bzw. keine Rolle spielt, ist der Verlauf der verformungsbezogenen Breite $b_{m,V}$ weniger stark ausgeprägt, d.h. der Abstand zwischen $b_{m,V,0}$ und $b_{m,S}$ ist entsprechend gering. Bei niedrigen Verbundträgern [Kuhlmann, Rieg 2004a] wird dieser entsprechend größer und bei den hier untersuchten Slim-Floor Trägern ist er noch stärker ausgeprägt.

7.3 Parameterstudie zur Bestimmung der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$ bei Einfeldträgern

7.3.1 Grundsätzliches

Das in Abschnitt 6 vorgestellte analytische Modell beruht auf mechanischen Gesetzen unter Berücksichtigung des Materialverhaltens und der vorliegenden Geometrie. Anhand der durchgeführten Versuche wurde das analytische Modell verifiziert und soll nun als Grundlage für eine Parameteranalyse herangezogen werden.

Ziel ist es, den in der beschränkten Anzahl der Versuche untersuchten Parameterbereich zu erweitern und weitere Einflussfaktoren zu identifizieren. Die rechnerischen Untersuchungen spielen sich jedoch alle innerhalb des baupraktischen Bereichs ab und verwenden hierbei bauübliche Werkstoffe, Abmessungen und Querschnitte.

Im nachfolgenden Abschnitt wird die durchgeführte Parameteranalyse für den Einfeldträgerbereich dargestellt und ausgewertet.

7.3.2 Bisherige Untersuchung zur verformungsbezogenen mittragenden Breite für Hutprofile

Im Rahmen der Versuche an Einfeldträgern mit Hutprofilen [Kuhlmann et al 2006b] wurde eine erste Parameteruntersuchung durchgeführt und die Ergebnisse ausgewertet. Im Mittelpunkt der Untersuchung standen hierbei die getesteten Hutprofile (Abbildung 7.4), mittels derer eine Berechnungsformel für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$ abgeleitet wurde.

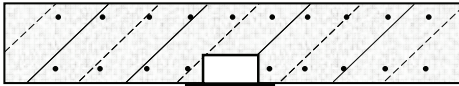


Abbildung 7.4: Slim-Floor Querschnitt mit Hutprofil (UPE-Profil)

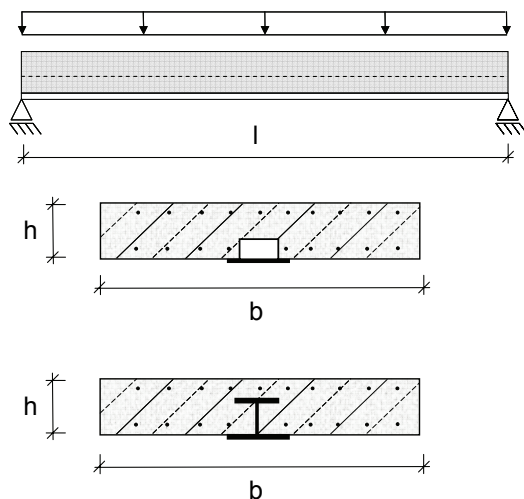
Da bei diesem Berechnungsansatz die Trägersteifigkeit des Baustahlprofils unberücksichtigt bleibt, schränkt dies den Einsatz entsprechend ein, so dass nun in einer weitergehenden Parameteranalyse der Einfluss des Baustahlprofils genauer untersucht und der bestehende Ansatz erweitert wird. Eine ausführliche Beschreibung des eingeschränkten Berechnungsansatzes ist im Bericht für das Forschungsvorhaben „Effiziente Dimensionierung niedriger Verbundträger“ [Kuhlmann et al 2006b] zu finden.

7.3.3 Parameterstudie zur verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$

Ziel der Parameterstudie ist es, den im Versuch begrenzten Untersuchungsbereich zu erweitern. Mit Hilfe des analytischen und an den Versuchen verifizierten Modells werden die folgenden Parameter variiert, siehe hierzu auch Abbildung 7.5:

- Stützweite L der Slim-Floor Träger
- Plattendicke h_c
- Plattenbreite b
- Baustahlprofil (Hutprofil, SFB, IFB, HEA, HEB. Und weitere)
- Materialkennwerte (f_c , f_{ct} , f_y)
- Bewehrungsgehalt in der oberen und unteren Lage

Anhand der aufgeführten möglichen Parameter und der sich daraus ergebenden Kombination wurden ca. 3.000 Trägerberechnungen durchgeführt und untersucht. Für jeden Träger wurden wiederum zwanzig diskrete Belastungspunkte berechnet, beginnend von einer minimalen Last bis hin zur Bruchlast. Die in der nachfolgenden Abbildung in Klammern angegebenen Werte stellen hierbei den für die Untersuchung gewählten Baustahlträger dar.



Gewählter Parameterbereich:

Stützweite:	$L = 4,0 - 9,0 \text{ m}$ (6,0 m)
Plattendicke:	$h_c = 16 - 34 \text{ cm}$ (26 cm)
Plattenbreite:	$b = 2,0 - 8,0 \text{ m}$ (6,0 m)
Stahlprofil:	UPE-, IFB-, SFB-Profile (UPE240)
Betondruckfestigkeit:	$f_c = 20 - 50 \text{ N/mm}^2$ (30 N/mm ²)
Betonzugfestigkeit:	$f_{ct} = 1,0 - 5,5 \text{ N/mm}^2$ (2,9 N/mm ²)
Stahlzugfestigkeit:	$f_y = 235 - 460 \text{ N/mm}^2$ (355 N/mm ²)
Bewehrung oben:	$a_{s,o} = 0 - 18 \text{ cm}^2/\text{m}$ (5,2 cm ² /m)
Bewehrung unten:	$a_{s,u} = 0 - 18 \text{ cm}^2/\text{m}$ (5,2 cm ² /m)

Werte des Basisträgers in Klammer

Abbildung 7.5: Parameteruntersuchung zur verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$

Die Berechnung wurde mit dem in Abschnitt 6.2.7 beschriebenen Excel-Programm durchgeführt, das gleichzeitig die Durchbiegung unter Berücksichtigung des Scheiben- und Biegezustands der mittragenden Breite berechnet, aber ebenfalls auch mittels der mittragenden Breite nach [DIN 18800-5]. Gleichzeitig wurde für jede Belastung eines jeden Trägers die zugehörige verformungsbezogene mittragende Breite bestimmt, so dass die mit $b_{m,V}$ bestimmte Durchbiegung gleich der Durchbiegung des analytischen Modells unter Berücksichtigung des Scheiben- und Biegezustand ist.

Bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse konnten hierbei folgende Einflussparameter identifiziert werden:

- Ausnutzungsgrad: einwirkende Belastung zur maximal möglichen Belastung
- Materialfestigkeiten: Betonzugfestigkeit, Streckgrenze des Baustahls
- Geometrie: Steifigkeitsverteilung zwischen Betonplatte und Baustahlprofil

7.3.4 Einflüsse auf die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$

7.3.4.1 Grundsätzliches

Nachfolgend werden die einzelnen variierten Parameter und deren Einfluss auf die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ aufgezeigt. Grundlage hierfür ist die Auswertung des analytischen Modells und die Bestimmung der verformungsbezogenen mittragenden Breite, die aus den Verformungen des analytischen Modells unter Berücksichtigung des Scheiben- und Biegezustands rückgerechnet wird.

Die gezeigten Ergebnisse beruhen hierbei auf der Beispielrechnung eines Trägers (sog. „Basiskonfiguration“) mit einer Stützweite von 6,0 m, einer Plattendicke von 26 cm und einer Betongurtbreite von ebenfalls 6,0 m. Ausgehend von dieser Konfiguration wird jeweils nur ein Parameter variiert, um den Einfluss bestimmen zu können.

Generell ist zu beachten, dass die Diagramme zur verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$ für den Ausnutzungsgrad immer in Bezug auf das Bruchmoment berechnet werden, so dass alle hier dargestellten Trägerkurven relativ zu sehen sind. Der

absolute Unterschied im Traglastzustand bzw. zum Bruchmoment ist anhand der Momenten-Verformungskurve zu erkennen.

Der bei manchen Trägern zu beobachtende Anstieg (siehe z. B. Abbildung 7.6 ff.) der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$ nach Erreichen des Rissmoments lässt sich wie folgt erklären:

Die Rissbildung beginnt im Allgemeinen im höchstbelasteten Querschnitt, in der Regel in Feldmitte. Beim analytischen Modell ist die mittragende Breite an dieser Stelle am größten und somit auch das Rissmoment. Da die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ des Ersatzbalkens im elastischen Bereich kleiner ist als die spannungsbezogene mittragende Breite in Feldmitte des analytischen Berechnungsmodells, ist hier auch das rechnerische Rissmoment kleiner. Deshalb beginnt die Rissbildung am Ersatzbalken rechnerisch bei einer geringeren Belastung als beim analytischen Modell. Um am Ersatzbalken, der bei dieser Last bereits im Zustand II ist, die gleiche rechnerische Steifigkeit wie am ungerissenen analytischen Modell zu erhalten, muss daher die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ des Ersatzbalkens vergrößert werden.

7.3.4.2 Ausnutzungsgrad des Verbundträgers M/M_u

In der Abbildung 7.6 ist der lastabhängige Verlauf der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$ des berechneten Basisträgers (vgl. Abbildung 7.5) dargestellt. Es ist zu erkennen, dass ab dem Rissmoment (Punkt M_{Riss}/M_u) die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ abnimmt und mit zunehmender Belastung auf den Scheibenzustand hin ausläuft. Zur Bestimmung der mittragenden Breite des Scheibenzustands wird auf Abschnitt 4.5.2 verwiesen. Vor Erreichen des Rissmoments M_{Riss} verläuft die mittragende Breite aufgrund des linear-elastischen Verhaltens des Betons konstant. Durch das kontinuierliche Aufreißen des Betongurtes geht jedoch die Biegesteifigkeit der Betonplatte verloren, so dass der Wert für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ stetig abnimmt.

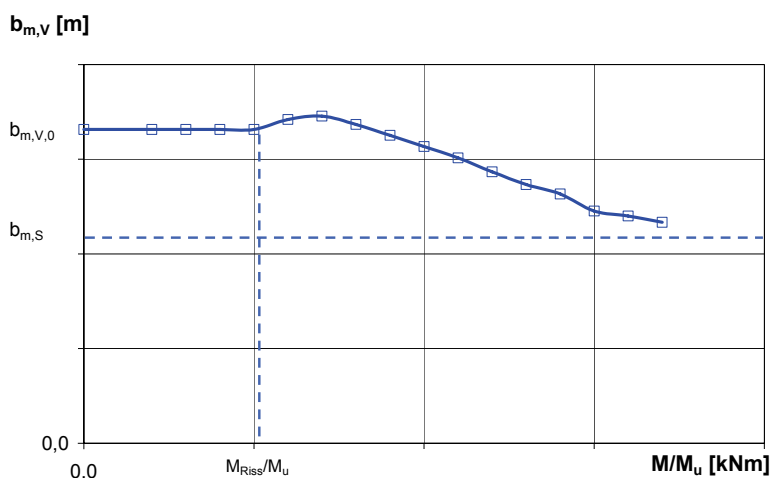


Abbildung 7.6: Einfluss des Ausnutzungsgrades M/M_u auf die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ für Basisträger nach Abbildung 7.5

Anzumerken ist, dass für die dargestellten Kurven immer das Verhältnis des einwirkenden Momentes zum Gesamtmoment des jeweiligen Trägers dargestellt wird. Die Absolutwerte der einzelnen untersuchten Träger können daher im Vergleich zueinander abweichen, vgl. hierzu Abbildung 7.16.

In Abbildung 7.7 ist die Last-Verformungskurve des Basisträgers dargestellt. Auch hier sind die verschiedenen berechneten Laststufen zu erkennen. Während der Träger noch ungerissen ist, verläuft die Last-Verformungs-Kurve konstant steil. Durch das Reißen verliert der Träger an Steifigkeit, so dass die Verformung mit steigender Belastung stärker zunimmt. Die Kurve verläuft weniger steil. Mit dem Beginn des Fließens (zu beachten ist, dass der Fließbereich außerhalb des Bereiches der Gebrauchslasten liegt), flacht die Kurve noch weiter ab und die Trägerverformung nimmt stark zu.

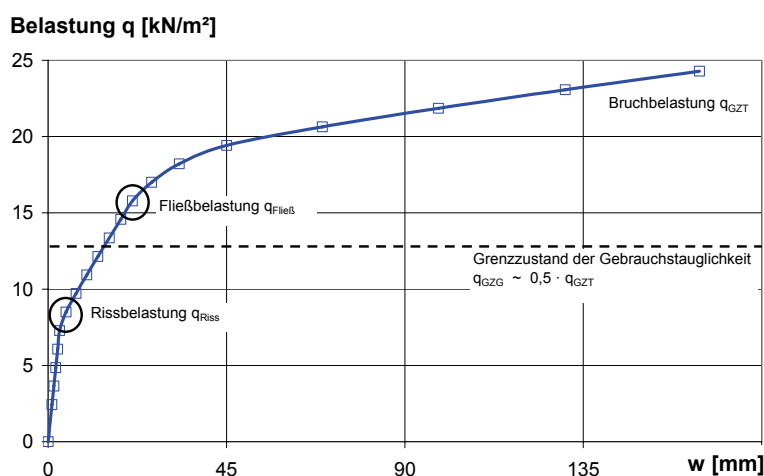


Abbildung 7.7: Last-Verformungskurve des Basisträgers nach Abbildung 7.5

7.3.4.3 Betonzugfestigkeit f_{ct}

Die Betonzugfestigkeit besitzt (neben den Querschnittswerten) einen erheblichen Einfluss auf das Rissmoment des Querschnitts. In der nachfolgenden Abbildung 7.8 ist der Vergleich fünf verschiedener Betonzugfestigkeiten dargestellt, beginnend mit 1,0 N/mm² bis hin zu 3,0 N/mm². Mit zunehmender Zugfestigkeit steigt das Rissmoment des Trägerquerschnitts an, so dass der elastische Wert der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V,0}$ länger konstant bleibt und ein Verlust an Steifigkeit erst verspätet eintritt. Da die Zugfestigkeit auf das Bruchmoment M_u keinen Einfluss besitzt, führt es dazu, dass der Verlauf von $b_{m,V}$ für die berechneten Träger mit einer höheren Zugfestigkeit steiler verläuft. Weiterhin ist zu anzumerken, dass durch die geringere Zugfestigkeit des Betons größere Bereiche des Trägers aufreißen, wodurch der Träger an Steifigkeit verliert, die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ nimmt dadurch im Vergleich insgesamt stärker ab.

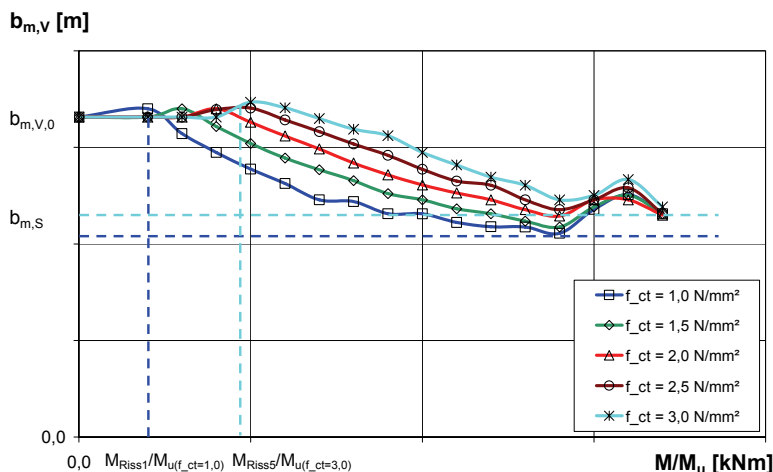


Abbildung 7.8: Einfluss der Betonzugfestigkeit f_{ct} auf $b_{m,V}$ für den Basisträger

7.3.4.4 Druckfestigkeit des Betongurts f_c

Die Druckfestigkeit f_c des Betongurts hat nur einen geringen Einfluss auf die verformungsbezogene mitttragende Breite $b_{m,V}$ von Verbundträgern, siehe Abbildung 7.9. Grund hierfür ist, dass die Druckfestigkeit des Betons das Rissverhalten des Verbundträgers nur unwesentlich beeinflusst, so dass alle Kurven für die verformungsbezogene mitttragende Breite $b_{m,V}$ sehr ähnliche Verläufe aufzeigen. Einzig bei Erreichen der Traglast zeigen sich leichte Unterschiede, die auf den Einfluss der Druckfestigkeit auf die Traglast zurückzuführen sind.

Die Untersuchung des E-Moduls (Abschnitt 6.5.2.4) zeigte keinen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten, so dass auf die Darstellung der verformungsbezogenen mitttragenden Breite $b_{m,V}$ verzichtet wird.

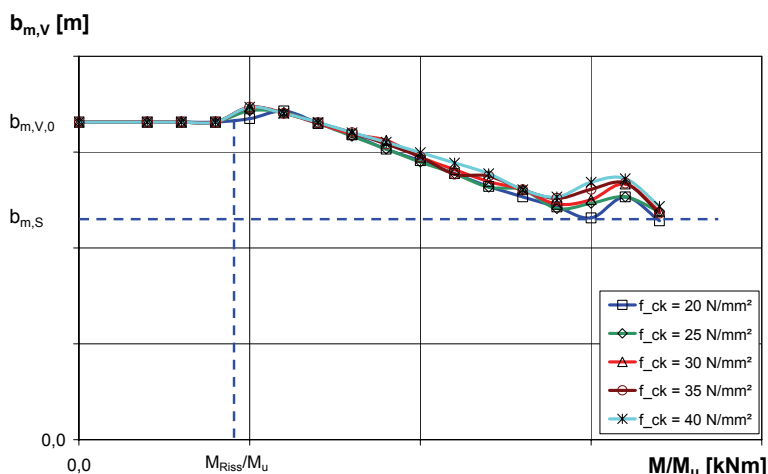


Abbildung 7.9: Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf $b_{m,V}$ für den Basisträger

7.3.4.5 Plattendicke h_c

Das Rissmoment verändert sich in Abhängigkeit der Plattendicke des Verbundträgers. Gleichzeitig aber erhöht sich auch das maximale Biegemoment des Trägers, so dass in der nachfolgenden Abbildung 7.10 die Kurven für den Rissbereich sehr nah beieinander verlaufen. Da das Biegetragmoment im Verhältnis weniger stark ansteigt wie das Rissmoment, ergeben sich für die höheren Querschnitte flachere Kurven für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$.

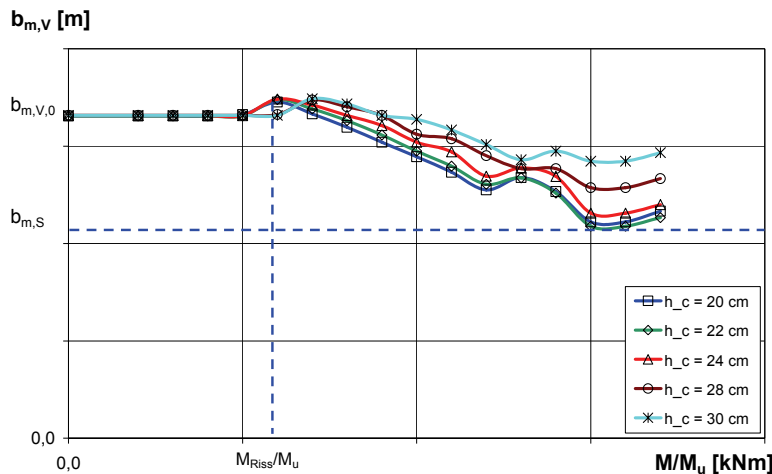


Abbildung 7.10: Einfluss der Betonplattendicke h_c auf $b_{m,V}$ für den Basisträger

7.3.4.6 Streckgrenze des Baustahls f_y

Das Bruchmoment M_u von Verbundquerschnitten wird maßgebend von der Streckgrenze des Stahlträgers bestimmt. Das Rissmoment M_{Riss} wird durch die veränderte Streckgrenze nicht beeinflusst (siehe Abbildung 6.35). Durch Erhöhung der Streckgrenze nimmt das Bruchmoment zu und daher das bezogene Rissmoment M_{Riss}/M_u des Trägers ab. Dadurch nimmt die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ bei gleichem Ausnutzungsgrad M/M_u des Trägers ab, siehe Abbildung 7.11. Es ergibt sich automatisch ein kleinerer Bereich mit dem elastischen (ungerissenen) Wert für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$.

Wie auch für das E-Modul des Betons zeigt sich durch Änderung des E-Moduls des Baustahls keine Änderung beim Trag- und Verformungsverhalten, vgl. hierzu Abbildung 6.36. Auf eine Darstellung der verformungsbezogenen mittragenden Breite wird daher verzichtet.

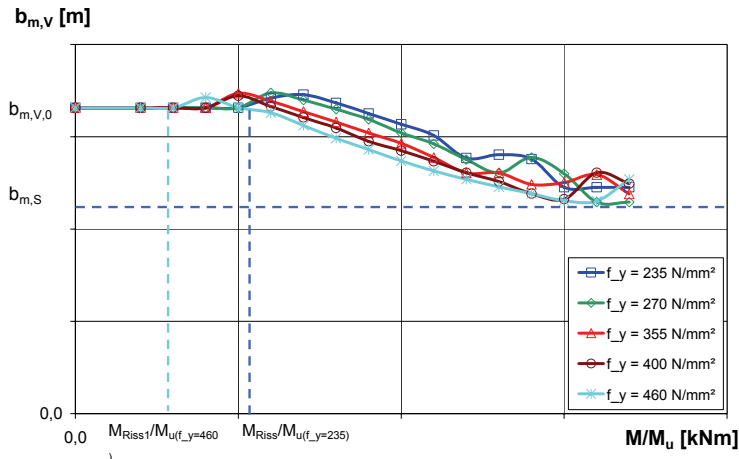


Abbildung 7.11: Einfluss der Fließgrenze des Baustahls f_y auf $b_{m,V}$ für den Basisträger

7.3.4.7 Querschnitt des Baustahlträgers A_a

Die Querschnittsgröße des Baustahlprofils beeinflusst die Steifigkeitsverteilung im Verbundquerschnitt und somit die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$. So wird z. B. bei Verwendung eines größeren Trägers zum Einen die Eigenbiegesteifigkeit I_a des Stahlträgers und zum Anderen der Steiner-Anteil der Teilflächen erhöht - bei gleichbleibender Biegesteifigkeit I_c des Betongurts. Dadurch wird der Einfluss des Biegezustands des Betongurts auf die mittragende Breite geschwächt. Es ergibt sich eine kleinere verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$, siehe Abbildung 7.12.

Ein weiterer Grund ist, dass mit kleinerem Stahlquerschnitt des Stahlprofils dessen Querschnittsfläche A_a und damit auch das Bruchmoment M_u kleiner wird, während das Rissmoment M_{Riss} im Vergleich zum Bruchmoment weniger stark beeinflusst wird. Dieser Einfluss ist umso schwächer ausgeprägt, je dicker und größer der Betongurt im Vergleich zum Querschnitt des Stahlträgers ist. Bei niedrigen Verbundträgern, deren Steifigkeit und damit auch deren mittragende Breite überwiegend vom Biegezustand des Betongurts bestimmt werden, ist dieser Effekt im Vergleich zu weiteren Einflüssen deshalb klein.

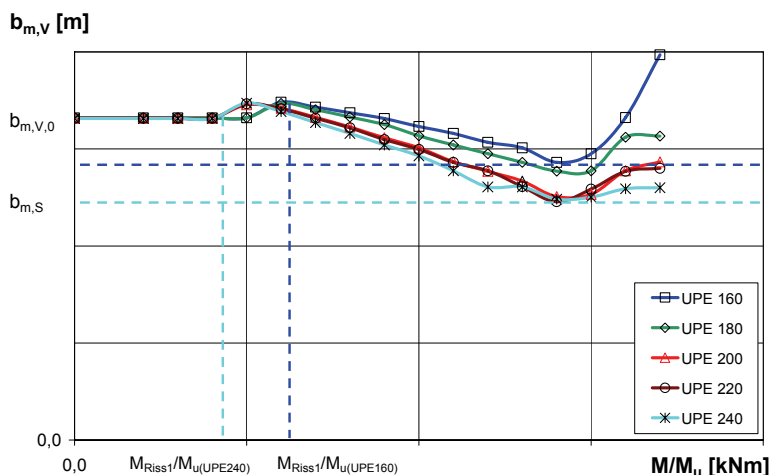


Abbildung 7.12: Einfluss der Baustahlquerschnitts A_a auf $b_{m,V}$ für den Basisträger

7.3.4.8 Untere Bewehrungslage $a_{s,u}$

Der Einfluss der unteren Längsbewehrung $a_{s,u}$ bei niedrigen Verbundträgern, vgl. Abbildung 6.9, ist entsprechend klein und vernachlässigbar, da der Kräfteanteil der Bewehrung durch die Lage nahe der Spannungsnull-Linie kaum einen Einfluss auf die Traganteile hat. Für Slim-Floor Träger aber liegt der Schwerpunkt der Längsbewehrung oftmals sogar unterhalb des Stahlprofil-Schwerpunkts, so dass die Tragkraft einen deutlichen Anteil besitzt.

Mit steigendem Längsbewehrungsgehalt steigt die Momententragfähigkeit des Trägers an. Auf das Rissmoment des Trägers hat dies aber nur einen sehr geringen Einfluss. Das Rissmoment nimmt nur geringfügig zu. Durch die Erhöhung nimmt somit das bezogene Rissmoment M_{Riss}/M_u des Trägers ab. Dadurch nimmt die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ bei gleichem Ausnutzungsgrad ab, siehe Abbildung 7.13. Das Verhalten ist vergleichbar mit der Veränderung der Streckgrenze des Baustahls nach Abschnitt 7.3.4.6.

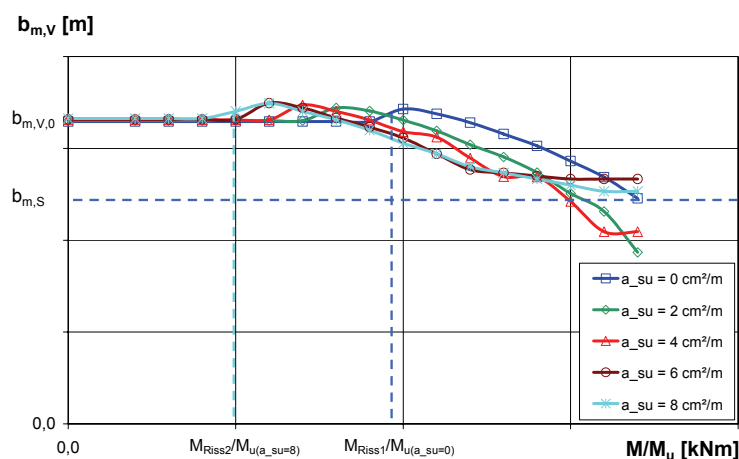


Abbildung 7.13: Einfluss der unteren Bewehrung $a_{s,u}$ auf $b_{m,V}$ für den Basisträger

7.3.4.9 Obere Bewehrungslage $a_{s,o}$

Wie die Last-Verformungskurve bereits in Abschnitt 6.5.2.10 zeigt, hat die obere Längsbewehrung einen kleineren, aber dennoch nicht zu vernachlässigbaren Einfluss auf das Traglastverhalten, für die Verformung kann der Einfluss vernachlässigt werden, siehe hierzu Abbildung 7.14. Aus diesem Grund verlaufen die Kurven für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ mit erhöhtem Bewehrungsgehalt flacher als im Vergleich zu den schwach bewehrten Querschnitten.

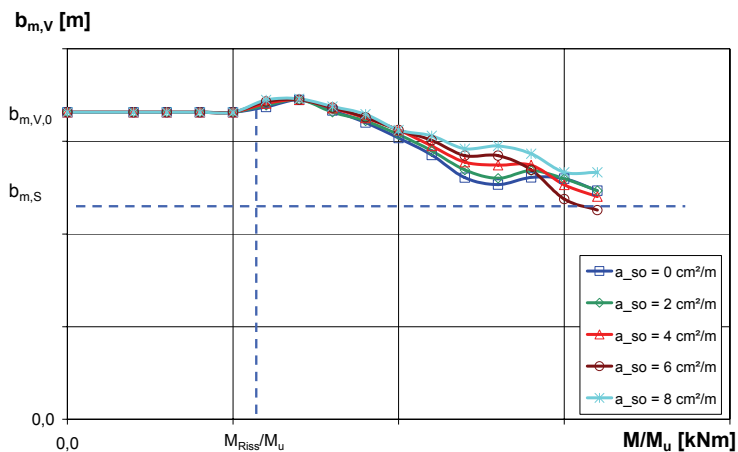


Abbildung 7.14: Einfluss der oberen Bewehrung $a_{s,o}$ auf $b_{m,V}$

7.3.4.10 Seitenverhältnis des Betongurts b/L

Der Unterschied zwischen der mitttragenden Breite des reinen Scheibenzustands $b_{m,S}$ und des reinen Biegezustands $b_{m,B}$ ist abhängig vom Seitenverhältnis des Betongurts b/L [Kuhlmann et al 2006b]. Für kleine Verhältnisse b/L ist der Unterschied vergleichsweise gering. Für mittlere und große Verhältnisse b/L ist der Unterschied dagegen groß. Entsprechend ist der Einfluss der mitttragenden Breite $b_{m,B}$ des Biegezustands auf die verformungsbezogene mitttragende Breite $b_{m,V}$ bei mittleren und großen Seitenverhältnissen b/L größer als bei kleinen.

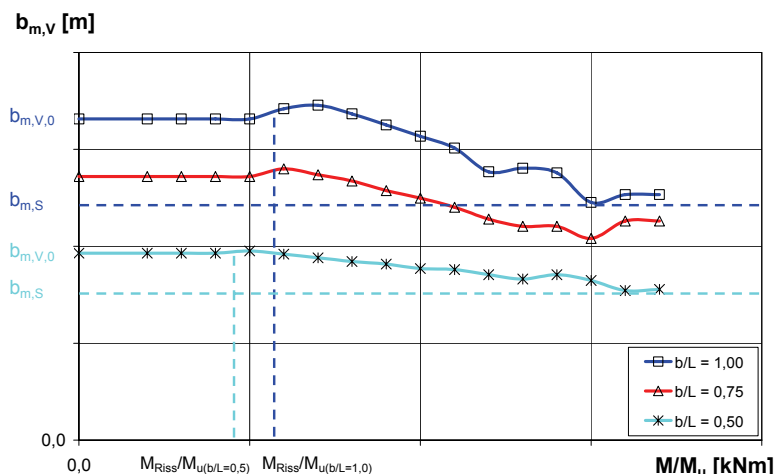
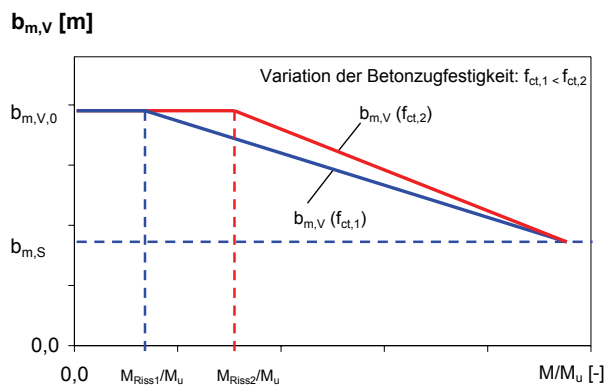
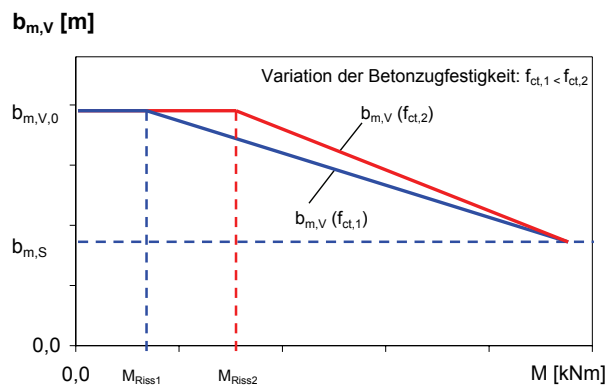
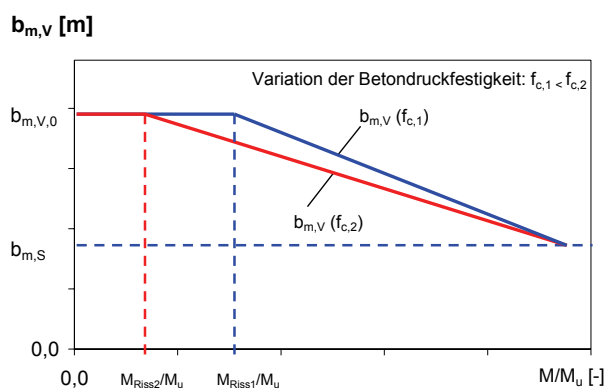
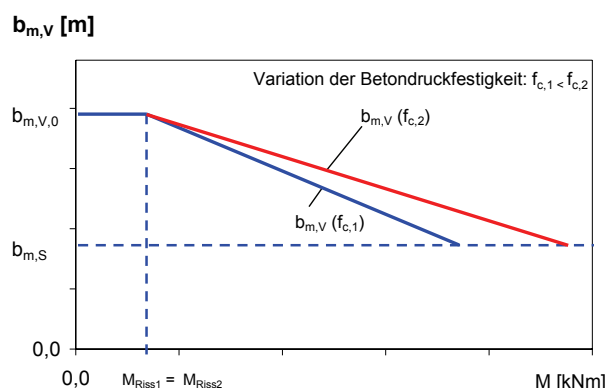
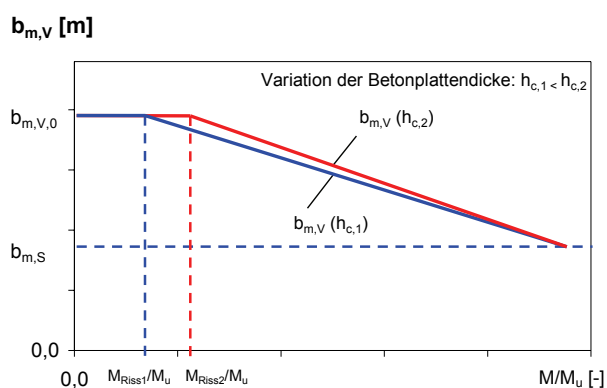
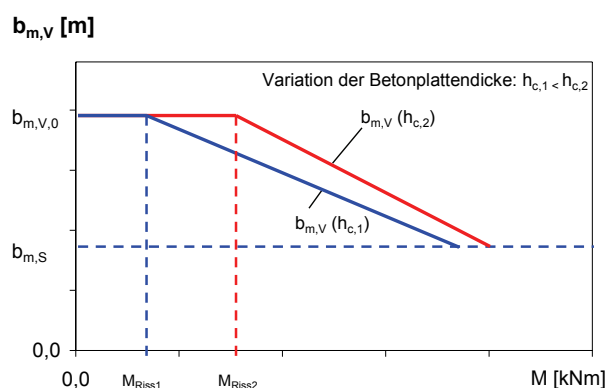


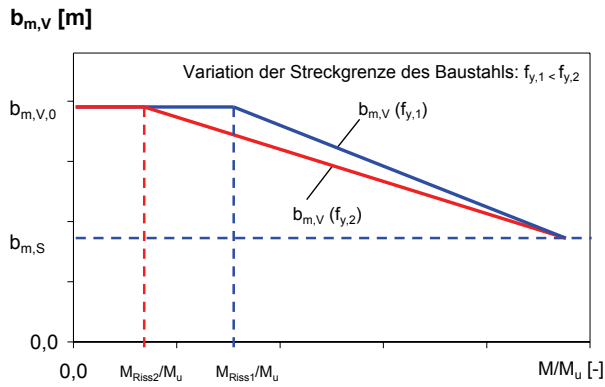
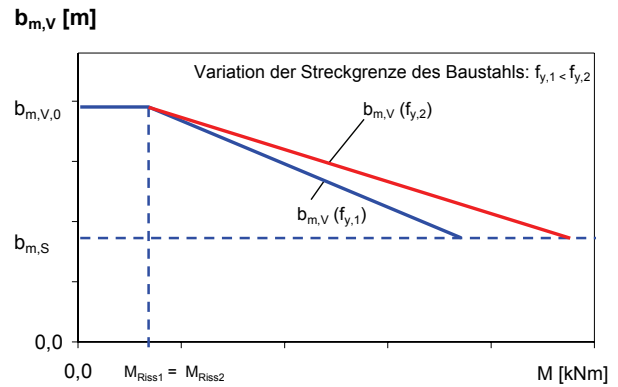
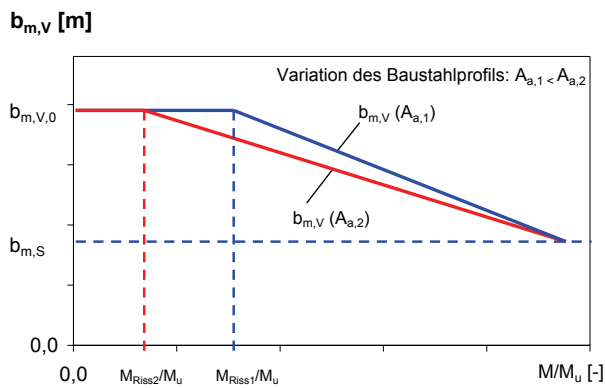
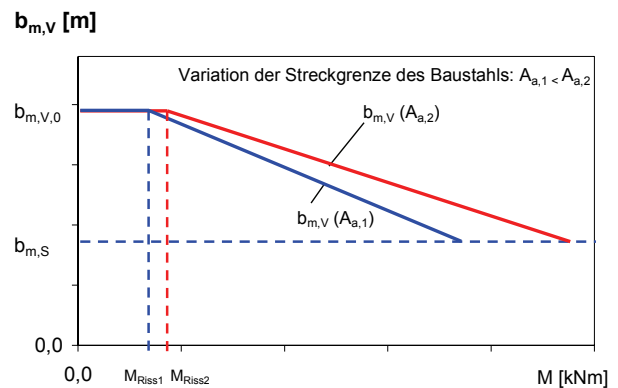
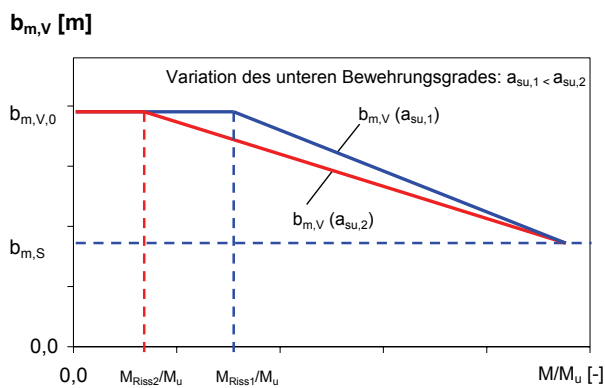
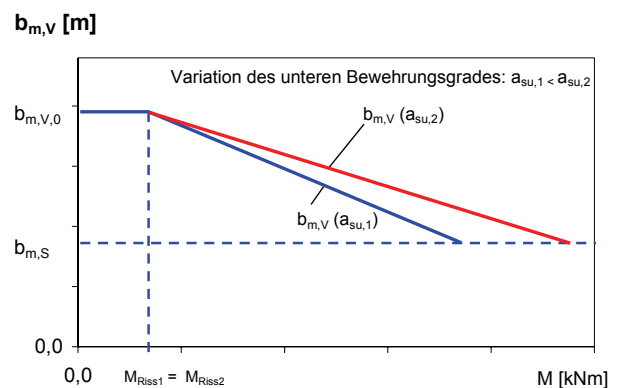
Abbildung 7.15: Einfluss des geometrischen Verhältnisses b/L auf $b_{m,V}$

7.3.5 Zusammenstellung der Einflussfaktoren auf $b_{m,V}$ für Einfeldträger

Die Berechnungsbeispiele zeigen, dass die untersuchten Parameter jeweils verschiedene Einflüsse auf das Trag- wie auch Verformungsverhalten aufweisen. Ebenso verschieden sind daher auch die Kennlinien für die verformungsbezogene mitttragende Breite $b_{m,V}$. Die wichtigsten Faktoren sind in der nachfolgenden Abbildung 7.16 nochmals zusammengestellt. Die verformungsbezogene Breite $b_{m,V}$ wird einmal für die be-

zogenen Momente M/M_u (jeweils linke Spalte) und einmal für die absoluten Momente M_u (jeweils rechte Spalte) schematisch dargestellt.

a) Betonzugfestigkeit f_{ct} - relativb) Betonzugfestigkeit f_{ct} - absolutc) Betondruckfestigkeit f_c - relativd) Betondruckfestigkeit f_c - absolute) Plattendicke h_c - relativf) Plattendicke h_c - absolut

g) Streckgrenze des Baustahls f_y - relativh) Streckgrenze des Baustahls f_y - absoluti) Querschnitt des Baustahlträgers A_a - relativj) Querschnitt des Baustahlträgers A_a - absolutk) Untere Bewehrungslage $a_{s,u}$ - relativl) Untere Bewehrungslage $a_{s,u}$ - absolutAbbildung 7.16: Zusammenstellung der maßgebenden Einflussfaktoren auf $b_{m,V}$

7.3.6 Berechnungsansatz für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$ von Einfeldträgern

7.3.6.1 Grundsätzliches

Wie bereits in den vorangegangenen Abschnitten aufgezeigt, werden die Verformungen unter dem Ansatz der [DIN 18800-5] weit überschätzt, was zu einer sehr ineffizienten Bemessung der Querschnitte führt, gerade im Hinblick darauf, dass die Verformungsnachweise im Allgemeinen für Slim-Floor Träger bemessungsbestimmend werden.

Durch die hier durchgeführte Untersuchung soll ein verbesserter Berechnungsansatz für die Verformungsberechnung entwickelt werden, um die Durchbiegung realistischer bestimmen zu können. Da Slim-Floor Träger bereits unter Gebrauchslasten eine ausgeprägte Rissbildung aufweisen, muss diese für eine wirklichkeitsnahe Verformungsberechnung in der Rechnung berücksichtigt werden. Abbildung 7.17 stellt dieses Vorgehen schematisch dar. In Abhängigkeit der System- und Belastungswerte wird zunächst die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,v}$ berechnet. Mit deren Hilfe wird die Momenten-Krümmungs-Linie des Verbundquerschnitts in Abhängigkeit der Querschnitts- und Materialwerte des Verbundträgers berechnet. Damit kann schließlich mit dem Prinzip der virtuellen Kräfte die Verformung des Trägers bestimmt werden.

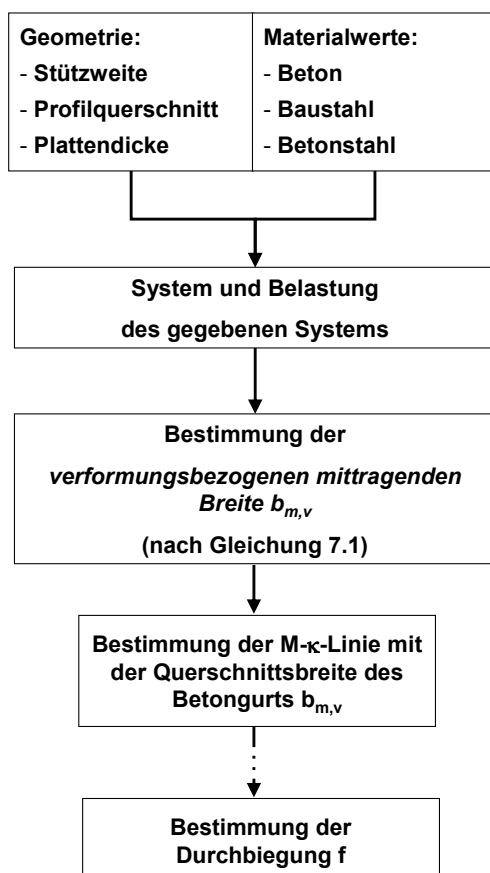


Abbildung 7.17: Ablaufschema zur Bestimmung der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$ für Einfeldträger

Der Berechnungsansatz wird auf Basis der in Abschnitt 7.3 beschriebenen Parameterstudie entwickelt. Er unterliegt daher folgenden Einschränkungen, kann jedoch auch bei vergleichbaren Querschnitten und Systemen näherungsweise angewendet werden:

- der Querschnitt des Verbundträgers ist in Trägerlängsrichtung konstant
- der Betongurt weist eine konstante Dicke auf
- der Verbundträger wird als Einfeldträger ausgeführt
- der Verbundträger weist einen starren Verbund auf
- ein Versagen der Verbundfuge wird ausgeschlossen
- Eigenspannungen im Stahlträger haben keinen nennenswerten Einfluss auf das Verformungsverhalten des Verbundträgers
- die Abmessungen und Werkstoffkennwerte liegen im Rahmen der durchgeführten Parameterstudie, vgl. Abbildung 7.5

Der Berechnungsansatz wird hierbei durch eine systematische Auswertung entwickelt. Auf Basis der analytischen Verformungsberechnung unter Berücksichtigung des Scheiben- und Biegezustands werden die Trägerverformungen bestimmt. Im ersten Schritt wird nun über eine Rückrechnung die exakte Lösung für die verformungsbezogene mitttragende Breite $b_{m,V}$ bestimmt, siehe Abschnitt 7.2.2. Die dabei berechnete Trägerverformung f wird nun als Vergleichswert herangezogen, um auf Grundlage eines empirisch ermittelten Ansatzes die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V,(1)}$ so zu bestimmen, dass die mit $b_{m,V,(1)}$ bestimmte Trägerverformung w die gleiche Durchbiegung besitzt, siehe hierzu auch Abbildung 7.1.

Für den Ansatz werden die in Abschnitt 7.3.4 ermittelten maßgebenden Faktoren verwendet. Es werden für die in der Berechnungsformel verwendeten Materialkennwerte entsprechende Basiswerte für die Betonzugfestigkeit $f_{c,0}$ und Fließgrenze des Baustahls $f_{y,0}$ als Referenz eingeführt.

Mittels der Solver-Funktion wird nun die empirische Näherungsfunktion über die Minimierung der Fehlerquadrate bestimmt. Die einzelnen Exponenten des Berechnungsansatzes werden mittels des Solvers so gewählt, dass die Abweichung des empirischen Ansatzes für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V,(1)}$ bezogen auf die analytisch ermittelte verformungsbezogene Breite $b_{m,V}$ minimiert wird.

Im Mittelpunkt dieser Untersuchung steht die Durchbiegungsrechnung, so dass für die Auswertung und Entwicklung des Berechnungsansatzes die M- κ -Berechnung nur bis ca. 60 % der Traglast herangezogen wird, die Werte darüber hinaus werden vernachlässigt. Der Berechnungsansatz wird hierbei an den bestehenden Ansatz für niedrige Verbundträger [Rieg 2006] angelehnt.

7.3.6.2 Genaue Berechnungsansatz (Stufe 1)

Dieser Berechnungsansatz berücksichtigt die maßgebenden Einflüsse und liefert einen realistischen Wert für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ von Slim-Floor Querschnitten. Die Grundgleichung für die Ermittlung der verformungsbezogenen mitttragenden Breiten $b_{m,V,(1)}$ lautet hierbei wie folgt:

$$b_{m,V,(1)} = b_{m,S} + (b_{m,V,0} - b_{m,S}) \cdot \beta_{m,V,(1)} \quad (\text{Gleichung 7.1})$$

mit

$b_{m,V,(1)}$	verformungsbezogene mittragende Breite (genauer Berechnungsansatz – Stufe 1)
$b_{m,S}$	mittragende Breite des reinen Scheibenzustands nach Abschnitt 4.2.2
$b_{m,V,0}$	elastischer Wert der verformungsbezogenen mittragenden Breite (Beton im ungerissenen Zustand)
$\beta_{m,V,(1)}$	Abminderungsfaktor für die verformungsbezogene mittragende Breite nach Gleichung 7.2

$$\beta_{m,V,(1)} = 0,07 \cdot (1 - k_m)^{1,33} \cdot \left(\frac{f_y}{f_{y,0}}\right)^{0,18} \cdot \left(\frac{f_{ct}}{f_{ct,0}}\right)^{0,28} \cdot \left(\frac{h_a}{h_c}\right)^{-0,15} \cdot \left(\frac{I_a}{A_{ges} \cdot L^2}\right)^{-0,25} \quad (\text{Gleichung 7.2})$$

mit

k_m Abminderungsfaktor für Belastung bzw. Momenteneinwirkung

$$= \frac{q - q_{Riss}}{q_u - q_{Riss}} \quad \text{bzw.} \quad \frac{M - M_{Riss}}{M_u - M_{Riss}}$$

q	Belastung des Verbundträgers in kN/m
q_{Riss}	Rissbelastung des Slim-Floor Trägers in kN/m
q_u	Bruchbelastung des Slim-Floor Trägers in kN/m
M	einwirkendes Moment des Verbundträgers in Feldmitte in kNm
M_{Riss}	Rissmoment des Slim-Floor Trägers in Feldmitte in kNm
M_u	Bruchmoment des Slim-Floor Trägers in Feldmitte in kNm
f_{ct}	Betonzugfestigkeit in N/mm ² ; $1,0 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ct} \leq 4,0 \text{ N/mm}^2$
$f_{ct,0} = 1,0 \text{ N/mm}^2$	Bezugswert für die Betonzugfestigkeit
h_c	Dicke des Betongurts in cm; $16 \text{ cm} \leq h_c \leq 34 \text{ cm}$
h_a	Höhe des Stahlprofils (innerhalb des Betongurtes; in cm)
f_y	Streckgrenze des Baustahls; $235 \text{ N/mm}^2 \leq f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2$
$f_{y,0} = 355 \text{ N/mm}^2$	Bezugswert für die Streckgrenze des Baustahls
L	Spannweite eines Feldes
I_a	Trägheitsmoment des Baustahlprofils
A_{ges}	Gesamtstahlfläche Baustahl und Betonstahl; ansetzbare (mittragende) Betonstahlbewehrung wird hierbei (vereinfacht) anteilmäßig über Momentenausnutzung ermittelt

Anmerkung:

Die Einheiten der einzelnen Faktoren sind innerhalb der Quotienten einheitengetreu einzusetzen.

Im Gegensatz zum bestehenden Ansatz nach [Kuhlmann, Hauf 2008] für Hutprofile wird der Berechnungsterm durch die Hinzunahme eines Faktors für die Querschnittsfläche und das Trägheitsmoment des Baustahlprofils angepasst, so dass die Einflüsse verschiedenster Baustahlquerschnitte berücksichtigt werden kann.

Die Exponenten und Koeffizienten für den Berechnungsansatz nach Gleichung 7.2 werden so gewählt, dass der Mittelwert ($b_{m,V,(1)} / b_{m,V}$) gegen 1,0 läuft und die Werte für die Standardabweichung, sowie der Varianz minimiert werden. Dies wird durch die Regression über die Minimierung der Fehlerquadrate mit Hilfe des in Excel implementierten Solver durchgeführt.

Die nachfolgende Abbildung 7.18 zeigt die statistische Auswertung auf Basis der Regression über die Fehlerquadrate erhaltene verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V,(1)}$ nach Gleichung 7.2 im Verhältnis zur verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$. Entsprechend ist in Abbildung 7.19 das Verhältnis der Ergebnisse der Verformungsberechnung zu sehen, die mittels der verformungsbezogenen mittragenden Breiten $b_{m,V,(1)}$ und $b_{m,V}$ bestimmt und ins Verhältnis zueinander gesetzt werden.

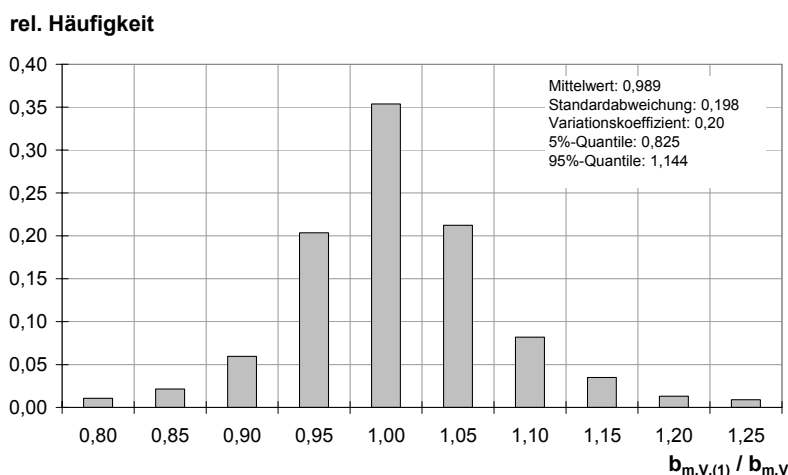


Abbildung 7.18: Vergleich der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$ mit vereinfachtem Ansatz der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V,(1)}$ nach Gleichung 7.2

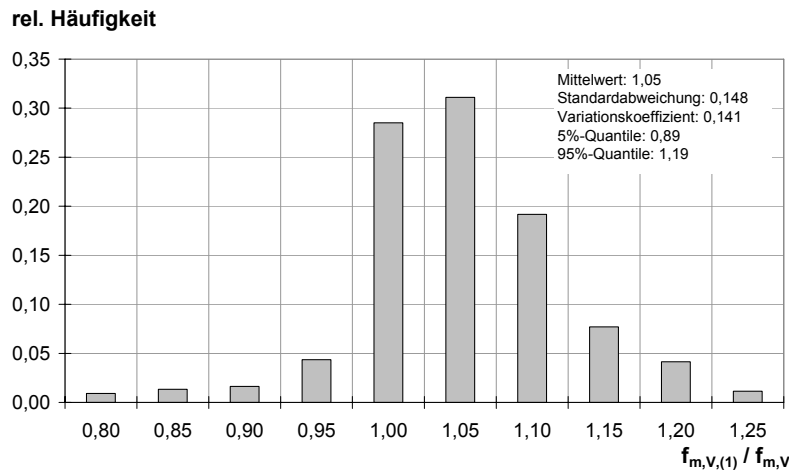


Abbildung 7.19: Vergleich der Durchbiegung $f_{m,V}$ mit Durchbiegung nach vereinfachtem Ansatz $f_{m,V,(1)}$

Ein Vergleich der Ergebnisse mit den Werten aus Stufe 1 mit dem genauen analytischen Modell (unter Berücksichtigung der mittragenden Breite der Scheiben- und Biegetragwirkung) liefert hierfür folgende Ergebnisse:

Tabelle 7.1: Statistische Auswertung Verformungsberechnung – Stufe 1

	Verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$	Trägerdurchbiegung f
Mittelwert	0,989	1,050
Standardabweichung	0,198	0,148
Variationskoeffizient	0,200	0,141
5%-Quantile	0,825	0,890
95%-Quantile	1,144	1,190

7.3.6.3 Vereinfachter Berechnungsansatz (Stufe 2)

Die Berechnungsgleichung für die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V,(1)}$ (Gleichung 7.1) ist in ihrer Anwendung sehr aufwändig und verlangt vorab eine umfangreiche Bestimmung einzelner Parameter und Querschnittswerte. Aus diesem Grund wurde ein zweiter Ansatz (Stufe 2) entwickelt, der eine Vereinfachung des genauen Berechnungsansatzes darstellt. Die Berechnung berücksichtigt im Unterschied zur Stufe 1 pauschal nur den maßgebenden Einfluss des Ausnutzungsgrads und damit implizit der Rissbildung:

$$b_{m,V,(2)} = b_{m,S} + (b_{m,V,0} - b_{m,S}) \cdot \beta_{m,V,(2)} \quad (\text{Gleichung 7.3})$$

mit

$b_{m,V,(2)}$

verformungsbezogene mittragende Breite mit dem vereinfachten Berechnungsansatz (Stufe 2)

$b_{m,S}$	mittragende Breite des reinen Scheibenzustands nach Abschnitt 4.2.2
$b_{m,V,0}$	elastischer Wert der verformungsbezogenen mittragenden Breite (Beton im ungerissenen Zustand)
$\beta_{m,V,(2)}$	Abminderungsfaktor für die verformungsbezogene mittragende Breite nach Gleichung 7.4

$$\beta_{m,V,(2)} = (1 - k_m)^2 \leq 1,0 \quad (\text{Gleichung 7.4})$$

mit

 k_m

Abminderungsfaktor für Momenteneinwirkung

$$= \frac{M - M_{\text{Riss}}}{M_u - M_{\text{Riss}}}$$

 M

einwirkendes Moment des Verbundträgers in Feldmitte in kNm

 M_{Riss}

Rissmoment des Slim-Floor Trägers in kNm

 M_u

Bruchmoment des Slim-Floor Trägers in kNm

Um die Genauigkeit dieses Ansatzes bewerten zu können, wird ebenfalls die Durchbiegungsberechnung durchgeführt und die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V,(2)}$, sowie die berechnete Trägerdurchbiegung $f_{m,V}$ mit dem analytischen Ansatz unter Berücksichtigung des Scheiben- und Biegezustands verglichen, siehe nachfolgende Abbildung 7.20.

rel. Häufigkeit

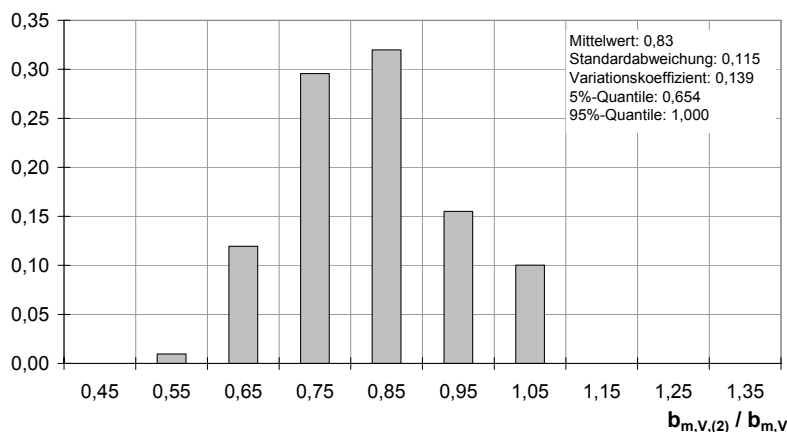


Abbildung 7.20: Vergleich der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$ mit vereinfachtem Ansatz der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V,(2)}$

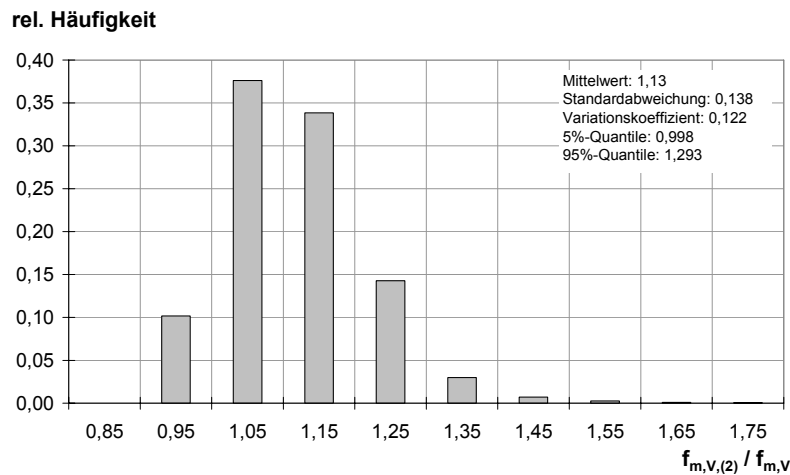


Abbildung 7.21: Vergleich der Durchbiegung $f_{m,V}$ mit Durchbiegung nach vereinfachtem Ansatz $f_{m,V,(2)}$

Ein Vergleich der Ergebniswerte aus Stufe 2 mit dem genauen analytischen Modell (unter Berücksichtigung der mittragenden Breite der Scheiben- und Biegetragwirkung) liefert hierfür folgende Ergebnisse:

Tabelle 7.2: Statistische Auswertung Verformungsberechnung – Stufe 2

	Verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V,(2)}$	Trägerdurchbiegung f
Mittelwert	0,830	1,130
Standardabweichung	0,115	0,138
Variationskoeffizient	0,139	0,122
5%-Quantile	0,654	0,998
95%-Quantile	1,000	1,293

Es zeigt sich, dass der Berechnungsansatz zur Ermittlung der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V,(2)}$ die exakt bestimmte verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ ein wenig unterschätzt wird, die Werte daher also kleiner sind als im Vergleich dazu die analytisch ermittelten Werte des Scheiben- und Biegezustands, im Mittel um 17 %. Hieraus ergeben sich bei der Berechnung natürlich auch leicht überschätzte Verformungen, im Mittel um 13 % vgl. Tabelle 7.2.

7.3.7 Vergleich mit bestehenden Normregelungen

7.3.7.1 Grundsätzliches

Da die normativen Regelungen für Slim-Floor Träger sehr konservativ sind, soll im nachfolgenden Abschnitt ein Vergleich der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$ mit der normativen mittragenden Breite durchgeführt werden. Dementsprechend

wird die Parameterstudie nach Abschnitt 7.3.3 ebenfalls mit dem Ansatz der mittragenden Breite nach [DIN 18800-5] durchgeführt.

Ein Vergleich der Berechnungsergebnisse anhand der Versuchsträger (siehe Abschnitt 6.4) lässt vorweg bereits darauf schließen, dass die normative Regelung eine zu kleine mittragende Breite vorgibt und dadurch die Verformungen überschätzt werden.

7.3.7.2 Vergleich mit [DIN 18800-5]

Das analytische Modell unter Berücksichtigung der mittragenden Breite des Scheiben- und Biegezustands, das auf dem mechanischen Modell für die Momenten-Krümmungsbeziehung basiert, wird anhand der Versuchsträger verifiziert. Die Annahme der Werte der mittragenden Breite anhand der Differentialgleichungen für den linear-elastischen (ungerissen) Zustand erweist sich als ausreichend genau.

Im folgenden Abschnitt soll das mechanische Modell mit der normativen Regelung der Verbundbaunorm [DIN 18800-5] verglichen werden. Zur Bestimmung der mittragenden Breite wird auf den Abschnitt 4.4 verwiesen.

Die Werte der mittragenden Breite nach Norm werden hierbei in das analytische Modell implementiert und die nichtlineare Durchbiegungsberechnung durchgeführt. So werden im ersten Schritt die berechneten Durchbiegungen miteinander verglichen, siehe Abbildung 7.22. Es zeigt sich sehr deutlich, dass die ermittelten Verformungswerte $f_{m,V,18800-5}$ nach [DIN 18800-5] teils um ein Vielfaches größer sind als die genaue Berechnung der Trägerverformung $f_{m,V}$ unter Berücksichtigung der mittragenden Breite für den Scheiben- und Biegezustand.

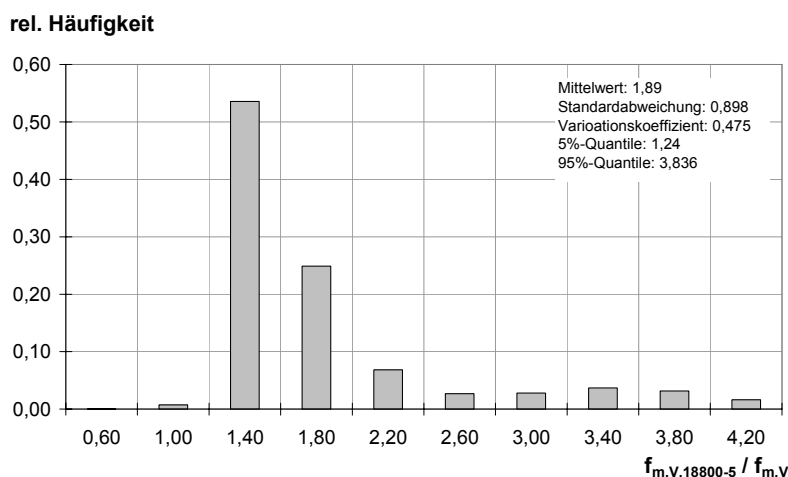


Abbildung 7.22: Vergleich der Durchbiegung $f_{m,V}$ mit Durchbiegung $f_{m,V,18800-5}$

Die statistische Auswertung von ca. 3000 Trägern und jeweils im Schnitt 10 Berechnungs- und Belastungspunkten zeigt, dass der Mittelwert bei 1,89 liegt ($f_{m,V,18800-5} / f_{m,V}$). Ebenfalls fällt die starke Streuung der Ergebnisse auf (Standardabweichung 0,898, Variationskoeffizient 0,475).

Der Vergleich der lastabhängig ermittelten verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$ mit der lastunabhängigen mittragenden Breite $b_{m,V,18800-5}$ nach [DIN 18800-5] zeigt in Abbildung 7.23 ebenfalls sehr deutlich, dass die Werte sehr stark streuen.

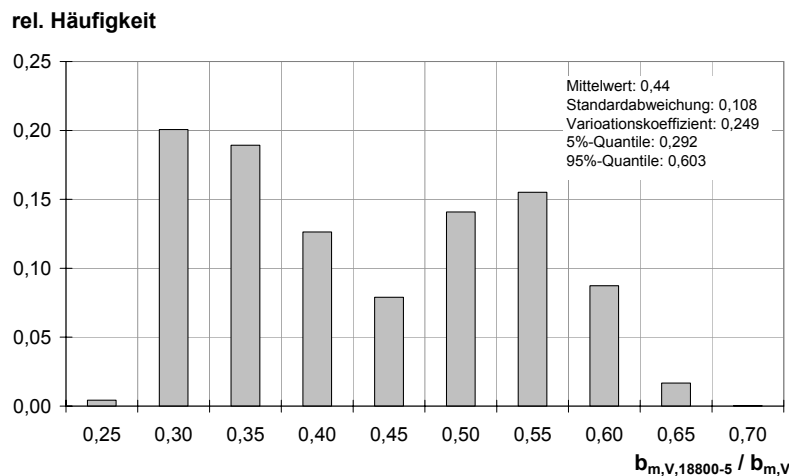


Abbildung 7.23: Vergleich der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$ mit der spannungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V,18800-5}$

7.3.8 Schlussfolgerung

Durch die Auswertung der umfangreichen Parameteranalyse konnte in zwei Genauigkeitsstufen eine verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V,(1)}$ und $b_{m,V,(2)}$ entwickelt werden, die es nun ermöglicht, für eine Streckenlast eine wirklichkeitsnahe Verformung für Einfeldträger zu berechnen. Der rechnerische Vergleich mit den nach Norm vorgegebenen Werten für die mittragende Breite zeigt insbesondere, dass damit die Verformungen stark überschätzt werden.

7.4 Verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ für Zweifeldträger

7.4.1 Grundsätzliches

In Abschnitt 6.2.8 wird ausführlich über den Einfluss der mittragenden Breite im Stützbereich berichtet. Es zeigt sich, dass die Variation der mittragenden Breite des Stützbereichs auf die Trägerverformung keinen Einfluss hat bzw. dieser im Vergleich zu anderen Einflussfaktoren (siehe Abschnitt 7.3.4) vernachlässigt werden kann.

Aus diesem Grund und auch in Hinblick auf die praktische Anwendung wird darauf verzichtet, für den Zweifeldträger jeweils eine verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ für den Feld- und Stützbereich zu definieren. Es erscheint in diesem Zusammenhang sinnvoller, den Ansatz der verformungsbezogenen mittragenden Breite des Einfeldträgers zu verwenden und durch einen globalen Anpassungsfaktor, definiert über die Momentenbelastung/-ausnutzung, anzupassen. Der Berechnungsansatz und die Bestimmung des globalen Faktors werden in den nächsten Abschnitten dargestellt.

7.4.2 Bestimmung der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$ für den Zweifeldträger

In Abschnitt 6.2.8 werden verschiedene Berechnungen durchgeführt, die zeigen, dass der Einfluss der mittragenden Breite über der Stütze als gering angesehen werden kann. Die Variation des Wertes der mittragenden Breite zeigt hierbei keinen merklichen Einfluss auf die Trägerdurchbiegung. Dies hat folgende Gründe:

- Der Bereich des Stützmoments ist bezogen auf die gesamte Trägerlänge sehr klein. Die Untersuchungen zeigen, dass mit zunehmender Belastung und der damit verbundenen Rissbildung und Querschnittsschwächung der Nulldurchgang zum Mittelaufleger sich verschiebt und damit der Stützbereich und das Stützmoment immer kleiner werden. Dies wirkt sich auch direkt auf die Verformung des Trägers aus.
- Das Stützmoment wird hauptsächlich von der in der oberen Lage eingelegten Bewehrung und dem verwendeten Baustahlprofil beeinflusst. Das Stützmoment wird im Querschnitt über die Bewehrung als Zugkomponente und das Baustahlprofil und dem Beton als Druckkomponente erzeugt. Da das Stützmoment aber im Vergleich zum Feldmoment viel kleiner ist, wird der Beton im Stützbereich wenig aktiviert. Entsprechend der Steifigkeit, „zieht“ das Baustahlprofil die Druckkomponente an sich. Der Betontraganteil ist entsprechend kleiner ausgebildet und benötigt für das Kräftegleichgewicht nur einen kleinen Druckbereich. Die mittragende Breite im Beton spielt also keine große Rolle.

Daher wird für die nichtlineare Berechnung des Zweifeldträgers und zur Bestimmung einer verformungsbezogenen mittragenden Breite der in Abschnitt 7.3.6 für Einfeldträger entwickelte Ansatz verwendet.

Ausgehend von einem Einfeldträger mit der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v,(1)}$ soll nun durch den Anpassungsfaktor $\alpha_{m,v}$ die Verformung w so bestimmt werden, dass diese der analytischen Durchbiegung f des Zweifeldträgers entspricht. Da die Verformung des Zweifeldträgers unter Gebrauchslasten gewöhnlich geringer ist als beim Einfeldträger, nimmt der Anpassungsfaktor Werte größer 1,0 an. Durch die größere mittragende Breite nimmt die Trägersteifigkeit zu und damit die Verformung des Einfeldträgers ab.

$$b_{m,v, \text{Zweifeldträger}} = \alpha_{b_{m,v}} \cdot b_{m,v, \text{Einfeldträger}}$$

bzw.

(Gleichung 7.5)

$$b_{m,v, \text{Zweifeldträger}} = \alpha_{b_{m,v}} \cdot b_{m,v, (1)}$$

Da wie eben beschrieben der Stützbereich nur eine untergeordnete Rolle spielt, wird der Wert für die verformungsbezogene Breite des Einfeldträgers nach Gleichung 7.1 und 7.2 auf die gesamte Stützweite des Feldes angesetzt, siehe nachfolgende Abbildung.

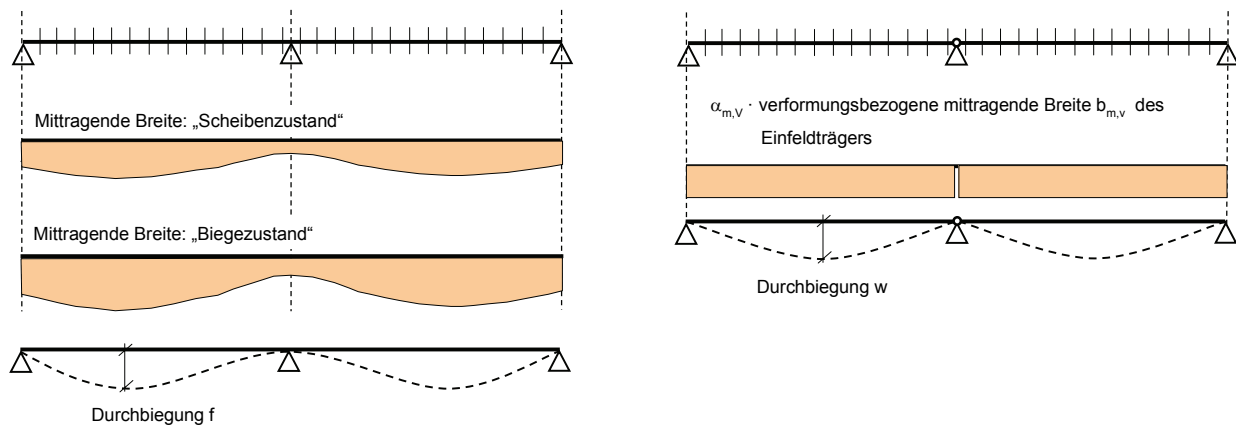


Abbildung 7.24: Verformungsbezogene mittragende Breite für den Zweifeldträger

Wie in Gleichung 7.2 angegeben, wird die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V,(1)}$ in Abhängigkeit der Geometrie, aber auch der einwirkenden Schnittgrößen bestimmt. Für die in Gleichung 7.2 angegebene Länge L wird hierbei die gesamte Stützweite eines Feldes angegeben. Bei gleicher Belastung sind die Verformung des Zweifeldträgers sowie das Feldmoment geringer als im Vergleich zum Einfeldträger. Dies bedeutet wiederum, wenn der Wert der verformungsbezogenen mittragenden Breite des Einfeldträgers als Berechnungsgrundlage herangezogen wird, diese einen zu kleinen Wert liefert und der Anpassungsfaktor diese mittragende Breite erhöhen muss, um sich an die Verformung des Zweifeldträgers anzunähern.

Es ist zu beachten, da der Stützbereich der Zweifeldträgern unter Gebrauchslasten nicht nur reißt, sondern auch die Zugsbewehrung ins Fließen kommt und damit die Trägerverformung stark zunimmt, so dass der Anpassungsfaktor dieses plastische Verformungsverhalten berücksichtigen muss.

Der Faktor $\alpha_{bm,v}$ wird wie folgt bestimmt (siehe hierzu auch Abbildung 7.25): Ausgehend von der nichtlinearen Berechnung des Zweifeldträgers auf Basis der mittragenden Breite für den Scheiben- und Biegezustand wird eine umfangreiche Parameterstudie an Zweifeldträgern durchgeführt. Da das Modell anhand der durchgeführten Versuche verifiziert werden kann (siehe Abschnitt 6.3), kann die Trägerdurchbiegung f als die tatsächliche Verformung des Zweifeldträgers angesehen werden.

Gleichzeitig wird die nichtlineare Berechnung mit der konstanten verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V,(1)}$ für den Einfeldträger durchgeführt. Dieser Wert der mittragenden Breite wird mit dem Faktor $\alpha_{bm,v}$ multipliziert und über einen Solver so lange variiert, bis sich die hiermit bestimmte Trägerverformung „ w “ der analytischen Durchbiegung „ f “ entspricht.

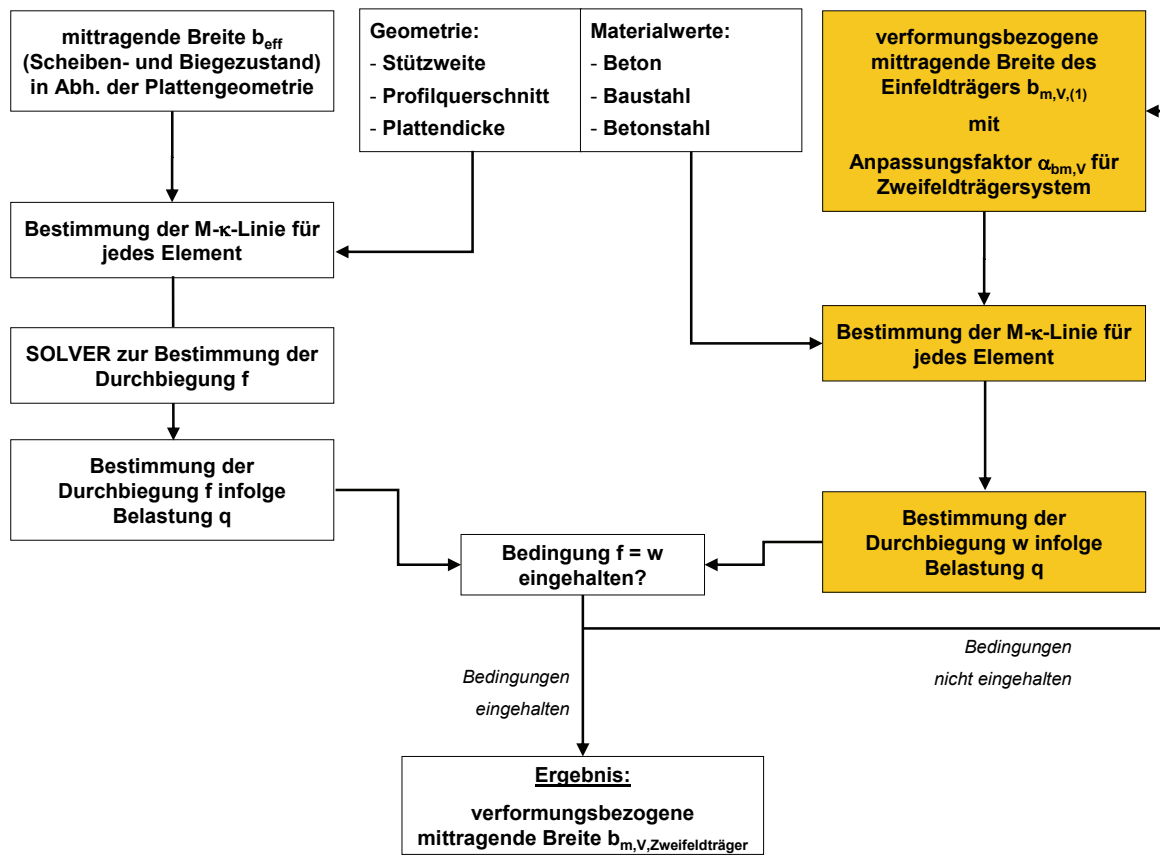


Abbildung 7.25: Berechnungsschema für verformungsbezogene mittragende Breite des Zweifeldträgers

Der Faktor $\alpha_{bm,V}$ erhöht als globaler Anpassungsfaktor die verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V,(1)}$ des Einfeldträgers so, dass die Durchbiegung w mit der Verformungsberechnung f übereinstimmt. Es zeigt sich bei der Auswertung, dass der Faktor $\alpha_{bm,V}$ lastabhängig bestimmt werden kann. Die Untersuchung konzentriert sich hierbei auf das Lastniveau der Gebrauchstauglichkeit, also bis ca. 60 % der Traglast.

Um eine qualitative Aussage über den Wert und Verlauf des Faktors $\alpha_{bm,V}$ zu bekommen, wird anhand der nachfolgenden Abbildung das typische Last-Verformungsverhalten des gleichen Slim-Floor Trägers als 1- und 2-Feldträger betrachtet. Durch das nichtlineare Tragverhalten der Slim-Floor Träger ergeben sich für zwei beliebig gewählte Belastungen q_1 und q_2 jeweils unterschiedliche Differenzbeträge Δ der Verformungen. So liegt die Verformung des 1- und 2-Feldträgers bei höheren Lasten weiter voneinander entfernt als bei geringeren Lasten.

Das bedeutet, dass über die nicht-lineare Rückrechnung unter Ansatz der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V,(1)}$ für den Einfeldträger der Anpassungsfaktor $\alpha_{bm,V}$ mit zunehmender Belastung größere Werte annehmen muss, um die Verformungsbedingung einzuhalten. Rechnerisch kann somit auch eine mittragende Breite ermittelt werden, die größer ist als die geometrisch vorhandene Breite des Betongurtes.

Die Bestimmungsgleichung für den Abminderungsfaktor zeigt, dass der Faktor $\alpha_{bm,V}$ maßgebend von der Höhe der Belastung q im Verhältnis zur maximalen Belastung q_u abhängig ist und sich somit der Faktor $\alpha_{bm,V}$ wie folgt bestimmen lässt:

$$\alpha_{bm,V} = 2,0 \cdot \left(\frac{q}{q_u} \right)^{0,15} \quad (\text{Gleichung 7.6})$$

Hierbei ist q die einwirkende Belastung und q_u die rechnerische Traglast des Einfeldträgers. Dieser gewählte Ansatz ermöglicht es, auf Basis der für den Einfeldträger ermittelten Faktoren für die verformungsbezogene mittragende Breite eine sehr schnelle rechnerische Erweiterung auf ein Zweifeldträgersystem durchzuführen.

Ferner ist zu beachten, dass für die Auswertung der Parameterstudie über der Stütze immer eine Mindeststeifigkeit durch das Baustahlprofil vorhanden ist. In Abhängigkeit der Stützweite, aus der sich die mittragende Breite über der Stütze berechnet, der Plattendicke h_c sowie des gewählten Baustahlprofils und Bewehrungsgrades ergibt sich ein Verhältnis der Gesamtstahlsteifigkeit I_{st} zum gesamten Verbundquerschnittswert $I_{i,0}$ von mindestens 20%. Unter Annahme eines voll gerissenen Betongurts berechnet sich die restliche Steifigkeit aus dem Anteil des Baustahlprofils sowie der eingelegten Bewehrung. Die nachfolgende Abbildung zeigt hierzu exemplarisch für sechs gewählte Querschnitte die Steifigkeitsanteile in Abhängigkeit der mittragenden Breite über der Stütze (Bewehrungsgehalt $a_{s,o+u} = 5,2 \text{ cm/m}^2$). Als Basis für diesen Vergleich gelten die Anwendungsgrenzen nach Abbildung 7.27.

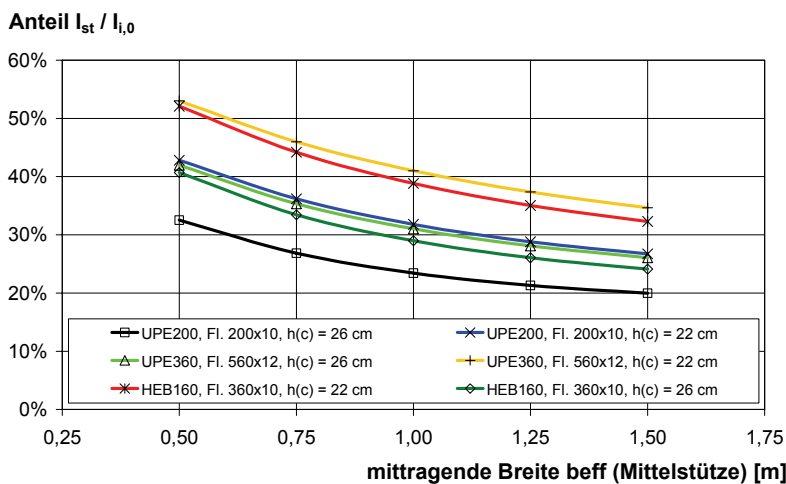


Abbildung 7.28: Verhältnis Gesamtstahlsteifigkeit I_{st} zu Verbundsteifigkeit $I_{i,0}$ in Abhängigkeit der mittragenden Breite b_{eff} im Stützbereich

Die Auswertung des Berechnungsansatzes erfolgt im Rahmen der Parameteruntersuchung für Gebrauchslasten und wird daher bis ca. 60 % der Traglast durchgeführt. Auf Grundlage des ermittelten Faktors $\alpha_{bm,V}$ wird für die hieraus berechneten Durchbiegungen eine statistische Auswertung durchgeführt, um eine Abschätzung über die Genauigkeit des Faktors zu bekommen. Der Mittelwert (aus dem Verhältnis der mit dem Faktor berechneten verformungsbezogenen mittragenden Breite und der ermittelten

verformungsbezogenen mittragenden Breite über Rückrechnung aus der analytischen Durchbiegungsberechnung des Zweifeldträgers) liegt bei 1,01, die zugehörige Standardabweichung bei 0,20, so dass die Auswertung und damit der Anpassungsfaktor $\alpha_{bm,V}$ für das vereinfachte Berechnungsverfahren eine gute Übereinstimmung liefern, siehe nachfolgende Abbildung 7.29.

Auch die vereinfachte Annahme, die Durchbiegung des Zweifeldträgers über eine Verformungsberechnung am Einfeldträgersystem durchzuführen, kann somit als sinnvoll und vor allem auch zweckmäßig angesehen werden.

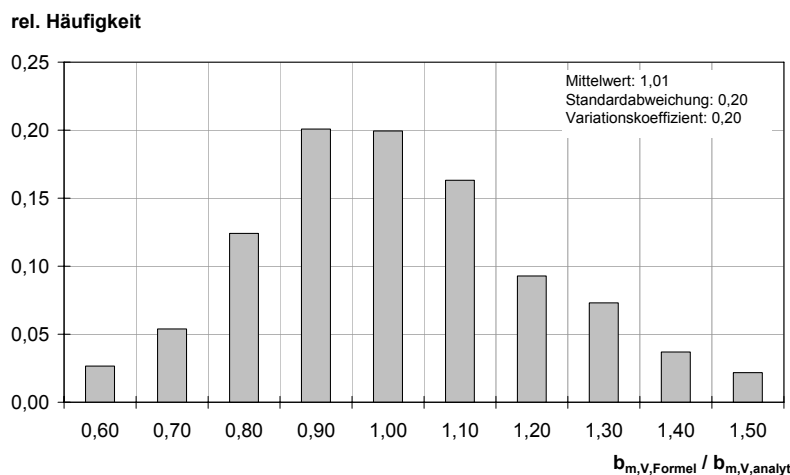


Abbildung 7.29: Vergleich der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V,analyt}$ für zweifeldträger mit vereinfachtem Ansatz der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V,Formel}$

Dies bedeutet für die praktische Berechnung, dass die nichtlineare Berechnung für einen Zweifeldträger auf Basis der Werte des Einfeldträgers durchgeführt werden kann und direkt ein Vergleich der Trägerdurchbiegung für das Einfeld- und Zweifeldträgersystem möglich ist.

7.5 Zusammenfassung

Die Bestimmung der Trägerverformung mittels des nichtlinearen Ansatzes (M-κ-Methode), wie in Abschnitt 6 dargestellt, ist eine sehr umfangreiche und aufwändige Berechnung, da die Werte der mittragenden Breite für den Feld- und Stützbereich variabel über die Trägerlänge verlaufen. Aus diesem Grund wurde die sogenannte verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ eingeführt, die vereinfacht auf Basis der nichtlinearen Berechnung einen konstanten Wert für die mittragende Breite über die gesamte Trägerlänge hinweg annimmt.

Da sich Slim-Floor durch ihre Rissbildung im Stütze- und Feldbereich von normal hohen Verbundträgern unterscheiden, muss das veränderte Tragverhalten bei der Bestimmung der mittragenden verformungsbezogenen Breite berücksichtigt werden. Durch die zunehmende Rissbildung und dem damit verbundenen Steifigkeitsverlust des Biege-

traganteils des Betons, nehmen die Trägerverformungen bei steigenden Lasten überproportional zu, so dass die Werte für die verformungsbezogene mittragende Breite mit Beginn der Rissbildung kleiner werden müssen. Im Rahmen einer umfangreichen Parameteranalyse wurden die wichtigsten Einflussfaktoren identifiziert und darauf aufbauend eine Berechnungsansatz für Einfeldträgersysteme abgeleitet.

Untersuchungen zum Einfluss der mittragenden Breite im Stützbereich auf das Verformungsverhalten (Abschnitt 6.2.8) zeigten, dass diese nur eine untergeordnete Rolle spielt. Für den Ansatz der verformungsbezogenen mittragende Breite $b_{m,v}$ wurde daher kein eigenständiger Ansatz entwickelt, sondern der bestehende Ansatz des Einfeldträgers durch einen globalen Anpassungsfaktor $\alpha_{bm,v}$ erweitert. Die verformungsbezogene mittragende Breite des Einfeldträgers wurde entsprechend durch den Faktor $\alpha_{bm,v}$ erhöht, um damit die Verformung des Zweifeldsystems zu berechnen. Der Faktor $\alpha_{bm,v}$ bestimmt sich hierbei in Abhängigkeit der Belastung.

Die Berechnungsansätze wurden jeweils auf Grundlage von umfangreichen Parameterstudien erstellt und zeigen im Vergleich zur analytischen Berechnung eine gute Übereinstimmung.

8 Linear-elastischer Ansatz für die Verformungsberechnung

8.1 Grundsätzliches

Durch das Aufreißen des Betongurts bei Slim-Floor Trägern bereits unter Gebrauchslasten kann ein linear-elastischer Ansatz nicht ohne Weiteres angewendet werden, da die Steifigkeit überschätzt und damit die Verformung unterschätzt werden. Aus diesem Grund wurde in den vorangegangenen Abschnitten ein materiell nichtlinearer Ansatz für die Durchbiegungsberechnung entwickelt und vorgestellt, um die wirkliche Trägerverformung berechnen zu können.

Die beschriebenen Modelle zur Berechnung der Trägerverformung mittels der Momenten-Krümmungs-Beziehung, sowie die Erweiterung und Einführung der verformungsbezogenen mittragenden Breite liefern hierfür sehr gute Ergebnisse. Jedoch zeigt sich, dass die Berechnungsmodelle aufwändig und daher für die Praxis nur begrenzt einsetzbar sind. Daher ist es wünschenswert, einen Ansatz auf Grundlage des linear-elastischen Berechnungsverfahrens zu entwickeln, der implizit die Rissbildung und damit den Steifigkeitsverlust im Träger berücksichtigen kann.

Die Berechnung von Verbundquerschnitten unter Berücksichtigung eines linear-elastischen Ansatzes ist mit dem Gesamtquerschnittsverfahren möglich, siehe nachfolgender Abschnitt.

Im ersten Abschnitt wird ein Modell für Einfeldträger vorgestellt. Die Entwicklung basiert auf erste Untersuchungen von [Rieg 2006], der ein Berechnungsmodell für niedrige Verbundträger entwickelt hat. Im zweiten Abschnitt wird dieser Ansatz entsprechend für Zweifeldträgersysteme erweitert. Die Bezeichnung der Faktoren wird vereinfacht aus dem Ansatz von [Kuhlmann, Rieg 2004a] übernommen.

8.2 Linear-elastischer Ansatz für Einfeldträger

8.2.1 Grundsätzliches

Für ungerissene Verbundträgersysteme wird oftmals das Gesamtquerschnittsverfahren angewandt, das von einem linear-elastischen Werkstoffverhalten ausgeht und damit den Verbundquerschnitt in einen ideellen Querschnitt (Index „i“) umrechnet. Dies bedeutet, dass auch bei Verbundkonstruktionen, sofern diese noch nicht gerissen sind, der ideelle Verbundquerschnittswert $I_{i,0}$ für die Verformungsberechnung angewandt werden kann [Sattler 1959].

Das Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts $I_{i,0}$ wird hierbei mit den Werten für die mittragende Breite des Scheiben- und Biegezustands berücksichtigt, siehe hierzu auch Abschnitt 4.5. Das Trägheitsmoment $I_{i,0}$ des Gesamtquerschnitts setzt sich somit wie folgt zusammen:

$$I_{i,0} = I_a + I_{c,0} + S_{i,0} \cdot a_{St} \quad (\text{Gleichung 8.1})$$

8.2.2 Definition des effektiven Trägheitsmoment $I_{i,eff}$

Die Steifigkeit des Baustahlquerschnitts ist durch die Rissbildung nicht zu reduzieren, sondern im Betonquerschnitt vorhandene Risse wirken sich allein auf den Betonquerschnitt aus, so dass der hier nun eingeführte Abminderungsfaktor α_c auf die Traganteile des Betons angewandt wird. Das ideelle Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts $I_{i,0}$ wird daher in ein sog. effektives Trägheitsmoment $I_{i,eff}$ überführt:

$$I_{i,eff} = I_a + \alpha_c \cdot (I_{c,0} + S_{i,0} \cdot a_{St}) \quad (\text{Gleichung 8.2})$$

Am Ersatzsystem mit einer über den Träger hinweg konstanten effektiven Trägersteifigkeit $I_{i,eff}$ kann nun mit Mitteln der linear-elastischen Stabstatik die Durchbiegung direkt bestimmt werden, siehe hierzu nachfolgende Abbildung.

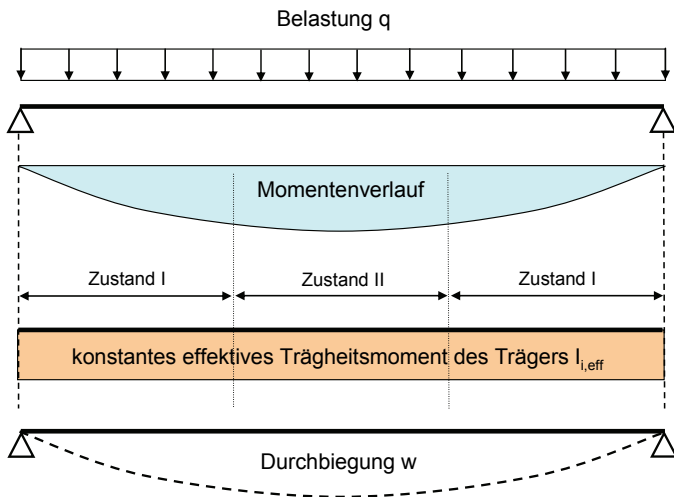


Abbildung 8.1: Ersatzträgersystem mit konstantem effektivem Trägheitsmoment $I_{i,eff}$

Betrachtet man in Hinblick auf den nichtlinearen Berechnungsansatz die Last-Verformungskurve eines Slim-Floor Trägers (Abbildung 8.2), so kann die Verformungskurve in drei Bereiche unterteilt werden. Die rote Kurve zeigt hierbei die Last-Verformungskurve unter Berücksichtigung der effektiven Steifigkeit $I_{i,eff}$, die schwarze Linie beschreibt das tatsächliche Verformungsverhalten, das nach dem ersten Riss und mit Beginn des Fließens jeweils flacher verläuft.

Im Bereich I ist der Betongurt noch ungerissen (elastischer Bereich). Das einwirkende Moment ist somit also noch kleiner als das Rissmoment des Verbundträgers. Die Verformungsberechnung kann daher mit linear-elastischen Ansätzen berechnet werden. Für den hier beschriebenen Ansatz muss entsprechend α_c mit 1,0 eingesetzt werden.

Mit dem ersten Riss im Betonquerschnitt verlässt man den linear-elastischen Bereich, die Verformungen nehmen infolge des Steifigkeitsverlustes überproportional zu. In diesem Bereich kann somit der ideelle Verbundquerschnittswert $I_{i,0}$ nicht mehr angewandt werden, eine Abminderung infolge der Rissbildung ist erforderlich, so dass der effektive Querschnitt $I_{i,eff}$ eingesetzt werden muss ($\alpha_c < 1,0$, gerissener Beton).

Die Bedingung $\alpha_c = 0$ stellt den Grenzfall dar, dass der Beton völlig gerissen vorliegt und nur noch der Baustahlquerschnitt für den Lastabtrag und die Verformungsberechnung herangezogen werden kann.

Belastung [kN, kNm]

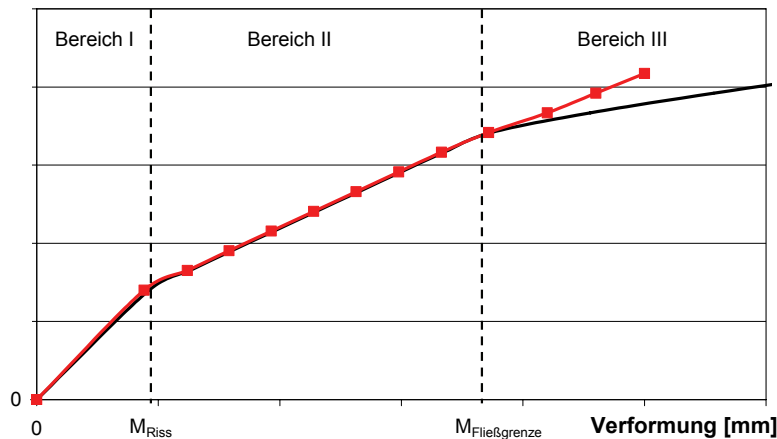


Abbildung 8.2: Last-Verformungskurve eines Slim-Floor Einfeldträgers (schematisch)

Die Berechnung auf Grundlage des $I_{i,eff}$ kann nur so lange angewandt werden, bis der Baustahlquerschnitt zu fließen beginnt. Dies kann durch den effektiven Querschnitt nicht berücksichtigt werden, die tatsächlichen Verformungen würden durch den elastischen Ansatz nach Gleichung 8.2 unterschätzt (Bereich III, Fließen des Baustahlträgers). Da die Fließgrenze bei Slim-Floor Trägern meist außerhalb des Gebrauchstauglichkeitsbereichs liegt, kann das linear-elastische Modell jedoch unter Berücksichtigung der Abminderung durch die Rissbildung im Beton für die Verformungsberechnung meist ohne Einschränkungen angewandt werden.

8.2.3 Bestimmung des Abminderungsfaktors α_c und Parameteruntersuchung

8.2.3.1 Grundsätzliches

Die Bestimmung eines Abminderungsfaktors α_c ist für die Verformungsberechnung nötig, da durch den linear-elastischen Berechnungsansatz die Trägerdurchbiegung überschätzt werden würde. Der Abminderungsfaktor α_c ist somit ein Maß für die Rissbildung und dem damit verbundenen Steifigkeitsabbau des Betongurts.

Grundsätzlich wird die Rissbildung durch drei Faktoren beeinflusst, die im nachfolgenden Abschnitt zu einer praxisgerechten Anwendungsformel weiterentwickelt werden:

- Belastung: mit zunehmender Belastung q reißt der Betonquerschnitt weiter auf, so dass der Betonquerschnitt an Steifigkeit verliert und daher nicht voll berücksichtigt werden kann.
- Die Materialkennwerte (insbesondere die Betonzugfestigkeit) haben einen direkten Einfluss auf das Rissverhalten des Betongurts, so dass diese ebenso bei der Ermittlung des Abminderungsfaktors berücksichtigt werden müssen.
- Die Trägersteifigkeit und damit das Trägheitsmoment werden durch die geometrischen Faktoren, wie Abmessungen des Betongurts und Größe des Baustahl-

profils beeinflusst. Das ideale Trägheitsmoment des Slim-Floor Trägers setzt sich aus dem Baustahlprofil und dem Betongurt zusammen. Das Verhältnis der Steifigkeiten zwischen Baustahl und Betongurt spielt hierbei eine zentrale Rolle.

8.2.3.2 Berechnungsansatz für den Abminderungsfaktor α_c

Die Bestimmung der Faktoren geschieht über einen Vergleich der Ergebnisse aus der Verformung mit dem elastischen Trägheitsmoment $I_{i,eff}$ und der Verformung durch das analytische Berechnungsmodells nach Abschnitt 6.2. Die dort auf Grundlage der materiell nichtlinearen Berechnung ermittelten Trägerdurchbiegungen f_0 dienen als Referenzwert.

Die Durchbiegung f_0 kann somit als bekannt vorausgesetzt werden und entspricht der tatsächlichen Verformung bei einer bestimmten Belastung q . Der Abminderungsfaktor α_c kann nun direkt über die Beziehung (Gleichung 8.4) rückgerechnet werden. Dabei wird angenommen, dass die elastisch ermittelte Verformung f_{el} an einem Ersatzbalken mit der Steifigkeit $I_{i,eff}$ berechnet wird.

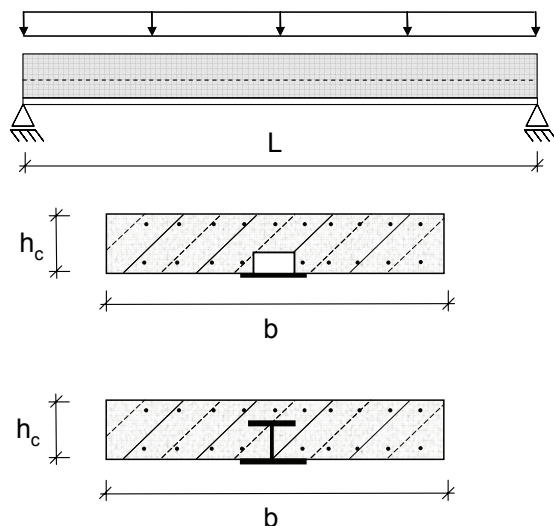
$$\frac{f_0}{f_{el}} = \frac{I_{i,0}}{I_{i,eff}} \quad (\text{Gleichung 8.3})$$

Werden nun die Gleichungen 8.2 und 8.3 ineinander eingesetzt, so lässt sich der Abminderungsfaktor α_c direkt über den Vergleich der Verformungen f_0 und f_{el} wie folgt bestimmen:

$$\alpha_c = \frac{I_{i,0} \cdot \frac{f_{el}}{f_0} - I_a}{I_{c,0} + S_{i,0} \cdot a_{St}} \quad (\text{Gleichung 8.4})$$

Im Rahmen der unten beschriebenen Parameterstudie wird nun der Abminderungsfaktor α_c systematisch untersucht und an einer Vielzahl von Trägern bei verschiedenen Laststufen abgeleitet. Das Ziel ist nun, diese umfangreiche Untersuchung in einen einfachen Berechnungsansatz zu überführen, um den Abminderungsfaktor α_c direkt mittels verschiedener und einfach definierbarer Größen bestimmen zu können.

Der hierbei untersuchte Parameterbereich (Abbildung 8.3) umfasst dabei folgende geometrischen und materiellen Grenzen.



Gewählter Parameterbereich:

Stützweite:	$L = 4,0 - 9,0 \text{ m}$
Plattendicke:	$h_c = 16 - 34 \text{ cm}$
Plattenbreite:	$b = 2,0 - 8,0 \text{ m}$
Stahlprofil:	UPE-, IFB-, SFB-Profile
Betondruckfestigkeit:	$f_c = 20 - 50 \text{ N/mm}^2$
Betonzugfestigkeit:	$f_{ct} = 1,0 - 5,5 \text{ N/mm}^2$
Stahlzugfestigkeit:	$f_y = 235 - 460 \text{ N/mm}^2$
Bewehrung oben:	$a_{s,o} = 0 - 18 \text{ cm}^2/\text{m}$
Bewehrung unten:	$a_{s,u} = 0 - 18 \text{ cm}^2/\text{m}$

Abbildung 8.3: Parameteruntersuchung zur Bestimmung des Abminderungsfaktors α_c

Bei der Auswertung berücksichtigt werden Belastungen bis ca. 60 % der Traglast, was ungefähr dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entspricht und bei der der Baustahl seine Fließgrenze im Allgemeinen noch nicht erreicht hat. Insgesamt werden somit ca. zehntausend Berechnungspunkte für die Entwicklung des Ansatzes herangezogen.

Die Auswertung der untersuchten Parameter zeigt, dass sich die Steifigkeitsverteilungen und somit das Verformungs- und Rissverhalten zwischen den klassischen I-Profilen und den doch sehr niedrigen Hutprofilen merklich unterscheiden, was durch das Verhältnis der Baustahlträgerhöhe h_a und dem zugehörigen Trägheitsmoment I_a des jeweiligen Baustahlprofile zu begründen ist. Bei einem einzigen Ansatz für alle Baustahlquerschnitte würde dies zu größeren Streuungen (Standardabweichung) und damit zu einer größeren Ungenauigkeit des Ansatzes führen.

Daher wird die Entwicklung des Berechnungsansatzes für beide Querschnittsformen getrennt voneinander durchgeführt. Die Abminderungsfaktoren (s.u.) für das Material (α_{Mat}) und die Belastung (α_M) werden hierbei konstant gehalten, entsprechend nur die Faktoren (α_V) und (α_{QS}) angepasst. Da in der Praxis die Belastung von Decken hauptsächlich als Linienlasten auftreten, wird der Berechnungsansatz für eine einwirkende Streckenlast entwickelt.

Die anhand der materiell nichtlinearen Untersuchung ermittelten Referenzwerte werden für α_c herangezogen und über einen Vergleich der vereinfachte Berechnungsansatz entwickelt. Die Faktoren (als Koeffizient oder Exponent) werden durch eine Regression über die Minimierung der Fehlerquadrate unter Zuhilfenahme des in Microsoft Excel implementierten Solvers bestimmt. Eine Abhängigkeit der einzelnen Faktoren ist durch den Multiplikator-Ansatz gegeben.

Die nachfolgende Gleichung stellt den Berechnungsansatz für den Abminderungsfaktor α_c dar:

$$\alpha_c = \alpha_V \cdot \alpha_{Mat} \cdot \alpha_{QS} \cdot \alpha_M \quad (\text{Gleichung 8.5})$$

Mit Vorfaktor

$$\alpha_V = 3,7 \quad \text{für Hutprofile} \quad (\text{Gleichung 8.6a})$$

$$\alpha_V = 0,4 \quad \text{für I-Profile} \quad (\text{Gleichung 8.6b})$$

Faktor für Einfluss der gewählten Materialkennwerte

$$\alpha_{Mat} = \left(\frac{f_{ct}}{f_{ct,0}} \right)^{-0,26} \cdot \left(\frac{f_c}{f_{c,0}} \right)^{0,48} \cdot \left(\frac{f_y}{f_{y,0}} \right)^{0,29} \quad (\text{Gleichung 8.7})$$

Faktor für Einfluss des gewählten Querschnitts

$$\alpha_{QS} = \left(\frac{A_{s,u} + A_a}{A_{i,0}} \right)^{0,92} \cdot \left(\frac{I_{c,0}}{I_{i,0}} \right)^{3,59} \cdot \left(\frac{a_{st}}{h_c} \right)^{-1,56} \cdot \left(\frac{b}{L} \right)^{-0,92} \quad \text{für Hutprofile} \quad (\text{Gleichung 8.8a})$$

$$\alpha_{QS} = \left(\frac{A_{s,u} + A_a}{A_{i,0}} \right)^{0,17} \cdot \left(\frac{I_{c,0}}{I_{i,0}} \right)^{3,18} \cdot \left(\frac{a_{st}}{h_c} \right)^{-1,27} \cdot \left(\frac{b}{L} \right)^{-0,56} \quad \text{für I-Profile} \quad (\text{Gleichung 8.8b})$$

Faktor für Einfluss der auf den Träger wirkenden Belastung

$$\alpha_M = \left(\frac{M_{Riss}}{M_{Ed}} \right)^{1,22} \quad (\text{Gleichung 8.9})$$

Die einzelnen verwendeten Faktoren sind hierbei wie folgt definiert:

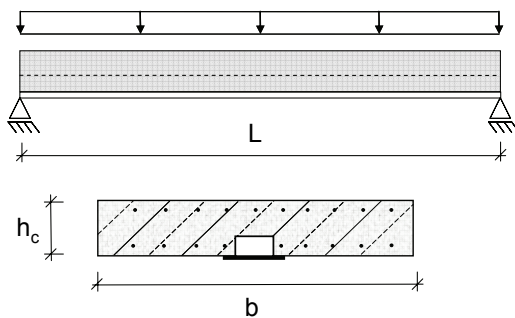
f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons in N/mm ²
$f_{ct,0}$	Bezugswert für die Zugfestigkeit des Betons; $f_{ct,0} = 1,0 \text{ N/mm}^2$
f_c	Druckfestigkeit des Betons in N/mm ²
$f_{c,0}$	Bezugswert für die Druckfestigkeit des Betons; $f_{c,0} = 30 \text{ N/mm}^2$
f_y	Streckgrenze des Baustahls in N/mm ²
$f_{y,0}$	Bezugswert für die Streckgrenze des Baustahls; $f_{y,0} = 355 \text{ N/mm}^2$
$A_{s,u}$	Bewehrungsgehalt in der Zugzone des Betongurts in cm ²
A_a	Querschnittsfläche des Baustahlprofils in cm ²
$I_{c,0}$	Ideelle Trägheitsmoment des Betonquerschnitts in cm ⁴
$I_{i,0}$	Ideelle Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts in cm ⁴
a_{st}	Schwerpunktastand zwischen Beton- und Stahlquerschnitt in cm
h_c	Plattendicke des Betongurts in cm

b	Breite des Betongurts in m
L	Stützweite des Trägers in m
M_{Riss}	Rissmoment des Verbundquerschnitts in kNm
M_{Ed}	Einwirkendes Moment in kNm

Anmerkung: Die Einheiten der einzelnen Faktoren sind innerhalb der Quotienten einheitengetreu einzusetzen.

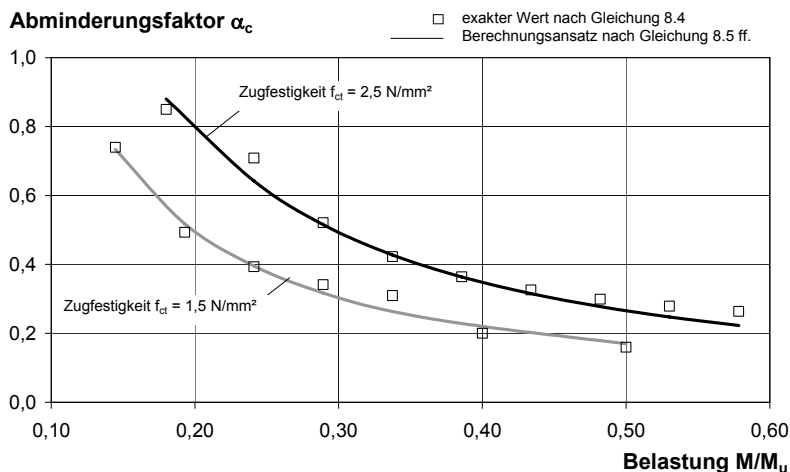
Die Ermittlung des Abminderungsfaktors α_c beruht auf eine Reihe von Annahmen und Anwendungsgrenzen, da die Untersuchung auf eine Verformungsberechnung am Einfeldträgersystem basiert. Wie auch schon beim analytischen Modell (Abschnitt 6.2.3) wird von einem starren Verbund ausgegangen, eine Nachgiebigkeit in der Verbundfuge und der damit verbundenen erhöhten Trägerverformung kann hiermit nicht berücksichtigt werden. Die Anwendung ist auf den Bereich der Gebrauchstauglichkeit begrenzt, so dass ein Fließen des Baustahls nicht abgedeckt ist. Die Herleitung des Abminderungsfaktors α_c wurde anhand der oben beschriebenen Parameterstudie durchgeführt und liegt damit innerhalb der dort festgelegten Anwendungsgrenzen, vergleiche Abbildung 8.3.

Die Exponenten und Koeffizienten der Gleichung 8.5 ff. wurden durch eine Regression über die Minimierung der Fehlerquadrate mit Hilfe des in Excel implementierten Solvers bestimmt. Die nachfolgende Abbildung zeigt exemplarisch für die Betonzugfestigkeit f_{ct} einen Vergleich des Berechnungsansatzes für α_c nach Gleichung 8.5 ff. mit den genauen Ergebnissen für den Abminderungsfaktor α_c nach Gleichung 8.4.



Stützweite: $L = 4,0$ m
 Plattenbreite: $b = 4,0$ m
 Plattendicke: $h_c = 22$ cm
 Betondruckfestigkeit: $f_c = 30$ N/mm²
 Stahlzugfestigkeit: $f_y = 355$ N/mm²
 Stahlprofil: UPE 240; Fl. 440 x 10
 Bewehrungsgehalt: $a_{s,o+u} = 5,2$ cm²/m

a) Beispielrechnung – Einfeldträger – gewählte Parameter



b) Variation der Betonzugfestigkeit - $f_{ct} = 1,5 / 2,5 \text{ N/mm}^2$

Abbildung 8.4: Vergleich des elastischen Berechnungsansatzes nach Gleichung 8.5 ff. mit dem genauen Ansatz nach Gleichung 8.4

Der bereits entwickelte Ansatz nach [Kuhlmann et al 2006b] wird in diesem Zusammenhang nicht aufgegriffen bzw. verwendet. Dieser Ansatz wurde ausschließlich für die Hutprofile abgeleitet, so dass der Ansatz begrenzt ist, da die Faktoren speziell für die niedrige Hutform angepasst sind. Da der neue Berechnungsansatz auch für I-Profile gültig sein soll, ist der Ansatz nun so erweitert, dass die Geometrie des Baustahlprofils eine ausreichende und allgemein gültige Berücksichtigung findet. Die für beide Baustahlquerschnitte (I-Profil und Hutprofil) durchgeführte statistische Auswertung (siehe Abschnitt 8.2.6) weist eine gute Übereinstimmung auf, siehe hierzu auch Abschnitt 8.2.6.

8.2.4 Verifizierung des elastischen Modells an Versuchsträgern

In der nachfolgenden Abbildung sind die Vergleiche der experimentellen Last-Verformungs-Kurven der eigenen Einfeldträgerversuche VT1 und VT2 mit den rechnerischen Verläufen des linear-elastischen Ansatzes nach Gleichung 8.2 dargestellt. Da die Träger mit 4,0 m nur eine sehr geringe Spannweite aufweisen, sind die Durchbiegungen unter Gebrauchslasten insgesamt nur sehr gering. In der Abbildung 8.5 ist über das einwirkende Moment die Verformung w_{Versuch} des Versuchsträgers VT1 (schwarze Kurve) und die berechnete Verformung $w_{\text{elastisch}}$ (diskreten Punkte) abgetragen. Entsprechend hierzu sind die Werte in

Tabelle 8.1 zusammengefasst.

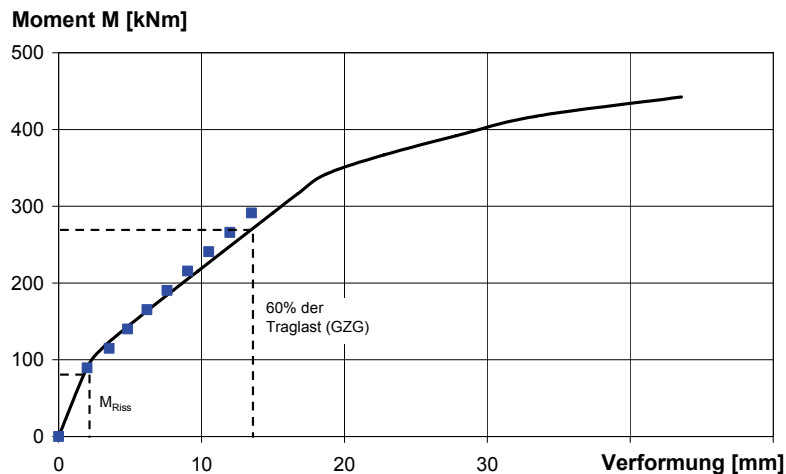


Abbildung 8.5: Vergleich der rechnerischen und experimentellen Last-Verformungskurve VT1

Die Zusammenstellung zeigt eine gute Annäherung des linear-elastischen Ansatzes an die tatsächlich gemessenen Trägerdurchbiegungen. Der Berechnungsansatz ist für Lasten bis ca. 60 % der Traglast abgeleitet, so dass höhere theoretisch ermittelte Werte im Diagramm nicht dargestellt sind.

Tabelle 8.1: Vergleich der rechnerischen und experimentellen Last-Verformungskurve VT1

M_{Ed}	[kNm]	88,9	116,9	140,3	163,7	191,8	215,2	243,2	266,6
M_{Ed}/M_u	[-]	0,19	0,25	0,30	0,35	0,41	0,46	0,52	0,57
$w_{Versuch}$	[mm]	1,99	3,1	4,6	6,3	8,0	9,7	11,5	13,4
$w_{elastisch}$	[mm]	2,0	3,5	4,8	6,2	7,6	9,0	10,5	13,5
Abweichung	[%]	-1 %	-16 %	4 %	2 %	5 %	7 %	9 %	9 %

Für den Versuchsträger VT2 ist der Vergleich in der nachfolgenden Abbildung 8.6 und

Tabelle 8.2 zusammengestellt. Hierbei ist anzumerken, dass der erste theoretisch ermittelte Lastpunkt unterhalb des Rissmoments des Trägers liegt. Somit ist für die Berechnung des ungerissenen Querschnitts der Wert 1,0 für α_c anzusetzen.

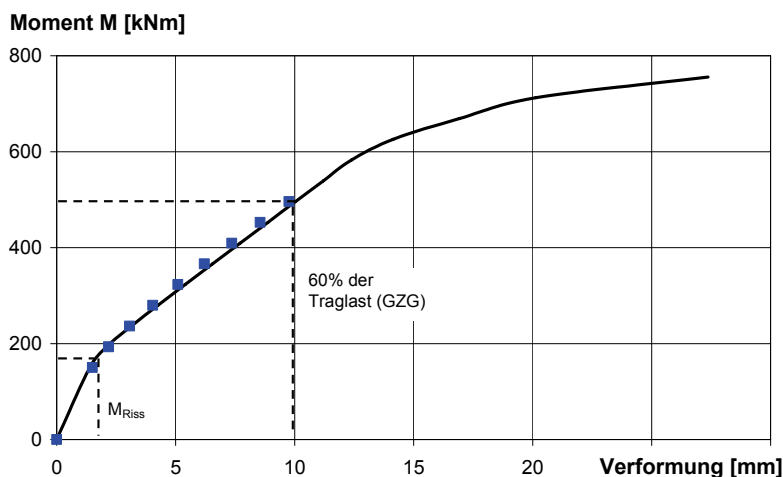


Abbildung 8.6: Vergleich der rechnerischen und experimentellen Last-Verformungskurve VT2

Tabelle 8.2: Vergleich der rechnerischen und experimentellen Last-Verformungskurve VT2

M_{Ed}	[kNm]	151,8	191,8	239,7	279,7	319,6	367,6	407,6	455,5
M_{Ed}/M_u	[-]	0,19	0,24	0,30	0,35	0,40	0,46	0,51	0,57
$w_{Versuch}$	[mm]	1,4	2,1	3,1	4,2	5,4	6,6	7,7	8,9
$w_{elastisch}$	[mm]	1,5	2,2	3,1	4,0	5,1	6,2	7,4	8,5
Abweichung	[%]	-8 %	-4 %	0 %	5 %	6 %	5 %	5 %	4 %

Die geringen Abweichungen für den Träger zeigen ebenfalls eine gute Übereinstimmung des linear-elastischen Berechnungsmodells mit den experimentell durchgeführten Versuchen. Eine statistische Auswertung des Berechnungsansatzes mit dem nichtlinearen analytischen Modell ist im nachfolgenden Abschnitt 8.2.6 zu finden.

8.2.5 Einflussfaktoren des Abminderungsfaktors α_c

8.2.5.1 Grundsätzliches

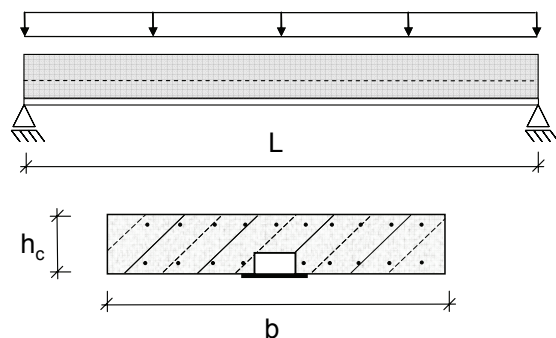
Grundsätzlich ist festzuhalten, dass der Abminderungsfaktor α_c hauptsächlich von der Betonsteifigkeit bestimmt wird, da die Rissbildung maßgebend für den Steifigkeitsverlust im Verbundquerschnitt verantwortlich ist. Die Berechnungsformel für α_c ist in Gleichung 8.6 bis 8.9 angegeben. Im Folgenden werden nun die wichtigsten Faktoren und deren Einfluss auf den Abminderungsfaktor betrachtet.

Zu beachten ist hierbei, dass die Variation eines Parameters sich auf mehrere Faktoren niederschlägt, so wirkt sich z.B. die Betonplattendicke h_c auf die Trägheitsmomente $I_{c,0}$, und $I_{i,0}$, auf das statische Moment $S_{i,0}$, auf die Schwerpunktslage, dargestellt durch $z_{i,0}$, aber auch auf das Rissmoment M_{Riss} aus. Es kann daher durch die Variation eines Parameters der Einfluss nicht isoliert dargestellt werden.

Der Parameter Baustahlprofil und Bewehrungsgrad der Zugbewehrung werden nur an einem Beispiel exemplarisch dargestellt, da beide Faktoren qualitativ einen ähnlichen Einfluss auf das Rissmoment M_{Riss} wie auch auf das maximale Bruchmoment M_u besitzen.

Da die Betondruckfestigkeit, sowie die Fließgrenze des Baustahlprofils wiederum nur einen Einfluss auf das absolute Bruchmoment M_u des Slim-Floor Trägers besitzen, auf das Rissmoment M_{Riss} jedoch nicht, werden diese Parameter hier nicht gesondert aufgeführt.

Die im Folgenden gezeigten Einflussgrößen beruhen auf der Auswertung einzeln untersuchter und variiert Parameter des Berechnungsansatzes nach Gleichung 8.5 ff. Die Diagramme zeigen den Einfluss des variierten Parameters auf das effektive Trägheitsmoment $I_{i,\text{eff}}$ in Abhängigkeit der Belastung, die als bezogenes Moment (M_{Ed} / M_u) angegeben ist. Der für die Berechnung gewählte Basisträger ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.



Gewählter Parameterbereich:

Stützweite:	$L = 6,0 \text{ m}$
Plattendicke:	$h_c = 26 \text{ cm}$
Plattenbreite:	$b = 6,0 \text{ m}$
Stahlprofil:	UPE 240, Fl. 440x10
Betondruckfestigkeit:	$f_c = 30 \text{ N/mm}^2$
Betonzugfestigkeit:	$f_{ct} = 2,0 \text{ N/mm}^2$
Stahlzugfestigkeit:	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Bewehrung oben:	$a_{s,o} = 5,2 \text{ cm}^2/\text{m}$
Bewehrung unten:	$a_{s,u} = 5,2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Abbildung 8.7: Basisträger für Parameteruntersuchung - Einflussgrößen auf die effektive Trägersteifigkeit $I_{i,\text{eff}}$

8.2.6 Statistische Auswertung des linear-elastischen Ansatzes

Die Anwendbarkeit des linear-elastischen Ansatzes kann durch den Vergleich mit dem analytischen nichtlinearen Berechnungsansatz gezeigt werden. Die nach Gleichung 8.4 bestimmten Abminderungsfaktoren auf Basis der analytischen Verformungsberechnung unter Berücksichtigung des Scheiben- und Biegezustands werden den nach Gleichung 8.5ff. bestimmten Abminderungsfaktoren α_c auf Basis des entwickelten linear-elastischen Berechnungsansatzes gegenübergestellt.

Da die Faktorenbestimmung über die Minimierung der Fehlerquadrate durchgeführt wird und auf die Optimierung der Streubreite der Berechnungsergebnisse Wert hin ausgerichtet wird, liegt der Mittelwert aller Ergebnisse nach Umrechnung auf die Trägerverformung für $f_{i,\text{eff}}/f_{\text{analyt}}$ bei 1,04. Hierbei werden alle Werte, wie bereits oben beschrieben, innerhalb des Bereichs bis ca. 60 % der maximalen Belastung, als für den Bereich der Gebrauchstauglichkeit, herangezogen. Die Standardabweichung liegt hier bei 0,13. Die Verteilung der Ergebniswerte ist in der nachfolgenden Abbildung für die Hutprofile dargestellt.

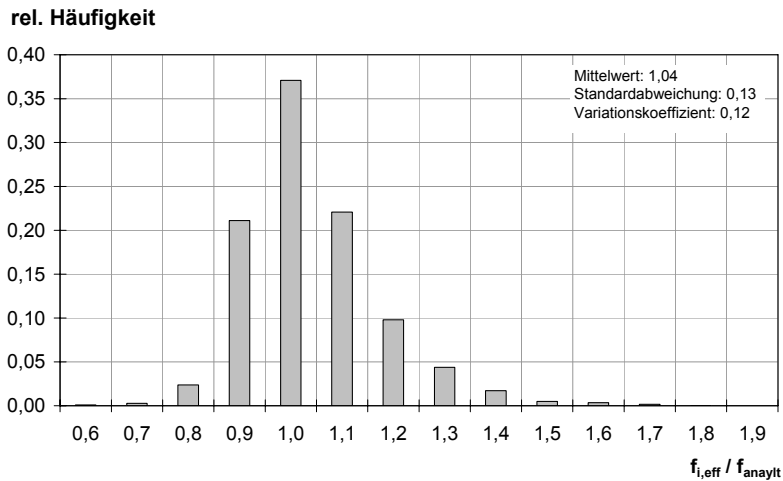


Abbildung 8.8: Vergleich der Durchbiegung $f_{i,eff}$ mit Durchbiegung f_{analyt} (Hutprofile)

Durch den Mittelwert von 1,04 liegen die Werte ein wenig darüber, so dass die rechnerisch bestimmte Durchbiegung mittels des linear-elastischen Ansatzes die Verformung ganz leicht überschätzt. Insgesamt kann der Berechnungsansatz aber für die Praxisanwendung als geeignet angesehen werden.

8.3 Linear-elastischer Ansatz für Zweifeldträger

8.3.1 Grundsätzliches

Für die nichtlineare Berechnung wurde auf Grundlage des Ansatzes für den Einfeldträgers eine Erweiterung für zweifeldrige Systeme in Abschnitt 7.4 vorgestellt. Nachfolgend soll dies nun ebenfalls auf Basis des linearen Ansatzes gemäß Gleichung 8.1 für Zweifeldträger entwickelt werden. Hierbei wird eine

reduzierte Trägersteifigkeit $I_{i,2,eff}$ zur Berechnung der Verformung am Zweifeldträger (siehe Abschnitt 8.3.2) angesetzt.

8.3.2 Berechnungsansatz mit reduzierter Trägersteifigkeit $I_{i,2,eff}$

8.3.2.1 Grundsätzliches

Für die praktische Anwendung würde es auf den ersten Blick am Sinnvollsten zu erscheinen, den bestehenden Ansatz des Einfeldträgers (Abschnitt 8.2) auch für die Zweifeldträgersysteme zu übernehmen und entsprechend weiter zu entwickeln. Da sich das Trag- und Verformungsverhalten des Zweifeldträgers jedoch vor allem im Gebrauchslastzustand vom Einfeldträgersystem unterscheidet, werden die für den Einfeldträger ermittelten Werte des effektiven Trägheitsmoments $I_{i,eff}$ nicht unmittelbar übernommen und durch die Einspannwirkung über der Mittelstütze erweitert.

Die nachfolgende Abbildung 8.9 zeigt das typische Last-Verformungsverhalten eines Querschnitts, ausgeführt als Einfeldträger (blaue Kurve) und als Zweifeldträger (grüne Kurve).

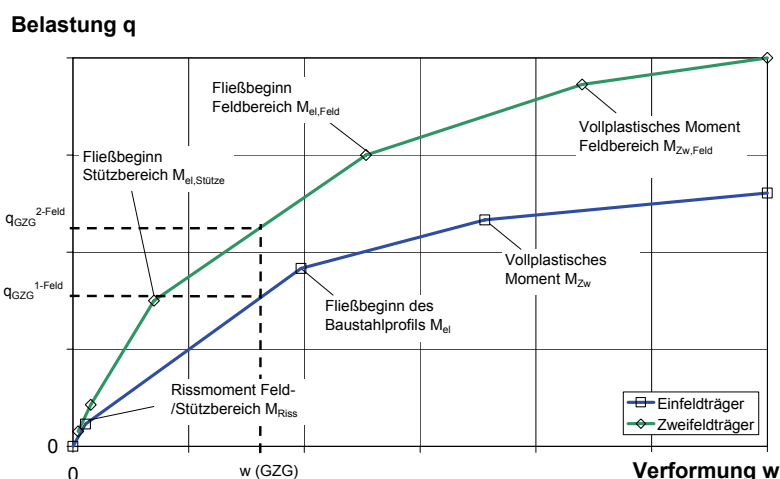


Abbildung 8.9: Lastverformungskurve eines Ein- und Zweifeldträgers mit diskreten Belastungspunkten

Unter Gebrauchslasten erreicht der Baustahl im Feldbereich nicht den Fließbereich, so dass für die Verformungsberechnung nur der Steifigkeitsverlust des Betongurts infolge Rissbildung berücksichtigt werden muss.

Im Gegensatz dazu aber kann die Zugbewehrung über dem Mittelaufleger des Zweifeldträgers die Streckgrenze überschreiten, so dass neben der Rissbildung im Feld- und

Stützbereich die Verformung entscheidend durch das Fließverhalten beeinflusst wird. Dies bedeutet, dass im Vergleich zum Einfeldträger ein nichtlineares Verformungsverhalten des Betons im Feld- und Stützbereich sowie der Zugbewehrung über dem Mittelaufleger vorliegen kann.

Betrachtet man die Berechnungsgleichung für den linear-elastischen Ansatz zu Bestimmung der Trägerverformung des Einfeldträgers, so wird das Rissmoment im Feldbereich als Bezugsgröße für das einwirkende Moment herangezogen. Dies kann nicht ohne weiteres für den Zweifeldträger übernommen werden, da einerseits durch die Durchlaufträgerwirkung die Rissbildung im Feldbereich später einsetzt und sich andererseits mit Überschreiten des Rissmoments über dem Mittelaufleger die Verformung bereits im nicht-linearen Bereich befindet.

Aus diesen genannten Gründen heraus wird ein neuer Ansatz entwickelt, der diese genannten Effekte berücksichtigt.

8.3.2.2 Herleitung eines linearen Ansatzes zur Verformungsberechnung von Zweifeldträgern

Analog dem vereinfachten Bemessungsverfahren nach [DIN 18800-5] mit der reduzierten Steifigkeit im Bereich der Mittelstütze (siehe hierzu auch Abschnitt 2.2.4) wird für die Mittelstütze der gerissene Querschnitt als konstant angenommen und der Feldbereich durch Reduktion des Gesamtverbundträgheitsmoments angepasst.

Erste Voruntersuchungen zeigten hierbei folgende Ergebnisse:

- da die Rissbildung über der Stütze bereits unter sehr geringen Lasten eintritt, verliert der Verbundquerschnitt in diesem Bereich sehr schnell an Steifigkeit.
- die Rissbildung schreitet über dem Mittelaufleger sehr schnell voran, so dass der Biegetraganteil des Betongurtes rasch abnimmt und vernachlässigt werden kann (im Bereich der Mittelstütze wird daher vereinfacht nur das Baustahlprofil angesetzt).
- dieser Effekt wird durch die Rissbildung im Feldbereich weiter verstärkt, so dass auch dort die Betonträgersteifigkeit abnimmt (der Verbundquerschnitt wird daher als obere Grenze angenommen, der entsprechend mit zunehmender Belastung reduziert wird).
- mit Überschreiten der Streckgrenze der Zugbewehrung über dem Mittelaufleger nimmt die Verformung weiter überproportional zu, so dass dies rechnerisch über die Reduktion des Verbundquerschnitts aufgefangen werden muss.

Da die über den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinausgehenden Lastbereiche keine Rolle für die Verformungsberechnung spielen, wird diese daher auch für den Berechnungsansatz nicht weiter berücksichtigt.

Die Verformung des Zweifeldträgers soll mittels eines linear-elastischen Ansatzes bestimmt werden, bei dem das nichtlineare Tragverhalten durch die Abminderung $\alpha_{c,2}$ der

Trägersteifigkeit berücksichtigt wird. Die Trägersteifigkeit im Feldbereich wird hierbei wie folgt berechnet:

$$I_{i,2,\text{eff}} = \alpha_{c,2} \cdot (I_a + I_{c,0} + S_{i,0} \cdot a_{\text{St}}) \quad (\text{Gleichung 8.10})$$

Da, wie bereits erwähnt, die Trägersteifigkeit des Stützbereiches durch die Rissbildung und durch das Fließen der Zugbewehrung sehr stark nachlässt, wird für diesen Bereich die Steifigkeit konstant gehalten, während nur der Feldbereich angepasst wird, wie in Abbildung 8.10 dargestellt wird.

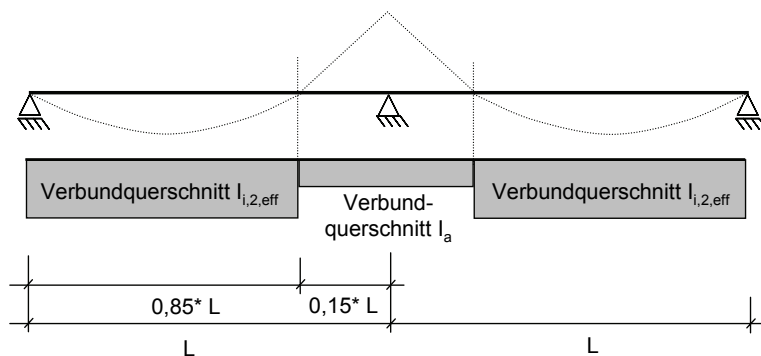


Abbildung 8.10: Trägersteifigkeit des Stütz- und Feldbereichs für linear-elastischen Verformungsansatz

Entsprechend der normativen Regelung wird der Sprung in der Steifigkeit ebenfalls für einen Bereich links und rechts des Mittelauftragers mit $0,15 \cdot L$ angenommen. In Anlehnung an die effektive Trägersteifigkeit $I_{i,\text{eff}}$ des Einfeldträgers wird diese für den Zweifeldträger mit $I_{i,2,\text{eff}}$ und der Abminderungsfaktor mit $\alpha_{c,2}$ bezeichnet.

Der Faktor $\alpha_{c,2}$ wird wie folgt bestimmt (Abbildung 8.11): Ausgehend von der nichtlinearen Berechnung des Zweifeldträgers auf Basis der mittragende Breite für den Scheiben- und Biegezustand wird eine umfangreiche Parameterstudie an Zweifeldträgern durchgeführt. Da das Modell anhand der durchgeführten Versuche verifiziert werden konnte (siehe Abschnitt 6.3), kann die Trägerdurchbiegung f als die wirkliche Verformung des Zweifeldträgers angesehen werden. Gleichzeitig wird nun eine linear-elastische Verformungsberechnung auf Basis der Stabstatik durchgeführt. Für den Bereich um das Mittelauftrager wird die konstante Trägersteifigkeit des Baustahlquerschnitts I_a und für den Feldbereich der Verbundquerschnittswert $I_{i,0}$ angesetzt, der mit dem von der Last und dem durch die Rissbildung entstehendem Steifigkeitsverlust abhängigen Abminderungsfaktor $\alpha_{c,2}$ multipliziert wird.

Der Abminderungsfaktor $\alpha_{c,2}$ für den Feldbereich wird nun so lange variiert, bis die linear-elastische Verformungsberechnung mit der analytischen Trägerdurchbiegung übereinstimmt. Im Gegensatz zum Einfeldträger kann hier der Abminderungsfaktor nicht allein auf die Betonanteile bezogen werden. Dies liegt daran, dass infolge des Fließens des Querschnitts im Stützbereich und der ausgeprägten Rissbildung im Feldbereich die Durchbiegungen so groß werden, dass durch die alleinige Reduktion der Betonanteile die berechneten Trägersteifigkeiten noch zu hoch sind und damit eine zu kleine Verfor-

mung bestimmt werden würde. Die Steifigkeit im Feldbereich kann damit unter entsprechend hohen Lasten auch innerhalb des Gebrauchslastniveaus rechnerisch kleiner als die reine Stahlträgersteifigkeit werden.

In diesem Zusammenhang ist aber anzumerken, dass durch Unterschreiten dieser Steifigkeit nicht von einem tatsächlichen Fließen des Slim-Floor Trägers im Feldbereich ausgegangen werden kann, da es sich hier um einen ideellen Querschnittswert handelt.

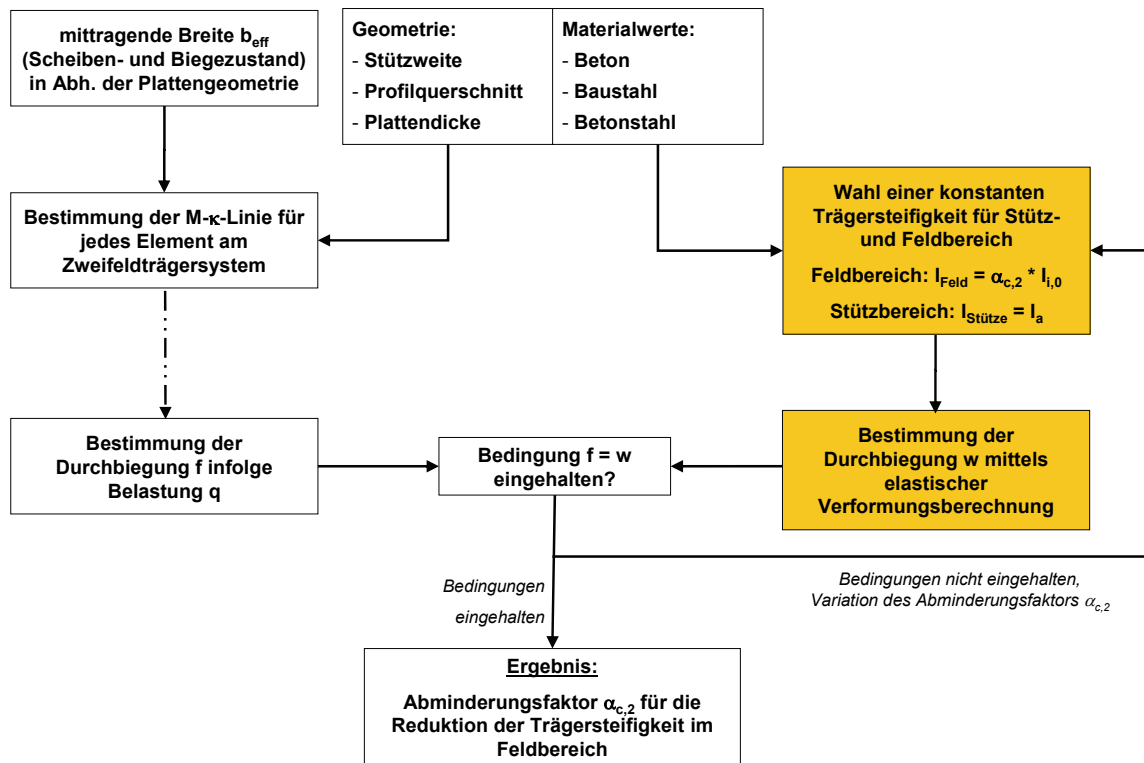


Abbildung 8.11: Schematische Darstellung zur Bestimmung der reduzierten Trägersteifigkeit $I_{i,2,eff}$

Analog zum linear-elastischen Berechnungsansatz wird für den Zweifeldträger die Berechnungsformel für den hutförmigen und I-förmigen Querschnitt getrennt bestimmt. Der Abminderungsfaktor $\alpha_{c,2}$ setzt sich hierbei wieder aus den vier Einzelfaktoren zusammen, die den Querschnitt, die Belastung und die Materialkennwerte berücksichtigen. Der Faktor $\alpha_{c,2}$ ist ein globaler Berechnungsfaktor, der durch die Anpassung des Berechnungsansatzes nach der Methode des Fehlerquadrats bestimmt worden ist.

$$\alpha_{c,2} = \alpha_{V,2} \cdot \alpha_{Mat} \cdot \alpha_{QS,2} \cdot \alpha_{M,2} \quad (\text{Gleichung 8.11})$$

Mit Vorfaktor

$$\alpha_{V,2} = 0,1 \quad \text{für Hutprofile} \quad (\text{Gleichung 8.12a})$$

$$\alpha_{V,2} = 1,0 \quad \text{für I-Profile} \quad (\text{Gleichung 8.12b})$$

Faktor für Einfluss der gewählten Materialkennwerte

$$\alpha_{\text{Mat}} = \left(\frac{f_{\text{ct}}}{f_{\text{ct},0}} \right)^{0,79} \cdot \left(\frac{f_{\text{c}}}{f_{\text{c},0}} \right)^{-0,1} \cdot \left(\frac{f_{\text{y}}}{f_{\text{y},0}} \right)^{0,18} \quad (\text{Gleichung 8.13})$$

Faktor für Einfluss des gewählten Querschnitts

$$\alpha_{\text{QS},2} = \left(\frac{A_{\text{s},0}}{h_{\text{c}}^2} \right)^{-0,12} \cdot \left(\frac{A_{\text{s},\text{u}} + A_{\text{a}}}{A_{\text{i},0}} \right)^{-0,06} \cdot \left(\frac{l_{\text{c},0}}{l_{\text{i},0}} \right)^{-58,1} \cdot \left(\frac{a_{\text{st}}}{h_{\text{c}}} \right)^{7,7} \cdot \left(\frac{b}{L} \right)^{4,7} \quad (\text{Gleichung 8.14a})$$

für Hutprofile und

$$\alpha_{\text{QS},2} = \left(\frac{A_{\text{s},0}}{h_{\text{c}}^2} \right)^{-0,10} \cdot \left(\frac{A_{\text{s},\text{u}} + A_{\text{a}}}{A_{\text{i},0}} \right)^{1,6} \cdot \left(\frac{l_{\text{c},0}}{l_{\text{i},0}} \right)^{-21,3} \cdot \left(\frac{a_{\text{st}}}{h_{\text{c}}} \right)^{3,15} \cdot \left(\frac{b}{L} \right)^{3,1} \quad (\text{Gleichung 8.14b})$$

für I-Profile

Faktor für Einfluss der auf den Träger wirkenden Belastung

$$\alpha_{\text{M},2} = \left(\frac{q_{\text{Ed}}}{q_{\text{u}}} \right)^{-0,74} \quad \text{für Hutprofile} \quad (\text{Gleichung 8.15a})$$

$$\alpha_{\text{M},2} = \left(\frac{q_{\text{Ed}}}{q_{\text{u}}} \right)^{-0,68} \quad \text{für I-Profile} \quad (\text{Gleichung 8.15b})$$

Die im Vergleich zum Ansatz des Einfeldträgers neu hinzugekommenen Faktoren sind wie folgt definiert (siehe hierzu auch Abschnitt 8.2.3.2):

$A_{\text{s},0}$	Bewehrungsgehalt in der Zugzone des Betongurts über der Mittelstütze in cm^2
q_{Ed}	einwirkende Belastung in kN/m
q_{u}	Belastung bei Erreichen der Traglast des Einfeldträgers in kN/m

8.3.3 Statistische Auswertung des linear-elastischen Ansatzes für Zweifeldträger

Die Anwendbarkeit des linear-elastischen Ansatzes kann durch den Vergleich mit dem analytischen nichtlinearen Berechnungsansatz gezeigt werden. Hierzu werden alle in der Parameterstudie durchgeführten Rechnungen mit den Verformungsergebnissen aus dem analytischen Ansatz gegenübergestellt.

Da die Faktorenbestimmung über die Minimierung der Fehlerquadrate durchgeführt und auf die Optimierung der Streubreite der Berechnungsergebnisse Wert gelegt wird, liegt der Mittelwert aller Ergebnisse für $f_{i,2,eff}/f_{analyt}$ bei 1,06. Hierbei wurden alle Werte, wie bereits oben beschrieben, innerhalb des Bereichs bis ca. 60 % der Traglast des Zweifeldträgers, also für den Bereich der Gebrauchstauglichkeit, herangezogen. Die Standardabweichung liegt hier bei 0,26 und der Variationskoeffizient bei 0,25. Die Verteilung der Ergebniswerte ist in der nachfolgenden Abbildung für die Hutprofile dargestellt. Dabei bezeichnet $f_{i,2,eff}$ die Verformungen auf Basis des Berechnungsansatzes nach Gleichung 8.11 und f_{analyt} die Verformungsergebnisse auf Basis der analytischen Verformungsberechnung unter Berücksichtigung des Scheiben- und Biegezustands.

rel. Häufigkeit

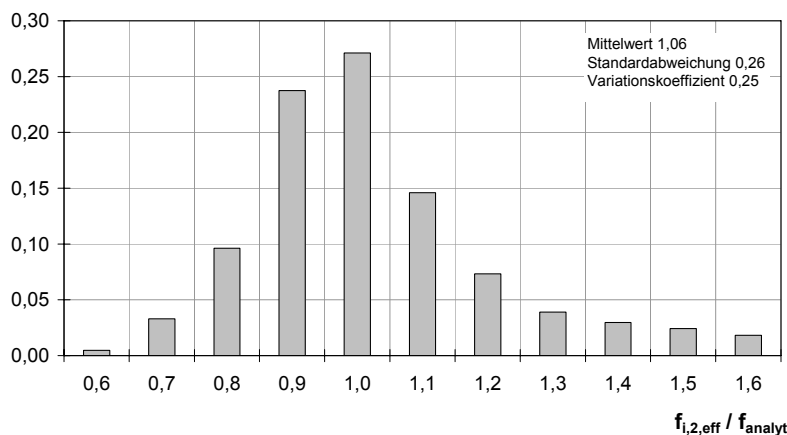


Abbildung 8.12: Vergleich der Durchbiegung $f_{i,eff}$ mit Durchbiegung f_{analyt}

Anhand der statistischen Auswertung ist zu erkennen, dass für den Zweifeldträger die Streubreite im Vergleich zur Auswertung der Einfeldträger größer ist. Dies hängt damit zusammen, dass die Durchbiegung von der Steifigkeitsverteilung zwischen Feld- und Stützbereich abhängig ist. Während sich beim Einfeldträger nur der Feldbereich durch das Reißen des Betonquerschnitts nicht-linear verhält, sind dies beim Zweifeldträger der Feld- und der Stützbereich. Der hier entwickelte Ansatz versucht diese Effekte auf Basis linear-elastischer Werte zu berücksichtigen, so dass zwangsläufig eine größere Streuung auftritt.

9 Berechnungsbeispiel

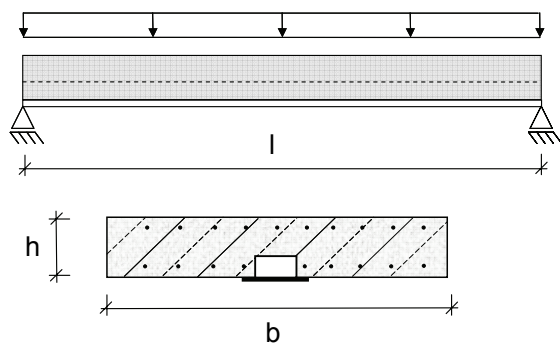
9.1 Grundsätzliches

Im letzten Abschnitt wird die Berechnung der Trägerverformung beispielhaft an einem Slim-Floor Träger mit Hutprofil als Ein- und Zweifeldträgersystem durchgeführt. Dabei werden alle im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Berechnungsansätze verwendet und miteinander verglichen:

- Analytisches Modell unter Berücksichtigung des Scheiben- und Biegezustands
- Analytisches Modell unter Verwendung der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V}$
- Linear-elastischer Ansatz für die Verformungsberechnung

Die Ergebnisse werden in diesem Zusammenhang zusätzlich mit den berechneten Durchbiegungswerten nach [DIN 18800-5] verglichen.

Der gewählte Querschnitt sieht hierbei wie folgt aus:



Gewählter Parameterbereich:

Stützweite:	$L = 6,0 \text{ m}$
Plattendicke:	$h_c = 26 \text{ cm}$
Plattenbreite:	$b = 5,0 \text{ m}$
Stahlprofil:	UPE 360, Fl. 560x10
Betondruckfestigkeit:	$f_c = 35 \text{ N/mm}^2$
Betonzugfestigkeit:	$f_{ct} = 2,5 \text{ N/mm}^2$
Stahlzugfestigkeit:	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Bewehrung oben:	$a_{s,o} = 5,2 \text{ cm}^2/\text{m}$
Bewehrung unten:	$a_{s,u} = 5,2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Abbildung 9.1: Abmessungen und Querschnitt des Beispielträgers

Entsprechend Abschnitt 4.5 bestimmt sich die mittragende Breite für den Scheiben- und Biegezustand des Einfeldträgers in Abhängigkeit der Stützweite und Plattenbreite zu

- mittragende Breite des Scheibenzustands (Feldmitte) $b_{m,S} = 2,46 \text{ m}$
- mittragende Breite des Biegezustands (Feldmitte) $b_{m,B} = 4,50 \text{ m}$

Für den Zweifeldträger bestimmt sich die mittragende Breite unter der Annahme eines Momenten-Nulldurchgangs bei $0,85 \cdot L$ (siehe hierzu Abschnitt 6.2.8.3) zu

- mittragende Breite des Scheibenzustands (Feldmitte) $b_{m,S} = 2,11 \text{ m}$
- mittragende Breite des Biegezustands (Feldmitte) $b_{m,B} = 4,02 \text{ m}$

Da für den gewählten Querschnitt keine Versuchswerte vorliegen, aber das analytische Modell anhand von Versuchen verifiziert wurde, wird davon ausgegangen, dass die damit berechneten Werte als die tatsächliche Verformung angesehen werden kann, sowohl für den Einfeld- wie auch Zweifeldträger. Die Berechnung der Durchbiegung erfolgt hierbei unter der Annahme des Eigengewichtsverbunds und einer steigenden Belastung von $2,0 / 3,5 / 5,0 / 10,0 \text{ kN/m}^2$.

9.2 Nichtlineares analytisches Modell für Ein- und Zweifeldträger

Die Berechnung der Durchbiegung für den Ein- und Zweifeldträger auf Grundlage der nicht-linearen Methode mittels der mittragenden Breite des Schieben- und Biegezustands lieferte hierbei folgende Ergebnisse:

Tabelle 9.1: Verformungsberechnung – analytisches Modell

Einwirkung	Belastung	Durchbiegung Einfeldträger	Durchbiegung Zweifeldträger	Differenz
	[kN/m]	[mm]	[mm]	[%]
Eigengewicht	33,75	2,6	2,1	-19%
2,0 kN/m ²	43,75	3,8	2,9	-24%
3,5 kN/m ²	51,25	5,5	4,0	-24%
5,0 kN/m ²	58,75	7,0	5,1	-27%
10,0 kN/m ²	83,75	12,3	9,2	-25%

Zum Vergleich wird nun die nichtlineare Berechnung mit den Werten für die mittragenden Breite nach [DIN 18800-5] bzw. [DIN EN 1994-1-1] durchgeführt. Die mittragende Breite für den Einfeldträger bestimmt sich bei einer Stützweite von $L = 6,0$ m zu $b_{\text{eff}} = 1,50$ m und für den Zweifeldträger zu $b_{\text{eff}} = 1,28$ m im Feldbereich und $b_{\text{eff}} = 0,75$ m im Stützbereich. Hierbei ergeben sich folgende Verformungswerte:

Tabelle 9.2: Verformungsberechnung – mittragende Breite nach [DIN 18800-5]

Einwirkung	Belastung	Durchbiegung Einfeldträger	Durchbiegung Zweifeldträger	Differenz
	[kN/m]	[mm]	[mm]	[%]
Eigengewicht	33,75	8,0	5,4	-32%
2,0 kN/m ²	43,75	10,8	7,5	-31%
3,5 kN/m ²	51,25	12,9	9,0	-30%
5,0 kN/m ²	58,75	15,0	10,6	-29%
10,0 kN/m ²	83,75	21,9	16,0	-27%

Tabelle 9.3: Verformungsberechnung – Vergleich mittragende Breite nach [DIN 18800-5]

Einwirkung	Belastung	Trägerdurchbiegung Einfeldträger			Trägerdurchbiegung Zweifeldträger		
		DIN 18800-5	$b_{m,S} / b_{m,B}$	Abweichung	DIN 18800-5	$b_{m,S} / b_{m,B}$	Abweichung
	[kN/m]	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[mm]	[%]
Eigengewicht	33,75	8,0	2,6	+209%	5,4	2,1	+156%
2,0 kN/m ²	43,75	10,8	3,8	+181%	7,5	2,9	+157%
3,5 kN/m ²	51,25	12,9	5,5	+132%	9,0	4,0	+127%
5,0 kN/m ²	58,75	15,0	7,0	+113%	10,6	5,1	107%
10,0 kN/m ²	83,75	21,9	12,3	78%	16,0	9,2	74%

Der Vergleich der Verformungen zwischen dem analytischen Modell auf Basis der mitttragenden Breite des Scheiben- und Biegezustands mit der Verformungsberechnung nach [DIN 18800-5] zeigt eine sehr große Abweichung. Dies bedeutet, dass die Berechnung nach [DIN 18800-5] die Trägerverformung stark überschätzt und letztendlich zu einer unwirtschaftlichen Querschnittsbemessung führt. Die Ergebnisse der Verformungsberechnungen sind in der nachfolgenden Abbildung nochmals grafisch dargestellt.

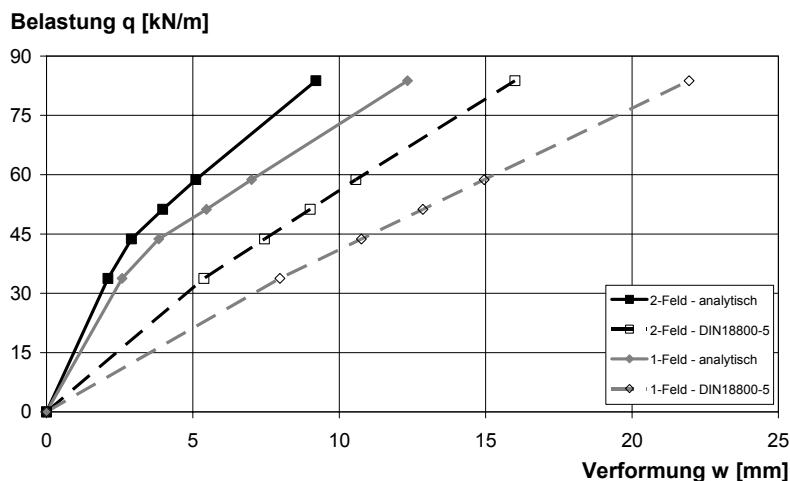


Abbildung 9.2: Vergleich – Last-Verformungskurve für Ein- und Zweifeldträger

9.3 Verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$

Die Berechnung der Verformung des Ein- und Zweifeldträgers erfordert die Bestimmung folgender Faktoren, Material- und Querschnittswerte:

Streckgrenze des Baustahlprofils:	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit des Betons:	$f_{ct} = 2,5 \text{ N/mm}^2$
Höhe des Baustahlprofils:	$h_a = 12,0 \text{ cm}$
Dicke der Betonplatte:	$h_c = 26,0 \text{ cm}$
Trägheitsmoment des Baustahlprofils:	$I_a = 3.219 \text{ cm}^2$
Querschnittsfläche des Baustahlprofils:	$A_a = 133,9 \text{ cm}^2$
Stützweite des Einfeldträgers:	$L = 6,0 \text{ m}$
Rissmoment:	$M_{Riss} = 161,6 \text{ kNm}$
Bruchmoment:	$M_u = 1739 \text{ kNm}$
Einwirkendes Moment:	$M = 152 / 197 / 230 / 264 / 377 \text{ kNm}$

Der Wert der elastischen verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v,0}$ erfolgt über die Rückrechnung aus dem ungerissenen Zustand unter Berücksichtigung einer konstanten mittragenden Breite und bestimmt sich zu $b_{m,v,0} = 4,40 \text{ m}$.

Die nachfolgende Tabelle stellt die Verformungsberechnung mittels der für den Einfeldträger bestimmten verformungsbezogenen mittragenden Breite dar.

Tabelle 9.4: Verformungsberechnung – verformungsbezogene mittragende Breite des Einfeldträgers (Stufe 1)

Einwirkung	Belastung	verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$	Durchbiegung Einfeldträger	Abweichung zur analytischen Verformung
	[kN/m]	[m]	[mm]	[%]
Eigengewicht	33,75	4,40	2,56	-1%
2,0 kN/m ²	43,75	4,40	3,94	3%
3,5 kN/m ²	51,25	4,37	5,2	-5%
5,0 kN/m ²	58,75	4,31	6,57	-6%
10,0 kN/m ²	83,75	4,12	11,36	-8%

Der Verformungsberechnung mit dem vereinfachten Verfahren (Stufe 2) für die verformungsbezogene mittragende Breite für Einfeldträger liefert folgende Werte:

Tabelle 9.5: Verformungsberechnung – verformungsbezogene mittragende Breite des Einfeldträgers (Stufe 2)

Einwirkung	Belastung	verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$	Durchbiegung Einfeldträger	Abweichung zur analytischen Verformung
	[kN/m]	[m]	[mm]	[%]
Eigengewicht	33,75	4,40	2,56	-1%
2,0 kN/m ²	43,75	4,31	4,06	6%
3,5 kN/m ²	51,25	4,24	5,40	-1%
5,0 kN/m ²	58,75	4,16	6,84	-2%
10,0 kN/m ²	83,75	3,91	11,85	-4%

Es zeigt sich, dass für beide Berechnungsstufen des Einfeldträgers eine sehr gute Übereinstimmung erzielt werden kann.

Für die Erweiterung auf das Zweifeldträgersystem muss zu den oben bestimmten Faktoren zusätzlich der Anpassungsfaktor $\alpha_{m,V}$ bestimmt werden, der die verformungsbezogene mittragende Breite entsprechend anpasst. Die zusätzlichen Parameter bestimmen sich hierbei folgenden über die Belastungswerte:

Belastung (Plattenbreite $b = 5,0\text{m}$): $q = 33,75 / 43,75 / 51,25 / 58,75 / 83,75 \text{ kN/m}$

Bruchbelastung des Einfeldträgers $q_u = 386,5 \text{ kN/m}$

Die nun bestimmte mittragende Breite wird konstant über den Träger eingesetzt und die Trägerverformung mittels der nichtlinearen Berechnung bestimmt. Es ergeben sich hierbei folgende Verformungswerte:

Tabelle 9.6: Verformungsberechnung – verformungsbezogene mittragende Breite des Zweifeldträgers

Einwirkung	Belastung	Anpassungs- faktor $\alpha_{m,V}$	Durchbiegung Zweifeldträger	Abweichung zur analytischen Verformung
	[kN/m]	[-]	[mm]	[%]
Eigengewicht	33,75	1,38	1,96	-7%
2,0 kN/m ²	43,75	1,44	2,54	-12%
3,5 kN/m ²	51,25	1,47	3,35	-16%
5,0 kN/m ²	58,75	1,51	4,37	-14%
10,0 kN/m ²	83,75	1,59	8,12	-12%

Es zeigt sich, dass für das hier gewählte Beispiel die Verformungen ein wenig unterschätzt werden. Dies hängt damit zusammen, dass der Berechnungsansatz für die Bestimmung der Verformung am Zweifeldträger auf Basis der nichtlinearen Berechnung eines Einfeldträgers eine geringfügig größere Streuung besitzt.

9.4 Linear-elastischer Ansatz

Die Berechnung der Verformung des Einfeldträgers erfordert die Bestimmung folgender Material- und Querschnittswerte:

Streckgrenze des Baustahlprofils:	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit des Betons:	$f_{ct} = 2,5 \text{ kN/mm}^2$
Druckfestigkeit des Betons:	$f_c = 35 \text{ N/mm}^2$
Dicke der Betonplatte:	$h_c = 26,0 \text{ cm}$
Plattenbreite:	$b = 5,0 \text{ m}$
Stützweite des Einfeldträgers:	$L = 6,0 \text{ m}$
Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts:	$I_{i,0} = 107.779 \text{ cm}^4$
Trägheitsmoment des Betonquerschnitts:	$I_{c,0} = 94.234 \text{ cm}^4$
Querschnittsfläche des Verbundquerschnitts:	$A_{i,0} = 1070 \text{ cm}^2$
Querschnittsfläche des Baustahlprofils:	$A_a = 133,9 \text{ cm}^2$
Querschnittsfläche der Zugbewehrung:	$a_{s,u} = 5,2 \text{ cm}^2/\text{m}$
Abstand Beton- und Stahlquerschnitt:	$a_{st} = 7,54 \text{ cm}$
Rissmoment:	$M_{Riss} = 161,6 \text{ kNm}$
Einwirkendes Moment:	$M = 152 / 197 / 230 / 264 / 377 \text{ kNm}$

Anhand der Faktoren kann nun der Abminderungsfaktor α_c bestimmt werden, mit dem die Betontraganteile des Verbundträgheitsmoments reduziert werden. Mit den hiermit gewonnenen effektiven Steifigkeiten kann mittels der linear-elastischen Verformungsberechnung eines Einfeldträgers die Durchbiegung bestimmt werden:

Tabelle 9.7: Verformungsberechnung – effektive Trägersteifigkeit des Einfeldträgers

Einwirkung	Belastung	Verbund- Trägheitsmoment $I_{i,eff}$	Durchbiegung Einfeldträger	Abweichung zur analytischen Verformung
	[kN/m]	[m]	[mm]	[%]
Eigengewicht	33,75	107.779	2,73	+6%
2,0 kN/m ²	43,75	94.226	4,05	+6%
3,5 kN/m ²	51,25	78.713	5,68	+4%
5,0 kN/m ²	58,75	67.338	7,61	+9%
10,0 kN/m ²	83,75	44.586	16,3	+33%

Unter Eigengewicht reißt der Verbundquerschnitt nicht auf, so dass das Verbundträgheitsmoment $I_{i,0}$ für die Verformungsberechnung angesetzt wird.

Die große Abweichung der Verformungsberechnung bei der größten Belastung beruht darauf, dass der Träger zu fließen beginnt und dieser Bereich nicht mehr durch den elastischen Ansatz abgedeckt ist. Die Verformungsberechnung der übrigen Werte stimmt sehr gut mit der analytischen Lösung überein.

Für die Verformungsberechnung am Zweifeldträger muss im Vergleich zum Einfeldträger ein zusätzlicher Faktor bestimmt werden:

$$\text{Querschnittsfläche der Stützbewehrung:} \quad a_{s,u} = 5,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Anhand der Faktoren kann nun der Abminderungsfaktor $\alpha_{c,2}$ bestimmt werden, um das effektive Trägheitsmoment $I_{i,eff}$ des Feldbereiches zu berechnen. Für den Stützquerschnitt wird das Trägheitsmoment des Baustahlträgers eingesetzt. Für die Verformung des Zweifeldträgers ergeben sich auf Basis der linear-elastischen Berechnung folgende Werte:

Tabelle 9.8: Verformungsberechnung – effektive Trägersteifigkeit des Einfeldträgers

Einwirkung	Belastung	Verbund- Trägheitsmoment Feld: $I_{i,eff}$	Durchbiegung Zweifeldträger	Abweichung zur analytischen Verformung
	[kN/m]	[m]	[mm]	[%]
Eigengewicht	33,75	16.772	2,02	-4%
2,0 kN/m ²	43,75	13.842	3,05	5%
3,5 kN/m ²	51,25	12.312	3,91	-1%
5,0 kN/m ²	58,75	11.129	4,85	-5%
10,0 kN/m ²	83,75	8.560	8,41	-9%

Auch für den Zweifeldträger zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung mit der nichtlinearen Berechnung.

In den beiden nachfolgenden Abbildungen sind nochmals die Last-Verformungskurven für den Ein- und Zweifeldträger aufgeführt. Dargestellt werden jeweils die nichtlineare analytische Berechnung auf Basis des Scheiben- und Biegezustands, die Verformungsberechnung auf Basis der verformungsbezogenen mitttragenden Breite $b_{m,V}$ und die elastische Verformungsberechnung auf Basis des effektiven Trägheitsmoments $I_{i,eff}$. Zum Vergleich hierzu ist jeweils noch die Last-Verformungskurve der Berechnung nach [DIN 18800-5] angegeben.

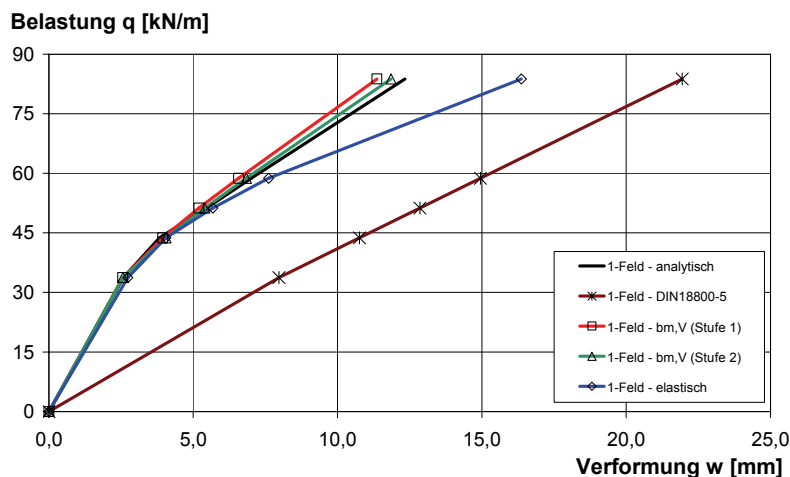


Abbildung 9.3: Vergleich der Berechnungsmethoden für den Einfeldträger

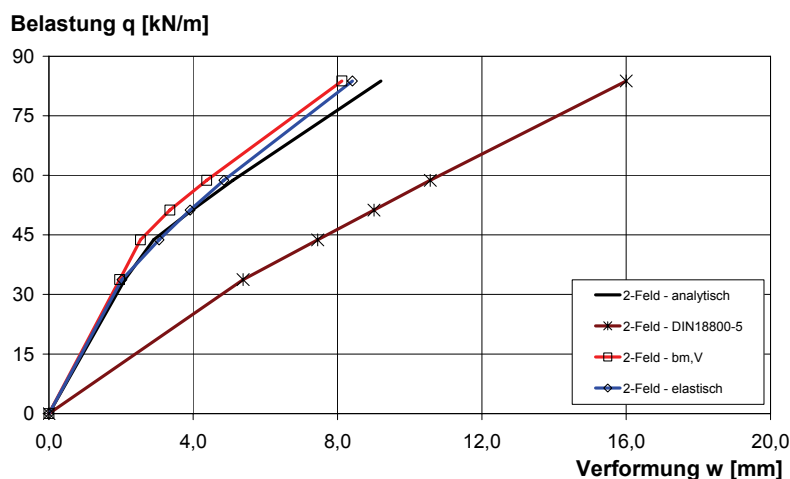


Abbildung 9.4: Vergleich der Berechnungsmethoden für den Zweifeldträger

Die beiden Last-Verformungskurven zeigen sehr schön, dass die im Rahmen der Arbeit entwickelten Berechnungsansätze für die Verformung sehr gute Ergebnisse liefern und das wirkliche Verformungsverhalten nachbilden können. Gleichzeitig ist zu erkennen, dass die Annahme nach [DIN 18800-5] zu einer weiten Überschätzung der Verformun-

gen führt und daher eine nur unzureichende Anwendung ermöglicht. Die Berechnungsansätze stellen daher eine wirkliche Verbesserung für die Verformungsberechnung dar, was letztendlich einer wirtschaftlicheren Bemessung der Slim-Floor Querschnitte führt.

10 Zusammenfassung - Verformungsverhalten

Slim-Floor Träger weisen durch ihren Querschnitt ein verändertes Tragverhalten (Abschnitt 2) im Vergleich zu normal hohen Verbundträgern auf. Da das Baustahlprofil in die Betonplatte integriert wird, reißt der Betonquerschnitt unter Biegebeanspruchung in der Zugzone sehr schnell auf. Während bei einem Einfeldträgersystem Risse bereits unter Gebrauchslasten auf der Betonunterseite entstehen, ist beim Zweifeldträger ebenso der Betonobergurt über der Stütze gerissen.

Betrachtet man in diesem Zuge die Dehnungsverteilung des Betongurtes, so kann unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten der Biegetraganteil des Betongurtes nicht ohne Weiteres unberücksichtigt bleiben, da dieser bei Slim-Floor Trägern unter Gebrauchslasten einen Anteil von ca. 30% des Gesamtbiegemoments besitzt. Die Steifigkeit des Slim-Floor Trägers würde stark unterschätzt und damit die Verformung überschätzt werden. Mit zunehmender Belastung jedoch reduziert sich dieser Anteil infolge der Rissbildung.

Im Gegensatz dazu ist ein normal hoher Verbundträger als Einfeldträger unter Gebrauchslasten ungerissen, da der Betongurt völlig überdrückt vorliegt. Dies bedeutet bei einer sehr geringen Dehnungsverteilung über den Querschnitt, dass der Anteil des Biegemoments des Betongurtes vernachlässigt werden kann und daher in diversen Normen, wie z. B. die [DIN 18800-5], auch vereinfacht vernachlässigt wird.

Derzeit liegt die Slim-Floor Bauweise nicht im Anwendungsbereich der [DIN 18800-5] und die bisherigen auf dem Markt angewandten Verbunddeckensysteme werden ausschließlich über Zulassungen geregelt. Ferner zeigt sich, dass die mittragende Breite für Slim-Floor Träger nach [DIN 18800-5] die Wirkung des Scheiben- und Biegezustands sehr stark unterschätzt und daher die Durchbiegung überschätzt wird, was beim rechnerischen Nachweis zwangsläufig zu einer Überdimensionierung des Querschnitts führt.

So gibt es weder in [DIN 18800-5] noch in sonstigen Arbeiten Berechnungsansätze, die das Verformungsverhalten von Slim-Floor Träger wirklichkeitsnah nachbilden und eine Ansatz anbieten, um mittels allgemein gültiger Regeln die Verformung bestimmen zu können. An diesem Punkt setzt die hier vorliegende Arbeit an und leitet einen neuen Berechnungsansatz für die Verformung anhand eines mechanisch-analytischen Modells ab, das auf durchgeführte Versuche basiert.

Um die analytischen Voruntersuchungen zu untermauern, wurden an Ein- und Zweifeldträgern experimentelle Versuche durchgeführt und die Slim-Floor Träger auf das Trag- und Verformungsverhalten hin untersucht. Dabei wurde für jeden Träger jeweils nur ein Parameter variiert, um Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten auch schon durch wenige Versuche identifizieren zu können. Die Versuchskonzeption wurde dabei so ausgelegt, dass die Abmessungen dem normalen Hoch- und Geschossbau entsprechen und insbesondere die Versuchsträger so breit gewählt, dass die Schubweichheit des Betongurtes zu erkennen war. Bei den Einfeldträgern wurden die Parameter Plattendicke, Lastexzentrizität, Verdübelungsgrad variiert, bei den Zweifeldträgern, das verwendete Baustahlprofil, die Plattendicke, die Mittelstütze als durchlaufendes Profil und Ausbildung eines Stirnplattenanschlusses sowie der Stützbewehrungsgrad.

Die Einfeldträgerversuche zeigten, dass die mittragende Breite des Betongurtes weitaus größer ist als die normative Regelung nach [DIN 18800-5] vorgibt, so dass der Biegetraganteil für den Gebrauchslastzustand eine entscheidende Rolle für eine wirtschaftliche und reale Verformungsberechnung spielt. Die Betonplatte wirkte hierbei fast vollständig mit. Der teilverdübelt Träger zeigte bei Gebrauchslasten keinerlei Unterschiede im Last-Schlupfverhalten zu den vollverdübelt Versuchsträgern. Die Versuchsträger zeigten bereits unter geringen Lasten Risse im Feldbereich auf der Trägerunterseite.

Bei den Zweifeldsystemen wies der Betonquerschnitt ebenso im Feldbereich aber auch im Stützbereich Risse auf. Die Auswertung der Betondehnungen zeigte, dass die experimentelle mittragende Breite insbesondere auch im Stützbereich größer als nach [DIN 18800-5] vorgegeben angenommen werden kann. Während die Einfeldträgerversuche unter Gebrauchslasten die Streckgrenze des Baustahls nicht überschritten haben, kam bei den Zweifeldträgerversuchen die Zugbewehrung im Stützquerschnitt ins Fließen.

Um das Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern nachbilden zu können, ist es notwendig die Rissbildung und den damit verbundenen Steifigkeitsverlust zu berücksichtigen. Dies ist mit der Methode der Momenten-Krümmungs-Beziehung möglich. Bestehende Modellbildungen oder Ansätze sind nicht bekannt, so dass für die Nachrechnung der Versuchsträger wie auch zur Durchführung einer umfangreichen Parameteranalyse eigens ein auf Excel-basiertes Tool entwickelt. Dieses Tool berücksichtigt hierbei explizit die Scheiben- und Biegetragwirkung des Betongurts jeweils mit auf [Rieg 2006] basierten Werten für die mittragende Breite von niedrigen Verbundträgern. Mit diesem Programm ist es möglich Last-Verformungskurven von deckengleichen Verbundquerschnitten abzubilden, für Ein- wie auch Zweifeldträger.

Beim statisch bestimmten System des Einfeldträgers können unabhängig von der vorhandenen Steifigkeitsverteilung die Schnittgrößen im Träger direkt bestimmt werden. Für den Zweifeldträger als statisch unbestimmtes System ist dies durch die vorhandenen Risse und damit nicht bekannte Steifigkeitsverteilung nicht möglich. Aus diesem Grund war es nötig über die Differentialgleichungen des Balkens und definierten Randbedingungen eine Solver-Funktion in das Berechnungstool zu implementieren, so dass die Schnittgrößen und durch die Integration der Krümmungen die Trägerdurchbiegung bestimmt werden kann.

Der Vergleich mit den Versuchen zeigt für die Ein- und Zweifeldträger hierbei eine sehr gute Übereinstimmung, so dass nachfolgend mittels einer Parameteruntersuchung die wichtigsten Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten identifiziert werden konnten.

Dieser hierbei neu entwickelte Berechnungsansatz bildet die Verformung im Vergleich zu den Versuchsträgern sehr genau ab, jedoch ist dieser sehr aufwändig, da die mittragende Breite über die Trägerlängsrichtung nicht konstant verläuft, so dass der Ansatz weiterentwickelt und vereinfacht wurde. In diesem Zusammenhang wurde der Begriff der verformungsbezogenen mittragenden Breite eingeführt.

Es handelt sich hierbei um eine konstante mittragende Breite, die bei nichtlinearer Trägerverformung der Durchbiegung des Trägers mittels des analytischen Modells ent-

spricht. Da der Träger aber durch die Rissbildung einem stetigen Steifigkeitsverlust unterliegt, ist die verformungsbezogene mittragende Breite kein konstanter Wert, sondern muss entsprechend der Belastung reduziert werden. Der Berechnungsansatz für die mittragende Breite wurde auf Basis einer umfangreichen Parameterstudie für den Ein- wie auch Zweifeldträger ermittelt. Dieser ermöglicht nun auf Basis einer nichtlinearen Berechnung eine realitätsnahe Durchbiegung zu bestimmen und zeigt im Vergleich zur Berechnung nach [DIN 18800-5] eine deutliche Verbesserung der Ergebnisse.

Zusammengefasst kann festgestellt werden, dass durch den Ansatz der mittragenden Breite unter Berücksichtigung des Biege- und Scheibenzustands die Biegesteifigkeit des Slim-Floor Trägers – verifiziert an den durchgeführten Trägerversuchen – sehr gut bestimmt werden kann. Gleichzeitig dient das analytische Modell dazu, die Verformungsberechnung eines Slim-Floor Trägers unter Rissbildung durchzuführen und die Trägerdurchbiegung sehr genau nachzubilden (Arbeitsaspekt 1).

Im Rahmen der Untersuchungen konnten die maßgebenden Einflussfaktoren auf die verformungsbezogene mittragende Breite ermittelt werden. Hierbei wurde festgestellt, dass der Ansatz der mittragenden Breite über der Stütze nur eine untergeordnete Rolle besitzt.

Durch die Erweiterung des Modells auf Zweifeldträgersysteme konnte der Einfluss der Mittelstütze (Einspanngrad am Knoten) untersucht und bestimmt werden (Arbeitsaspekt 2).

Im Abschnitt 6.6 wird gezeigt, wie das analytische Modell für die Verformungsberechnung für Slim-Floor Träger so angepasst werden kann, so dass der Einfluss aus Kriechen berücksichtigt werden kann.

Da das Schwinden und Kriechen jedoch einer Vielzahl von Einflüssen unterliegt (Materialwahl, Randbedingungen beim Betonieren, Nachbehandlung, Belastungszeit, u.a.) erscheint es, wie auch im Arbeitskreissitzung bestätigt, nicht sinnvoll, eine explizite Berechnungsformel für den Kriech- und Schwindeinfluss abzuleiten. Dieser könnte für die baupraktische Berechnung nicht gesichert angewandt werden, da bereits für die Berechnung Randbedingungen definiert werden müssten, deren Eintreffen mit der baupraktischen Wirklichkeit übereinstimmen bzw. verglichen werden müssten.

Eine Vereinfachung bei der Anwendung ist die Weiterentwicklung der Verformungsberechnung auf Basis eines linearen Ansatzes. Dies ermöglicht eine direkte Berechnung der Trägerdurchbiegung mittels der linearen Stabstatik. Da der Slim-Floor Träger durch die Rissbildung ein nichtlineares Verhalten besitzt, muss in Abhängigkeit der Belastung ein Wert für die Trägersteifigkeit ermittelt werden. Die realistische Trägersteifigkeit wurde mittels einer umfangreichen Parameteruntersuchung ermittelt und reduziert mittels eines Faktors die elastische Trägersteifigkeit. Ein Vergleich mit dem analytisch nichtlinearen Berechnungsansatz lieferte hierbei eine gute Übereinstimmung.

Für die Einfeldträgersysteme wurde ein Abminderungsfaktor entwickelt, der die Betonsteifigkeitsanteile reduziert, so dass bei Rissbildung der Betonbiegetraganteil reduziert wird. Da beim Zweifeldträger der Querschnitt die Fließgrenze auch innerhalb der Ge-

brauchslasten überschreiten kann, wird der Abminderungsfaktor hierbei über den gesamten Verbundquerschnitt im Feldbereich angesetzt. Der Stützbereich wird konstant mit der Stahlträgersteifigkeit I_s angenommen, da dort die Rissbildung zuerst eintritt und der Betontraganteil durch die Stützwirkung am stärksten reduziert werden muss.

Dieses Verfahren lässt sich normungsgerecht für Einfeldträgersysteme wie folgt aufbereiten:

Die effektive Trägersteifigkeit auf Basis einer linear-elastischen Berechnung bestimmt sich zu

$$I_{i,\text{eff}} = I_a + \alpha_c \cdot (I_{c,0} + S_{i,0} \cdot a_{\text{St}}) \quad (\text{Gleichung 8.2})$$

Der Abminderungsfaktor kann hierbei durch folgende Gleichung wieder gegeben werden

$$\alpha_c = \alpha_V \cdot \alpha_{\text{Mat}} \cdot \alpha_{\text{QS}} \cdot \alpha_M \quad (\text{Gleichung 8.5})$$

Mit den Einzelfaktoren

$$\alpha_V = 3,7 \quad \text{für Hutprofile} \quad (\text{Gleichung 8.6a})$$

$$\alpha_V = 0,4 \quad \text{für I-Profile} \quad (\text{Gleichung 8.6b})$$

$$\alpha_{\text{Mat}} = \left(\frac{f_{\text{ct}}}{f_{\text{ct},0}} \right)^{-0,26} \cdot \left(\frac{f_c}{f_{c,0}} \right)^{0,48} \cdot \left(\frac{f_y}{f_{y,0}} \right)^{0,29} \quad (\text{Gleichung 8.7})$$

$$\alpha_{\text{QS}} = \left(\frac{A_{s,u} + A_a}{A_{i,0}} \right)^{0,92} \cdot \left(\frac{I_{c,0}}{I_{i,0}} \right)^{3,59} \cdot \left(\frac{a_{\text{St}}}{h_c} \right)^{-1,56} \cdot \left(\frac{b}{L} \right)^{-0,92} \quad \text{für Hutprofile} \quad (\text{Gleichung 8.8a})$$

$$\alpha_{\text{QS}} = \left(\frac{A_{s,u} + A_a}{A_{i,0}} \right)^{0,17} \cdot \left(\frac{I_{c,0}}{I_{i,0}} \right)^{3,18} \cdot \left(\frac{a_{\text{St}}}{h_c} \right)^{-1,27} \cdot \left(\frac{b}{L} \right)^{-0,56} \quad \text{für I-Profile} \quad (\text{Gleichung 8.8b})$$

$$\alpha_M = \left(\frac{M_{\text{Riss}}}{M_{\text{Ed}}} \right)^{1,22} \quad (\text{Gleichung 8.9})$$

Der Berechnungsansatz für den Zweifeldträger lautet entsprechend

$$I_{i,2,\text{eff}} = \alpha_{c,2} \cdot (I_a + I_{c,0} + S_{i,0} \cdot a_{\text{St}}) \quad (\text{Gleichung 8.10})$$

$$\alpha_{c,2} = \alpha_{V,2} \cdot \alpha_{\text{Mat}} \cdot \alpha_{\text{QS},2} \cdot \alpha_{M,2} \quad (\text{Gleichung 8.11})$$

Mit den Einzelfaktoren

$$\alpha_{V,2} = 0,1 \quad \text{für Hutprofile} \quad (\text{Gleichung 8.12a})$$

$$\alpha_{V,2} = 1,0 \quad \text{für I-Profile} \quad (\text{Gleichung 8.12b})$$

$$\alpha_{\text{Mat}} = \left(\frac{f_{\text{ct}}}{f_{\text{ct},0}} \right)^{0,79} \cdot \left(\frac{f_c}{f_{c,0}} \right)^{-0,1} \cdot \left(\frac{f_y}{f_{y,0}} \right)^{0,18} \quad (\text{Gleichung 8.13})$$

$$\alpha_{QS,2} = \left(\frac{A_{s,0}}{h_c^2} \right)^{-0,12} \cdot \left(\frac{A_{s,u} + A_a}{A_{i,0}} \right)^{-0,06} \cdot \left(\frac{l_{c,0}}{l_{i,0}} \right)^{-58,1} \cdot \left(\frac{a_{st}}{h_c} \right)^{7,7} \cdot \left(\frac{b}{L} \right)^{4,7} \quad (\text{Gleichung 8.14a})$$

für Hutprofile

$$\alpha_{QS,2} = \left(\frac{A_{s,0}}{h_c^2} \right)^{-0,10} \cdot \left(\frac{A_{s,u} + A_a}{A_{i,0}} \right)^{1,6} \cdot \left(\frac{l_{c,0}}{l_{i,0}} \right)^{-21,3} \cdot \left(\frac{a_{st}}{h_c} \right)^{3,15} \cdot \left(\frac{b}{L} \right)^{3,1} \quad (\text{Gleichung 8.14b})$$

für I-Profile

$$\alpha_{M,2} = \left(\frac{q_{Ed}}{q_u} \right)^{-0,74} \quad \text{für Hutprofile} \quad (\text{Gleichung 8.15a})$$

$$\alpha_{M,2} = \left(\frac{q_{Ed}}{q_u} \right)^{-0,68} \quad \text{für I-Profile} \quad (\text{Gleichung 8.15b})$$

Die Untersuchungen in Abschnitt 6.6 zeigen exemplarisch die Möglichkeit auf, wie die Verformung aus Kriechen rechnerisch in das analytische Modell impliziert werden kann. Durch die Implizierung des Kriechfaktors in das Berechnungsmodell kann die nicht-lineare Verformungsberechnung angepasst werden. Untersuchungen von weiteren Einflüssen wie die eingesetzten Materialien Stahl und Beton, ihre Festigkeit und Steifigkeit, geometrische Proportionen wie die Höhe des Betongurts im Vergleich zur Profilhöhe oder der Anteil des Baustahlquerschnitts am Gesamtquerschnitt oder der Grad der Bewehrung führen zur Herleitung vereinfachter Berechnungsregeln auf der Basis eines linearen Ansatzes. (Arbeitsaspekt 3).

C. Anschlüsse

Der nachfolgende Abschnitt „C“ bezieht sich auf das Arbeitspaket II und der Frage nach der Ausführung der Anschlüsse der Slim-Floor Träger.

Neben dem statischen Nachweis des Trägers selbst muss für die Konstruktion gleichzeitig eine effiziente und wirtschaftliche Bemessung der Anschlüsse vorhanden sein, da sich dies direkt auf die Ausführung der Konstruktion und die Baukonstruktion auswirkt.

Das Arbeitspaket II gliedert sich hierbei in zwei Hauptaspekte:

- Ausbildung wirtschaftlicher Knotenanschlüsse
- Wirtschaftliche und schnelle Bemessungshilfen für Ausbildung der Knotenanschlüsse

In Abschnitt 10.2 werden anhand gebauter Beispiele wirtschaftliche Anschlusssituationen dargestellt. Bei der Vorstellung der gebauten Beispiele im Rahmen der Arbeitskreissitzung kam es in der anschließenden Diskussion zum Ergebnis, dass eine systematische und generalisierte Aufbereitung als Bemessungstabellen als nicht sinnvoll angesehen wird, da die Anschlüsse zu verschieden sind und zu stark abhängig von den jeweiligen äußeren Randbedingungen, als dass eine Verallgemeinerung zu allgemein gültigen Hilfsbemessungstabellen möglich ist. Vielmehr verständigte man sich darauf, anhand typischer Verbundflachdeckensysteme, die effizient und wirtschaftlich erscheinen, Bemessungshilfen in Form von Beispielrechnungen zu erstellen, die quasi Prototypanschlüsse aufzuzeigen.

Dies wird im Abschnitt 11.3 zusammengestellt und für ein Verbunddeckensystem mit IFB-Trägern und ein System mit Hutprofilen (für die seitens der Fa. Salzgitter eigens eine Zulassung vorhanden ist [DIBt 2005]) durchgeführt.

11 Anschlüsse

11.1 Vorbemerkung

Bei Flachdecken mit integrierten Stahl- oder Stahlverbundträgern kann das Skelett aus Stützen und Trägern im Vorlauf zur Erstellung der Decke stahlbaumäßig errichtet werden, ggf. in achsweiser Montage über mehrere Ebenen gleichzeitig. In Kombination mit Stahl- oder Stahlverbundstützen kommen die in diesen Bauweisen bewährten geschraubten oder schraubenlosen Anschlüsse zum Einsatz.

Die Wahl der Anschlussart ist von vielen Faktoren abhängig:

- Ein schneller Baufortschritt wird durch montagefreundliche Anschlüsse, z. B. schraubenlose Verbindung mittels Kopfplatten und Knaggenauflagerung an der Stütze ermöglicht.
- Die Wirtschaftlichkeit in der Werkstatt wird durch Beschränkung auf einfache, automatisierte Fertigungsprozesse wie Sägen und Bohren begünstigt, z. B. geschraubte Fahnenblech- oder Winkelanschlüsse.
- Die Art der Anschlüsse wird in der Trägerbemessung durch die Wahl des statischen Systems beeinflusst. Mit Hilfe einer Ausbildung als Durchlaufträger für die Tragwirkung werden die Trägerquerschnittsflächen reduziert. Im Gegenzug kann der Aufwand zur Herstellung der biegetragfähigen Anschlüsse für Fertigung und Montage vergrößert werden. Eine ähnliche, wenn auch geringer ausgeprägte Tendenz weisen Träger auf, die als Einfeldträger bemessen werden, die aber zur Reduzierung der Verformungen eine konstruktive Durchlaufwirkung für die Gebrauchstauglichkeit erhalten.
- Konstruktive Randbedingungen wie Art und Ausführung der Stützen, auflagernahe Deckendurchbrüche und die Art der Deckenausbildung (Ortbeton oder Fertigteilbauweise) wirken sich ebenso auf die Gestaltung der Anschlüsse aus.
- Darüber hinaus beeinflusst die Umsetzung der Brandschutzanforderung die Anschlusskonzeption.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Art der Anschlussausbildung für die individuellen ProjektRandbedingungen definiert werden muss hinsichtlich des statischen Systems im Grenzzustand der Tragfähigkeit und/oder der Gebrauchstauglichkeit, der konstruktiven Randbedingungen, den Anforderungen an Brandschutz sowie der Wirtschaftlichkeit und der Bauzeit, s. a. [Sauerborn 2004] und [Sauerborn 2000].

Die im folgenden Kapitel gezeigten Anschlüsse von Bauvorhaben, die von der stahl + verbundbau gmbh ausgeführt wurden, resultieren aus der individuell unterschiedlichen Gewichtung dieser Randbedingungen und können daher nur begrenzt als „Musteranschlüsse“ für die Bauweise von Flachdecken mit integrierten Trägern verallgemeinert werden.

In Abschnitt 11.3 werden für ein konkretes Stützenraster die Decken und Träger für unterschiedliche Flachdeckensysteme vordimensioniert und Trägeranschlüsse an Stützen entwickelt.

11.2 Anschlusssituationen exemplarischer Bauvorhaben

11.2.1 Einkaufszentrum in Jena

Bei einem Einkaufszentrum in Jena wurden die als Tiefgarage genutzten beiden Untergeschosse als 30 cm dicke Flachdecken in Ortbetonbauweise mit integrierten Verbundträgern aus I-Profilen ausgeführt [Baumgärtner et al 1997]. Die Stützen im Raster 8,10 m x 5,40 m wurden als zweigeschossige Stahlverbundstützen, vorab gefertigt und betonummantelt, ausgeführt.



Abbildung 11.1: Einkaufszentrum in Jena: Montage und Baufortschritt

In den Anschlussbereichen der unteren Decke wurde die Betonummantelung der Stützen ausgespart. Die Flachdeckenträger wurden mit überstehenden Kopfplatten gefertigt und konnten so montagefreundlich auf Knaggen an den Stützen aufgelegt werden. Die Lagesicherung wurde durch eine einfache Verschraubung sicher gestellt. Die Durchlaufwirkung der niedrigen Flachdeckenträger wurde mittels Druckstücken zwischen Kopfplatte und Einstellprofil der Stütze und durch Stützbewehrung, die mittels Kopfbolzendübel angeschlossen wurden, erzielt. Der Brandschutz konnte durch Zulagebewehrung, ohne Bekleidung der freien Untergurte, sichergestellt werden.

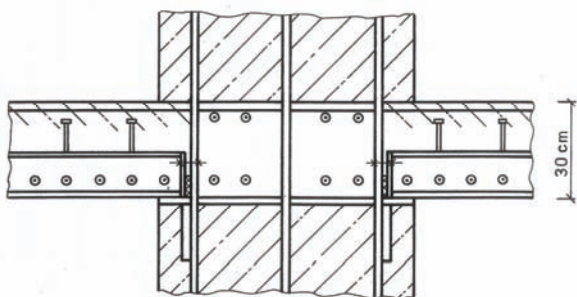


Abbildung 11.2: Einkaufszentrum in Jena: Anschluss Flachdeckenträger an durchlaufende Verbundstütze

11.2.2 Hotelbau in Berlin

Große Deckendurchbrüche in Stützennähe führten bei einem Hotelbau in Berlin zur Wahl eines Flachdeckensystems mit integrierten Verbundträgern. Die Träger wurden als gewalzte I-Profile mit einer aufgeschweißten Untergurtlasche als Auflager für die Decke aus Elementdecke mit Ortbetonergänzung ausgebildet (SFB-Träger). Der Trägeranschluss an die mehrgeschossig ausgeführten Stahlstützen erfolgte mit geschraubten Kopfplattenstößen. Die Durchlaufwirkung wurde konstruktiv durch in Stützennähe angeordnete und über Kopfbolzendübel an den Träger angeschlossene Stützbewehrung und durch Druckübertragung des Trägers umgesetzt.

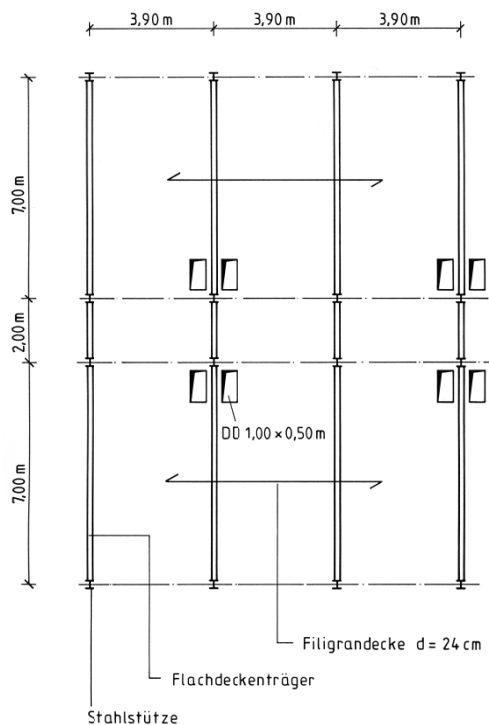


Abbildung 11.3: Hotel in Berlin: Trägerlage und Träger-Stützen-Knoten

11.2.3 Bürotrakt in Bergisch Gladbach

Eine sehr montagefreundliche Anschlussausbildung wurde bei einem Bürotrakt in Bergisch Gladbach eingesetzt. Die 26 cm dicke Decke aus einachsig spannenden Spannbetonhohlplatten liegt auf sog. IFB-Trägern auf. Das sind halbierte I-Walzprofile mit aufgeschweißtem breiten Untergurt als Deckanaulager. Die Stahlträger wirken statisch als Einfeldträger. Die Anschlüsse an die kammerbetonierten Stahlverbundstützen wurden mittels des sog. Quick-Erect-Kopfplattenanschlusses ausgebildet. Dabei werden die Träger mit kammartig ausgeschnittenen Endkopfplatten versehen und können auf durch die Stütze durchgesteckte Gewindebolzen aufgelegt werden. Bei großen Anschlussquerkräften werden zusätzliche Schrauben als SL-Verbindung angeordnet. Der Brandschutz der Träger erfolgte durch Bekleidung der unter der Decke angeordneten breiten Untergurte.



Abbildung 11.4: Bürotrakt in Bergisch Gladbach: Quick-Erect-Anschluss

11.2.4 Bürogebäude in Düsseldorf

Für ein Bürogebäude in Düsseldorf wurden 30 cm dicke Spannbetonhohlplatten ebenfalls mit IFB-Stahlträgern eingesetzt. Wegen der Fassadengliederung wurden die Stützen an den Gebäudeaußenrändern im Abstand von 2,70 m angeordnet. Aufgrund dieser geringen Spannweiten genügte es, die Randträger als Einfeldträger auszubilden und mittels geschraubter Fahnenblechanschlüsse zwischen den durchlaufenden Randstützen anzuordnen. Die Träger in den Mittelachsen spannen weiter. Die 5,40 bis 8,10 m langen Innenfelder wurden mit über den Stützen durchlaufenden Trägern überspannt. Die Trägermontagegestöße wurden in den Momentennullpunkten angeordnet und mittels bündiger Kopfplatten ausgebildet. Wegen der Ausbildung als Durchlaufträger konnte die aus der biegeweichen Lagerung der Spannbetonhohlplatten resultierende Durchbiegungsbeschränkung der Träger auf $L/300$ eingehalten werden.





Abbildung 11.5: Bürogebäude in Düsseldorf: Anschluss langer Mittelträger und kurzer Randträger

11.2.5 Schlussfolgerungen

Die gezeigten Beispiele verdeutlichen, dass für die Anschlusskonfiguration jeweils eine schnelle und einfache Montage im Mittelpunkt stand. Dies ermöglicht die Bauzeiten zu minimieren und den Baufortschritt optimal zu gestalten. Gleichzeitig aber sind für jedes Bauvorhaben die besonderen Randbedingungen zu beachten und entsprechend die Baukonstruktion darauf abzustimmen.

Für die nachfolgende Betrachtung der Anschlüsse steht die Effizienz dieser Knotenpunkte im Mittelpunkt.

11.3 Entwicklung unterschiedlicher Anschlusssituationen

11.3.1 Vorbemerkung

Im Folgenden werden mögliche Anschlüsse von Verbundflachdeckentägern an Stahl-/Verbundstützen vorgestellt. Bei der Systemwahl wird von einem Stützenraster 7,50 m x 5,00 m ausgegangen, basierend auf der Modulgröße 2,50 m. Für eine Büronutzung werden folgende Tragsysteme untersucht:

- Var. A: vorgespannte Hohlplatte mit Fugenverguss mit IFB-Stahlträger
- Var. B: Elementdecke mit Ortbetonergänzung mit UPE-Verbundträger

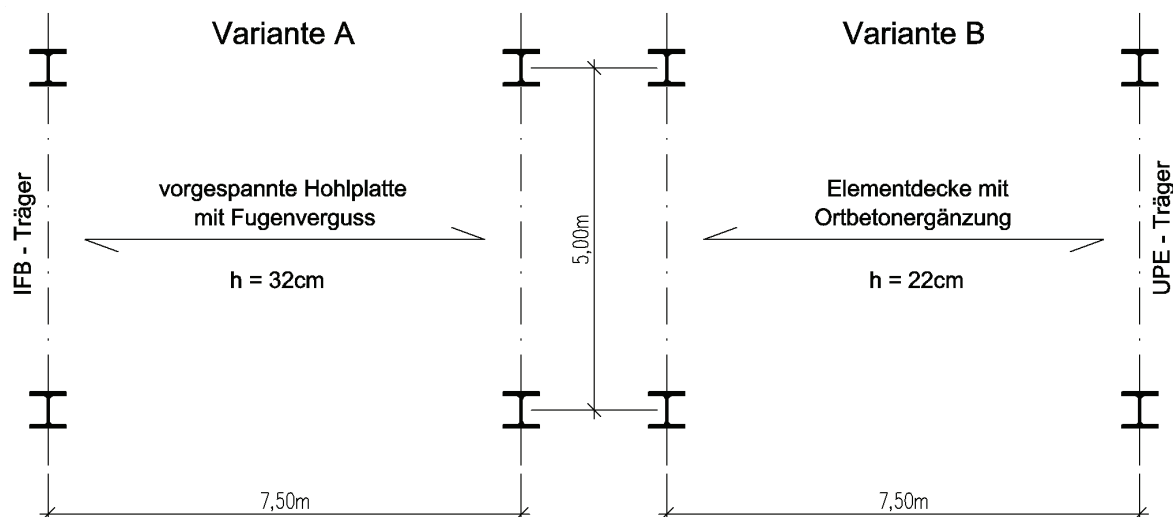


Abbildung 11.6: untersuchte Deckenvarianten

Tabelle 11.1: Einwirkungen [kN/m^2]

		Var. A: IFB + Hohldecke		Var. B: UPE + Elementdecke	
		charakt.	design	charakt.	design
Eigenlast Decke	g	4,4	5,9	5,5	7,4
		(inkl. Verguss)			
Ausbau	Δg	1,5	2,0	1,5	2,0
Verkehr	p	5,0	7,5	5,0	7,5
Gesamt	q	10,9	15,5	12,0	17,0

Für diese Decken-/Träger-Varianten werden die Bemessungsprinzipien für Decke und Träger vorgestellt und unterschiedliche Möglichkeiten für die Ausbildung des Anschlusses Träger-Stützen entwickelt. Die Anschlüsse unterscheiden sich u. a. in der Art der möglichen statischen Systeme (Einfeldträger - Durchlaufträger) für die Bemessung der Träger im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT), für die Bemessung im Brandfall und für die Gebrauchstauglichkeit (GZG).

Als Stütze wird eine Stahlstütze HEA 260 oder alternativ das gleiche Profil als kammerbetonierte Verbundstütze mit integriertem Brandschutz angesetzt.

Der Brandschutz bleibt in der vorliegenden Bemessung der Bauteile unberücksichtigt. Bei Brandschutzanforderung F90 ist zu beachten, dass die bisherige Bemessungs- und Ausführungspraxis von vorgespannten Hohlplatten z. Zt. bauaufsichtlich neu geregelt wird. Falls die Trägeruntergurte nicht durch z. B. Brandschutzbekleidung geschützt werden, ist zu beachten, dass eine indirekte Auflagerung der vorgespannten Hohlplatten derzeit bauaufsichtlich kritisch gesehen wird.

11.3.2 Vorbemessung Decke Var. A: Spannbetonhohldecke + IFB-Träger

Wahl der Querschnitte

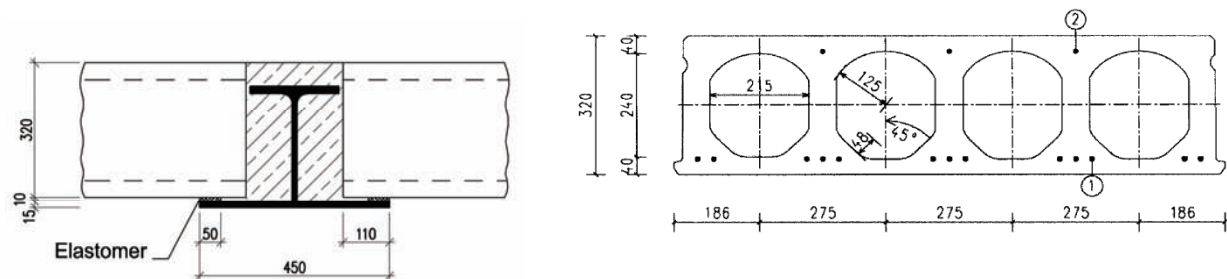


Abbildung 11.7: Var. A: Querschnitte

Gewählt: Spannbetonhohlplatte Schwörer Variax V4/320-215 Typ I nach [DIBt 2009]
IFB-Träger aus ½ IPE 550 + Bl. 450x15, S355

Vorbemessung Decke

Die Wahl des Herstellers der Spannbetonhohlplatte stellt keine Wertung dar, sondern ermöglicht durch Bezug auf die Zulassung und Herstellerangaben konkrete und nachvollziehbare Bemessungsschritte.

Auflagertiefe Hohlplatte

Min. Auflagertiefe nach Angabe Hersteller 100 mm

Gewählt: 110 mm (zur Berücksichtigung von Herstellungs- und Montagetoleranzen)

Verguss und Verdichtung über einige im Auflagerbereich oben geöffnete Hohlkammern

Nachweis max. Spannweite

$$\text{vorh } L = 7,50 - 0,45 + 2 \cdot 0,05/2 = 7,10 \text{ m}$$

$$\text{grenz } L = 10,50 \text{ m}$$

vorh L bis Mitte Elastomerstreifen
Herstellerangabe: Stützweitentabelle

Nachweis biegeeweiche Lagerung

$$V_{Ed} = 15,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,10 \text{ m} / 2 = 55,0 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd} = 97,4 \cdot 50\% \text{ (biegeeweiche Lagerung)} = 48,7 \text{ kN/m}$$

Herstellerangabe: Querschnittsbeanspruchbarkeiten

$$V_{Rd} = 97,4 \cdot 60\% \text{ (aktuelle Forschung)} = 58,4 \text{ kN/m}$$

unter bestimmten Randbedingungen nach [Hegger et al 2008]

Weitere Forderungen für „biegeeweiche Lagerung“ nach Zulassung:

Dicke des Elastomer-Auflagerstreifens: min 10 mm,

äußere Hohlkammern min. 80 cm ausbetonieren und mit Bügel bewehren,

Trägerdurchbiegung: $\max w = L/300$

$$\text{erf } I_{\text{Träger}} = \max M \cdot L \cdot a = 10,9 \cdot 7,50 \cdot 5,00^2 / 8 \cdot 5,00 \cdot 14,9 = 18.500 \text{ cm}^4 \leq \text{vor } I_{\text{Träger}} = 19.600 \text{ cm}^4$$

Anschlussquerkraft

$$V_{Ed} = (1,35 \cdot 1,1 + 15,5 \cdot 7,50) \cdot 5,00 / 2 = \underline{\underline{294 \text{ kN}}}$$

11.3.3 Vorbemessung Decke Var. B: Elementdecke mit Ortbetonerfüllung + UPE-Träger

Wahl der Querschnitte

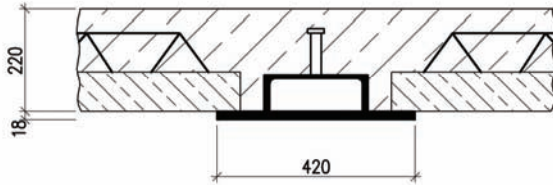


Abbildung 11.8: Var. B: Querschnitt

Gewählt: Elementdecke $h = 9$ cm mit Ortbetonerfüllung C30/37
 Träger aus UPE 220 + Bl. 420x18, S355
 Kopfbolzen Durchmesser 22 mm, 100 mm lang

Vorbemessung Decke

Deckendicke

Die erforderliche Deckendicke ergibt sich aus der Begrenzung der Durchbiegung ohne direkte Bemessung gemäß DIN 1045-1, 11.2.

Mindestdeckendecke für einachsig gespannte Decke, Endfeld, ohne besondere Anforderungen

$$\text{erf } d = L_i / 35 = 0,8 \cdot 8,50 / 35 = 17,1 \text{ cm}$$

Mindestdeckendecke für zweiachsig gespannte Flachdecke, Randfeld

$$\text{erf } d = L_i / 35 = 0,9 \cdot (7,50^2 + 5,00^2)^{0,5} / 35 = 23,2 \text{ cm}$$

Gewählt für XC1: erf $d = 20$ cm erf $h = 22$ cm

Bauzustand

Gewählt: Jochabstand 2,50 m

Wegen Trägerdurchbiegung auch Unterstützung der Träger

Die Nachweise für die Decke sind hier nicht dargestellt

Anschlussquerkraft

$$V_{Ed} = (1,35 \cdot 0,9 + 17 \cdot 7,50) \cdot 5,00 / 2 = \underline{\underline{322 \text{ kN}}}$$

11.3.4 Übersicht der Träger-Stützen-Anschlüsse

In den folgenden Skizzen werden mögliche Träger-Stützenanschlüsse als Prinzipdarstellungen wiedergegeben. Die Stützen können als Stahlstütze mit anschließender Brandschutzbekleidung, oder als Verbundstützen ausgeführt werden. Je nach Stützenausführung sind die Anschlüsse dann im Detail anzupassen.

In Hinblick auf das Arbeitspaket III „Brandschutz“ und der Aktivierung von Tragreserven durch die Ausbildung von biegesteifen Knotenanschlüssen werden im nachfolgenden Abschnitt auch durchlaufende Anschlüsse für den Kaltfall beispielhaft vorgestellt.

Anschlüsse für Var. A: Spannbetonhohldecke + IFB-Träger

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen eine typische Anschlusslösung für eine Spannbetonhohldecke unter Verwendung von IFB-Trägern.

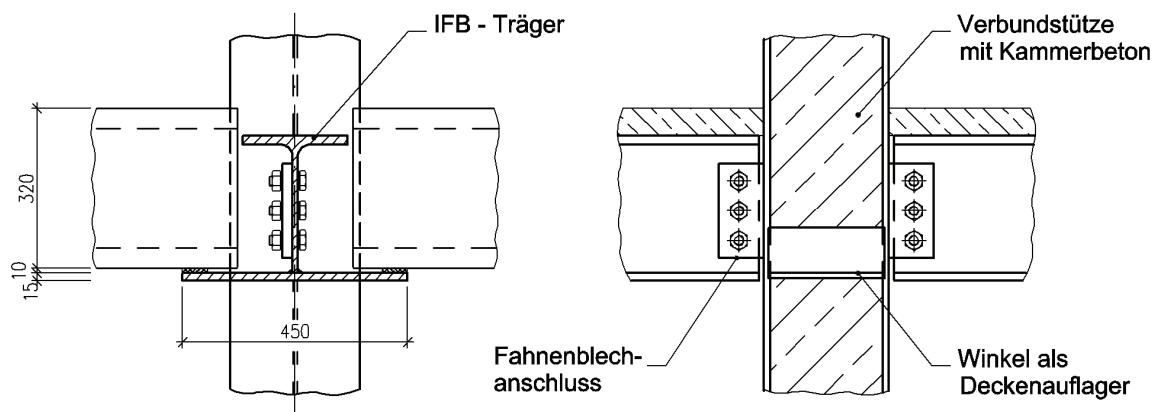


Abbildung 11.9: Anschluss IFB-Träger an Kammerbetonstütze mittels Fahnenblech
statisches System GZT: gelenkig, GZG: gelenkig, Brandfall: gelenkig

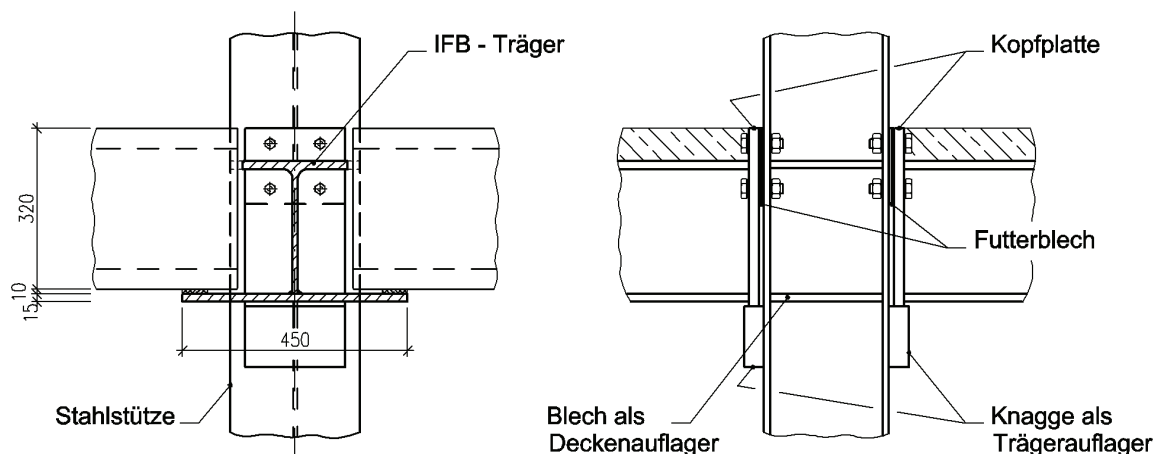


Abbildung 11.10: Anschluss IFB-Träger an Stütze mittels Knagge und hochgezogener, dünner Kopfplatte,
statisches System GZT: gelenkig, GZG: gelenkig, Brandfall: eingespannt

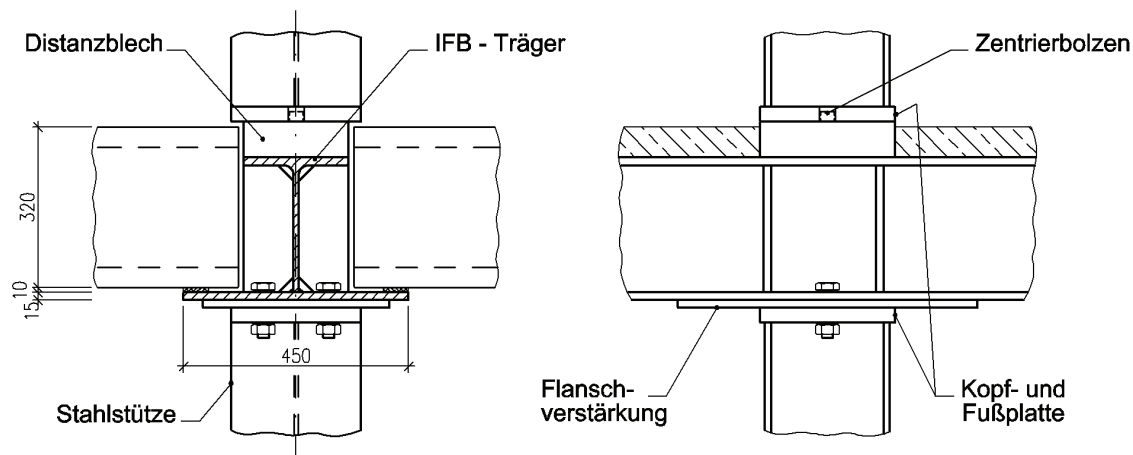


Abbildung 11.11: Anschluss IFB-Träger an Stahlstütze, Träger durchlaufend mit UG-Verstärkung (b/t), Stütze unterbrochen, statisches System GZT: eingespannt, GZG: eingespannt, Brandfall: eingespannt

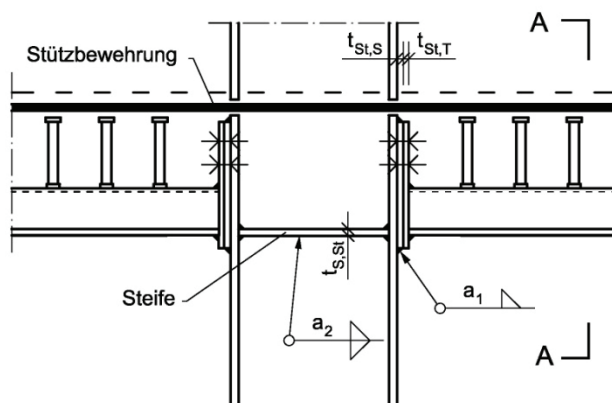
Anschlüsse für Var. B: Elementdecke mit Ortbetongergänzung + UPE-Träger

Für die Elementdecke mit Ortbetongergänzung unter Verwendung von UPE Trägern werden im Nachfolgenden verschiedene Anschlusslösungen dargestellt.

Eine Durchlaufwirkung kann durch Anordnung von Stützbewehrung erzielt werden. Bei Stahlstützen muss zur sicheren Abtragung der Druckkomponente in der Regel eine Drucksteife angeordnet werden. Bei Verbundstützen kann diese im Allgemeinen entfallen. Die Druckkraft wird hier durch den Kammerbeton bzw. Betonkern kurzgeschlossen. Die Durchlaufwirkung ergibt sich erst nach Erhärten des Betons, im Bauzustand ist der Anschluss gelenkig.

Wird der Slim-Floor Träger gemäß den Bemessungstabellen [DIBt 2005] mit Durchlaufwirkung ausgeführt, so ist zu beachten, dass der maximale Auslagerungsgrad der Stützbewehrung nicht überschritten wird. Ein biegesteifer Anschluss des reinen Hutprofils ist bei der Bemessung nicht berücksichtigt. Lediglich die der Zugkraft in der Stützbewehrung entsprechende Druckkraft muss angeschlossen bzw. übertragen werden. In aller Regel reicht der Untergurt des Hutprofils zur Übertragung der Druckkraft aus.

Ansicht



Schnitt A - A

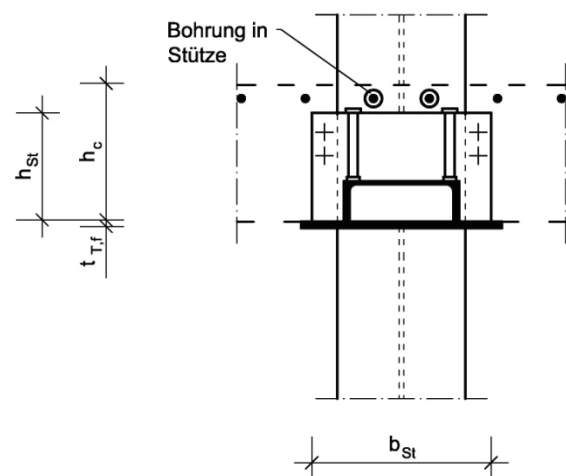
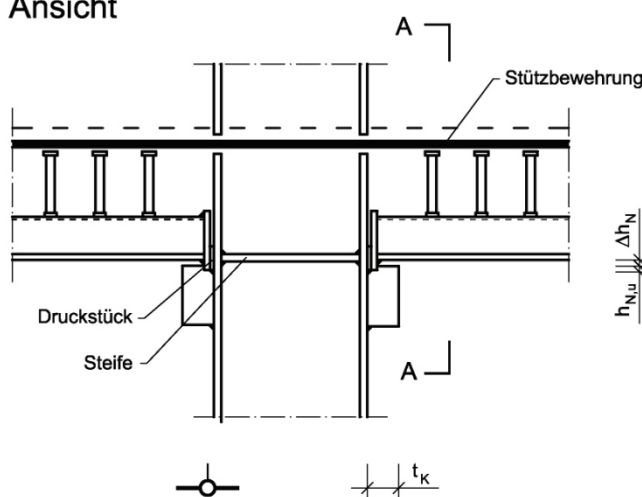


Abbildung 11.12: Biegetragfähiger Stirnplattenanschluss an eine Stahlstütze mit I-Querschnitt

Als weitere Variante kann anstatt eines Stirnplattenanschlusses auch eine Knaggenverbindung verwendet werden, siehe nachfolgende Abbildung. Durch Anordnung von Stützbewehrung und eines Druckstücks am Untergurt des Trägers wird an diesem eigentlich gelenkigen Anschluss eine Durchlaufwirkung erzeugt. Zur sicheren Übertragung der Druckkraft muss bei reinen Stahlstützen in der Regel eine Drucksteife angeordnet werden. Bei Verbundstützen kann die Druckkraft im Allgemeinen durch den Kammerbeton bzw. Betonkern übertragen und auf eine Steife verzichtet werden. Die Durchlaufwirkung ergibt sich erst nach Erhärten des Betons - im Bauzustand ist der Anschluss ideal gelenkig.

Ansicht



Schnitt A - A

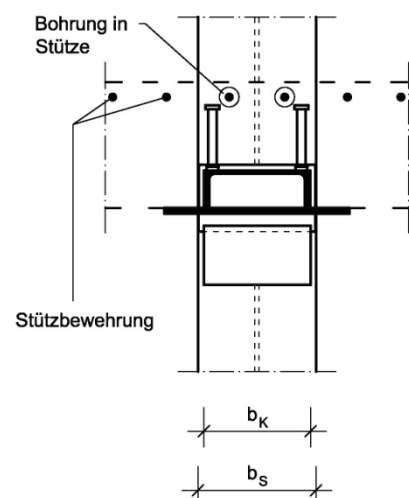


Abbildung 11.13: Biegetragfähiger Knaggenanschluss an Stahlstütze mit I-Querschnitt

Die nachfolgende Abbildung zeigt die Lastausbreitung im Druckstück unter einem Winkel von 1:2,5 und die erforderliche Höhe des Druckstücks.

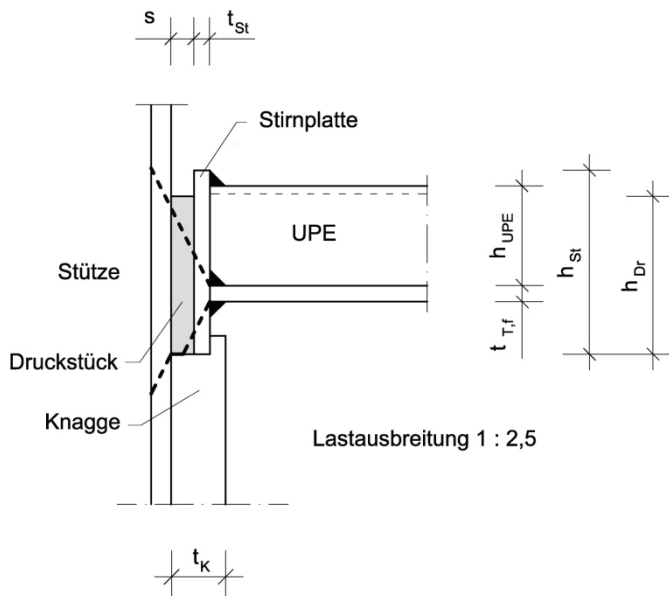


Abbildung 11.14: Anordnung eines Druckstücks

11.4 Bemessung einer Anschlusskonstruktion (Beispiel Hutprofil)

11.4.1 Grundsätzliches

In diesem Kapitel wird beispielhaft die Bemessung eines Stirnplattenanschlusses der Slim-Floor Träger mit UPE-Profil an eine Stütze schrittweise vorgeführt und so erläutert, dass im konkreten Ausführungsfall ein an die jeweilige Situation angepasster individueller Nachweis auch für andere Anschlusstypen durchgeführt werden kann.

Für die Bemessung des Anschlusses wird vorausgesetzt, dass die erforderlichen Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Slim-Floor Träger und der quergespannten Decke bereits erbracht sind. Dies kann durch eine statische Berechnung oder durch Anwendung von vorhandenen Bemessungstabellen [DIBt 2005] erfolgen.

11.4.2 Gelenkiger Anschluss (Beispiel Stirnplattenanschluss)

Im Folgenden wird die Bemessung eines Stirnplattenanschlusses durchgeführt. Die Abmessungen und Bezeichnungen des Anschlusses sind in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

Ansicht

Schnitt A - A

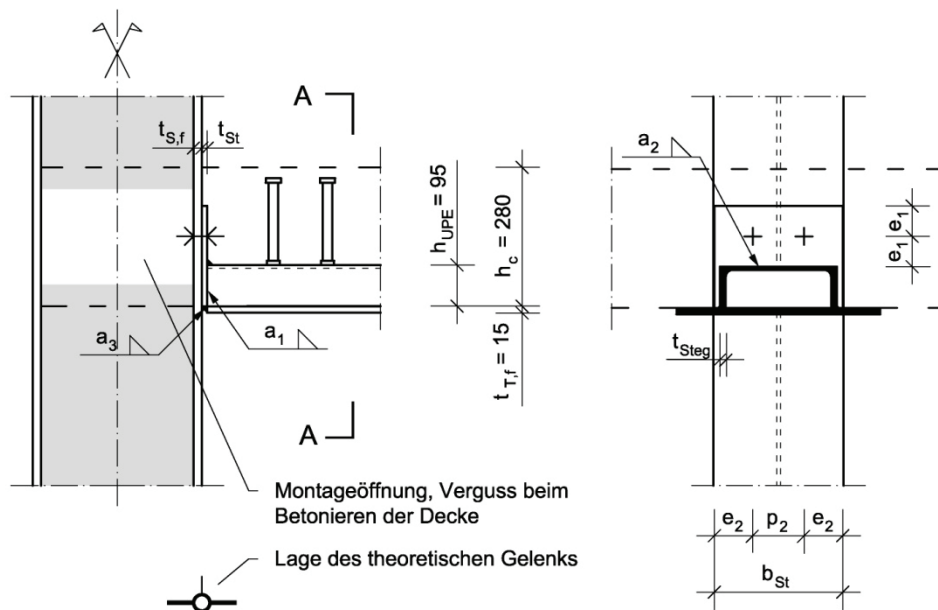


Abbildung 11.15: Bezeichnungen des Stirnplattenanschlusses

In der Regelbemessung (Kaltfall) wird die Decke als Zweifelddecke mit einer Durchlaufwirkung am Slim-Floor Träger angenommen. Im Brandfall muss die Decke bei Anwendung der Bemessungstabellen [DIBt 2005] als Einfelddecke ohne Ansatz einer Durchlaufwirkung bemessen werden.

Das statische System des Slim-Floor Trägers ist im Kalt- und Brandfall ein Einfeldträger. Eine sich durch die immer erforderliche Mindestbewehrung des durchlaufenden Betongurts an der Stütze einstellende Durchlaufwirkung wird in der Rechnung nicht berücksichtigt und stellt eine stille Tragreserve dar.

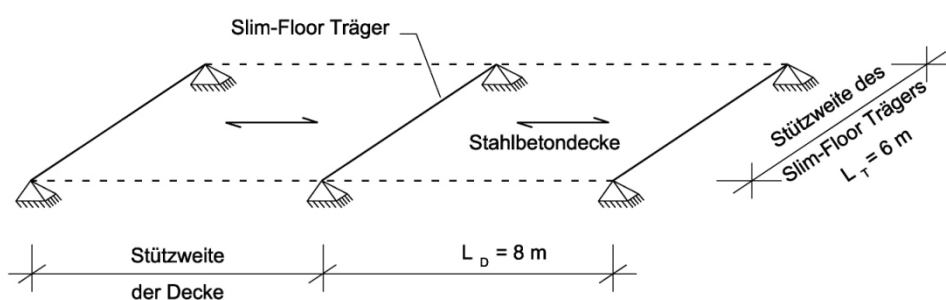


Abbildung 11.16: Abmessungen des untersuchten Deckensystems

In der nachfolgenden Abbildung sind die Querschnitte des Trägers und der Stütze dargestellt.

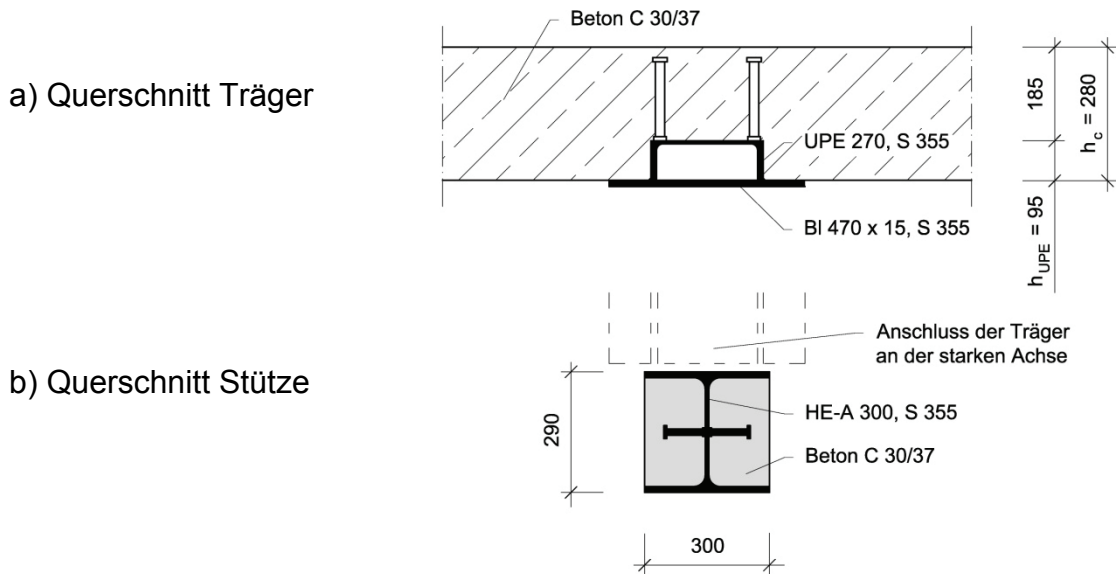


Abbildung 11.17: Querschnitt des Slim-Floor Trägers und der Stütze

Statisches System und Belastung des Deckensystems

Belastung:

- Nutzlast: $p = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- Ausbaulast: $g_A = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Decke:

- Spannweite: $L_D = 8,0 \text{ m}$
- Betondicke: $h_c = 28 \text{ cm}$
- Betongüte: C 30/37

Slim-Floor Träger:

- Spannweite: $L_T = 6,0 \text{ m}$
- Querschnitt: UPE 270, S 355
BI. 470 x 15, S 355

Stütze:

- Kammerbetonierte Verbundstütze
- Querschnitt: HE-A 300, S 355
Kammerbeton C 30/37

Stirnplatte:

- Material: S 355

Materialkennwerte:

- Beton: C 30/37
 $f_{ck} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$ $f_{ctm} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_c = 1,5$

- Baustahl : S 355
 $t \leq 40 \text{ mm:}$ $f_{yk} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_a = 1,1$
 $f_u = 51,0 \text{ kN/cm}^2$
 $40 \leq t \leq 100 \text{ mm:}$ $f_{yk} = 33,5 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_a = 1,1$
 $f_u = 49,0 \text{ kN/cm}^2$
- Betonstahl : S 500
 $f_{sk} = 50,0 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_s = 1,15$

Kräfte am Anschluss:

Der Anschluss muss planmäßig nur die Querkraft V_{sd} übertragen. Eventuell vorhandene Horizontalkräfte, z. B. aus der Aussteifung des Tragwerks, werden von der Stahlbetonplatte in die Stütze geleitet und im Folgenden nicht weiter verfolgt.

Lasten:

- Eigengewicht der Decke $g_{ck} = h_c \cdot \gamma_c = 0,28 \cdot 25 = 7,00 \text{ kN/m}^2$
 Eigengewicht Baustahl: $g_{ak} = 0,91 \text{ kN/m}$
- Ausbaulast: $g_{Ak} = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Nutzlast: $p_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Auflagerkraft der Decke:

Für die Bemessung des Slim-Floor Trägers wird die Auflagerkraft der Mittelstützung einer Zweifelddecke als Belastung angesetzt.

$$\begin{aligned}
 q_{D,Sd} &= 1,25 \cdot [1,35 \cdot (g_{ck} + g_{Ak}) + 1,5 \cdot p_k] \cdot L_D \\
 &= 1,25 \cdot [1,35 \cdot (7,00 + 1,0) + 1,5 \cdot 2,0] \cdot 8,0 = 138,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

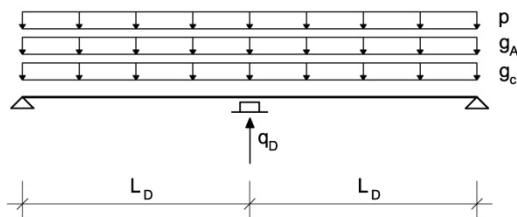


Abbildung 11.18: Statisches System der Decke

Auflagerkraft des Slim-Floor Trägers:

$$V_{Sd} = 0,5 \cdot (q_{D,Sd} + g_{a,Sd}) \cdot L_T$$

$$= 0,5 \cdot (138,0 + 0,91 \cdot 1,35) \cdot 6,0 = 417,7 \text{ kN}$$

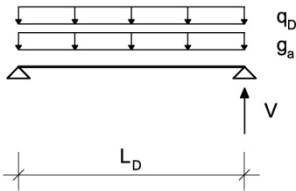


Abbildung 11.19: Statisches System des Slim-Floor Trägers

Regelbemessung des Anschlusses

Das theoretische Gelenk des Anschlusses befindet sich in der Kontaktebene zwischen Stirnplatte und Stützenflansch. Die Exzentrizität der Stirnplatte e_{St} ist gleich der Dicke der Stirnplatte t_{St} und i.d.R. so klein, dass sie vernachlässigt werden kann.

Bei gelenkigen Anschlüssen sollten dünne Stirnplatten gewählt werden, um die Einspannwirkung des Anschlusses zu minimieren.

Für die Übertragung der Querkraft vom Hutprofil auf die Stirnplatte werden nur die Schweißnähte an den Stegen angesetzt. Die Stirnplatte wird jedoch schon allein aus Gründen des Korrosionsschutzes auch mit dem Ober- und Untergurt des Hutprofils verschweißt.

Anschluss Hutprofil - Stirnplatte

Die Länge der Stegnaht beträgt $L_{w,1} = h_{UPE} = 95 \text{ mm}$

In der Kaltbemessung ist eine Kehlnaht für den Anschluss des Hutprofils an die Stirnplatte im Allgemeinen ausreichend. Die Grenzschweißnahtspannung beträgt:

$$f_{vw,d,1} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = \frac{51 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 26,2 \text{ kN/cm}^2$$

Damit kann die erforderliche Schweißnahtdicke a_1 berechnet werden:

$$a_{1,min} = \frac{V_{Sd}}{f_{vw,d,1} \cdot L_{w,1} \cdot 2} = \frac{417,7}{26,2 \cdot 9,5 \cdot 2} = 0,84 \text{ cm} = 8,4 \text{ mm}$$

Nahtdickenbegrenzung für die Stegnaht a_1 :

$$a_1 \geq 3 \text{ mm}$$

$$a_1 \leq 0,7 \cdot \min t = 0,7 \cdot t_{St} = 0,7 \cdot 12 = 8,4 \text{ mm}$$

Nahtdickenbegrenzung für die Schweißnaht a_2 :

$$a_2 \geq 3 \text{ mm}$$

$$a_2 \leq 0,7 \cdot \min t = 0,7 \cdot t_{OG} = 0,7 \cdot 7,5 = 5,3 \text{ mm}$$

Nahtdickenbegrenzung für die Schweißnaht a_3 :

$$a_3 \geq 3 \text{ mm}$$

$$a_3 \leq 0,7 \cdot \min t = 0,7 \cdot t_{St} = 0,7 \cdot 12 = 8,4 \text{ mm}$$

Gewählte Nahtdicken:

$$a_1 = 9 \text{ mm}$$

$$a_2 = a_3 = 4 \text{ mm} \quad (\text{Empfehlung!})$$

$$a_3 = 4 \text{ mm}$$

Nachweis der Schrauben

Annahme: Zwei Schrauben sind ausreichend.

Die erforderliche Tragfähigkeit je Schraube beträgt:

$$F_{v,Sd} = V_{Sd} / n = 417,7 / 2 = 209 \text{ kN}$$

mit $n = 2$ Anzahl Schrauben am Anschluss

Gewählt: 2 M 30 SL 8.8

Die Tragfähigkeit der Schrauben gegen Abscheren beträgt:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} = 0,6 \cdot 80 \cdot 7,07 / 1,25 = 271 \text{ kN} > F_{v,Sd} = 209 \text{ kN}$$

Die Tragfähigkeit der Schrauben auf Lochleibung beträgt:

- Abstand in Kraftrichtung: $e_1 = 70 \text{ mm}$
- Abstand quer zur Kraftrichtung: $e_2 \geq 1,5 \cdot d_o = 1,5 \cdot 31 = 47 \text{ mm}$
 $p_2 \geq 3,0 \cdot d_o = 3,0 \cdot 31 = 93 \text{ mm}$

$$\alpha = \min \{ \alpha_1 ; \alpha_2 ; \alpha_3 ; 1,0 \}$$

$$\alpha_1 = e_1 / (3 \cdot d_o) = 70 / (3 \cdot 31) = 0,753$$

$$\alpha_2 = p_1 / (3 \cdot d_o) - 0,25 \quad \text{hier nicht maßgebend, da nur eine Schraube in Kraftrichtung}$$

$$\alpha_3 = f_{ub} / f_u = 80 / 51 = 1,568$$

$$\alpha = \min \{ 0,753 ; 1,568 ; 1,0 \} = 0,753$$

$$F_{b,Rd} = \min \{ F_{b,Rd,1} ; F_{b,Rd,2} \}$$

$$F_{b,Rd,1} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} = 2,5 \cdot 0,753 \cdot 51,0 \cdot 3,0 \cdot 1,2 / 1,25 = 276,4 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd,2} = 1,5 \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} = 1,5 \cdot 51 \cdot 3,0 \cdot 1,2 / 1,25 = 220,3 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = \min \{ 276,4; 220,3 \} = 220,3 \text{ kN} > F_{v,Sd} = 209 \text{ kN}$$

Nachweis der Stirnplatte

Die Dicke der Stirnplatte sollte folgender Bedingung genügen:

$$t_{St} \geq 0,5 \cdot t_{Steg} \geq 10 \text{ mm}$$

gewählt: $t_{St} = 12 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm}$

$$\geq 0,5 \cdot t_{Steg} = 0,5 \cdot 13,5 = 6,8 \text{ mm}$$

Die Querkraft erzeugt in der Stirnplatte oberhalb des Hutprofils Zugspannungen. Die Tragfähigkeit der Stirnplatte im durch die Schrauben geschwächten Querschnitt beträgt:

$$A_{brutto} = b_{St} \cdot t_{St} = 30 \cdot 1,2 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{netto} = (b_{St} - n \cdot d_o) \cdot t_{St} = (30 - 2 \cdot 3,1) \cdot 1,2 = 28,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{St,Rd} = \min \{ V_{St,pl,Rd}; V_{St,u,Rd} \}$$

$$V_{St,pl,Rd} = A_{brutto} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 36 \cdot 35,5 / 1,1 = 1.162 \text{ kN}$$

$$V_{St,u,Rd} = 0,9 \cdot A_{netto} \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 28,6 \cdot 51 / 1,25 = 1.049 \text{ kN}$$

$$V_{St,Rd} = \min \{ 1.162; 1.049 \} = 1.049 \text{ kN} > V_{Sd} = 417,7 \text{ kN}$$

Krafteinleitung in die Stütze

Der Nachweis der örtlichen Krafteinleitung in den Stützenflansch ist durch den Nachweis der Schrauben auf Lochleibung erbracht, wenn dieser unter Berücksichtigung der Dicke des Stützenflanschs berechnet wird. Weitere Nachweise für den Anschluss sind hier nicht notwendig.

11.4.3 Anschluss mit Durchlaufwirkung (Beispiel Knaggenanschluss)

Wenn die Slim-Floor Träger als Durchlaufträger ausgebildet werden sollen, muss der Anschluss zusätzlich zur Querkraft auch das Stützmoment übertragen können.

In diesem Abschnitt werden nur die für die Bemessung der Durchlaufwirkung erforderlichen Nachweise geführt. Die Weiterleitung der Trägerquerkräfte in die Stützen geschieht in gleicher Weise wie bei gelenkigen Anschlüssen, siehe Abschnitt 11.4.2, und wird hier nicht weiter verfolgt.

Die Bemessung erfolgt für die erste Innenstütze eines Deckensystem mit gleichen Stützweiten und Lasten wie das in Abschnitt 11.4.2 untersuchte System. Die Stützweite von Decke und Träger, die Nutzlast, die Werkstoffe und die Stützenabmessungen sind gleich. Durch die Ausbildung des Slim-Floor Trägers als Durchlaufträger ändert sich jedoch der Querschnitt:

- Betondicke: $h_c = 26 \text{ cm}$
- Feldquerschnitt: UPE 300, S 355
Bl. 500 x 15, S 355
- Stützquerschnitte: $A_{s,l} = 13,0 \text{ cm}^2$
Maximaler Auslagerungsgrad 79 %
 $z_{pl,a,Rd} = 26,7 \text{ cm}$ ab Oberkante Beton

Die zur Übertragung der Druckkraft im Untergurt am Anschluss notwendigen Druckstücke bzw. Stirnplatten werden so breit wie das UPE-Profil gewählt.

Druckkraftweiterleitung

Bei geringen Druckkräften kann bei Verbundstützen evtl. auf eine Steife verzichtet werden. Die Druckkraft beträgt: $N_a = 478,3 \text{ kN}$

Druckzonenhöhe:

$$c = t_{T,f} + 2,5 \cdot (t_{St} + s_{min} + t_{S,f}) + \Delta h_{N,o} = 15 + 2,5 \cdot (12 + 0 + 14) + 15 = 95 \text{ mm}$$

Aufnehmbare Querdruckkraft der Verbundstütze:

$$N_{Rd} = N_{S,a} + N_{S,c} = 260,6 + 470,8 = 731,4 \text{ kN} > N_a$$

mit $N_{S,a}$ Kraft im Steg der Stütze

$$N_{S,a} = c \cdot t_{S,s} \cdot f_{yd} = 9,5 \cdot 0,85 \cdot 35,5 / 1,1 = 260,6 \text{ kN}$$

$N_{S,c}$ Kraft im Kammerbeton

$$\begin{aligned} N_{S,c} &= c \cdot (b_s - t_{S,s}) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \\ &= 9,5 \cdot (30 - 0,85) \cdot 0,85 \cdot 3,0 / 1,5 = 470,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Die Berechnung zeigt, dass hier auf eine Stützensteife verzichtet werden kann.

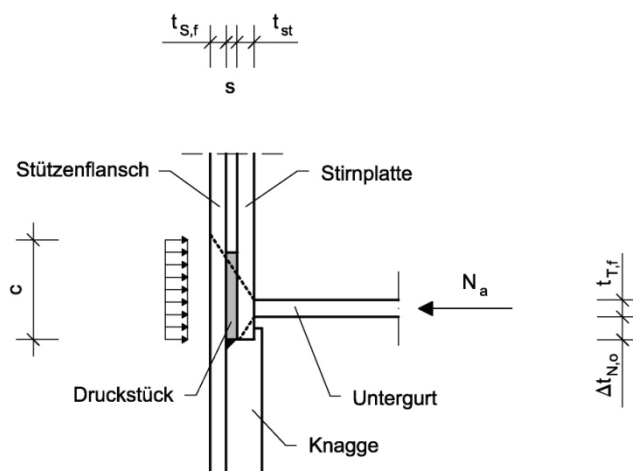


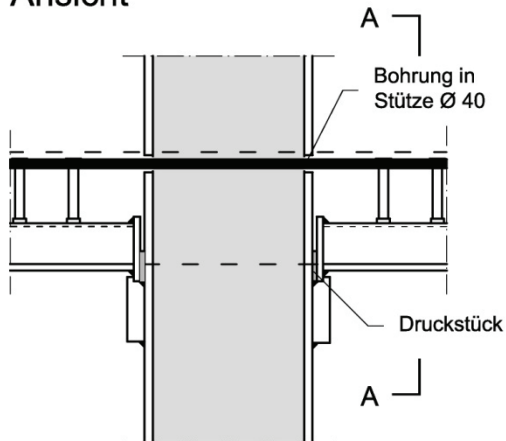
Abbildung 11.20: Lastausbreitung der Druckkraft

Die Höhe des Druckstücks ist so groß zu wählen, dass sich die unterstellte Lastausbreitung auch einstellen kann.

$$h_{Ds} \geq \Delta h_{N,0} + 2,5 \cdot (t_{St} + s_{max}) = 15 + 2,5 \cdot (12 + 10) = 70 \text{ mm}$$

gewählt: $h_{Ds} = 70 \text{ mm}$

Ansicht



Schnitt A - A

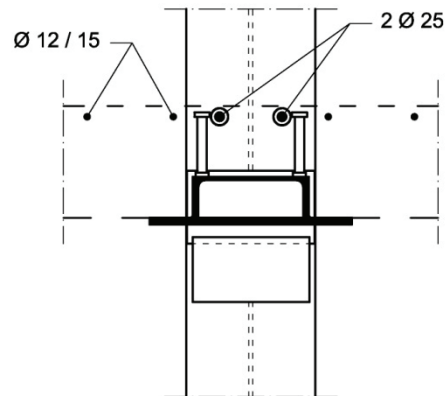


Abbildung 11.21: Stützbewehrung

D. Brandschutz

Der nachfolgende Abschnitt „D“ bezieht sich auf das Arbeitspaket III, welches von der Forschungsstelle 2 bearbeitet wurde. Ziel dieses Teilprojekts ist es, brandschutztechnische Lösungen für die im Vorhaben angesprochenen Verbunddeckensysteme mit Slim-Floor-Trägern zu erarbeiten. Dabei sollen insbesondere mögliche Verbesserungen des Brandverhaltens analysiert und quantifiziert werden, die aus Reserven des Tragsystems im Brandfall resultieren, die dadurch entstehen, dass im Brandfall Durchlaufträgersysteme betrachtet werden, während bei der Bemessung unter Normaltemperaturen Einfeldträger bemessen werden.

Formal gliedern sich die Forschungsarbeiten der Forschungsstelle 2 in folgende Teilaktivitäten:

- a. Numerische Untersuchungen zur Ausnutzung von Systemreserven im Brandfall
- b. Analyse verschiedener Knotenanschlüsse im Hinblick auf den Brandschutz
- c. Parameterstudien zu ausgewählten Lösungen
- d. Optimierung vorhandener Lösungen
- e. Erstellen des Abschlussberichts

Im Laufe der Projektbearbeitung hat es sich als sinnvoll erwiesen, die Teilaktivitäten nicht streng sequenziell zu bearbeiten. Da durch die begrenzten Forschungsmittel experimentelle Untersuchungen im Brandfall ausgeschlossen sind, erfolgen die Untersuchungen ausschließlich mit numerischen Methoden. Auf die verschiedenen numerischen Ansätze wird in Abschnitt 13 eingegangen. Ziel war es, die numerischen Methoden im gegebenen Rahmen dieses Vorhabens weiter zu entwickeln. Das gilt insbesondere für 3D-Modellierungen mit FEM. Gleichwohl war das Niveau der numerischen Verfahren den Untersuchungszielen der Teilaktivitäten anzupassen.

Die Untersuchungen beziehen sich grundsätzlich auf zwei verschiedene Systeme von Verbundflachdeckenträgern, die sich in ihrem Tragverhalten grundsätzlich unterscheiden. Es handelt sich um ein sogenanntes UPE-Profil (auch Hut-Profil), welches als Verbundträger wirkt und ein SFB-Profil (Slim-Floor-Beam), welches in Trägerlängsrichtung als reiner Stahlträger trägt.

12 Stand der Forschung

12.1 Brandschutztechnische Untersuchungen an Slim-Floor-Systemen

Aufgrund einer großen Variation an Querschnitten und Tragsystemen von Verbundflachdeckensystemen gibt es eine große Anzahl an Forschungsarbeiten, die sich mit dem Brandverhalten beschäftigen. Diese sind häufig unabhängig voneinander entstanden und lassen nur in geringem Umfang Rückschlüsse zu, die auf andere Querschnittsprofile angewendet werden können.

Aktuell wurden beispielsweise Untersuchungen in [Schäfer 2007] zum Brandverhalten von Querschnitten mit Hohlkästen vom Typ Delta-Beam (k) und FEDU-Stanzdübel (i) durchgeführt (vgl. Abbildung 12.1).

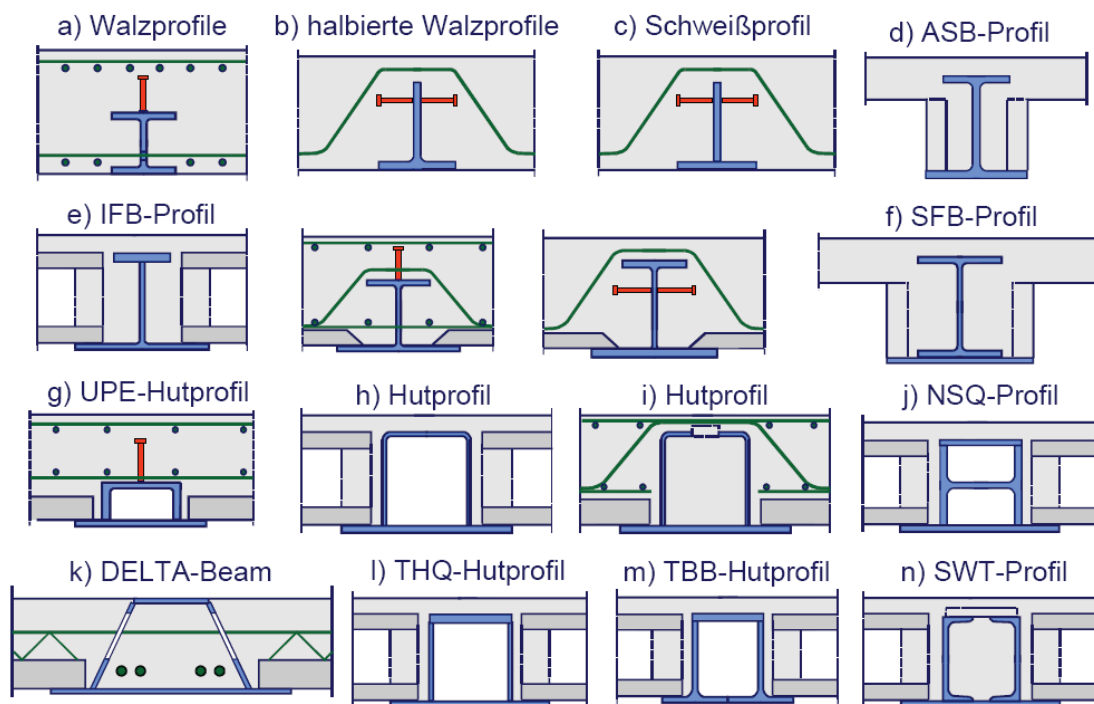


Abbildung 12.1: Verschiedene Profiltypen für Slim-Floor-Träger, Zusammenstellung nach [Schäfer 2007]

In [Feldmann et al 1998] und [Lange 2005] wurde das IFB-Profil mit Spannbetonhohldielen untersucht. Es werden verschiedene Experimente an innenliegenden Trägern und Randträgern beschrieben, die das Verhalten bei Raumtemperatur zeigen. Unter anderem werden Längsrisse in den Hohldielen festgestellt, die auf die Durchbiegung des Flachdeckenprofils zurückgeführt werden (vgl. Abbildung 12.2). Da die Durchbiegungen des Trägers im Brandfall wesentlich stärker ausgeprägt sind als bei Raumtemperatur, ist das Verhalten der Hohldielen hier weit kritischer. Dies wurde von Borgogno in [Borgogno 1997] und [Borgogno et al 1998] untersucht.

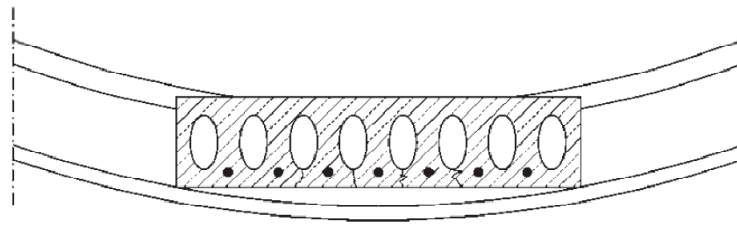


Abbildung 12.2: Schubrisse in Spannbetonhohldielen infolge "weicher" Lagerung [Lange 2005]

Für die Verbesserung von Spannbetonhohldielen wird vorgeschlagen, eine Auflagerbewehrung im unteren Bereich der Hohldielen einzusetzen, um den Ausfall des Trägerunterflansches als Auflager zu kompensieren. Der Slimfloor-Träger wird hier jedoch hauptsächlich als Auflager gesehen und nur am Rande betrachtet.

Die brandschutztechnische Bestimmung für Spannbetonhohldielen befindet sich derzeit in einem rechtlichen Zwischenstadium, da entsprechende Zulassungen zurückgezogen wurden und vom DIBt eine Übergangsregelung definiert wurde, die in der Praxis aber noch keine Anwendung findet. Zwei wesentliche Punkte sind in der Diskussion: die biegeeweiche Lagerung (vgl. Abbildung 12.2, sowie die Querkrafttragfähigkeit am Auflager. In [Fellinger 2004] wurden Spannbetonhohldielen im Brandfall untersucht. Es wird vor allem auf die Probleme des Querkraftversagens am Auflager eingegangen. Es wird jedoch klargestellt, dass die Übertragbarkeit auf halbsteife Auflager, wie sie bei den Slimfloor-Systemen vorliegen, nicht gegeben ist.

Zum Brandverhalten von IFB- und SFB-Trägern wird in [Lange 2005] gesagt, dass der Untergurt des IFB/SFB-Trägers durch Spritzputz oder andere Brandschutzmaterialien zu schützen ist. Die Verwendung einer Zulagebewehrung sei möglich, jedoch nur durch ein Gutachten (nach [DIN 4102-2]) einer anerkannten Prüfstelle realisierbar. Ähnliche Aussagen finden sich in [Feldmann 2000]. Da eine brandschutztechnische Bekleidung der Träger hier nicht untersucht wird, sollen Systemreserven im Brandfall ausgenutzt werden, die die Verringerung der Tragfähigkeit teilweise kompensieren.

Vereinfachte Formeln für die Temperaturverteilung innerhalb eines SFB- oder IFB-Profils ohne zusätzliche Brandschutzmaßnahmen sind auf europäischer Ebene durch das Technical Committee 3 der Europäischen Kommission für Stahlbau in [ECCS 2001] beschrieben. Der Formelsatz ist in Tabelle 12.1 dargestellt.

Tabelle 12.1: Formelsatz zur Berechnung von Temperaturen in IFB/SFB-Profilen nach [ECCS 2001]

Querschnittsteil	Bauart der Decke	
	Vollbetondecke oder vorgespannte Hohldielen	Verbunddecke mit tiefen Rippen (Träger seitlich beflammt)
Untergeschweißte Platte		
R60	$\theta_p = 840 - 3,47e_p - 1,48e_f$	$\theta_p = 873 - 3,48e_p - 1,84e_f$
R90	$\theta_p = 951 - 1,95e_p - 1,92e_f$	$\theta_p = 974 - 1,64e_p - 2,13e_f$
Unterflansch		
R60	$\theta_f = 739 - 4,05e_p - 7,01e_f$	$\theta_f = 757 - 4,01e_p - 7,13e_f$
R90	$\theta_f = 874 - 3,42e_p - 5,77e_f$	$\theta_f = 894 - 2,95e_p - 6,13e_f$
Unterkante Steg		
R60	$\theta_f - 70^{\circ}\text{C}$	
R90	$\theta_f - 70^{\circ}\text{C}$	
Temperaturgradient im Steg (und Oberflansch)		
R60	$g = 2,8^{\circ}\text{C} / \text{mm}$	
R90	$g = 3,9^{\circ}\text{C} / \text{mm}$	
Die Dicke der Platte (e_p) liegt zwischen 12 und 25 mm		
Die Breite der Platte übersteigt die Profilbreite um nicht mehr als 250 mm		
e_f ist definiert als die Dicke des Unterflansch		

Zum Brandverhalten des hier untersuchten Slim-Floor-Systems mit UPE-Träger gibt es bisher lediglich die Untersuchungen von Schaumann/Hothan [Schaumann et al 2002], die erste Analysen zur Hohlraumstrahlung durchgeführt haben. Es zeigte sich, dass die Hohlraumstrahlung sowohl positive als auch negative Auswirkungen auf das Tragverhalten im Brandfall haben kann.

12.2 Ausnutzung von Systemreserven im Brandfall

Im Brandfall kann die Behinderung thermischer Dehnungen zu einem Systemwechsel führen. Die bei der Bemessung bei Raumtemperatur als ideal-gelenkig angenommene Knotenverbindung wird im Brandfall als momententragfähig angesehen. Es stellt sich also eine Durchlaufwirkung ein. Dies kann durch das Einhalten bestimmter konstruktiver Abstände zwischen Kopfplatte und Stütze nach Eurocode 4 Teil 1-2 [DIN EN 1994-1-2] gezielt ausgenutzt werden. Zusätzlich stellt sich durch den Temperaturgradienten über die Höhe des Querschnitts eine Steifigkeitsänderung ein. Mit zunehmender Durchbiegung nimmt die Verdrehung am Trägerende zu. Da der Anschluss lediglich über eine begrenzte Rotations- und Translationskapazität verfügt, kann es bei Innenstützen zu einem Anwachsen der Stützmomente kommen. Nachdem sich das Fließgelenk über der Stütze gebildet hat, werden die Momente in das weniger beanspruchte Feld umgelagert, d.h. die Systemreserven werden ausgenutzt. Insgesamt führt dies zu einer wirtschaftlicheren Bemessung im Brandfall.

Die in [DIN EN 1994-1-2] angegebenen Regeln gelten für kammerbetonierte Träger. Bei Slim-Floor-Trägern sind wegen des größeren Temperaturgradienten erhöhte thermische Durchbiegungen sowie geringere Längsdehnungen zu erwarten. Der Grund hierfür ist die reduzierte Erwärmung des Querschnitts (ein- statt dreiseitiger Beflammung).

Erste experimentelle Untersuchungen sind von Wiese in [Wiese 1987] an Stahlbetonplatten durchgeführt worden. Dort wurde aufgezeigt, dass sich eine Dehnungsbehinderung positiv auf das Verformungsverhalten auswirkt und die Tragfähigkeit steigert. Allerdings kann eine vollständige Dehnbehinderung zu lokalem Betondruckversagen führen und sollte daher vermieden werden.

In [Ma et al 2000] untersuchen Ma und Mäkeläinen das Brandverhalten von Slim-Floor-Trägern mit IFB-Profil (asymmetric slim floor beam). Es wird gezeigt, dass die Träger bei einer Lastausnutzung von weniger als 0,5 die Klasse R60 erreichen. Bei höherer Lastausnutzung könne der Anschluss als teilweise biegetragfähig herangezogen werden. Für die Momententragfähigkeit des Systems wird dem Trägersteg eine große Rolle zugesprochen, da der Unterflansch infolge hoher Temperaturen ausfällt. Weiterhin wird festgestellt, dass durch Membrantragwirkung eine Lastumlagerung stattfinden kann, die zu einer Feuerwiderstandsdauer von 90 min für einen Lastausnutungsgrad von 0,54 führen kann. In [Mäkeläinen et al 2000] erweitern die Autoren ihre Aussagen um Naturbrände, die bei einer Brandlast von weniger als 1100 MJ/m² kein Problem für den Slim-Floor-Träger darstellen.

Auch Bailey schreibt in [Bailey 1999], dass es unter Umständen möglich sei, die Feuerwiderstandsklasse von Slim-Floor-Profilen von R60 auf R90 zu erhöhen, sofern realistische Anschlusssteifigkeiten angesetzt werden. Die Untersuchungen beziehen sich auf ein IFB-Profil (asymmetric slimfloor beam), welches als Auflager für eine in Querrichtung spannende tiefe Stahlrippendecke (Typ: PMF 210 Deep Deck) dient. Die Anschlusssteifigkeit der Träger-Stützen-Verbindung wird von Bailey nach einem Test bei Raumtemperatur angenommen. Eine Veränderung des Anschlussverhaltens infolge Brandeinwirkung wird nicht untersucht.

Unabhängig von Slim-Floor-Trägern besteht ebenfalls nach Bailey ([Bailey 2000a] und [Bailey 2000b]) die Möglichkeit, das Einhängen von Stahlbetondecken zwischen Verbundträgern im Brandfall zu berücksichtigen. Die Tragfähigkeit ist dadurch im Brandfall deutlich höher als bei der Berechnung über die Biegemomententragfähigkeit. Dies setzt voraus, dass die umgebenden Träger ausreichend tragfähig sind. Die Anwendung der Bailey-Methode auf Slim-Floor-Träger erscheint möglich, da auch stark erhitzte Slim-Floor-Träger weiter Zugkräfte innerhalb einer durchhängenden Decke aufnehmen können. Im Rahmen dieses Vorhabens sollen jedoch zunächst die Tragfähigkeiten und Systemreserven der Träger untersucht werden. Die Anwendung und Anpassung der Bailey-Methode ist innerhalb des Projektes nicht möglich. Hierzu wäre ein eigenständiges Projekt notwendig.

12.3 Brandschutztechnische Optimierung der Anschlüsse

Die Verbindungstechnik spielt eine entscheidende Rolle für die Wirtschaftlichkeit einer Konstruktion. Aufgrund der hohen Lohnkosten sind montagefreundliche Anschlüsse erforderlich, die zugleich die geforderte Feuerwiderstandsdauer aufweisen.

Für Verbundflachdecken bieten sich verschiedene Verbindungstechniken an, wie z.B. Kopfplatten-, Laschen- oder Knaggenanschlüsse. In [Kuhlmann et al 2001b] werden verschiedene Lösungen für deckengleiche Verbundträger und UPE-Hutprofile vorgestellt. Besonders montagefreundlich ist der in Abbildung 12.3 dargestellte Anschluss, bei dem die Träger eingehängt werden können. Da es sich in den meisten Fällen um Anschlüsse handelt, die in der Betondecke liegen und damit kaum den hohen Brandraumtemperaturen ausgesetzt sind, ist eine brandschutztechnische Optimierung nicht notwendig. Ausnahmen bilden hier Knaggenanschlüsse und momententragfähige Anschlüsse, deren Druckkomponente sich durch eine hohe thermische Belastung im unteren Anschlussbereich nach oben verlagert.

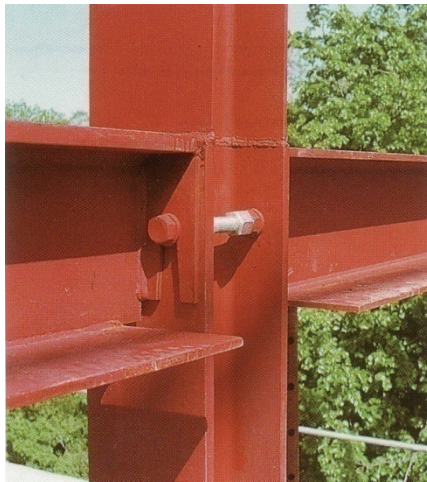


Abbildung 12.3: Einhakmontage-Anschluss für SFB/IFB-Träger [Feldmann 2000]

Die Bemessung von Anschlüssen wird im Stahlbau zukünftig auf europäischer Ebene in Eurocode 3-1-8 [DIN EN 1993-1-8] geregelt. Anschlüsse können hiernach mit der Komponentenmethode vereinfacht als Federsysteme abgebildet werden. Hierfür ist eine Berechnung der Steifigkeiten und Tragfähigkeiten der Einzelkomponenten erforderlich, aus der eine Steifigkeit und Tragfähigkeit des gesamten Anschlusses berechnet wird.

Für die Bemessung von Anschlüssen im Verbundbau auf Basis der beschriebenen Normen sind aktuell von Kuhlmann und Rölle in [Kuhlmann et al 2010b] Hilfestellungen gegeben. Es wird festgestellt, dass die Duktilität von Anschlüssen, also ihre Rotationsfähigkeit von großer Bedeutung für das Systemtragverhalten ist. Anschlüsse sollten daher immer so ausgelegt sein, dass eine duktile Komponente maßgebend für das Versagen wird. In [Leon 1998] wird genauer darauf eingegangen, dass bei konventionellen Verbindungen im Verbundbau Rotationskapazitäten von zumeist mehr als 0,03 RAD ($=1,72^\circ$) notwendig sind, um das vollplastische Moment im Anschluss aufzubauen. Die meisten Verbindungen seien mit einer Rotationskapazität von 0,04 RAD oder mehr hierzu in der Lage.

Auch Odenbreit beschreibt in seiner Arbeit [Odenbreit 2000] das Verhalten von Verbundanschlüssen und entwickelt ein Verfahren zur Bestimmung von Steifigkeiten, Tragfähigkeiten und Rotationskapazität.

In [Block 2006] wird die Komponentenmethode erstmals auf den Brandfall erweitert. Die verwendeten Federmodelle werden um einige Komponenten erweitert, da es in der Abkühlphase zu Momenten kommen kann, die in ihrer Wirkrichtung entgegengesetzt der Momente bei Raumtemperatur verlaufen. Eine eingehende Betrachtung von Anschlüssen in Verbundflachdecken findet nicht statt.

Ungeachtet ihrer weiten Verbreitung liegen bislang kaum realitätsnahe numerische Untersuchungen zu Verbundbauanschlüssen im Brandfall vor, während im Bereich der Stahlbauanschlüsse bereits viele Veröffentlichungen zu verzeichnen sind (vgl. [Anderson et al 2009], [Dai et al 2009], [Lu et al 2009]).

13 Methoden

13.1 Fließgelenktheorie (FGTh)

Diese Methode wird im [DIN EN 1994-1-2] beschrieben. Die Querschnittstragfähigkeiten werden im Brandfall unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Entfestigung ermittelt. Die Systemtragfähigkeit ergibt sich allein aus Gleichgewichtsbetrachtungen. Verformungen und Zwängungsschnittgrößen im System können nicht quantifiziert werden. Voraussetzung ist die Bestimmung der Temperaturfelder in der Querschnittsebene (2D). Damit ist diese Methode im Sinne der Eurocodes eine Mischung aus Level 2- und Level 3-Methode. Dabei beschreiben Level 2-Verfahren „vereinfachte Berechnungsverfahren“ und Level 3-Verfahren „allgemeine Berechnungsverfahren“.

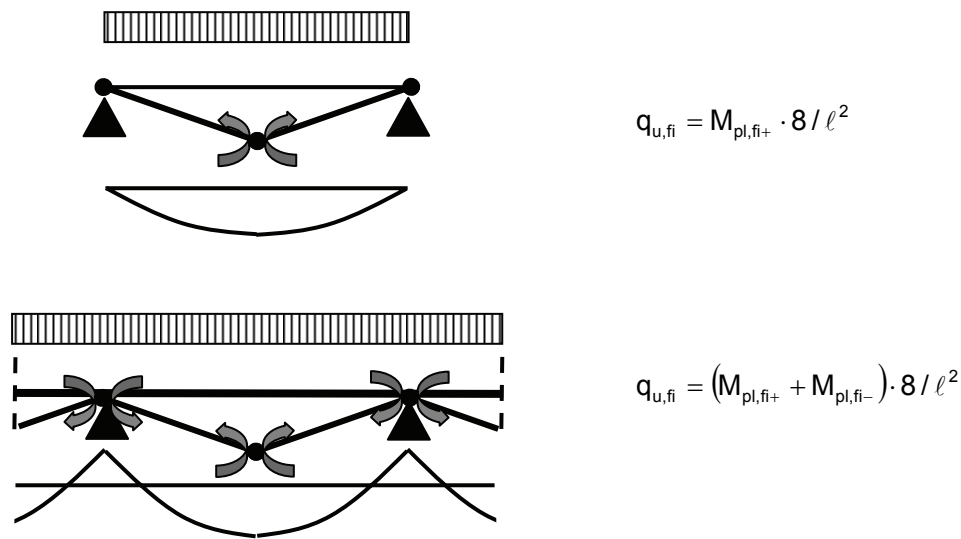


Abbildung 13.1: Traglasten nach Fließgelenktheorie

Es ist erkennbar, dass das Stützmoment die Tragfähigkeit im Brandfall erhöht.

13.2 Fließzonenmodelle mit Balkenelementen (BoFire)

Diese Methode zählt nach [DIN EN 1994-1-2] zu den allgemeinen Berechnungsverfahren. Die Einwirkungen aus den Heißgastemperaturen auf die Querschnittstemperaturen und die Einwirkungen aus mechanischen Lasten werden in einem FEM-Modell simuliert. Bei stabartigen Bauteilen, wie den hier vorliegenden Trägern, werden zur Berechnung der Weggrößen Balkenelemente verwendet. Die Material-Nichtlinearitäten werden durch adaptive Veränderung der Steifigkeiten und Querschnittstragfähigkeiten in einer inkrementellen Berechnung berücksichtigt. Die Temperaturfelder werden an den Knoten der Balkenelemente in einer 2D-Berechnung ermittelt.

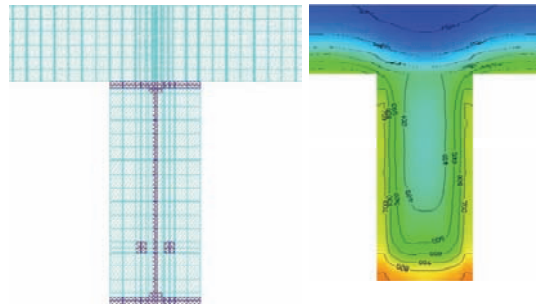


Abbildung 13.2: Querschnittsdiskretisierung und Temperaturfeld in BoFire

Mit der Methode lassen sich alternativ Traglasten zu vorgegebenen Branddauern (R-Klassen) oder auch Feuerwiderstandsdauern zu vorgegebenen mechanischen Beanspruchungen berechnen. Thermisch bedingte Zwängungen im Querschnitt und im System werden berücksichtigt. Die Verformungen des Systems werden in den Inkrementen bestimmt. Großer Vorteil dieser Methode ist, dass die im Eurocode formulierten einaxialen, temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen verwendet werden können.

Am Institut für Stahlbau wird für diese Methode seit Jahren erfolgreich das institutseigene Programm BoFire angewendet.

13.3 FEM mit Volumenelementen (ABAQUS)

Diese Methode zählt nach [DIN EN 1994-1-2] sinngemäß zu den allgemeinen Berechnungsverfahren. Bei der Erstellung der Eurocodes sind die heute möglichen numerischen Methoden noch nicht Stand der Technik gewesen. Daher werden sie speziell im baulichen Brandschutz heute überwiegend im Bereich der Wissenschaft angewendet.

Zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens der Slim-Floor-Verbundträger wird das Finite-Elemente-Programmpaket ABAQUS verwendet. Sowohl für die thermische Analyse zur Berechnung der Temperaturfelder als auch für die mechanische Analyse zur Berechnung der strukturmechanischen Größen wie Spannungen und Dehnungen wird ein Modell mit finiten Volumenelementen aufgebaut. Damit können auch komplexe Anschlussgeometrien z.B. mit Kopfplatten und Schrauben modelliert werden. Zusätzlich zu geometrischen und werkstofflichen Nichtlinearitäten kann auch die in Anschlusssituationen häufig auftretende Kontaktproblematik erfasst werden.

Der Vorteil der Universalität dieses Werkzeuges ist verbunden mit vergleichsweise großen Rechenzeiten. Parameterstudien und Optimierungen mit einer großen Anzahl von verschiedenen Parametersätzen sind daher mit diesem Werkzeug wegen der hohen Rechenzeiten nicht durchführbar. Allerdings lassen sich lokale Phänomene, wie beispielsweise Anschlussverformungen im Brandfall, nur mit diesem Modellierungsgrad realitätstreu berechnen.

14 Annahmen und Parameter für die Referenzsysteme

14.1 Brandbeanspruchung

Für alle untersuchten Systeme wird eine Brandbeanspruchung von unten gemäß Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) nach Eurocode 1 Teil 1-2 [DIN EN 1991-1-2] vorausgesetzt.

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \text{ [}^\circ\text{C]}; t \text{ in [min]} \quad (\text{Gleichung 14.1})$$

Von Interesse sind die Traglasten zugehörig zu den Feuerwiderstandsklassen R30, R60 und R90. Die Wärmeübergangsbedingungen entsprechen den Regelungen des [DIN EN 1991-1-2].

Durch Brandschutzbekleidungen lassen sich alle bauaufsichtlich geforderten Feuerwiderstandsklassen erreichen. Dies ist bekannt. Mögliche Brandschutzbekleidungen werden daher hier nicht als Parameter untersucht. Gleiches gilt für den sogenannten integrierten Brandschutz, wo durch Zulagebewehrung neben dem Stahlquerschnitt des Slim-Floor-Trägers die Tragfähigkeit im Brandfall erhöht wird.

14.2 System

Das System (vgl. Abbildung 14.1) wurde mit dem Ziel gewählt, für einen UPE-Träger sowohl hinsichtlich der Stützweite wie auch des Trägerabstandes mittlere Werte anzunehmen. Die Länge für UPE-Träger liegt zwischen 4 und 8 m und die Deckenbreite ebenfalls zwischen 4 und 8 m (vgl. [DIBt 2005]). Die Systemabmessungen 6x6 m sind damit ein Mittelwert und als Referenz geeignet. Für das SFB-Profil wurde das System zum Zweck einer guten Vergleichbarkeit übernommen.

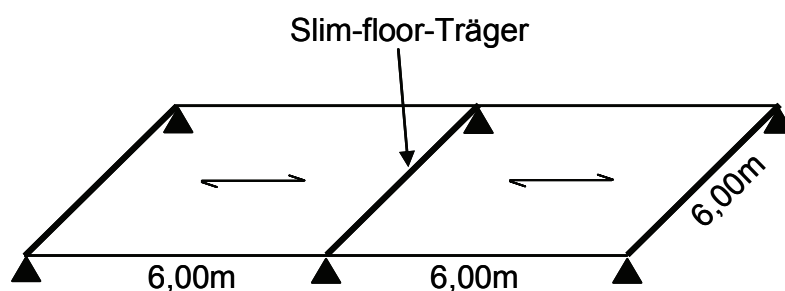


Abbildung 14.1: Isometrische Ansicht des Systems des Verbunddeckensystems

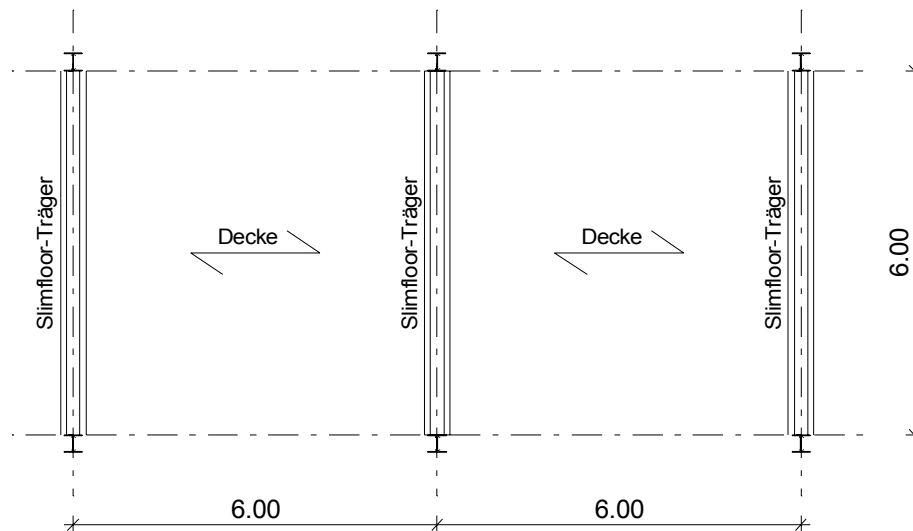


Abbildung 14.2: Draufsicht auf das System des Verbunddeckensystems

Bei der Ermittlung von Systemreserven zur Steigerung der Tragfähigkeit im Brandfall wurde von zwei Szenarien ausgegangen. Zunächst wurde untersucht, ob die Tragfähigkeit eines eingespannt angeschlossenen Trägers im Brandfall steigerbar ist, indem die Längsdehnungen und die daraus entstehenden Eigenspannungen im Träger berücksichtigt werden. So verliert ein Stahl- bzw. Verbundträger im Brandfall stark an Festigkeit, dehnt sich zur gleichen Zeit aber thermisch aus. Wird diese thermische Dehnung behindert, kommt es zu Druckspannungen im Querschnitt, die den im Feldbereich unter Zug stehenden Träger entlasten. Dieser Effekt kann nach dem derzeitigen Stand der Forschung weder experimentell noch numerisch zuverlässig quantifiziert werden. Darüber hinaus ist zu erwarten, dass die Stärke dieses Effektes wesentlich von den konstruktiven Randbedingungen und der Art einer möglichen lokalen Brandbeanspruchung abhängt. Aus diesem Grund wird auf der sicheren Seite liegend innerhalb dieses Forschungsprojektes auf den Ansatz dieses Effektes verzichtet.

Es wurde für den Großteil der Untersuchungen daher davon ausgegangen, dass es sich bei Raumtemperatur um ein System handelt, welches an den Stützen gelenkig gelagert ist. Durch einen teiltragfähigen Anschluss oder die Verwendung von Stützbewehrung, welche im Brandfall aktiviert wird, kann die Tragfähigkeit im Brandfall gesteigert werden, um die Feuerwiderstandsklasse zu erhöhen.

14.3 Querschnitte

Die brandschutztechnischen Untersuchungen wurden an zwei verschiedenen Systemen durchgeführt. Es handelt sich um einen Verbundträger mit UPE-Profil (auch Hut-Profil) und um einen Stahlträger vom Typ Slim-Floor-Beam (SFB). Beide Typen sind in Abbildung 14.3 abgebildet. Der Hauptunterschied zwischen beiden Tragsystemen ist, dass der UPE-Träger über Kopfbolzendübel mit dem Beton schubfest verbunden ist und damit in Längsrichtung als Verbundträger wirkt. Das SFB-Profil dagegen liegt zwar größtenteils innerhalb der Betondecke, ist jedoch nicht mit dieser verbunden. Obgleich der Beton eine aussteifende Wirkung hat, beruht die Tragfähigkeit in Längsrichtung allein auf dem Stahlträger.

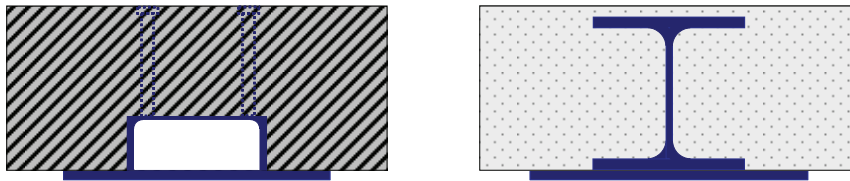


Abbildung 14.3: Aufbau des UPE-Verbundträgers und des im Beton liegenden SFB-Stahlträgers

Der Querschnitt des UPE-Profils wurde nach den Vorbemessungstabellen der bauaufsichtlichen Zulassung [DIBt 2005] ausgewählt. Für das System eines 6 m langen Einfeldträgers und einer in Querrichtung durchlaufenden zweifeldrigen Decke mit einer Stützweite von ebenfalls 6 m wird die Verwendung eines UPE-220-Profils vorgeschlagen. Darunter wird eine Platte mit einer Breite von 420 mm und einer Dicke von 15 mm fest angeschweißt. Das zusammengesetzte Stahlprofil, welches im Querschnitt der Form eines Hutes ähnlich sieht (daher auch Hut-Profil), wird über Kopfbolzendübel schubfest mit der Betondecke verbunden (Dübel vgl. Abbildung 14.3).

Die Betondecke ragt bis auf den Unterflansch des Hut-Profils hinunter und hat eine Höhe von 26 cm. Der vollständige Querschnitt und die zugehörigen Abmessungen sind in Abbildung 14.4 dargestellt. Die verwendeten Materialien sind Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37 und Stahl mit einer charakteristischen Streckgrenze von 355 N/mm² (S355). Eine Bewehrung in Trägerlängsrichtung wird bei der Berechnung der Tragfähigkeiten nicht mit angesetzt.

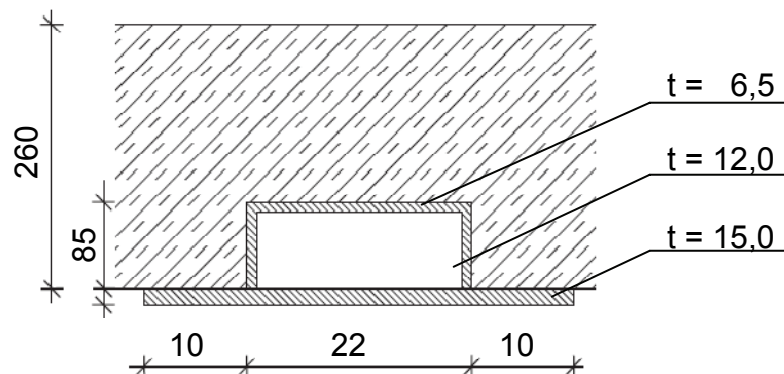


Abbildung 14.4: Querschnittsabmessungen UPE220-Träger

Bei dem verwendeten SFB-Profil (Slim-Floor-Beam) handelt es sich nicht um einen Verbundquerschnitt. Die Tragwirkung in Längsrichtung beschränkt sich damit rechnerisch auf das SFB-Stahlprofil. Die Querschnittsabmessungen für das System von 6x6 m und eine resultierende rechnerische Streckenlast von etwa 100 kN/m sind den Vorbemessungstabellen der Fa. Arcelor entnommen [Arcelor 2010].

Es wurde ein SFB-Profil gewählt, welches aus einem HE 240 B-Profil und einer darunter geschweißten Platte mit einer Breite von 440 mm und einer Dicke von 15 mm besteht (vgl. Abbildung 14.5). Oberhalb der unteren Platte befindet sich eine 25 cm hohe Betondecke. Da die Betondecke nicht statisch verwendet wird, sind das Material sowie die Konstruktion der Stahlbetondecke für die hier geführten Untersuchungen unerheblich. So sind z.B. Filigranplatten mit Aufbeton oder Betonfertigteile mit Verfüllung im Trägerbereich denkbar.

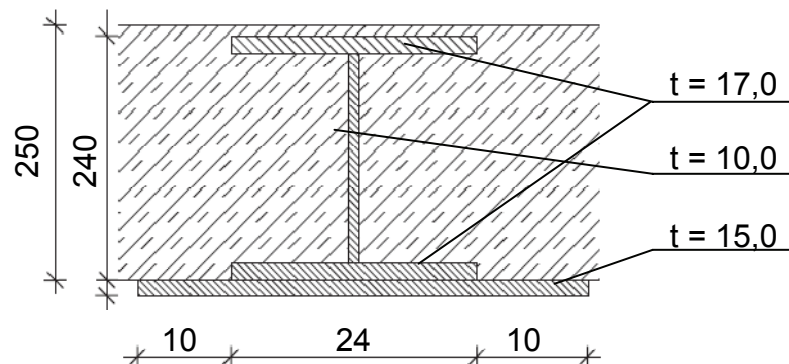


Abbildung 14.5: Querschnittsabmessungen SFB240-Profil

Zum Anschluss der Träger an eine Stütze wurde eine Referenzstütze gewählt. Es wird hierzu eine brandschutztechnisch geschützte Stahlstütze mit dem Querschnitt HE 300 B verwendet. Diese ergibt sich aus der Annahme, dass das Slimfloor System zumeist in mehrstöckigen Gebäuden zum Einsatz kommt. Die Stütze muss daher nicht nur die Lasten aus dem betrachteten Stockwerk sondern auch aus darüber liegenden abtragen.

Alternativ wurde in Teilen (Anschluss UPE-Profil) eine kammerbetonierte Verbundstütze ohne Brandschutzbekleidung verwendet. Die Stütze besteht aus einem HE 240 B Profil, welches in den Kammern mit Beton verfüllt ist. Das Material der Stütze ist S355 und die Festigkeitsklasse des Kammerbetons wird analog zu der Stahlbetondecke zu C30/37 gewählt.

15 Untersuchungen zum UPE-Profil

15.1 Untersuchungen zum transienten Temperaturfeld

15.1.1 Grundlagen zur numerischen Berechnung

Die Temperaturfelder wurden mit dem Programmsystem ABAQUS dreidimensional (3D) berechnet. Es zeigt sich, dass die Temperaturen im Bereich der Decken gleichförmig (1D) und unabhängig vom Trägerquerschnitt sind. Lediglich im direkten Nahbereich der Träger wird das Temperaturfeld durch Wärmeleitung innerhalb des Stahlquerschnittes und beim Hutprofil zusätzlich durch Wärmestrahlung im Hohlraum lokal verändert (2D).

Die Temperaturfeldberechnungen werden mit der Programmvariante ABAQUS/Standard (implizite Methode) durchgeführt. Dafür wurden innerhalb des Forschungsprojektes die benötigten temperaturabhängigen Materialkennwerte (Wärmeleitfähigkeit, Wärmekapazität und Dichte) für Baustahl und Beton nach [DIN EN 1994-1-2] implementiert. Abbildung 15.1 zeigt den Verlauf der Wärmeleitfähigkeit über die Temperatur für Stahl und Beton. Es ist zu erkennen, dass Stahl eine wesentlich höhere Wärmeleitfähigkeit besitzt als Beton. Dies verdeutlicht seine Empfindlichkeit gegenüber thermischen Belastungen.

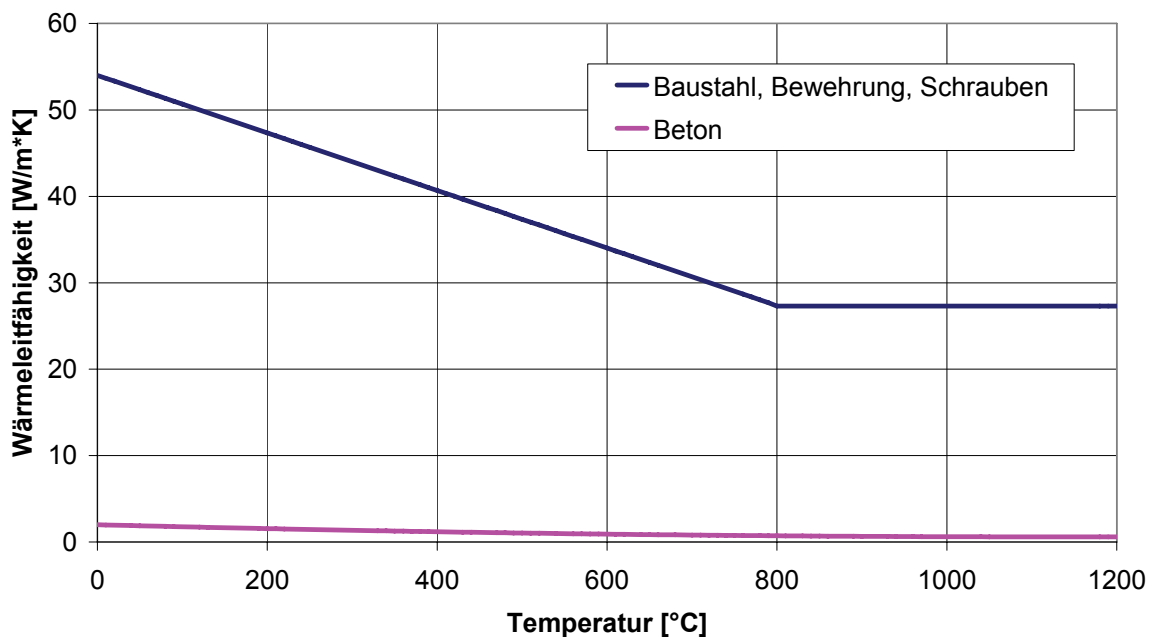


Abbildung 15.1: Temperaturabhängige Wärmeleitfähigkeit für Stahl und Beton

In Abbildung 15.2 ist die spezifische Wärmekapazität für Stahl und Beton dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Werte für Beton generell über denen von Stahl liegen. Die Wärmekapazität ist jedoch auf die Dichte bezogen. Da Stahl mit $78,5 \text{ kN/m}^3$ wesentlich schwerer ist als Beton (24 kN/m^3), ist die volumenbezogene Wärmekapazität von Stahl größer.

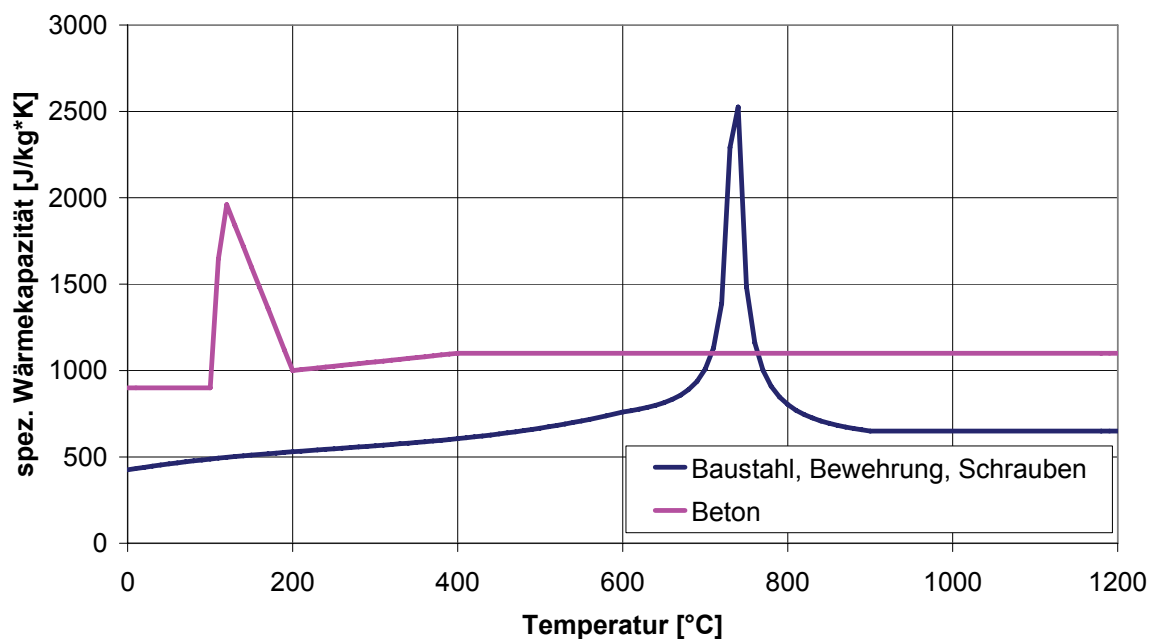


Abbildung 15.2: Temperaturabhängige spezifische Wärmekapazität für Stahl und Beton

Beide Kurven weisen weiterhin einen „Peak“ auf. Für Beton liegt dieser im Bereich ab 100°C und ist durch das Verdampfen des im Beton vorhandenen Wassers zu erklären. Dies benötigt eine große Menge Energie. Der Stahl benötigt eine ebenfalls große Energiemenge im Bereich von 750°C. Diese ist auf die Entmagnetisierung bei der Curie-Temperatur zurückzuführen. Beide Kurven gelten aufgrund der „Peaks“ nach [DIN EN 1994-1-2] nur für die Erwärmungsphase des Materials. Dies ist für die hier durchgeführte Untersuchung ausreichend.

Hinsichtlich der Materialkennwerte repräsentieren die Eurocodes den aktuellen Stand der Technik. Aus wissenschaftlicher Sicht sind allerdings noch viele Fragen offen. Dazu gehören zum Beispiel der Einfluss der Rissbildung im Beton auf das Erwärmungsverhalten, das Abplatzverhalten von Beton und das Verhalten an der Grenzfläche zwischen Beton und Stahl. Eingehende Untersuchungen hierzu sind im Rahmen dieses Projekts nicht möglich.

Der Temperaturübergang von Brandraum in das Bauteil ist durch die Mechanismen konvektiver Wärmeübergang und Wärmestrahlung geprägt. Beide werden im Modell berücksichtigt. Die Parameter der Wärmeübergangsbedingungen nach [DIN EN 1991-1-2] und [DIN EN 1994-1-2] sind im Folgenden dargestellt:

Konvektiver Wärmeübergangskoeffizient: $\alpha_c = 25 \frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}}$ (Gleichung 15.1)

Emissivität (Bauteil und Flamme): $\varepsilon = \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f = 0,7 \cdot 1,0 = 0,7 [-]$ (Gleichung 15.2)

Der Wärmeübergang zwischen Stahl und Beton wurde als ideal angenommen. Das heißt, dass an der Grenzschicht die Wärme vollständig weitergeleitet wird. Die Umsetzung in ABAQUS erfolgt über die Kopplung von übereinanderliegenden Knoten oder über eine Interaktionsbedingung mit Wärmeübergangsbedingung, die näherungsweise dem idealen Wärmeübergang entspricht. Beide Varianten zeigen die gleichen Ergebnisse.

15.1.2 Hohlraumstrahlung

Bei der Simulation wurde besonderes Augenmerk auf die Simulation der Hohlraumstrahlung innerhalb des UPE-Profiles gelegt. Dazu wurde eine Parameterstudie durchgeführt, mit der der Einfluss der Hohlraumstrahlung bestimmt wurde. Es sollte festgestellt werden, ob die ermittelten Temperaturen bei Vernachlässigung der Strahlung in verschiedenen Querschnittsteilen höher oder niedriger als bei Berücksichtigung der Hohlraumstrahlung liegen und wie groß die Sensitivität des Systems auf die Variation der Emissivität ist.

Das verwendete UPE-Profil (vgl. Abschnitt 14.3) umschließt eine Luftfläche. Innerhalb dieser Fläche wird gegenüber der Speicherkapazität der Umfassungsbauteile nur in sehr geringem Umfang Energie, also Wärme, gespeichert. Dies kann daher vernachlässigt werden. Es findet jedoch ein Energieaustausch über Strahlung zwischen den angrenzenden Oberflächen statt.

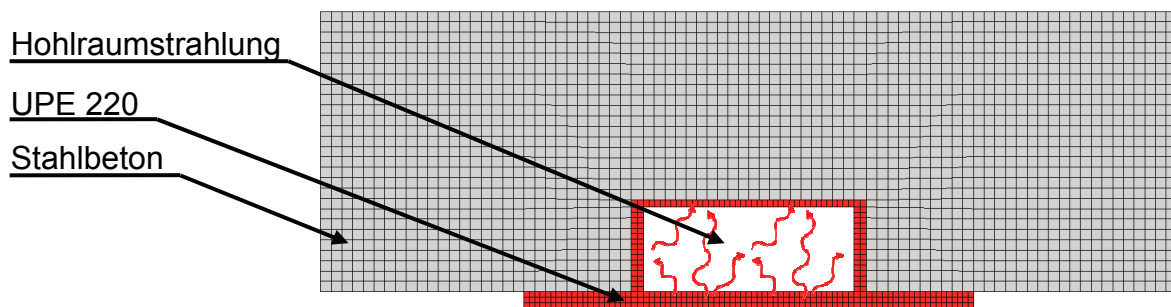


Abbildung 15.3: Prinzipskizze Hohlraumstrahlung

In Abbildung 15.3 ist, neben den beiden Bauteilkomponenten Stahlträger und Betondecke, die Hohlraumstrahlung in einer Prinzipskizze dargestellt. In der numerischen Berechnung wird die Hohlraumstrahlung über die Definition der den Hohlraum umgebenden Flächen und einen Emissivitäts-Koeffizienten definiert. Die Emissivität wird in einer ersten Untersuchung zunächst zu 0,7 gesetzt und mit der Berechnung ohne Hohlraumstrahlung ($\epsilon=0$) verglichen.

In Abbildung 15.4 ist die berechnete Temperatur im Oberflansch des untersuchten UPE-Profiles dargestellt. Bei thermischer Belastung durch die Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) ist zu sehen, dass die Temperatur im Oberflansch infolge Hohlraumstrahlung deutlich erhöht wird. Diese ist auf die durch den Hohlraum weitergegebene Energie zurückzuführen.

Die Durchschnittstemperatur im Unterflansch ist in Abbildung 15.5 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Temperaturverlauf bei Beachtung der Hohlraumstrahlung durchgehend geringer ist. Dies ist durch die Abgabe von Energie aus dem Unterflansch an den Hohlraum zu erklären. Beim Vergleich von Abbildung 15.4 und Abbildung 15.5 fällt auf, dass der Temperaturunterschied im Unterflansch geringer ist. Dies ist durch die Übergangsbedingungen der Temperaturen ins Bauteil. Je höher die Temperaturdifferenz zwischen Bauteil und Umgebung, desto größer die Energieübertragung. Im vorliegenden Fall wird also dadurch, dass der Unterflansch bei Berücksichtigung der Hohlraumstrahlung kälter ist, mehr Wärme in denselben eingeleitet.

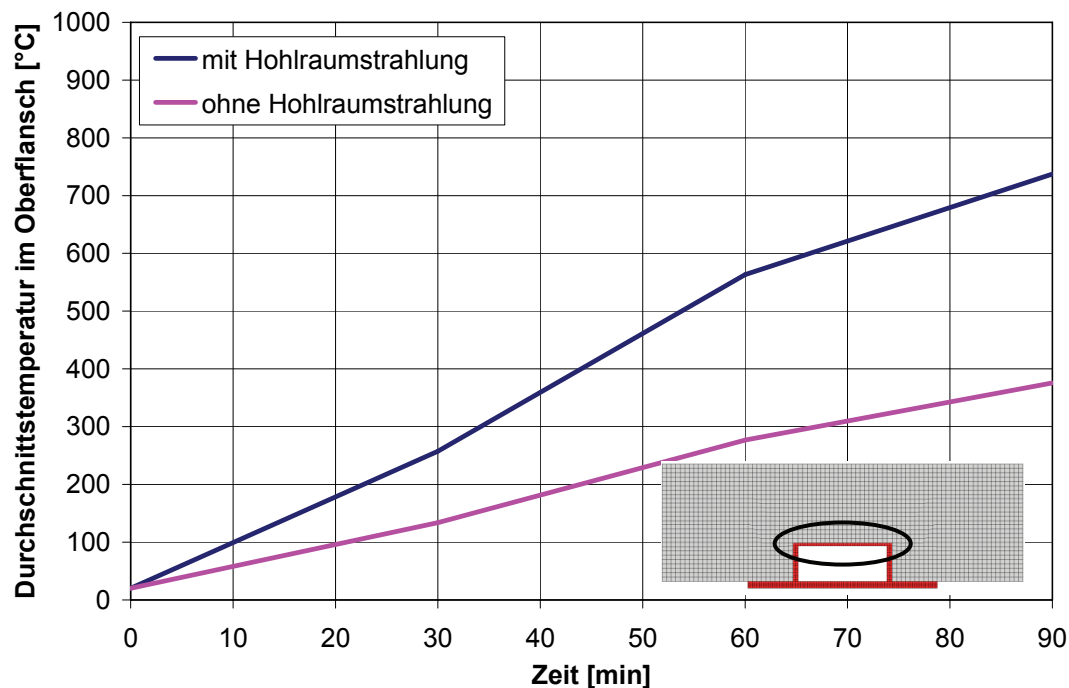


Abbildung 15.4: Durchschnittstemperatur im Oberflansch über die Zeit

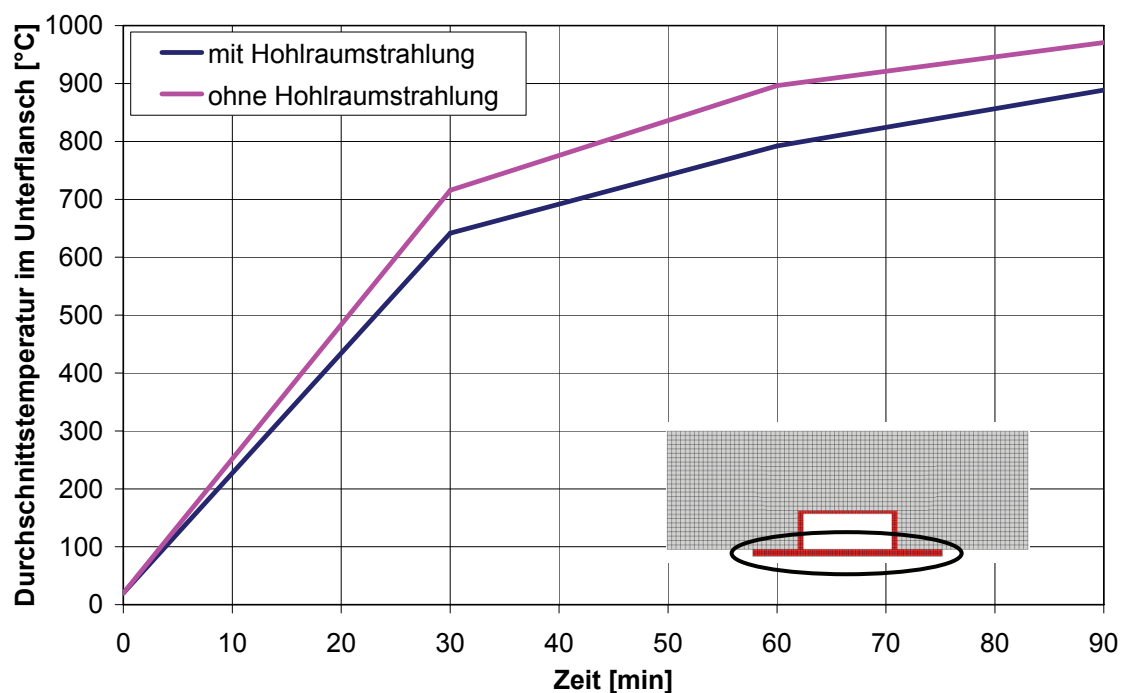


Abbildung 15.5: Durchschnittstemperatur im Unterflansch über die Zeit

In der Darstellung des transienten Temperaturfeldes im Querschnitt zum Zeitpunkt $t=90$ min (vgl. Abbildung 15.6) ist weiterhin zu erkennen, dass die hohen Temperaturen bei Vernachlässigung der Hohlraumstrahlung über die Stege in den Oberflansch eindringen (erhöhte Temperatur im Eckbereich), während sie infolge Hohlraumstrahlung gleichmäßig im Oberflansch verteilt sind.

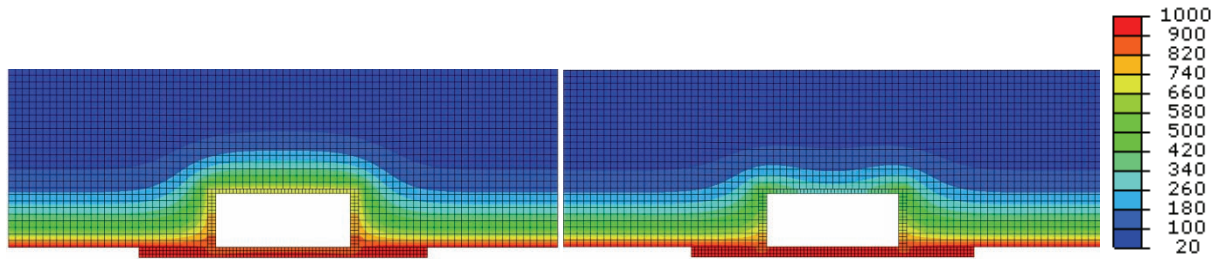


Abbildung 15.6: Temperaturfeld nach 90 Minuten Brandbelastung nach ETK mit (links) und ohne (rechts) Hohlraumstrahlung

Die ermittelten Temperaturen decken sich mit Literaturwerten nach Schaumann und Hothan [Schaumann et al 2002].

Wie oben beschrieben, wurde der Emissionskoeffizient ε für die durchgeführten Berechnungen zu $\varepsilon=0,7$ gesetzt. In der Literatur und der Normung werden für den Koeffizienten Werte von 0,5 bis 0,9 diskutiert. Die Emissivität des Bauteils wurde daher in einer Sensitivitätsanalyse zwischen den Werten 0 und 1,0 variiert. Für das untersuchte UPE-Profil ergibt sich beispielhaft für eine 30 minütige thermische Belastung durch die ETK das folgende Diagramm (vgl. Abbildung 15.7):

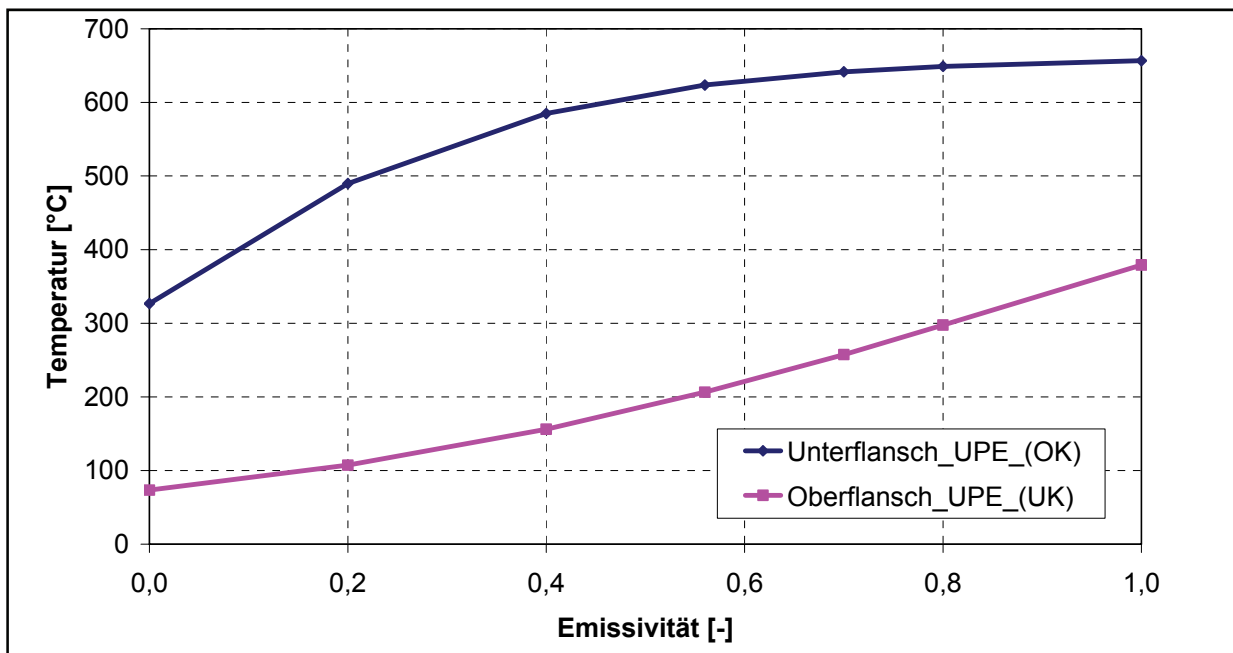


Abbildung 15.7: Bauteiltemperatur nach 30 min ETK in Abhängigkeit der Emissivität

Da der Unterflansch durch einen höheren Emissionskoeffizienten sowohl Energie aus der brandzugewandten Seite erhält, als auch Energie an den Hohlraum abgibt, ist der Unterschied der Temperatur gering. Im betrachteten Bereich von etwa 0,5 bis 0,9 ergeben sich Unterschiede von weniger als 30°C. Der Oberflansch reagiert wesentlich empfindlicher auf eine Veränderung des Emissionskoeffizienten. Es ergeben sich Temperaturunterschiede von bis zu 150°C. Aufgrund fehlender experimenteller Untersuchungen können zu der Hohlraumstrahlung keine genaueren Analysen durchgeführt werden. Für die Ermittlung des transienten Temperaturfeldes (als Basis der Berechnung der Tragfähigkeit), sowie zur Simulation des räumlichen FE-Modells wird daher der in der EN Fassung des [DIN EN 1994-1-2] vorgeschlagene Wert $\varepsilon = 0,7$ verwendet.

Die Ergebnisse zur Berechnung des transienten Temperaturfeldes im Querschnitt für die entscheidenden Zeitpunkte von 30, 60 und 90 Minuten sind für den Referenzquerschnitt in Abbildung 15.8 dargestellt.

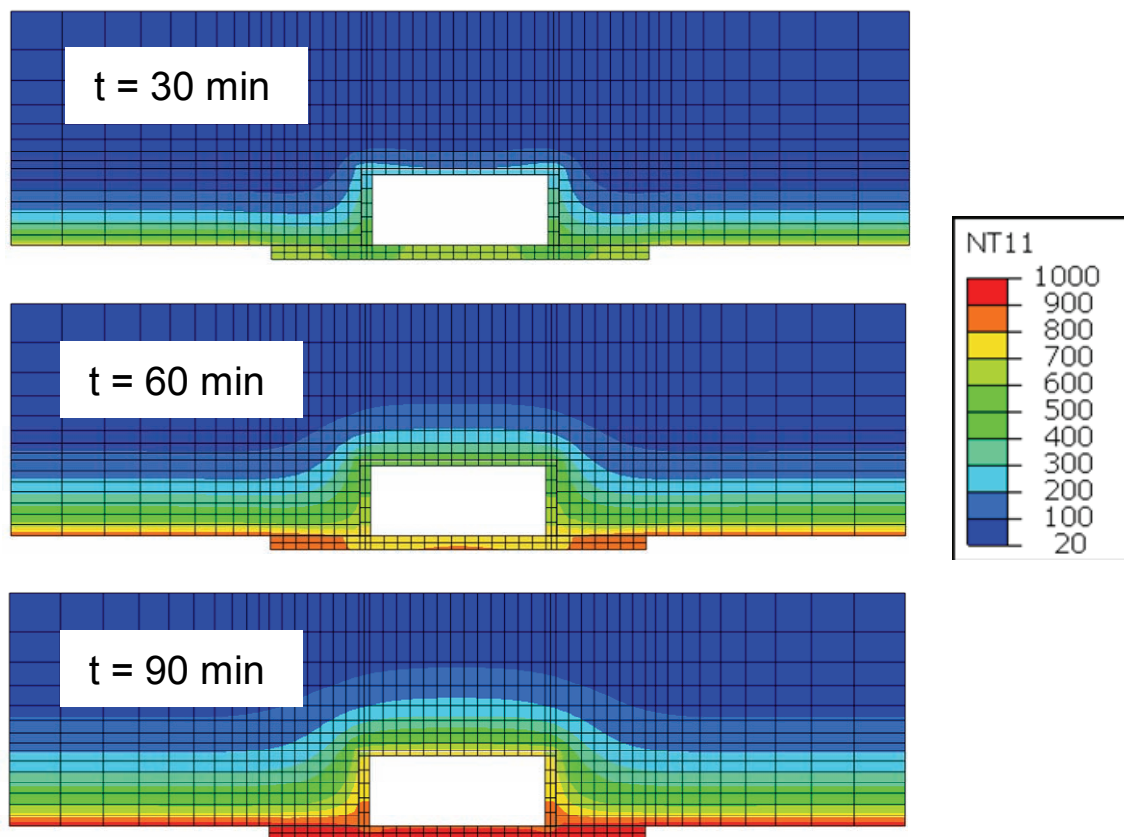


Abbildung 15.8: Temperaturfelder des UPE-Querschnitts zu verschiedenen Zeitpunkten

15.1.3 Einfluss verschiedener Füllmaterialien auf das Temperaturfeld

Der starke Einfluss der Hohlraumstrahlung führt zu der Fragestellung, ob das Unterbinden der Hohlraumstrahlung sinnvoll sein kann. Hierzu bietet sich das Verfüllen des UPE-Trägers mit Brandschutzmaterialien an.

Aus diesem Grund wurde innerhalb einer Parameterstudie die Wirksamkeit verschiedener Füllmaterialien untersucht. Zunächst wurden dazu auf Basis von Materialangaben von Herstellern oder, wo vorhanden, auf Basis von normativen Angaben thermische Analysen durchgeführt und die Temperaturfelder für verschiedene Zeitpunkte ermittelt. Anschließend wurde über die Querschnittstragfähigkeit die Systemtragfähigkeit im Brandfall für einen 6 m langen Einfeldträger ermittelt.

Als Füllmaterialien wurden verschiedene Brandschutzmaterialien (z.B. Steinwolle [ISO-LA 2009], Hochtemperaturdämmstoffe auf Kieselsäurebasis (Silcapor 1050) [Silca 2009] und Leichtbeton [DIN EN 1994-1-2] verwendet. Die angenommenen Materialkennwerte sind in den beiden nachfolgenden Tabellen aufgelistet.

Tabelle 15.1: Wärmeleitfähigkeiten (λ) verschiedener Baustoffe in [W/m*K]

Temperatur [°C]	Steinwolle nach [ISOLA 2009]	Hochtemperatur- Dämmstoff nach [Silca 2009]	Leichtbeton nach [DIN EN 1994-1-2]
20	-	-	0.98750
50	0.037	0.022	0.96875
100	0.044	-	0.93750
150	0.051	-	0.90625
200	0.059	0.025	0.87500
250	0.068	-	0.84375
300	0.079	-	0.81250
400	0.106	0.032	0.75000
500	0.142	-	0.68750
600	0.191	0.045	0.62500
800	-	0.064	0.50000

Tabelle 15.2: Dichte ρ und spezifische Wärmekapazität c_p verschiedener Baustoffe

	Steinwolle nach [ISOLA 2009]	Hochtemperatur- Dämmstoff nach [Silca 2009]	Leichtbeton nach [DIN EN 1994-1-2]
ρ [kg/m ³]	70	280	2000
c_p [J/kg*K]	840	1050	840

Die Wärmeübergangsbedingungen zwischen dem jeweiligen Füllmaterial und der umgebenden Stahloberfläche wurde konservativ als ideal wärmeleitend angenommen.

Die Darstellung der Temperaturverteilung über die Querschnittsfläche ohne Hohlraumverfüllung sowie mit Füllmaterialien ist in Abbildung 15.9 zu sehen.

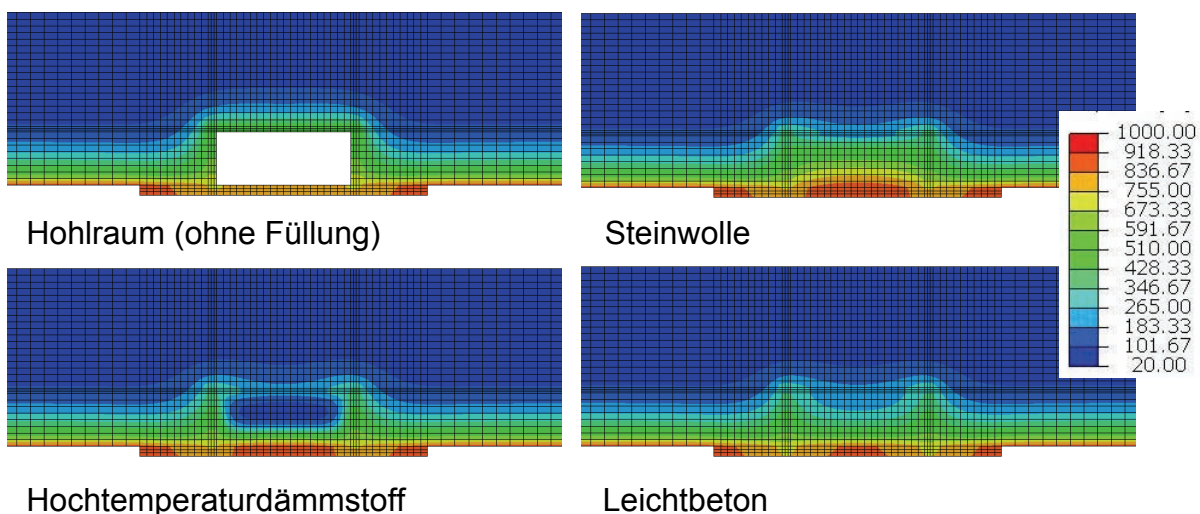


Abbildung 15.9: Temperaturfelder für verschiedene Füllmaterialien nach 60 min Brand nach ETK

Es ist zu erkennen, dass bei der Temperaturberechnung mit Hohlraum im Oberflansch eine in etwa gleichmäßige Temperatur von etwa 500°C einstellt. Im Gegensatz dazu

sind die Temperaturen bei allen Füllmaterialien im Oberflansch im Bereich der Stege höher als in Oberflanschmitte. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Wärmeleitung in den Stahlstegen wesentlich besser ist als im Füllmaterial. Die Temperatur des Oberflansches wird damit durch die Füllung vor allem in Flanschmitte deutlich abgesenkt. Die Durchschnittstemperatur für den Oberflansch beträgt nach 60 Minuten im Mittel 267°C für Leichtbeton, 282°C für den Hochtemperaturdämmstoff und 294°C für Steinwolle.

Weiterhin ist deutlich zu erkennen, dass die Temperaturen im Füllmaterial voneinander abweichen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Wärmeleitfähigkeit des Hochtemperaturdämmstoffs gerade bei hohen Temperaturen im Bereich von 500°C etwa fünf Mal kleiner ist als die von Steinwolle. Damit bleiben innerhalb des Dämmmaterials die Temperaturen teilweise unter 100°C. Diese geringen Temperaturen tragen nicht zur Steigerung der Tragfähigkeit bei und sind daher für die Bemessung nicht relevant.

Im unteren Flansch ist ein weiteres Phänomen zu erkennen, welches die Tragfähigkeit des Trägers maßgebend beeinflusst. Der Unterflansch wird durch den Ansatz der Hohlraumstrahlung thermisch entlastet. Wie im Abschnitt 15.1.2 beschrieben, ist die thermische Entlastung weit kleiner als die zusätzliche Belastung des Oberflansches. Dennoch steigert sie die Tragfähigkeit. Bei Verwendung von Füllmaterialien ist deutlich zu erkennen, dass die thermische Entlastung in geringerem Umfang stattfindet. Bei der Füllung mit Steinwolle und Hochtemperaturdämmstoff liegt die Durchschnittstemperatur des Unterflansches bei etwa 840°C gegenüber 800°C ohne Verwendung von Füllmaterial.

Es sei angemerkt, dass die Temperaturen im Unterflansch nicht konstant sind und die Durchschnittstemperatur nur eine Tendenz angeben kann. Es sind für den Zeitpunkt 60 min für alle Berechnungen Temperaturbereiche unterhalb 750°C zu finden, die damit noch signifikante Tragfähigkeit besitzen.

Bei der Verwendung von Leichtbeton ist festzustellen, dass die Durchschnittstemperatur im Unterflansch nur geringfügig höher liegt als bei Berechnung mit Hohlraum. Dies ist darauf zurückzuführen, dass Leichtbeton gegenüber den anderen Füllstoffen eine verhältnismäßig hohe Wärmeleitfähigkeit besitzt. Die Wärmeenergie wird also eher in den Leichtbeton weitergeleitet. Da dieser weiterhin gegenüber den anderen Füllstoffen eine hohe Dichte hat, wird zu seiner Erwärmung mehr Wärmeenergie verbraucht als an den Oberflansch weitergegeben. Somit hat der Beton eine kühlende Wirkung auf nahezu das gesamte Profil und erscheint als Füllmaterial sinnvoll.

Die beschriebenen Effekte sind anhand des Diagramms in Abbildung 15.10 für zwei Punkte auf dem Unter- und Oberflansch quantifiziert. Berücksichtigt wurden zwei Füllmaterialien sowie der Referenzquerschnitt mit Hohlraum. Die Auswirkungen der Füllmaterialien auf die Tragfähigkeit sind in Abschnitt 15.2.4 beschrieben.

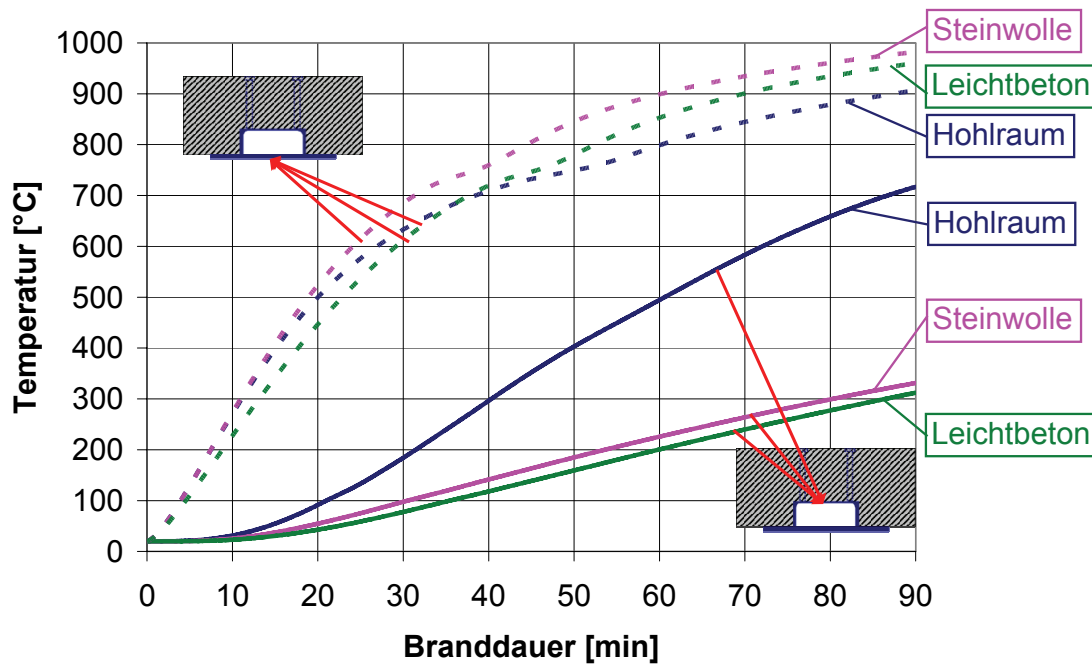


Abbildung 15.10: Temperatur über die Branddauer für verschiedene Füllmaterialien

15.1.4 Parameterstudie Stahlbetondecken

Da ein Großteil der Stahlbetondecke durch das UPE-Profil unbeeinflusst bleibt (vgl. Abbildung 15.8), kann die Berechnung des Temperaturfeldes seitlich des Trägers vereinfacht durchgeführt werden. Dabei wird ein ungestörtes 1-dimensionales Temperaturfeld unterstellt. Aufgrund der Tatsache, dass normativ derzeit lediglich für bestimmte Deckendicken Temperaturangaben in der Norm zu finden sind, wurde im Rahmen des Projektes ein parametrischer Ansatz entwickelt, mit dem die Betontemperaturen über die Höhe der Decke angegeben werden können.

Die Berechnung der Temperaturen innerhalb einer Decke darf nach den neuen Eurocodes sowohl nach Tabellenwerten angenommen als auch mit Hilfe von Level 3 Methoden numerisch ermittelt werden. Es gibt vereinfachte Tabellenwerke nach der Betonnorm Eurocode 2 Teil 1-2 [DIN EN 1991-1-2] und der Verbundbaunorm Eurocode 4 Teil 1-2 [DIN EN 1994-1-2]. Nach [DIN EN 1991-1-2] ist ein Temperaturprofil ohne Angabe von Werten und Formeln in Anhang A gegeben. Dieses Temperaturprofil gilt streng genommen nur für Deckendicken von $h=200$ mm. Es ist in Abbildung 15.11 dargestellt.

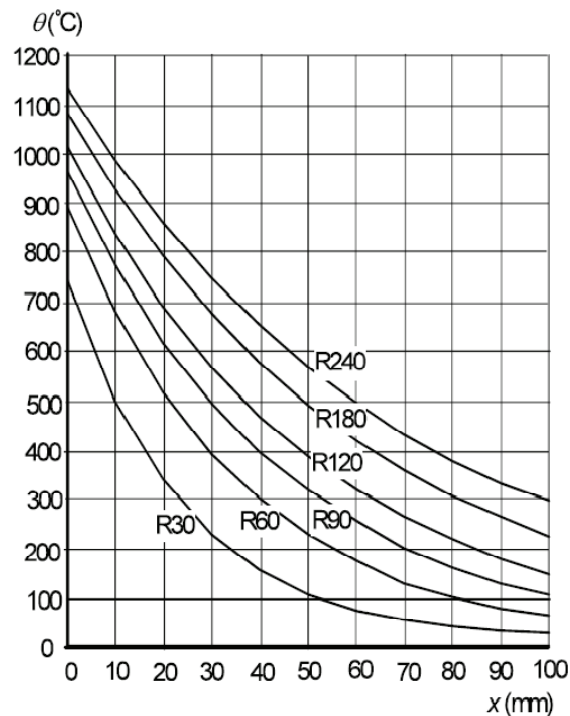


Abbildung 15.11: Temperaturprofile für Platten $h=200\text{ mm}$ und verschiedene Feuerwiderstandsdauern nach [DIN EN 1992-1-2]

Nach [DIN EN 1994-1-2] ist eine Tabelle für die Bestimmung des Temperaturverlaufs in einer 100 mm dicken ungeschützten Betondecke gegeben. Sie ist in Abbildung 15.12 dargestellt.

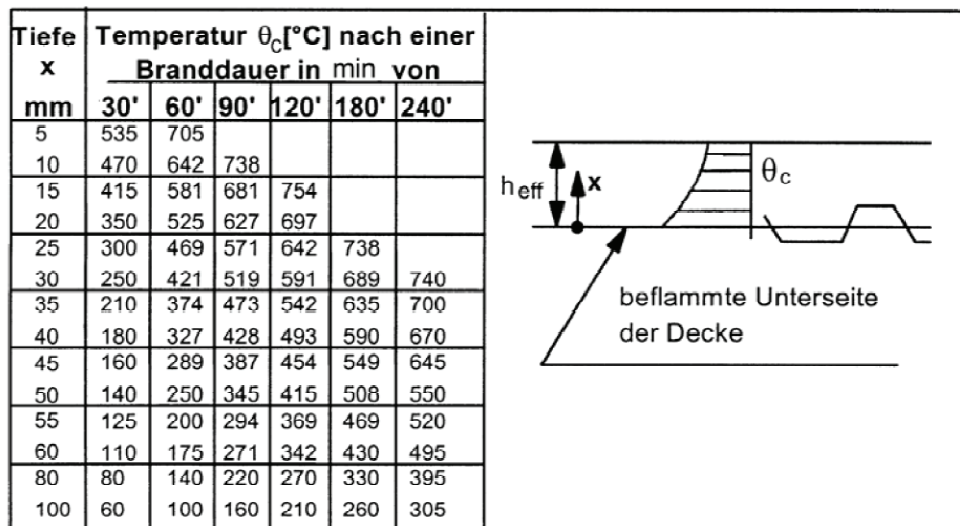


Abbildung 15.12: Temperaturprofil für Platten $h=100\text{ mm}$ nach [DIN EN 1994-1-2]

Zusätzlich zu den vereinfachten Tabellen ist es möglich, die Temperaturen über numerische Methoden auf Basis normativ geregelter Materialkennwerte genauer zu bestimmen. Abbildung 15.13 und Abbildung 15.14 zeigen einen Vergleich zwischen den tabellarischen Werten der Eurocodes und den numerisch ermittelten Werten für eine Branddauer von 90 Minuten.

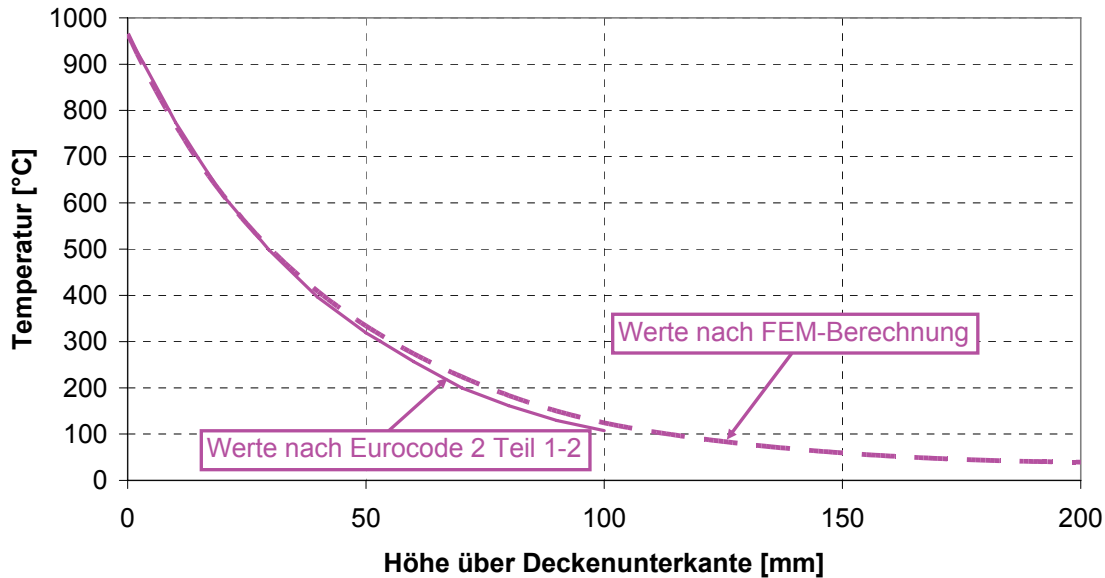


Abbildung 15.13: R90-Temperaturen über die Deckenhöhe nach FEM-Berechnung und [DIN EN 1992-1-2] Anhang A

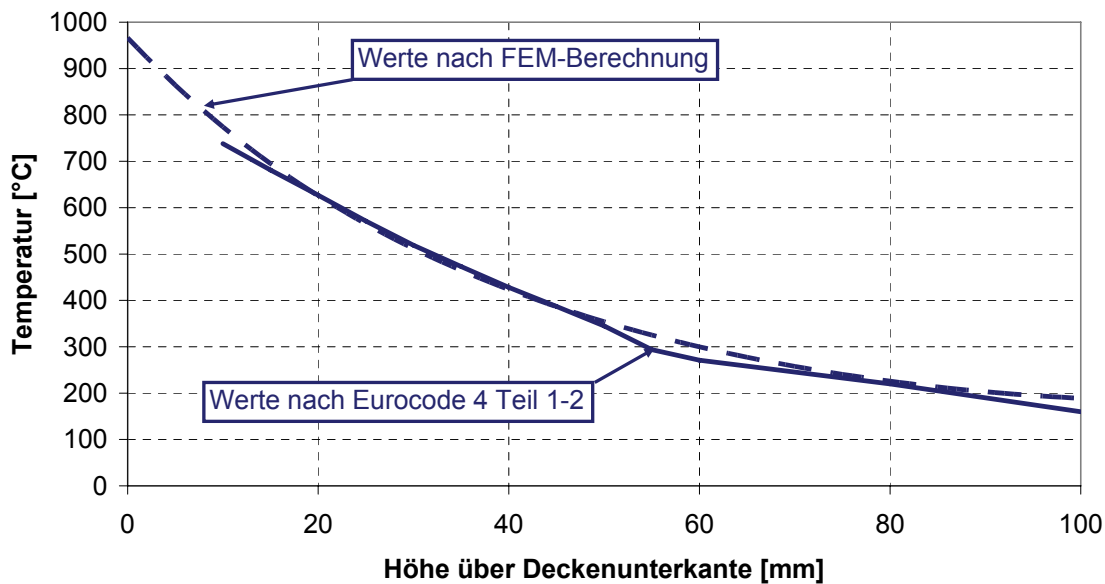


Abbildung 15.14: R90-Temperaturen über die Deckenhöhe nach FEM-Berechnung und [DIN EN 1994-1-2]

Es ist zu sehen, dass beide Tabellenwerke gut bis sehr gut mit den numerisch ermittelten Werten übereinstimmen, wenngleich beide Verläufe der Eurocodes zum Teil auf der unsicheren Seite liegen.

Die Anwendung der numerischen Verfahren und der tabellarischen Verfahren wird daher an dieser Stelle nicht in Frage gestellt. Es ist jedoch zu bemerken, dass sich sowohl [DIN EN 1992-1-2] als auch [DIN EN 1994-1-2] auf einen Bereich von lediglich 100 mm ab Deckenunterkante beschränken. Auch wenn der Bereich darüber eine geringere Belastung erfährt als der darunter liegende, so können darüber hinaus weiterhin hohe Temperaturen von 200°C und mehr auftreten, die das Betonverhalten beeinflussen.

Außerdem ist die Anwendung der angegebenen Temperaturverteilungen in einfachen Rechenprogrammen aufwendig, da Diagramme ausgewertet oder Tabellenwerte abge-

schrieben werden müssen. Um diesem Problem entgegenzuwirken, wurde ein empirischer Formelsatz entwickelt, mit dem die Temperaturverläufe von Decken verschiedener Dicken und für verschiedene Feuerwiderstandsdauern ermittelt werden können.

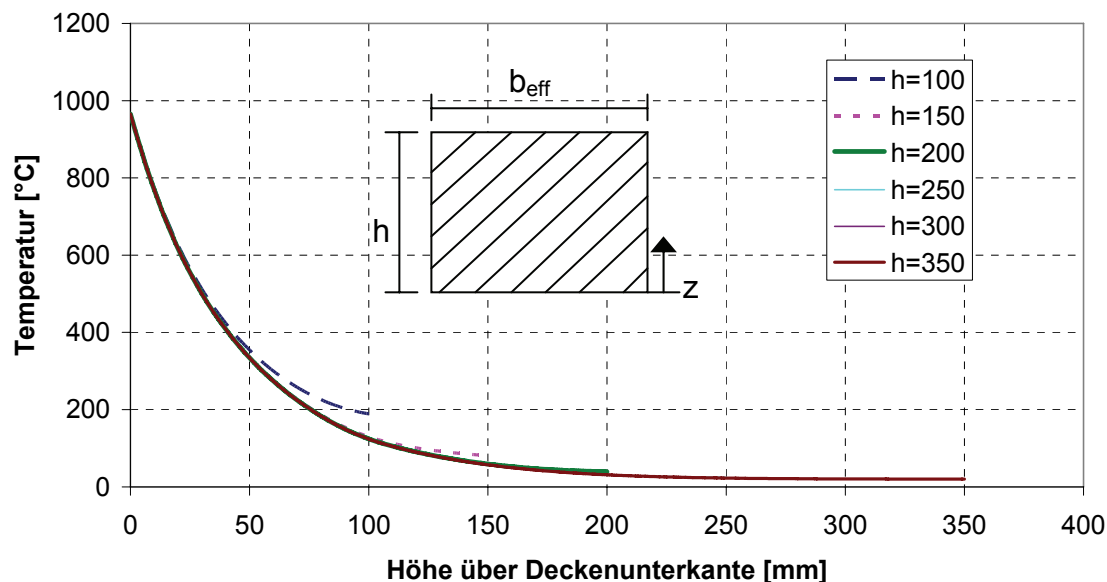


Abbildung 15.15: R90-Temperaturen über die Deckenhöhe für verschiedene Dicken

Die Auswertung einer Parameterstudie (vgl. Abbildung 15.15) ergab, dass die Deckentemperatur an der Deckenunterseite von der Deckendicke nahezu unabhängig ist. Je weiter ein betrachteter Punkt von der Unterseite entfernt liegt, desto größer ist die Einwirkung der Deckendicke auf dessen Temperatur. Die Auswirkung ist vor allem bei dünnen Decken groß. In dicken Decken ist der Einfluss sehr gering, da die Temperaturen sich mit größerem Abstand zur Unterkante 20°C annähern.

Der Einfluss der Deckendicke ist bei geringeren Branddauern ebenfalls geringer, da es sich um geringere Temperaturen handelt und daher auch bei dünnen Decken eher eine Temperatur ca. 20°C an der Deckenoberkante bleibt. Aufgrund des Einflusses der Dicke, welcher im betrachteten Bereich erst bei Platten von weniger als 150 mm Dicke praktisch relevant wird, ist der Formelsatz für Dicken größer 150 mm und für Werte zwischen 100 und 150 mm in zwei Bereiche geteilt.

Die Temperatur für Decken mit einer Dicke größer als 150 mm kann mit der folgenden Formel vereinfacht über die Höhe z berechnet werden:

$$\theta_{(z)} = 20 + (\theta_b - 20) \cdot e^{(-k \cdot z)} \quad \text{mit } z \text{ in [mm]} \quad (\text{Gleichung 15.3})$$

Die Werte θ_b (bezogene Temperatur an Deckenunterkante) und k (Kurvenparameter des Temperaturverlaufs) können der folgenden Tabelle entnommen werden.

Tabelle 15.3: Parameter für die Berechnung der Betontemperatur über die Deckenhöhe für Decken mit einer Dicke >150 m

Branddauer (ETK)	θ_b [°C]	k [-]
30	735,9	0,038
60	888,5	0,027
90	965,5	0,022

Beispielhaft ist der numerisch und der nach approximiertem Formelsatz ermittelte Temperaturverlauf für eine Branddauer von 60 min dargestellt (vgl. Abbildung 15.16).

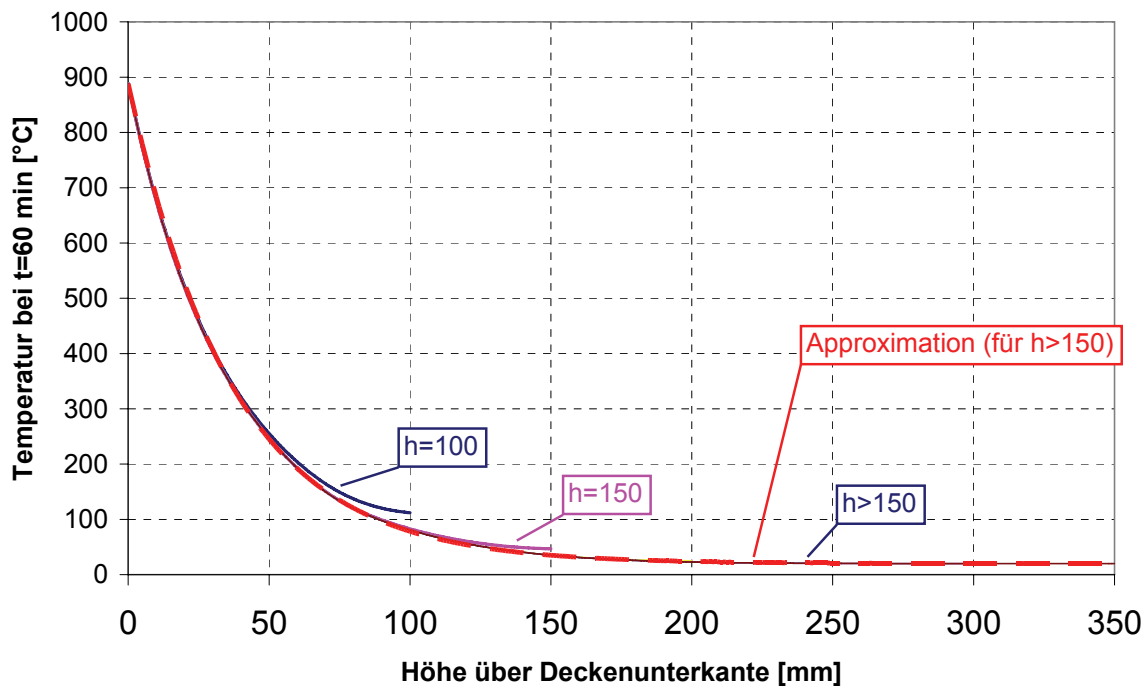


Abbildung 15.16: R60-Temperaturen über die Deckenhöhe; numerisch (versch. Dicken) und nach Approximation für Deckendicken größer 150 mm

Es ist zu sehen, dass die Kurve für Deckendicken größer 150 mm mit allen Kurven nahezu übereinstimmt. Der zusätzlich dargestellte Temperaturverlauf in einer 100 mm dicken Decke zeigt, warum Decken mit weniger als 150 mm Dicke differenziert behandelt werden müssen.

Da die Temperatur an der Deckenoberkante bei Deckendicken von weniger als 150 mm immer weiter von 20°C abweicht und der Kurvenverlauf damit abweicht, ist die Formel für eine Deckendicke von 100 mm angepasst. Zusätzlich zum Kurvenparameter k und der Temperatur an der Deckenunterseite wird hierzu eine fiktive Temperatur ermittelt, der sich die Kurve annähert. Es handelt sich ausdrücklich nicht um die Temperatur an der Deckenoberkante. Die Temperatur kann schließlich mit der folgenden Formel über die Höhe z berechnet werden:

$$\theta_{(z)} = \theta_a + (\theta_b - \theta_a) \cdot e^{(-k \cdot z)} \quad \text{mit } z \text{ in [mm]} \quad (\text{Gleichung 15.4})$$

Die Werte θ_b (bezogene Temperatur an Deckenunterkante) und k (Kurvenparameter des Temperaturverlaufs) können der nachfolgenden Tabelle entnommen werden.

Tabelle 15.4: Parameter für die Berechnung der Betontemperatur über die Deckenhöhe für Decken mit einer Dicke von 100 bis 150 mm

Branddauer (ETK)	θ_a [°C]	θ_b [°C]	k [-]
30	31,0	735,9	0,040
60	70,0	888,5	0,030
90	110,0	965,5	0,025

In der nachfolgenden Abbildung ist zu sehen, dass die hierfür verwendete Anpassung für eine Deckendicke von 100 mm nahezu exakt mit dem Kurvenverlauf übereinstimmt. Eine Parameterstudie hat weiterhin gezeigt, dass die Interpolation zwischen Werten für eine Deckendicke von 100 mm und einer Deckendicke von 150 mm gute Übereinstimmungen zwischen Numerik und empirischen Daten ergibt (vgl. Abbildung 15.18).

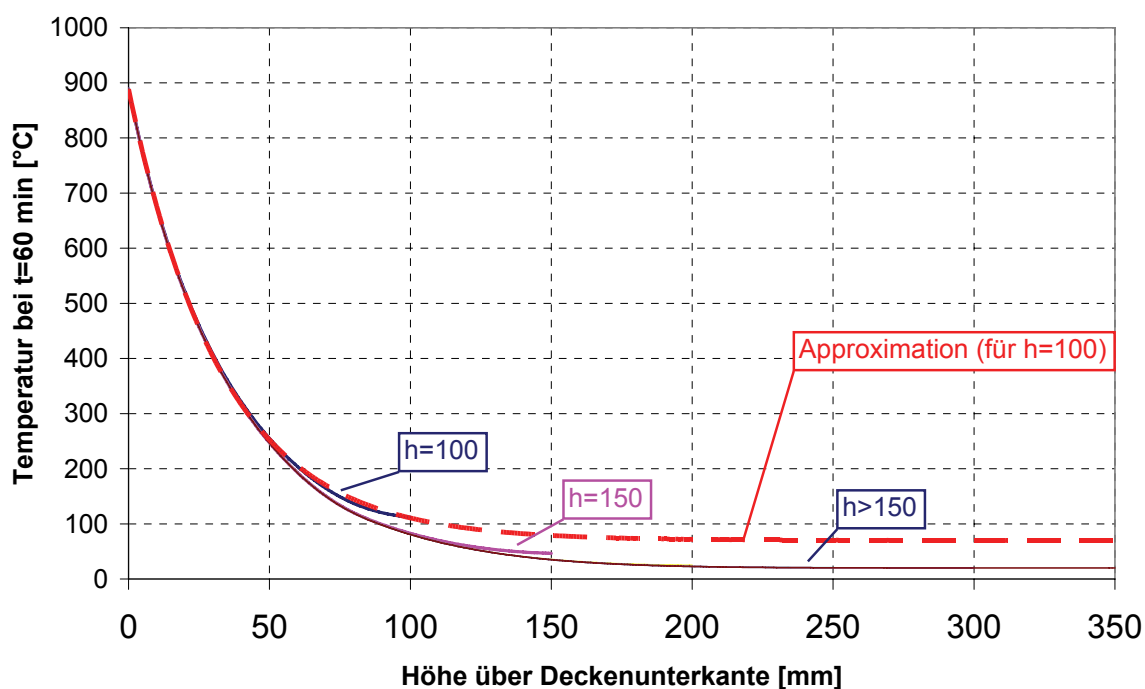


Abbildung 15.17: R60-Temperaturen über die Deckenhöhe; numerisch (versch. Dicken) und nach Approximation für eine Deckendicke von 100 mm

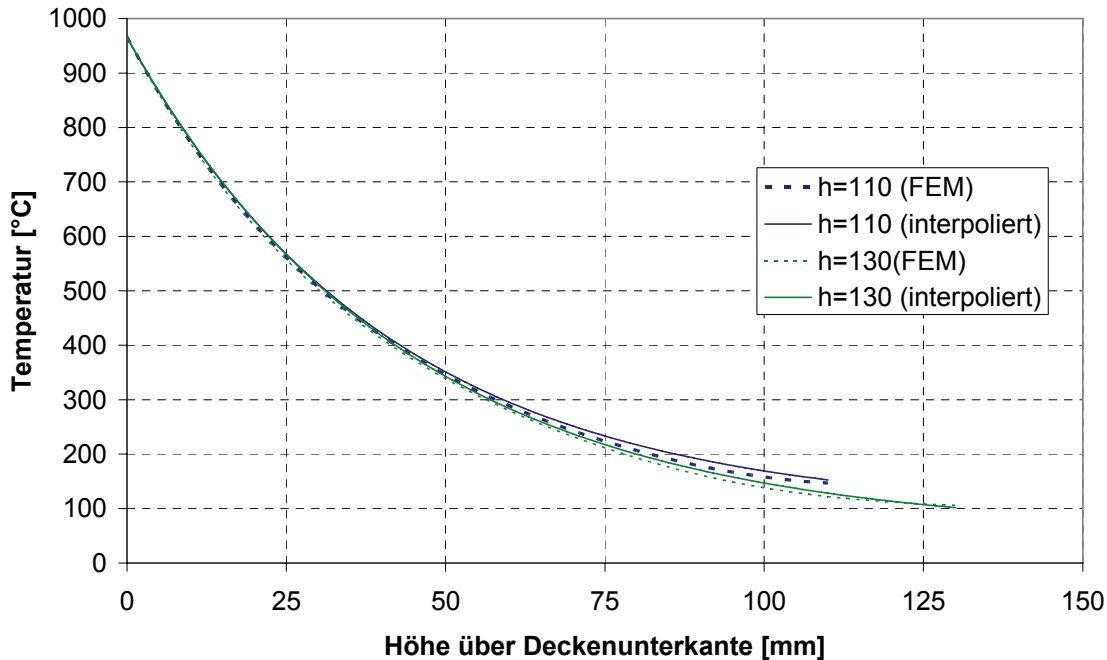


Abbildung 15.18: R90-Temperaturen über die Deckenhöhe; numerisch und interpoliert nach Approximation für Deckendicken größer 150 mm und 100 mm

15.2 Untersuchungen zur Tragfähigkeit im Brandfall

15.2.1 Definition der maximalen Einwirkung bei Raumtemperatur

Die Einwirkungen im Brandfall unterscheiden sich von den Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit grundsätzlich dadurch, dass sie ohne Teilsicherheitsbeiwerte und mit verringerten Kombinationsbeiwerten berechnet werden. Daraus ergibt sich eine Verringerung der Lasten im Brandfall, die als Reduktionsfaktor η_{fi} wie folgt definiert ist.

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}} \quad (\text{Gleichung 15.5})$$

Da bei einer allgemeinen Beschreibung des Feuerwiderstandes die Einwirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht bekannt ist, darf auf der sicheren Seite als Einwirkung die Tragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit angesetzt werden. Diese wird dann zur Berücksichtigung der verringerten Teilsicherheitsbeiwerte im Brandfall abgemindert, um die maximalen Einwirkungen im Brandfall zu ermitteln.

Die theoretisch maximale Lastausnutzung im Brandfall (Zeitpunkt $t=0$, Teilsicherheitsbeiwerte 1,0) beträgt $\mu_{fi}=0,59$. Der Wert ergibt sich aus dem Reduktionsfaktor für den Bemessungswert der Einwirkung unter Normaltemperatur. Dieser darf nach [DIN EN

1994-1-2] vereinfacht zu $\eta_{fi}=0,65$ angenommen werden. Da sich dieser Faktor bei Annahme voller Lastausnutzung auf die maximale Tragfähigkeit bei Raumtemperatur bezieht, darf der Wert unter Bezug auf die maximale Tragfähigkeit im Brandfall um den geringsten auf das Material bezogenen Teilsicherheitsbeiwert reduziert werden. Aus dem Teilsicherheitsbeiwert von Stahl ($\gamma=1,1$) ergibt sich eine maximale Lastausnutzung von:

$$\mu_{fi}=0,65/1,1=0,59 \quad (\text{Gleichung 15.6})$$

Im folgenden wird die maximale Streckenlast, die der Verbundträger zum Zeitpunkt $t=0$ aufnehmen kann mit $q_{Rd,fi,0}$ bezeichnet. Der Wert dieser maximalen Streckenlast ergibt sich aus der plastischen Momententragfähigkeit im Brandfall zum Zeitpunkt $t=0$, welche hier zu $M_{pl,fi,0}=662,0$ kNm berechnet wurde. Auf eine detaillierte Darstellung der Berechnung wird verzichtet.

Die maximal ertragbare Streckenlast im Brandfall zum Zeitpunkt $t=0$ ergibt sich damit für den Einfeldträger zu:

$$q_{Rd,fi,0} = \frac{M_{pl,fi,0} \cdot 8}{L^2} = \frac{662,0 \cdot 8}{6^2} = 147,1 \text{ kN/m} \quad (\text{Gleichung 15.7})$$

Es ergibt sich damit eine maximal einwirkende Streckenlast von:

$$q_{Ed,fi} = \frac{\mu_{fi}}{\gamma_m} \cdot q_{Rd,fi,0} = 0,59 \cdot 147,1 = 86,7 \text{ kN/m} \quad (\text{Gleichung 15.8})$$

Der Wert $\mu_{fi}=0,59$ bezieht sich, wie oben beschrieben, auf eine volle Lastausnutzung unter Raumtemperatur. Für UPE-Träger werden nach bauaufsichtlicher Zulassung [27] maximale Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Raumtemperatur vorgegeben. Diese liegen teilweise unterhalb der vollen Lastauslastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und somit liegt die maximale Streckenlast im Brandfall ebenfalls unterhalb des für die obere Grenze ermittelten Wertes von 86,7 kN/m (bzw. unterhalb des auf die Tragfähigkeit bezogenen Wertes von 0,59). Die bezogene Lastausnutzung infolge charakteristischer Lasten nach bauaufsichtlicher Zulassung [27] wurde wie folgt berechnet.

Die charakteristischen Lasten nach bauaufsichtlicher Zulassung sind:

Nutzlast nach Vorbemessungstabelle:	3,50 kN/m ²
Ausbaulast nach Vorbemessungstabelle:	1,00 kN/m ²
Eigengewicht Stahlträger:	0,76 kN/m
Eigengewicht Stahlbetondecke:	25,00 kN/m ³

Da die bauaufsichtliche Zulassung als allgemeingültig gilt, wurde bei der Berechnung der Lasten auf der sicheren Seite in Querrichtung von einem durchlaufenden Zweifeldsystem ausgegangen. Dies wird für die Berechnung der Tragfähigkeiten im Brandfall übernommen. Bei der Umrechnung der Flächenlasten auf Streckenlasten sind diese daher mit dem Wert 1,25 zu multiplizieren.

Bei einer Höhe der Stahlbetondecke von 26 cm ergeben sich als Einwirkung die folgenden charakteristischen Streckenlasten:

Nutzlast nach Vorbemessungstabelle:	3,5 kN/m ²	→	21,25 kN/m
Ausbaulast nach Vorbemessungstabelle:	1,0 kN/m ²	→	7,50 kN/m
Eigengewicht Stahlträger:			0,76 kN/m
Eigengewicht Stahlbetondecke:	25,0 kN/m ³	→	48,75 kN/m

Mit den Teilsicherheitsbeiwerten für ständige ($\gamma_G=1,35$) und veränderliche Lasten ($\gamma_Q=1,5$) ergibt sich bei Raumtemperatur im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine maximale Streckenlast von:

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot (7,50 + 0,76 + 48,75) + 1,5 \cdot 26,25 = 116,3 \text{ kN/m} \quad (\text{Gleichung 15.9})$$

Die maximale einwirkende Streckenlast im Brandfall ergibt sich analog zu:

$$q_{Ed} = (7,50 + 0,76 + 48,75) + 0,5 \cdot 26,25 = 70,1 \text{ kN/m} \quad (\text{Gleichung 15.10})$$

Den im Folgenden durchgeführten Untersuchungen wird als maßgebende Einwirkung im Brandfall die Streckenlast infolge Bemessungslast nach Zulassung [DIBt 2005] zugrunde gelegt.

Es ergibt sich ein Reduktionsfaktor für den Bemessungswert der Einwirkung unter Normaltemperatur von:

$$\eta_{fi}^* = \frac{70,1}{116,3} = 0,60 \quad (\text{Gleichung 15.11})$$

Bezogen auf die maximal ertragbare Streckenlast im Brandfall zum Zeitpunkt $t=0$ ergibt sich eine maximale Lastausnutzung von:

$$\mu_{fi}^* = \frac{q_{Ed,max}}{q_{Rd,fi,0}} = \frac{70,1}{147,1} = 0,48 \quad (\text{Gleichung 15.12})$$

Im Folgenden wird die so ermittelte Lastausnutzung als Maßstab für eine ausreichende Tragfähigkeit angesetzt.

15.2.2 Anpassung der Betondruckfestigkeit im Spannungsblock

Bei der Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit ist eine Annahme zu treffen, wie groß die Spannung im Spannungsblock des Betons ist. Die Spannungsverteilung in Abhängigkeit der Dehnungen im Beton verläuft für die Querschnittsberechnung nach [DIN 1045-1] in Form des Parabel-Rechteck-Diagramms. Um diese Form in die eines rechteckigen Spannungsblocks umzuwandeln, darf für Stahlbeton- sowie für Verbundtragwerke (Verweis in [DIN 18800-5]), ein Verfahren nach DIN 1045 Kap.9.1.6 [DIN 1045-1] verwendet werden. Dieses ist in Abbildung 15.19 dargestellt.

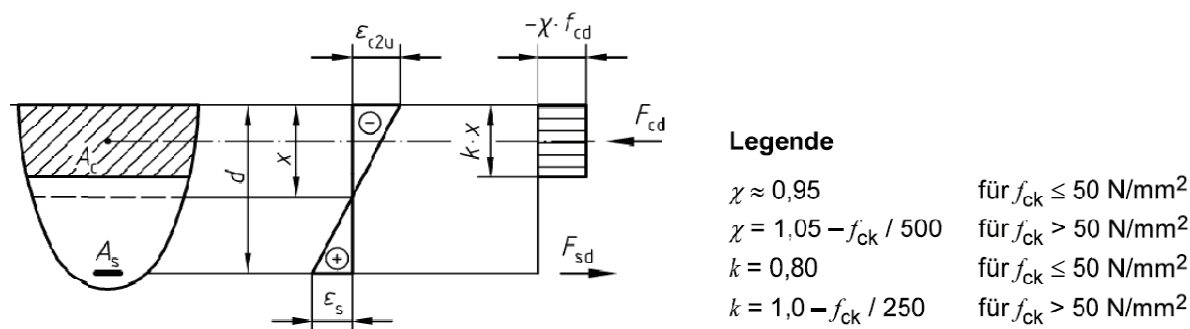


Abbildung 15.19: Spannungsblock nach [DIN 1045-1] Kap. 9.1.6

Wie in Abbildung 15.19 zu erkennen ist, ist die Verminderung der Betondruckfestigkeit nach [DIN 1045-1] mit dem Wert $\chi=0,95$ für gängige nicht hochfeste Betone vorgegeben. Zusätzlich ist die Druckzonenhöhe mit dem Faktor k abzumindern.

Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend wird der Abminderungsfaktor k für die Druckzonenhöhe, wie in Abbildung 15.20 gezeigt, nicht zur Verminderung von x sondern wie χ zur Verminderung der Betondruckfestigkeit herangezogen. Dies liegt auf der sicheren Seite, da die Verringerung der Betondruckfläche korrekt berücksichtigt wird, der innere Hebelarm zwischen Betondruckkraft und Stahlgrenzzugkraft kleiner ist.

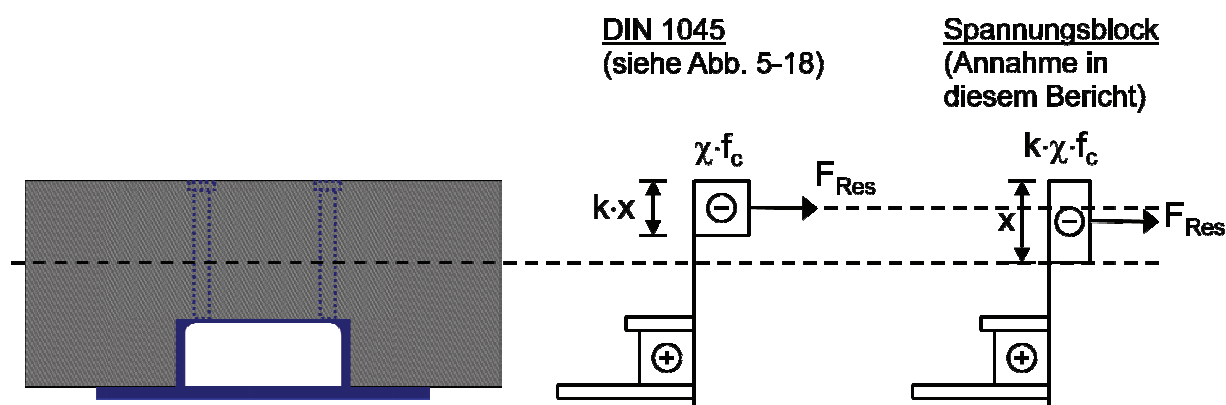


Abbildung 15.20: Annahme für den Spannungsblock der Betondruckspannungen

Validierungsrechnungen mit BoFire, welches mit Dehnungen rechnet, haben gezeigt, dass die plastische Momententragfähigkeit für eine Stahlbetondecke sowohl bei Raumtemperatur als auch im Brandfall die beste Übereinstimmung erreicht, wenn der Faktor $k \cdot \chi$ für den Spannungsblock zu 1,0 gesetzt wird (vgl. Abschnitt 15.2.6). Da die Relation zwischen Höhe der Betondruckzone einerseits und dem Hebelarm zwischen Druck- und Zugkraft bzw. der Gesamtquerschnittshöhe andererseits bei dem untersuchten Stahlbetonquerschnitt und dem vorliegenden UPE-Trägerquerschnitt vergleichbar sind, wäre es ggfs. begründet, auf die Abminderung durch die Faktoren $k \cdot \chi$ zu verzichten. Von dieser Möglichkeit wird hier nicht Gebrauch gemacht, um konform zu den bestehenden Bemessungsnormen zu bleiben. Die Betondruckfestigkeit wird wie in Abbildung 15.19 dargestellt mit den Faktoren k und χ abgemindert.

Die Verfasser weisen an dieser Stelle auf Abweichende Regelungen in [DIN EN 1992-1-2] und [DIN EN 1994-1-1] hin. Nach [DIN EN 1994-1-1] reicht es zur Berücksichtigung des rechteckigen Druckspannungsverlaufs, die Druckfestigkeit mit dem Faktor 0,85 ab-

zumindern. Der Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-2] gibt in Anhang B für ein analoges Verfahren zur Berechnung des Spannungsblockes Werte von $k=0,8$ und $\chi=1,0$ (Bezeichnungen nach [DIN EN 1992-1-2]: η und λ) an.

Der Abminderungsfaktor der Betondruckkraft ergibt sich daher aus den oben beschriebenen nach [DIN 1045-1] zu:

$$\chi \cdot k = 0,95 \cdot 0,8 = 0,76 \quad (\text{Gleichung 15.13})$$

15.2.3 Feuerwiderstandsdauer für einen Einfeldträger

Im Folgenden werden die berechneten Traglasten der beiden UPE-Träger für die Branddauern 30, 60 und 90 min angegeben. Betrachtet wird zunächst des Einfeldsystems. Danach wird ein Durchlaufsystem angenommen, bei dem allerdings lediglich der Stahlträger durchlaufend ist. Konstruktiv könnte dies durch Kopfplattenanschlüsse an Stützen realisiert werden. Es wird unterstellt, dass die plastische Querschnittstragfähigkeit voll angeschlossen ist. Zusätzliche Maßnahmen, wie beispielsweise eine zusätzliche Stützbewehrung, werden hier zunächst nicht unterstellt.

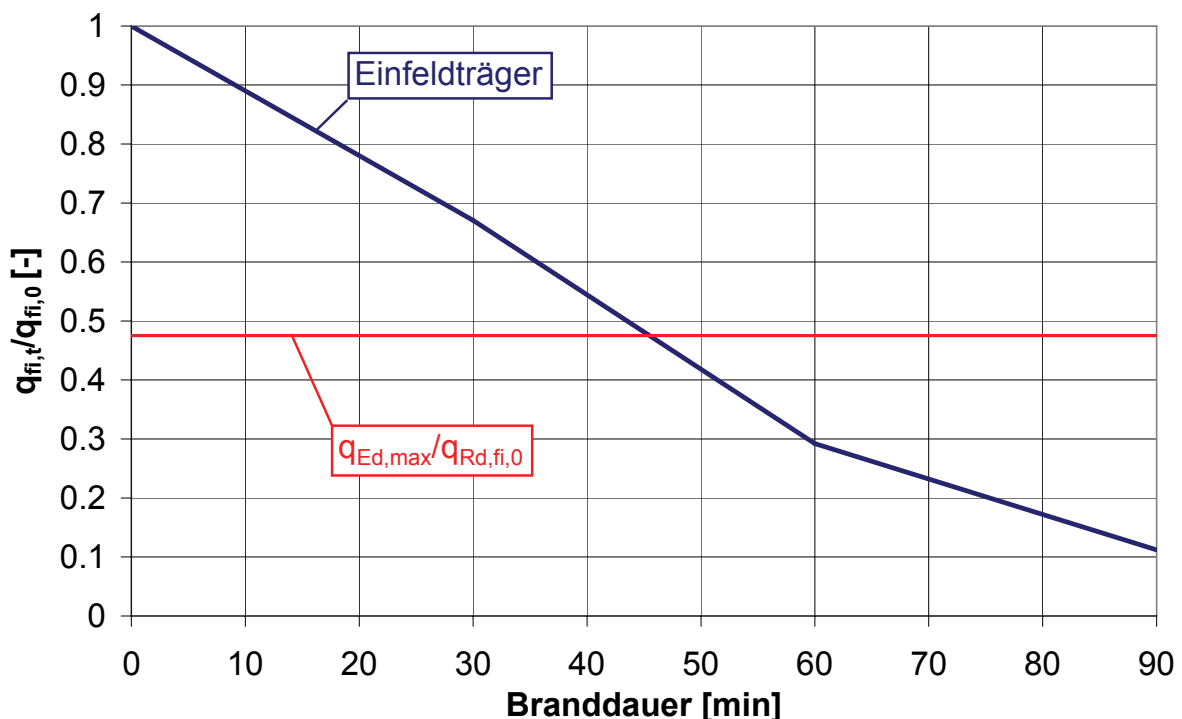


Abbildung 15.21: Bezogene Tragfähigkeit über die Branddauer – Einfeldträger

Abbildung 15.21 zeigt die für den UPE-Träger ermittelten Traglasten am Einfeldträger zugeordnet zu verschiedenen ETK-Branddauern. Die Traglasten sind bezogen auf die Traglasten zum Zeitpunkt $t=0$. Diese Traglasten sind nicht identisch mit den Traglasten, die sich aus der Bemessung bei Normaltemperatur ergeben, da hier $\gamma_{M,fi}=1,0$ gesetzt ist.

Der Träger erreicht bei voller Lastausnutzung in der Bemessung bei Normaltemperatur eine Feuerwiderstandsdauer von etwa 45 min und damit die Feuerwiderstandsklasse R30. Bei entsprechend geringerer Lastausnutzung könnten auch die Klassen R60 oder

R90 erreicht werden. Höhere Feuerwiderstandsklassen bei voller Lastausnutzung im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Raumtemperatur könnten lediglich mit zusätzlichen Maßnahmen wie Bekleidung oder Zulagebewehrung erreicht werden.

15.2.4 Steigerung der Tragfähigkeit durch Füllmaterial

Wie bereits in Abschnitt 15.1.3 gezeigt, ist es möglich die Temperaturen im Hutprofil durch die Verwendung von Füllmaterialien zu beeinflussen. Eine Senkung der Temperatur gerade im Oberflansch kann hier zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit führen. Aus diesem Grund ist in Abbildung 15.22 die Tragfähigkeit für den Querschnitt bei Verwendung verschiedener Füllmaterialien dargestellt. Als Referenzsystem wird zunächst weiterhin ein 6 m langer Einfeldträger herangezogen.

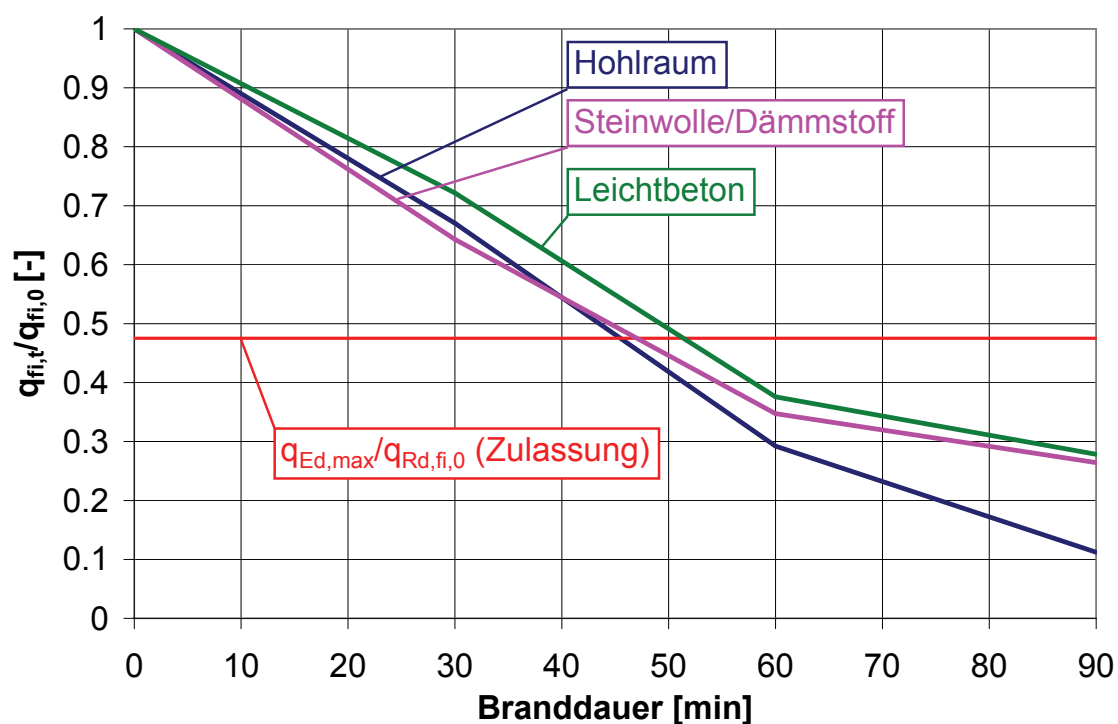


Abbildung 15.22: Bezogene Tragfähigkeit über die Branddauer – verschiedene Füllmaterialien

In Abbildung 15.22 wird deutlich, dass die Tragfähigkeit durch die Verwendung von Leichtbeton im Hohlraum grundsätzlich gesteigert werden kann. Dies ist auf die Verringerung der Temperaturen im Stahlprofil zurückzuführen. Der Verlauf der Tragfähigkeit über die Temperatur für die Hohlraumfüllung mit Steinwolle und Hochtemperaturdämmstoff sind nahezu identisch. Es zeigt sich, dass die Tragfähigkeit für diese Fälle teilweise unterhalb der Tragfähigkeit des Hohlraums liegt (vgl. 30 min Branddauer). Dies ist auf folgenden Zusammenhang zurückzuführen. Zum Zeitpunkt 30 min liegt die Tragfähigkeit des Oberflansches für alle Analysen bei nahezu 100%. Die kühlende Wirkung der Füllmaterialien hat also keinen Effekt. Die hohen Temperaturen im Unterflansch, welche bei der Referenzanalyse infolge Hohlraumstrahlung abgeführt werden, verbleiben durch die Dämmstoffe im Unterflansch. Daher verringert sich die Tragfähigkeit des Querschnitts.

Das Versagen tritt für alle Berechnungen bei Temperaturbeanspruchung infolge Momentenversagen in Feldmitte auf. Die Querkrafttragfähigkeit ist bei der Bemessung bei Raumtemperatur für das Referenzsystem von 6 m nahezu ausgenutzt. Da die Querkraft in den Stegen abgetragen wird, welche sich langsamer erhitzen, ist die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit weniger stark.

Es zeigt sich, dass die Feuerwiderstandsdauer durch die Verwendung von Füllmaterial um einige Minuten gesteigert werden kann. Hierbei ist die Verwendung von Leichtbeton vorzuziehen, da dieser neben einer relativ geringen Wärmeleitfähigkeit eine moderate Wärmekapazität besitzt. Die Verwendung von Dämmstoffen, deren Wirksamkeit zum Großteil auf der sehr geringen Wärmeleitfähigkeit beruht, ist weniger wirksam und kann kontraproduktiv wirken, da der Wärmeabfluss aus dem Unterflansch behindert wird.

Die Feuerwiderstandsdauer kann durch die ausschließliche Verwendung einer Hohlraumfüllung bei voller Lastausnutzung nicht ausreichend verlängert werden, um das Profil im vorliegenden Fall in eine höhere Feuerwiderstandsklasse (R60) einzuordnen. Der maximal mögliche Anteil der Lastausnutzung zum Erreichen von R60 liegt jedoch weit höher.

Diese Ergebnisse beziehen sich ausschließlich auf das Referenzprofil.

15.2.5 Durchlaufwirkung infolge plastischem Anschluss des UPE-Profiles

Abbildung 15.23 zeigt die für den UPE-Träger ermittelten Traglasten am Durchlaufträger im Vergleich zu den in Abbildung 15.21 gezeigten Traglast am Einfeldträger. Die Traglast ist bezogen auf die Traglast des Einfeldsystems zum Zeitpunkt $t=0$.

Es wird deutlich, dass die Durchlaufwirkung die Feuerwiderstandsdauer bei gleicher mechanischer Beanspruchung erhöht. Die Erhöhung ist jedoch gering. Ursache dafür ist, dass eine gemeinsame Wirkung mit dem Betonquerschnitt beim UPE-Querschnitt lediglich im Feld vorhanden ist, während im Stützbereich der Stahlquerschnitt allein trägt.

Bei der Analyse der Tragfähigkeit wurde ein Effekt deutlich: Unter den gegebenen Voraussetzungen ist beim Durchlaufträger die M-V-Interaktion an der Stütze zu berücksichtigen. Da der UPE-Querschnitt eine vergleichsweise kleine Stegfläche hat, die im Brandfall stark erwärmt wird und damit deutlich an Tragfähigkeit verliert, hat die Querkrafttragfähigkeit maßgeblichen Einfluss auf die Traglast.

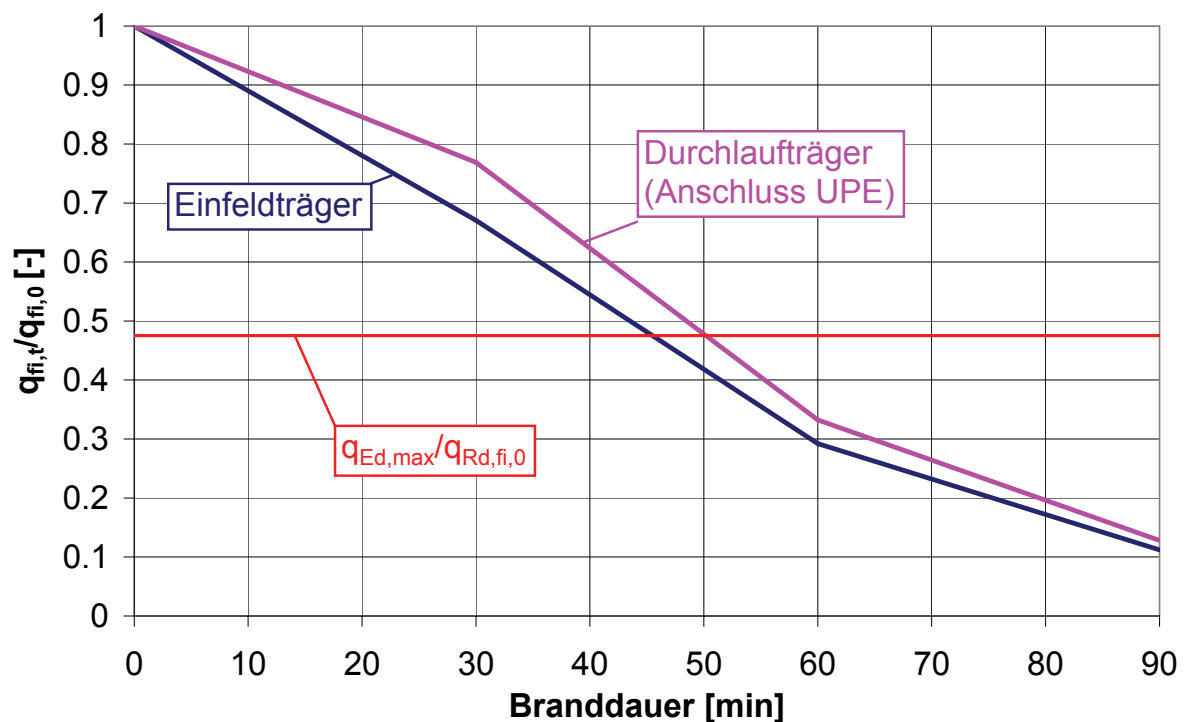


Abbildung 15.23: Bezogene Tragfähigkeit über die Branddauer – Vergleich Durchlaufträger/Einfeldträger

15.2.6 Durchlaufwirkung infolge zusätzlicher Bewehrung im Stützbereich

Momententragfähigkeit im Stützbereich

Im letzten Abschnitt wurde dargelegt, dass durch den vollplastischen Anschluss des Stahlprofils allein keine maßgebliche Verbesserung der Feuerwiderstandsdauer eines UPE-Trägers zu erzielen ist. Daher wurde in einer weiteren Studie die plastische Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung einer Bewehrung im Stützbereich untersucht, um für das in Kapitel 14.2 beschriebene System eine mögliche Einordnung in die Feuerwiderstandsklassen R60 oder R90 zu erreichen.

Eine Einordnung in Feuerwiderstandsklasse R30 ist bei dem untersuchten Profil bereits als Einfeldträger ohne Brandschutzmaßnahmen möglich, daher wurde zunächst eine mögliche Einordnung in die Feuerwiderstandsklasse R60 näher betrachtet.

Die Berechnung der Tragfähigkeit nach 60 Minuten Brandeinwirkung ergibt eine maximale Beanspruchbarkeit des Einfeldträgers von 43,1 kN/m infolge Momentenversagen. Damit liegt die Tragfähigkeit des Einfeldträgers unter der einwirkenden Beanspruchung von 70,1 kN/m.

Die Tragfähigkeit wird im Folgenden durch die Anordnung einer Stützbewehrung erhöht. Das verwendete Modell sieht vor, dass das plastische Moment ausschließlich über die durchlaufende Betondecke und die dazugehörige Brandschutzbewehrung übertragen wird. Die angesetzte Breite neben der Stütze entspricht der mittragenden Breite im Stützbereich abzüglich der Breite der Stütze. Im behandelten Beispiel ermittelt sich diese wie folgt:

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot \frac{L_0}{8} = 2 \cdot \frac{0,25 \cdot (6 + 6)}{8} = 0,75 \text{ m} \quad (\text{Gleichung 15.14})$$

$$b_{\text{Beton}} = b_{\text{eff}} - b_{\text{Stütze}} = 0,75 - 0,3 = 0,45 \text{ m}$$

Die Größe des über die berechneten 45 cm zu übertragenden Stützmoments ergibt sich aus der Differenz der einwirkenden und der bereits durch den Einfeldträger übertragbaren Streckenlast wie folgt:

$$\Delta q_{60} = q_{\text{Ed,fi}} - q_{\text{Rd,60,EF}} = 70,1 - 43,1 = 27,0 \text{ kN/m}$$

$$\Delta M_{60} = \frac{\Delta q \cdot L^2}{8} = 121,5 \text{ kNm} \quad (\text{Gleichung 15.15})$$

Um die zur Übertragung des Moments benötigte Bewehrung zu berechnen, wird das in Abbildung 15.24 dargestellte Modell verwendet.

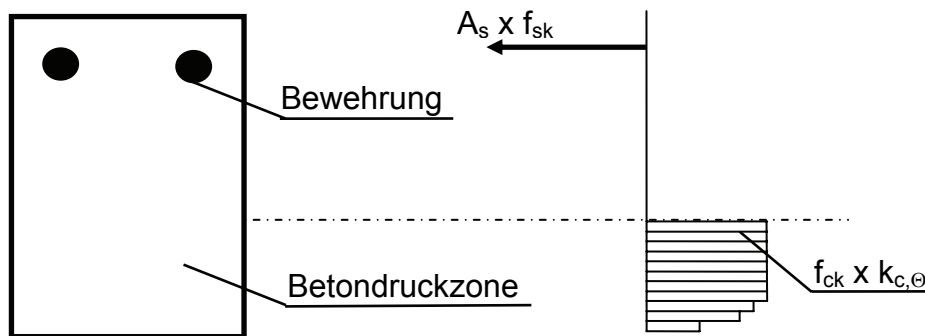


Abbildung 15.24: Berechnungsmodell zur Tragfähigkeit der brandbeanspruchten Stahlbetondecke

Um die plastische Nulllinie und den Schwerpunkt der resultierenden Druckkraft zu berechnen, wird der Querschnitt in Schichten konstanter Temperatur unterteilt. Durch die Einteilung in Schichten lässt sich die jeweilige Druckfestigkeit jeder einzelnen Schicht über einen temperaturabhängigen Abminderungsbeiwert ($k_{c,\theta}$) nach [DIN EN 1994-1-2] weiter reduzieren, um den Temperatureinfluss zu berücksichtigen. Die hierbei zugrunde liegende Temperaturverteilung im Betonquerschnitt wurde mit Hilfe des FE-Programms ABAQUS berechnet und mittels BoFire überprüft. Die im Zuge dieses Projekts entwickelte vereinfachte Berechnungsmethode für Betontemperaturen über die Deckenhöhe (vgl. Abschnitt 15.1.4) wurde unter anderem an diesem Beispiel validiert und erst im Zuge der Parameterstudie eingesetzt. Die mit Hilfe von ABAQUS ermittelten Temperaturverläufe sind in Abbildung 15.25 dargestellt.

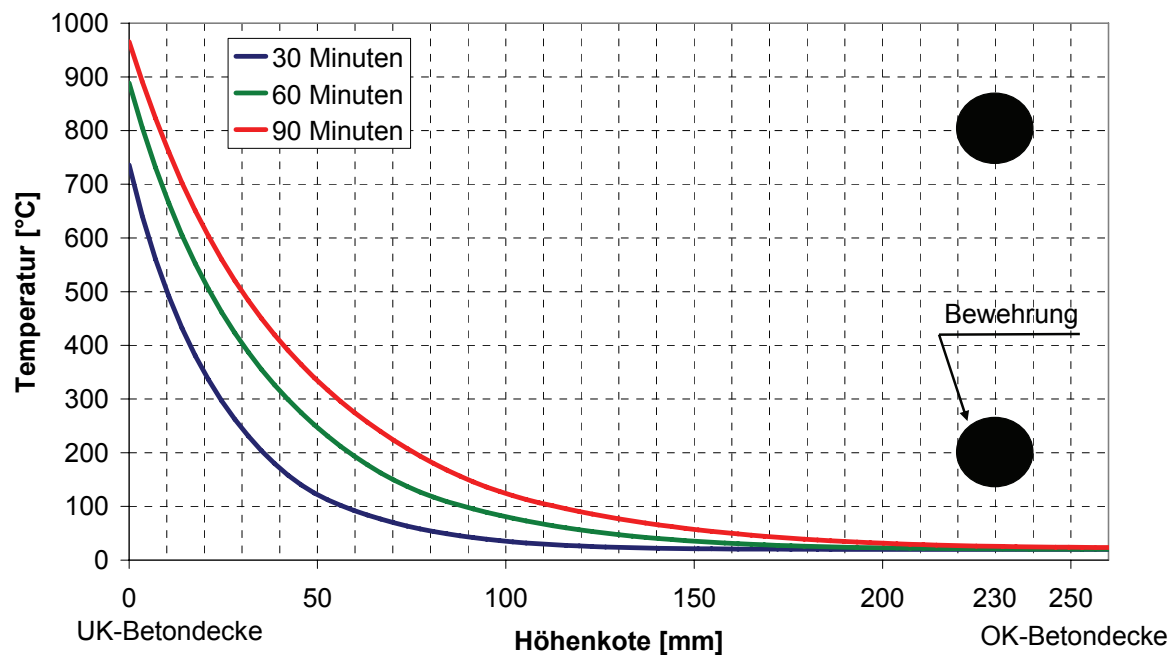


Abbildung 15.25: Temperaturverteilung über die Deckenhöhe nach FEM-Berechnung

Aus Multiplikation der infolge Temperatur abgeminderten Druckfestigkeit mit der angesetzten Breite (45 cm) und der Schichthöhe ergibt sich eine Betondruckkraft für jede Schicht. Die Summe der Kräfte aller gedrückten Schichten wird nun der maximalen Zugkraft der Bewehrung gleichgesetzt, womit sich die Lage der plastischen Nulllinie unmittelbar oberhalb der obersten gedrückten Schicht (also der Betondruckzone) ergibt. Je feiner die Betondruckzone aufgeteilt wird, desto genauer lässt sich die Lage der Nulllinie bestimmen.

Die plastische Momententragfähigkeit ergibt sich schließlich aus der Summe der mit ihrem Abstand zur resultierenden Zugkraft (z_i) multiplizierten Druckkraft (D_i), wie folgt:

$$M_{pl,c} = \sum \left[z_i \cdot (A_i \cdot f_{ck} \cdot k_{c,\theta}) \right] \quad (\text{Gleichung 15.16})$$

Mittels dieses Verfahrens wurde zum Erreichen der benötigten Momententragfähigkeit eine Stützbewehrung mit einer Fläche von ca. 6,3 cm² berechnet.

Validierung der Rechenmethode mit BoFire

Die Validierung der Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit der Betondecke im Bereich um die Stütze herum wurde mit BoFire durchgeführt.

Grundlage der Berechnung ist eine Stahlbetondecke mit einer mittragenden Breite von 45 cm und einer Höhe von 26 cm. Dies entspricht dem betrachteten Deckenprofil. Die Bewehrung wurde aufgrund einer früheren Vorbemessung leicht verändert mit 1385 mm² angenommen. Dies entspricht einer Bewehrung von 4 Stäben mit einem fiktiven Durchmesser von 21 cm.

Die Berechnung in Excel wurde zunächst mit einer für den Spannungsblock abgeminderten Betondruckfestigkeit berechnet und mit den Ergebnissen aus BoFire verglichen.

Die Ergebnisse sind für eine Brandbelastung nach ETK für 0, 30, 60 und 90 Minuten in Abbildung 15.26 (vgl. Verläufe in Magenta und Blau) dargestellt.

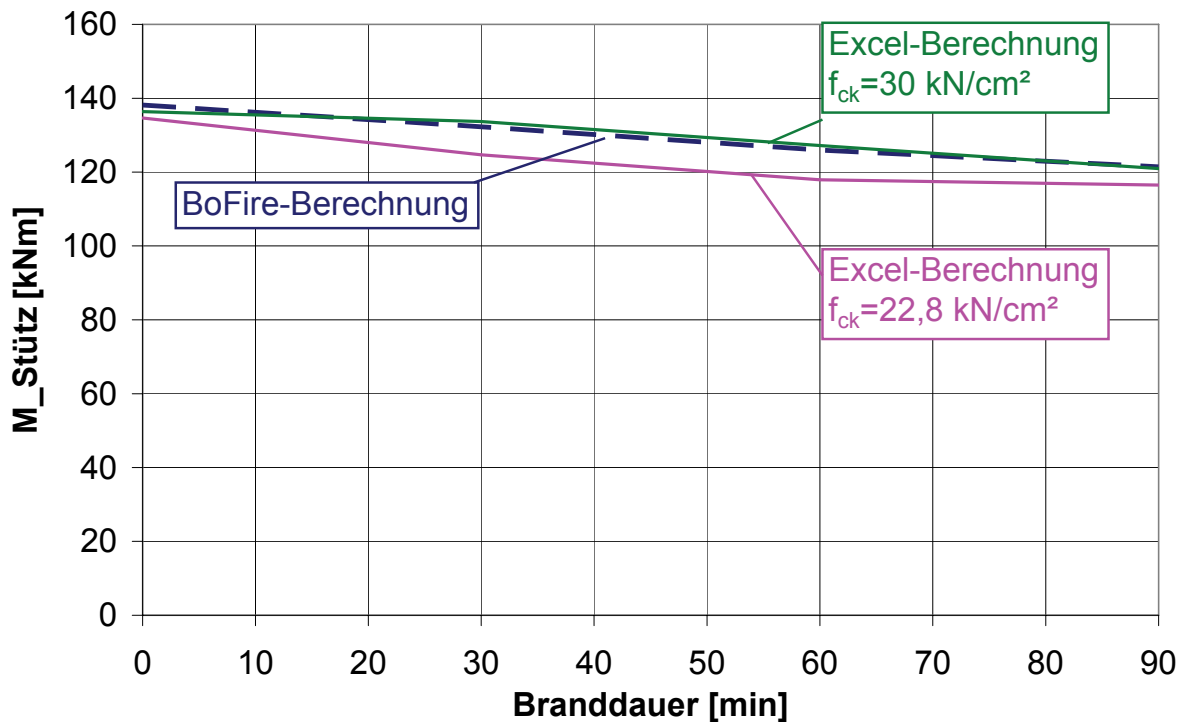


Abbildung 15.26: Stützmoment über die Branddauer zur Validierung der Berechnung durch BoFire

Es fällt auf, dass die plastische Momententragfähigkeit, welche mit BoFire berechnet wurden, teilweise mehr als 5% über den in Excel berechneten liegen. Die Abweichungen werden hier in der unterschiedlichen übergebenen Betondruckfestigkeit gesehen. Während die Druckfestigkeit in Excel mit $22,8 \text{ kN/cm}^2$ angenommen wurde, rechnet BoFire mit dehnungsabhängigen Druckspannungen. Es bedarf also keiner Abminderung der Druckfestigkeit des Materials, da dies implizit vorgenommen wird.

Aufgrund der Abweichungen wurde die Abminderung der Betondruckfestigkeit variiert und es zeigt sich, dass das plastische Moment für den Ansatz von 30 kN/cm^2 als Betondruckspannung mit dem nach BoFire berechneten übereinstimmt.

Dies wirft die Frage auf, ob die Abminderung der Betondruckfestigkeit bei einer Berechnung nach der Plastizitätstheorie für nicht vollständig überdrückte Betonquerschnitte notwendig ist. Diese Fragestellung ist nicht Gegenstand dieses Forschungsprojektes. Die Auswirkung auf die rechnerische Tragfähigkeit ist gering. Aus diesem Grund wird im Weiteren die plastische Momententragfähigkeit mit abgeminderter Betondruckfestigkeit berechnet. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite und ist normenkonform.

Anpassung der Bewehrung für R60

Durch die oben dargestellte und über BoFire verifizierte Berechnungsmethode wurde die notwendige Bewehrungsfläche berechnet, um für einen innenliegenden Träger die Momententragfähigkeit im Stützbereich soweit zu steigern, dass zum Zeitpunkt R60 die verminderten Lasten im Brandfall abgetragen werden können. Hierzu wurde eine not-

wendige Bewehrungsfläche von 1450 mm^2 ermittelt. Dies entspricht einer fiktiven Bewehrung von 4 Stäben mit einem Durchmesser von je 21,5 mm. Die Tragfähigkeit über die Branddauer bezogen auf die Traglast zum Zeitpunkt $t=0$ ist in Abbildung 15.27 dargestellt.

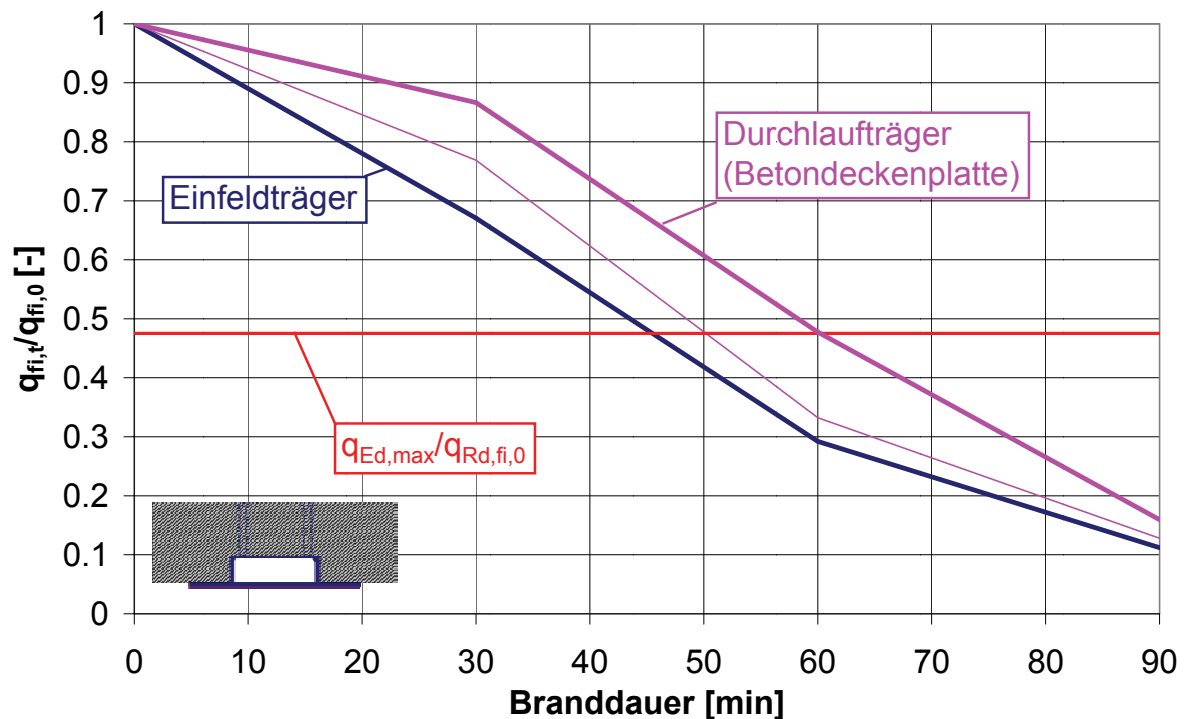


Abbildung 15.27: Bezogene Tragfähigkeit über die Branddauer – Vergleich Einfeldträger zu Durchlaufträger mit Stützbewehrung

Es wird deutlich, dass durch den Einsatz der Bewehrung die Tragfähigkeit gegenüber einem Einfeldträger je nach der geforderten Tragfähigkeit steigerbar ist. Somit entspricht die Tragfähigkeit des Trägers mit Stützbewehrung der einwirkenden Streckenlast (47,5 % Lastausnutzung bezogen auf die Traglast bei $t=0$) nach bauaufsichtlicher Zulassung.

Die Anordnung der Bewehrung innerhalb der mittragenden Breite kann, wie in Abbildung 15.28 dargestellt, ausgeführt werden. Die notwendige Bewehrungsfläche wird durch die hier angegebene Bewehrung von $4\varnothing 25 \text{ mm}$ stark überschritten.

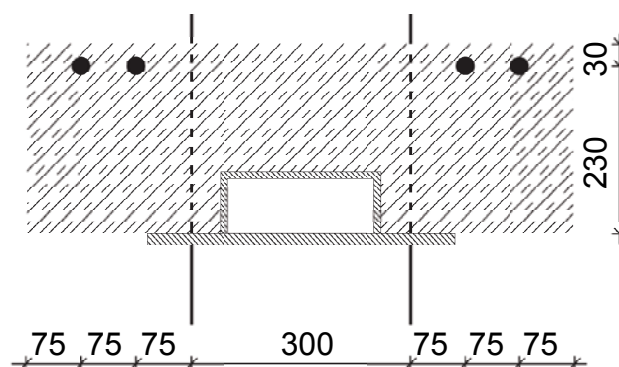


Abbildung 15.28: Mögliche Bewehrungsanordnung für Stützbewehrung

15.2.7 Ansatz der Mindestbewehrung

Die Mindestbewehrung für die hier verwendete Decke mit 26 cm Dicke beträgt nach [DIN 1045-1] $3,157 \text{ cm}^2/\text{m}$. Die Bewehrung liegt damit bei etwa 10% der hier für R60 notwendigen. Die Steigerung der Tragfähigkeit bei Ansatz der Mindestbewehrung ist damit nur geringfügig.

15.2.8 Begrenzung der Tragfähigkeit durch Querkraftversagen

Durch den Einsatz der im Stützbereich durchlaufenden Bewehrung ist es möglich, die Momententragfähigkeit und damit die Tragfähigkeit im Brandfall deutlich zu erhöhen. Die Steigerung der Tragfähigkeit ist bis zum Erreichen der maximalen Querkrafttragfähigkeit möglich. Eine weitere Steigerung der Momententragfähigkeit im Stützbereich hat nur einen Effekt, wenn die Querkrafttragfähigkeit durch zusätzliche Maßnahmen ebenfalls gesteigert würde.

Abbildung 15.29 zeigt zusätzlich zu den bereits in Abbildung 15.27 dargestellten Zusammenhängen die infolge Querkraftversagen maximale Traglast (grün). Es wird deutlich, dass eine weitere Erhöhung der Tragfähigkeit im Bereich von 60 Minuten kaum mehr möglich ist, da die Querkrafttragfähigkeit nahezu erreicht ist. Weiterhin wird deutlich, dass die Feuerwiderstandsdauer R90 durch alleinige Anordnung einer Stützbewehrung nicht erreicht werden kann.

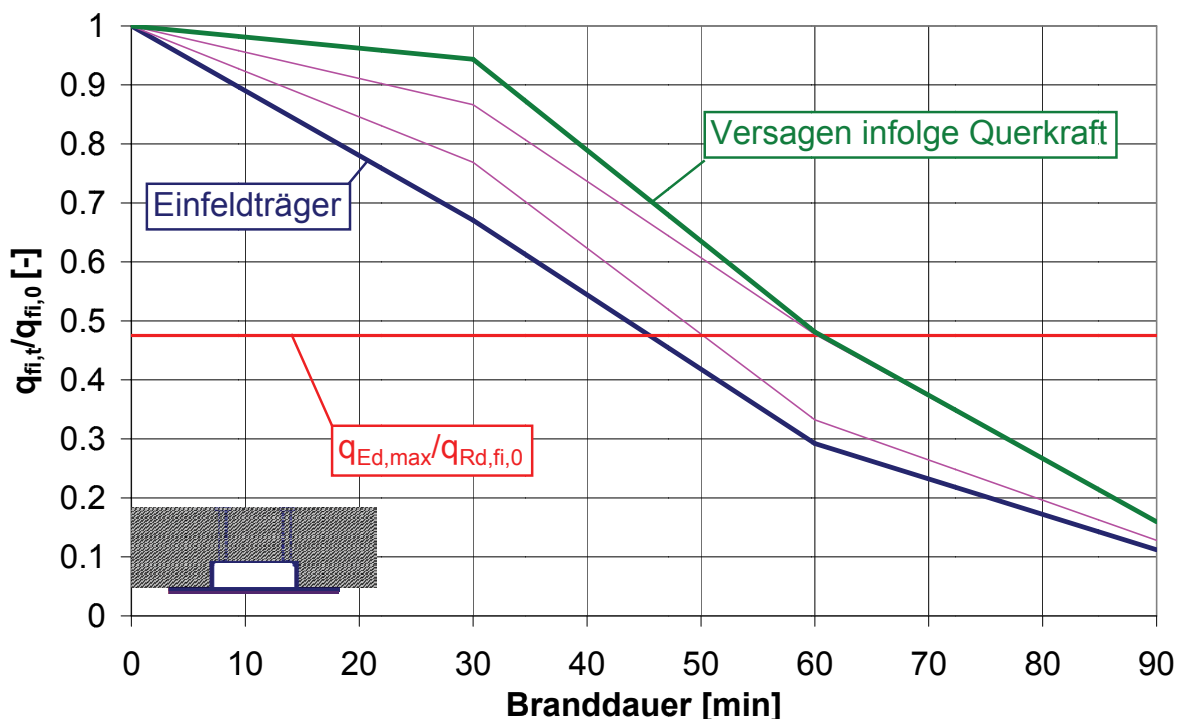


Abbildung 15.29: Bezogene Tragfähigkeit über die Branddauer – Versagen infolge Querkraft

Es ist außerdem zu berücksichtigen, dass die Verteilung der Querkraft für die Berechnung an einem beidseitig eingespannten Träger verwendet ist. Dies gilt nur für gleichmäßig belastete Innenfelder. Bei ungleichmäßig belasteten Systemen oder Randträgern kann das Querkraftversagen bei geringeren Lasten auftreten.

Für eine zusätzliche Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit ist es möglich, einen Streifen des Betongurtes seitlich des Trägers mit anzusetzen. Dies erfordert jedoch Sonderkonstruktionen im Anschlussbereich.

15.2.9 Berücksichtigung der Querkraft im Betongurt (Stützbewehrung)

Bei Vergleich der Ergebnisse mit der bauaufsichtlichen Zulassung der Slimfloor-Träger mit UPE-Profil [DIBt 2005] fällt auf, dass laut Zulassung für den gewählten Querschnitt eine Feuerwiderstandsklasse von R90 und sogar R120 erreicht werden können. Dies steht im Widerspruch zu Abbildung 15.29, in der zu sehen ist, dass die Querkrafttragfähigkeit die Steigerung der Tragfähigkeit bei R90 auf Werte unter der in der Zulassung beschriebenen Einwirkung beschränkt.

Die Erklärung hierfür liegt in der Berücksichtigung des Betongurtes in der bauaufsichtlichen Zulassung. In der Einleitung wird beschrieben: „Zur Querkraftabtragung wird auf beiden Seiten der Trägers ein je 50 cm breiter Streifen des Betongurtes herangezogen.“ (S. 2, [DIBt 2005]) Die Einleitung der Querkraft in die Stütze müsse dabei im Einzelfall nachgewiesen werden.

Die Einleitung der Querkraft in die Stütze ist z.B. durch zusätzliche Kragarme oder Träger denkbar, die an der Stütze angeschlossen werden und in Querrichtung verlaufen. Dies ist bei dem vorliegenden System nicht vorgesehen. Im Zuge einer Grenzfallstudie wird diese Möglichkeit hier dennoch ebenfalls untersucht, um zu sehen, ob durch das Heranziehen der Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes eine Steigerung der Tragfähigkeit möglich ist.

Wie in der bauaufsichtlichen Zulassung wird die Betonbreite auf jeder Seite des Trägers zu 0,5 m angenommen. Die Betonbreite ergibt sich damit zu 1 m.

Bei Verwendung einer Längsbewehrung von 30 cm² (n=6, d=25) ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit im Stützbereich zu:

$$V_{Rd,ct} = \left[0,10 \cdot \eta \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,ct} = \left[0,10 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 30)^{1/3} - 0 \right] \cdot 1000 \cdot 230 \quad (\text{Gleichung 15.17})$$

$$V_{Rd,ct} = 156,2 \text{ kN}$$

Durch Abminderung der Nutzhöhe (d) um Bereiche des Betons, die eine Temperatur von mehr als 400°C aufweisen, lässt sich der Einfluss der Temperatur näherungsweise erfassen. Die Querkrafttragfähigkeit des Betons bei einer Brandbeanspruchung von 60 Minuten beträgt somit $V_{pl,c,60} = 134,7 \text{ kN}$. Mit der Querkrafttragfähigkeit des Stahlträgers lässt sich die maximal aufnehmbare Streckenlast infolge Querkraft zu $q_{V,60,ges} = 115,9 \text{ kN/m}$ berechnen. Diese liegt weit über der maßgebenden Streckenlast infolge des Moments.

Es ist zu sehen, dass bei Verwendung von Schubbewehrung auch die Feuerwiderstandsklasse R90 möglich ist. Aufgrund der Notwendigkeit von zusätzlichen Querträ-

gern oder Sonderkonstruktionen im Anschlussbereich zur Einleitung der Querkraft in die Stütze wurde diese Möglichkeit nicht weiter untersucht.

15.2.10 Parameterstudie zu Systemreserven im Brandfall

Um die Auswirkung verschiedener Systemparameter auf das Tragverhalten im Brandfall einschätzen zu können, wurden in einer Parameterstudie neben dem Referenzsystem vier weitere Systeme untersucht. Die Systemabmessungen wurden innerhalb des Anwendungsbereichs des Slimfloor-Systems mit UPE-Querschnitt gewählt. Da das Referenzsystem mit durchschnittlicher Trägerlänge und durchschnittlicher Deckenbreite gewählt wurde, konnten beide Parameter in jeweils beide Richtungen variiert werden. Im Zuge einer Grenzwertbetrachtung wurden die nach Zulassung jeweils längsten und kürzesten Abmessungen in Längs- und Querrichtung gewählt. Eine Aufstellung der Parameter und der zugehörigen Querschnittsabmessungen ist in Tabelle 15.5 gegeben. Die Querschnitte wurden nach der bauaufsichtlichen Zulassung der UPE-Träger [DIBt 2005] (Anlage 3.4) ausgewählt.

Tabelle 15.5: System- und Querschnittsabmessungen der Parameterstudie

Nr.	Beschreibung	Länge [m]	Breite [m]	UPE-Profil	Decken-dicke [cm]	Typ*	Abmessungen Blech b,h [mm]	
0	Referenz	6	6	220	26	C	420	15
1	L=8 m	8	6	300	30	C	500	20
2	L=4 m	4	6	200	22	B	400	10
3	B=8 m	6	8	300	32	C	500	15
4	B=4 m	6	4	200	20	C	400	12
*Typ C: alle Teile aus S 355, Typ B: UPE aus S355, Blech aus S235								

Durch die Nutzung des vereinfachten Rechenmodells kann für alle Profile eine Stützbewehrung so angepasst werden, dass die (durch Querkrafttragfähigkeit beschränkte) maximale Feuerwiderstandsdauer erreicht wird. Falls bei einigen Profilen R90 möglich sein sollte, wird die Stützbewehrung sowohl für R60 als auch für R90 ermittelt. Für die Feuerwiderstandsdauer R30 wird für keines der Modelle eine Stützbewehrung benötigt.

In Abbildung 15.30 sind die auf den Zeitpunkt $t=0$ bezogenen Tragfähigkeiten am Einfeldträger für die in der Parameterstudie untersuchten Querschnitte dargestellt. Wie beim Referenzsystem sinkt die Tragfähigkeit aller Querschnitte erwartungsgemäß über die Branddauer. Es zeigt sich, dass größere Profile, wie sie für die größeren Systemabmessungen ($L=8\text{ m}$, $B=8\text{ m}$) verwendet werden, ihre Tragfähigkeit über einen längeren Zeitraum behalten. Für die Trägerlänge von 4 m wurde, wie in Tabelle 15.5 zu sehen, nach Zulassung ein Querschnitt vom Typ B gewählt. Der Unterflansch des Profils besitzt damit eine geringere Streckgrenze (235 N/mm^2) als das UPE Profil (355 N/mm^2). In Abbildung 15.30 wird deutlich, dass diese Konstruktion gegenüber dem Querschnitt vom Typ C brandschutztechnisch vorteilhaft ist, da die Tragfähigkeit des kleineren Pro-

fls gegenüber dem Referenzprofil länger gegeben ist. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das im Brandfall stärker temperaturbeanspruchte Blech einen geringeren Anteil an der Gesamttragfähigkeit hat.

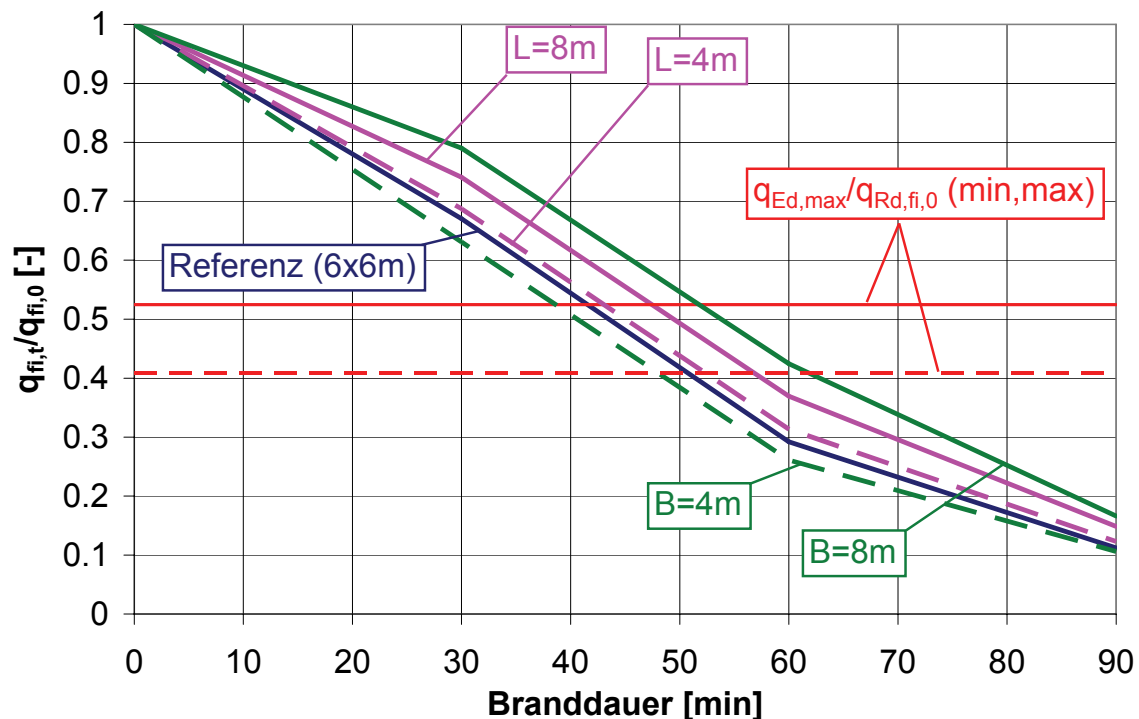


Abbildung 15.30: Bezogene Tragfähigkeit über die Branddauer für verschiedene Einfeldträger

Bei Betrachtung von Abbildung 15.30 fällt weiterhin auf, dass für die Auslastung im Brandfall kein fester Wert, sondern zwei Grenzwerte (min, max) angegeben sind. Es hat sich gezeigt, dass die verschiedenen Querschnitte, welche nach bauaufsichtlicher Zulassung für die gewählte Nutzlast von $3,5 \text{ kN/m}^2$ vorgeschlagen werden, bereits bei Raumtemperatur unterschiedlich stark ausgenutzt sind. Die maximale Auslastung im Brandfall, bezogen auf die Tragfähigkeit im Brandfall zum Zeitpunkt $t=0$ ($q_{Ed,max}/q_{Rd,fi,0}$, vgl. Abschnitt 15.2.1) ist damit für die Querschnitte leicht unterschiedlich. Die Werte variieren zwischen 0,41 und 0,52. Dabei liegen die höheren Auslastungsgrade bei den größeren Profilen. Der positive Effekt, dass ein größeres Profil weniger schnell an Tragfähigkeit verliert, wird durch eine höhere Auslastung beeinträchtigt.

Wie eingangs beschrieben, wurde die Tragfähigkeit der Querschnitte durch die Berücksichtigung einer Durchlaufwirkung im Brandfall erhöht. Dies wurde durch den Einsatz einer Bewehrung im Stützbereich bewerkstelligt, die ausschließlich im Brandfall berücksichtigt wird. Die Anpassung der Bewehrung bewirkt, dass die Tragfähigkeit bis zu einer gewünschten Branddauer gegeben ist. Die Anpassung auf R60 ist beispielhaft für das Profil Nr. 4 ($B=4 \text{ m}$) in Abbildung 15.31 dargestellt. Weiterhin ist in der Abbildung zu sehen, dass die Querkrafttragfähigkeit infolge Temperatur abnimmt und bei ca. 70 Minuten Branddauer unter die notwendige Tragfähigkeit sinkt. Damit ist die Erhöhung der Bewehrung ohne zusätzliche Maßnahmen zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit auch bei diesem Profil nicht zum Erreichen der Feuerwiderstandsklasse R90 geeignet.

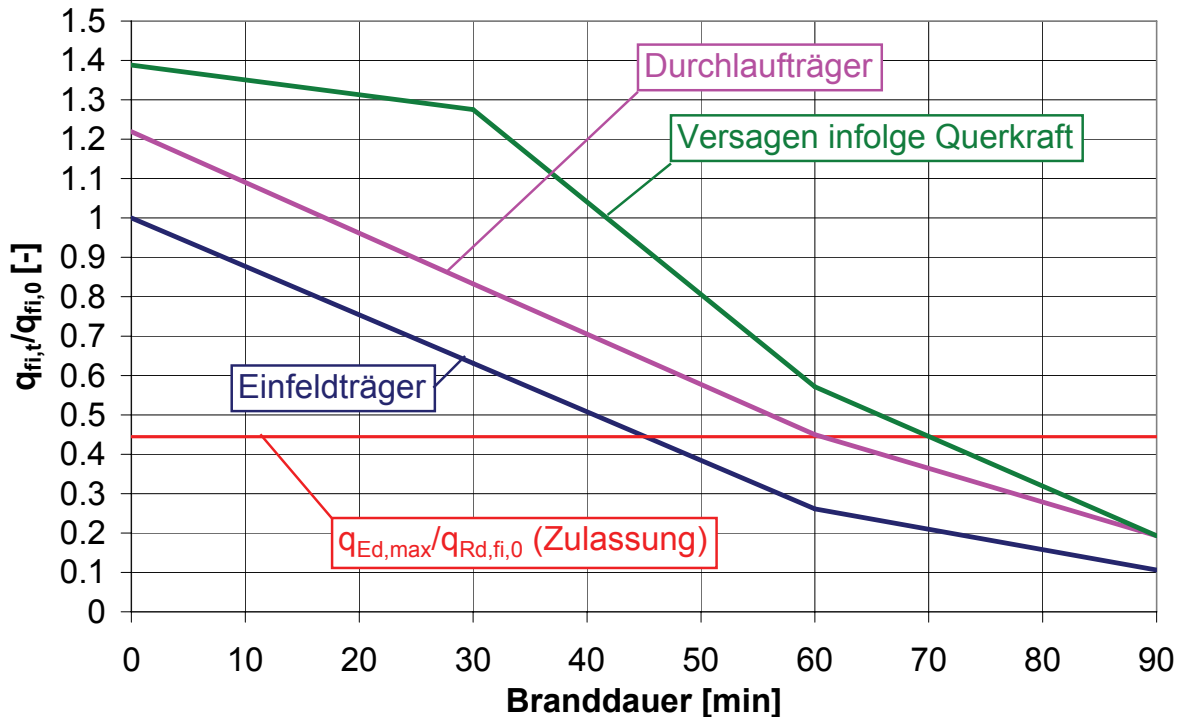


Abbildung 15.31: Bezojene Tragfähigkeit über die Branddauer für Träger Nr. 4 (B=4 m)

Tabelle 15.6 zeigt die Ergebnisse der Parameterstudie. Es ist erkennbar, dass alle Profile ohne weitere Maßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse R30 eingeordnet werden können. Die Feuerwiderstandsklasse R60 wird für alle Profile durch die Verwendung einer zusätzlichen Stützbewehrung ohne Probleme erreicht. Die Höhe der benötigten Bewehrung ist hierbei stark abhängig von der Feuerwiderstandsdauer des jeweiligen Einfeldträgers. Allgemein kann davon ausgegangen werden, dass eine Bewehrung von 4 Stäben mit einem Durchmesser 25 mm zum Erreichen der Feuerwiderstandsklasse R60 ausreichend ist. Die Feuerwiderstandsklasse R90 kann bei keinem Profil ohne einen zusätzlichen Anschluss der Querkraft an die Stütze erreicht werden.

Tabelle 15.6: Ergebnisse Parameterstudie

Nr.	Beschreibung	Feuerwiderstand Einfeldträger [min]	$A_{s,min}$ (R60) [mm ²]	Bewehrung gewählt [Anz x D]	Feuerwiderstandsdauer *) [min]
0	Referenz	45	1400	4 Ø 25mm	60
1	L=8 m	47	1700	4 Ø 25mm	67
2	L=4 m	52	400	4 Ø 12mm	66
3	B=8 m	53	650	4 Ø 16mm	73
4	B=4 m	45	1250	4 Ø 20mm	70
*) Querkraft ist maßgebend					

15.3 Untersuchungen zum Träger Stützenanschluss

15.3.1 Anschlusskonzept

Wie bei den Ergebnissen zu den Systemreserven beschrieben, wird die Querkraft sowohl im bei Raumtemperatur, als auch im Brandfall über eine Knagge in die Stütze geleitet. Das Stützmoment existiert bei der Bemessung bei Raumtemperatur rechnerisch nicht, da der Träger als Einfeldträger berechnet wird. Für den Brandfall wird eine Stützbewehrung angeordnet, die ein gewisses notwendiges Moment von einem Feld in das nächste leitet. Dieses Moment wird ausschließlich durch die Betondecke übertragen. Der Stahlanschluss ist gelenkig auszuführen und ausschließlich auf Querkraft und Exzentrizitätsmomente nachzuweisen.

Nach intensiver Beratung mit dem Betreuerkreis (Dr. Sauerborn, Stahl + Verbundbau GmbH; Herr Kuhnke, Goldbeck GmbH) wird es als montage technisch sinnvoller angesehen eine Knagge zu verwenden als einen sogenannten „Quick-Erect“-Anschluss (Gewindestangen als Auflager für eine geschlitzte Kopfplatte) auszuführen. Aus den bei Raumtemperatur zu übertragenden Kräften und den konstruktiven Randbedingungen ergibt sich eine rechteckige Knaggegeometrie mit den Abmessungen $h/b/t=100 \times 220 \times 50$ mm. Der Anschluss ist in Abbildung 15.32 dargestellt. Eine detailliertere Abbildung ist im Anhang A1 zu finden.

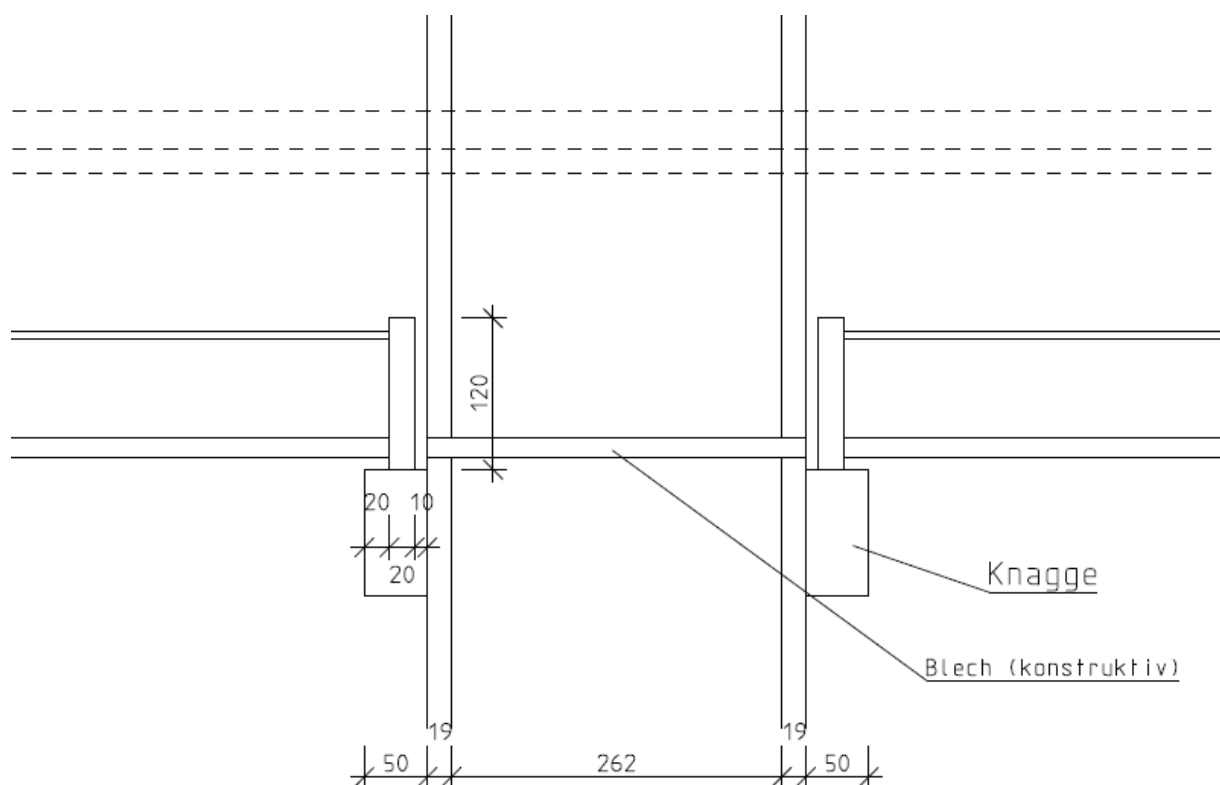


Abbildung 15.32: Knaggenanschluss UPE-Profil an HE 300 B-Stütze (Ansicht)

Es ist ein Spalt mit einer Breite von 10 mm zwischen Kopfplatte und Stütze vorgesehen, um eine Momentenübertragung zwischen Träger und Stütze auszuschließen. Obgleich die rechnerischen Dehnungen des Stahlträgers bei hohen Temperaturen wesentlich größer als 10 mm (20 mm bei $t=30$ min, 50 mm bei $t=60$ min) sein können, wird diese

Breite als ausreichend angesehen. Dies liegt darin begründet, dass der Stahlträger mit der im oberen Bereich thermisch unbelasteten Decke verdübelt ist und sich ein Großteil der Trägerdehnungen in thermische Zwangsspannungen und weiter in eine Trägerdurchbiegung umsetzen. Zum Zweiten wird die übrige Druckkomponente im Bereich einer durchlaufenden Decke durch diese weitergeleitet. Im Bereich von Randstützen ist ein Schließen des Spaltes möglich, es ergibt sich aber ebenfalls kein Moment, da hier keine Zugkomponente im Betongurt vorhanden ist. Lediglich die Stütze kann geringfügig nach außen gebogen werden.

Die Lagesicherung des Trägers auf der Knagge erfolgt konstruktiv z.B. durch ein Fahnenblech mit Langloch oberhalb des Trägers, welches einbetoniert wird. Aussparungen in der Kopfplatte und eine passende Auskragung in der Knagge sind ebenfalls denkbar.

15.3.2 Grundlagen zu Modellen der thermischen Analyse

Für die durchgeführten thermischen Untersuchungen am Knaggenanschluss wurde das Modell verwendet, welches in

Abbildung 15.33 dargestellt ist. Zu sehen ist das Modell mit (links) und ohne Stahlbetondecke (rechts). Die brandschutztechnische Bekleidung der Stütze ist ebenfalls dargestellt. Das an dieser Stelle beispielhaft gezeigte Modell umfasst eine Stahlstütze HE 300 B, die mit Brandschutzplatten nach [DIN 4102-4] für eine 60 min Brandbelastung nach ETK geschützt ist. Im Folgenden wurden weiterhin Untersuchungen für eine teilweise ungeschützte Knagge sowie für den Anschluss an eine Verbundstütze HE 240 B untersucht. Die Modelle wurden entsprechend angepasst, was im jeweiligen Kapitel näher erläutert ist. Hier sollen zunächst die allgemeinen Grundlagen der Modelle beschrieben werden.

In Abbildung 15.33 ist zu sehen, dass zur Rechenzeiterparnis nicht das vollständige Modell berechnet wurde. Sowohl in Trägermitte (senkrecht zur y-Achse), als auch in der Stützenmitte (senkrecht zur x-Achse) wurden Symmetrieebenen genutzt.

Der Träger ist ausschließlich im Anschlussbereich modelliert, da der thermische Einfluss des Anschlusses auf den Träger nur gering ist. Im weiteren Verlauf des Trägers stellt sich ein über die Länge gleichmäßiger Temperaturverlauf ein. Die Richtigkeit dieser Annahme wird in Abschnitt 15.3.4 bestätigt.

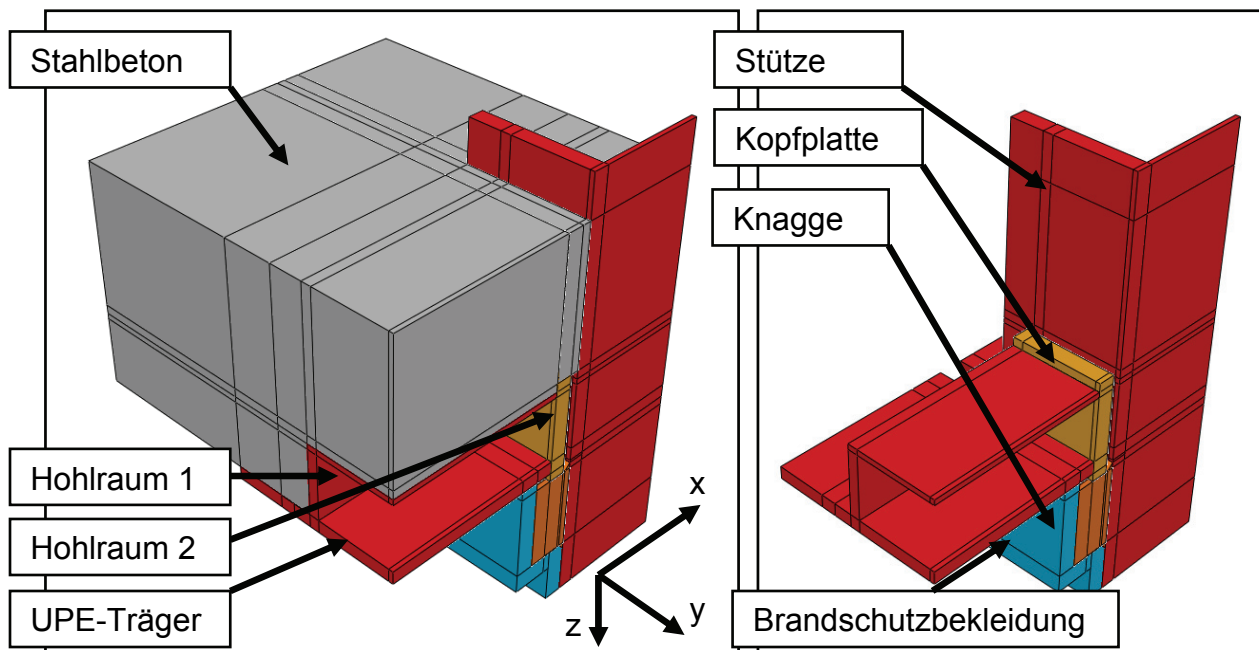


Abbildung 15.33: Numerisches Modell des UPE-Stützen-Anschluss zur thermischen Analyse

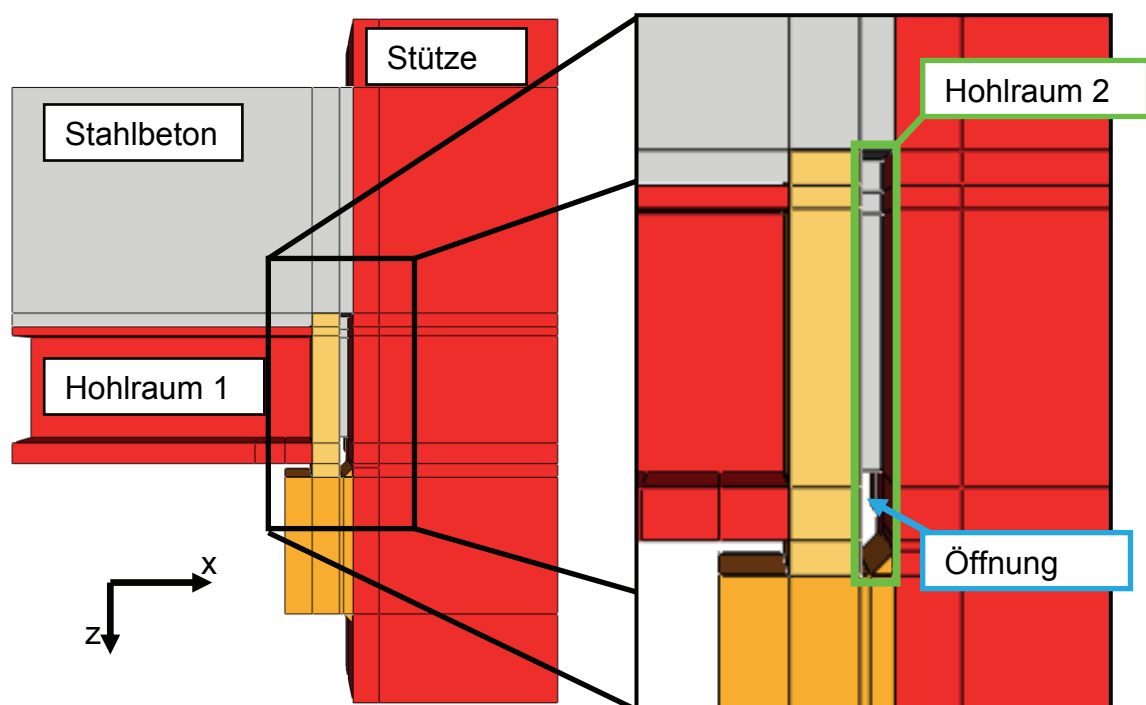


Abbildung 15.34: Numerisches Modell UPE-Anschluss, Detaildarstellung Hohlraum 2

Als thermische Materialkennwerte wurden den Materialien Stahl und Beton temperaturabhängige Werte für die Wärmeleitfähigkeit, die spezifische Wärmekapazität und die Dichte vorgegeben, die denen in Abschnitt 15.1.1 entsprechen. Für die brandschutztechnische Bekleidung wurden temperaturunabhängige Materialkennwerte nach [EKS

1995] verwendet. Hiernach beträgt die Wärmeleitfähigkeit $0,2 \text{ W/(m}^*\text{K)}$, die spezifische Wärmekapazität $1700 \text{ J/(kg}^*\text{K)}$ und die Dichte 800 kg/m^3 .

15.3.3 Untersuchung offene und geschlossene Hohlräume im Anschlussbereich

Im Bereich des Anschlusses des UPE-Profils an die Stütze ergibt sich neben der Hohlraumstrahlung innerhalb des UPE-Profils (vgl. Abschnitt 15.1.2) eine Hohlraumstrahlung zwischen der Kopfplatte des Trägers und der Stütze im „Hohlraum 2“ (Abbildung 15.33 und Abbildung 15.34). Der „Hohlraum 2“ wird unten durch die Knagge und seitlich und oben durch die Stahlbetondecke begrenzt. Der Hohlraum ist nicht vollständig geschlossen, da zwischen Knagge und Betondecke eine kleine Öffnung liegt.

Um die Frage, inwieweit sich dieser Hohlraum auf die Temperaturverteilung im Anschlussbereich auswirkt, zu beantworten, wären experimentelle Untersuchungen vorteilhaft. Es geht im Detail darum, wie viel Wärme zwischen den benachbarten Bauteilen ausgetauscht wird und wie viel Energie durch die Öffnung des Hohlraums zusätzlich durch Brandgase aus dem Brandraum direkt eingetragen wird. Mangels experimenteller Möglichkeiten werden an dieser Stelle Grenzbetrachtungen mit numerischen Verfahren durchgeführt.

Zur Berücksichtigung der Strahlung innerhalb des Hohlraums wird dieser mittels eines adiabatischen Bauteils geschlossen. D.h., es wird keine Wärmeenergie aufgenommen oder weitergeleitet. Dieses adiabatische Bauteil erhält zur Berücksichtigung der durch den Brand eingetragenen Strahlung die Temperatur des Brandraums und einen Strahlungskoeffizienten von $\varepsilon=1,0$. Für die übrigen umfassenden Bauteile wurde eine Emissivität von $\varepsilon=0,7$ berücksichtigt, wie sie normativ für derartige Berechnungen (vgl. [DIN EN 1994-1-2]) vorgeschlagen wird.

Es wurde eine Berechnung für einen geschlossenen Hohlraum, eine mit offenem Hohlraum ohne Konvektion sowie eine mit offenem Hohlraum und voller Konvektion durchgeführt. Der letzte Fall ist so aufzufassen, als ob die dem Hohlraum zugewandten Oberflächen der Brandraumtemperatur ohne jede Abminderung ausgesetzt sind, wie die direkt beflammete Oberfläche des Untergurtes. Das ist eine extrem ungünstige Annahme, die sicherlich nicht realistisch ist. Abbildung 15.35 zeigt die Ergebnisse der Temperaturberechnung für einen Punkt auf der Oberseite der Knagge.

Es ist zu sehen, dass zwischen geschlossenem Hohlraum und Hohlraum mit Öffnung jedoch ohne Konvektion kein Unterschied besteht. Bei Ansatz des vollen konvektiven Wärmeübergangs im Hohlraum mit Öffnung führt zu etwas höheren Temperaturen im betrachteten Punkt. Letzteres entspricht der Annahme, dass die Temperatur im Hohlraum der ETK entspricht. Aus experimentellen Untersuchungen an Bauteilen mit vergleichbaren Kavitäten (Hohlräume) ist bekannt, dass sich aufgrund von Abschattungen in den Kavitäten deutlich geringere Bauteiltemperaturen ergeben als an den direkt beflamnten Oberflächen. Beispiel dafür sind die Temperaturen in Stahlverbunddecken mit hinterschnittenen Stahlprofilblechen (Holorib o.ä.). In den nachfolgenden numerischen Untersuchungen wird daher die Konvektion nicht angesetzt.

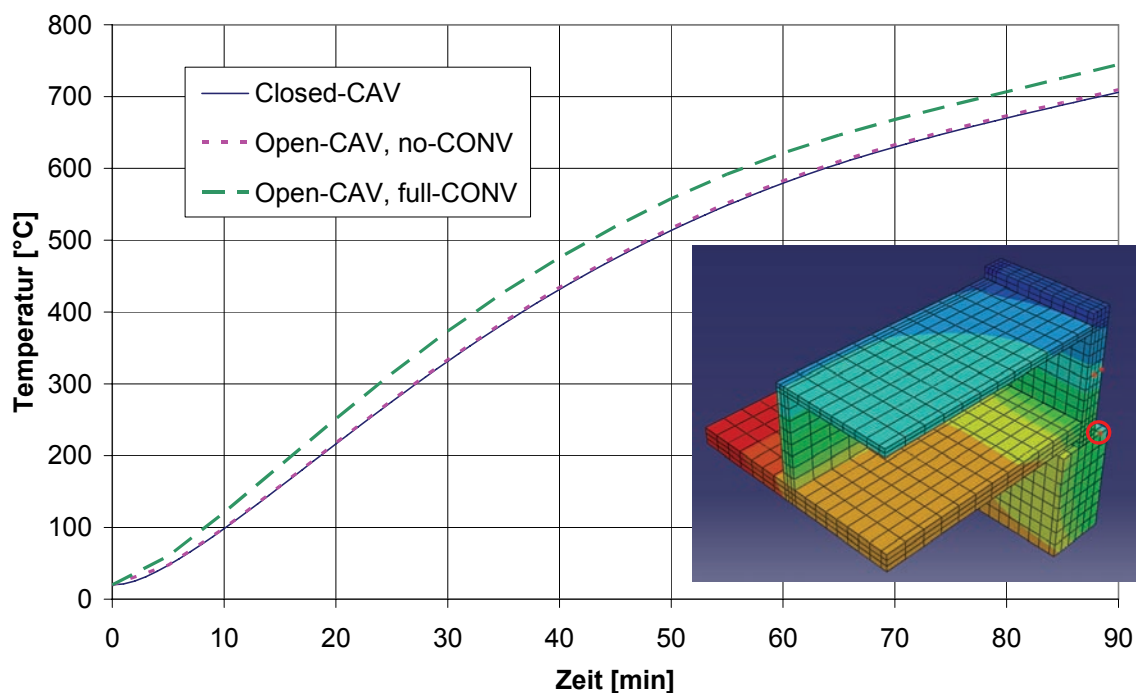


Abbildung 15.35: Temperatur-Zeit-Verläufe für verschiedene Ansätze der Hohlraumstrahlung

15.3.4 Ergebnisse der thermischen Simulation

Die Ergebnisse der thermischen Untersuchung sind in Abbildung 15.36 dargestellt. Zum besseren Vergleich mit der Querschnittsanalyse sind die Ergebnisse an den Symmetriachsen in Trägermitte (Senkrecht zur y-Achse) und Stützenmitte (Senkrecht zur x-Achse) gespiegelt dargestellt.

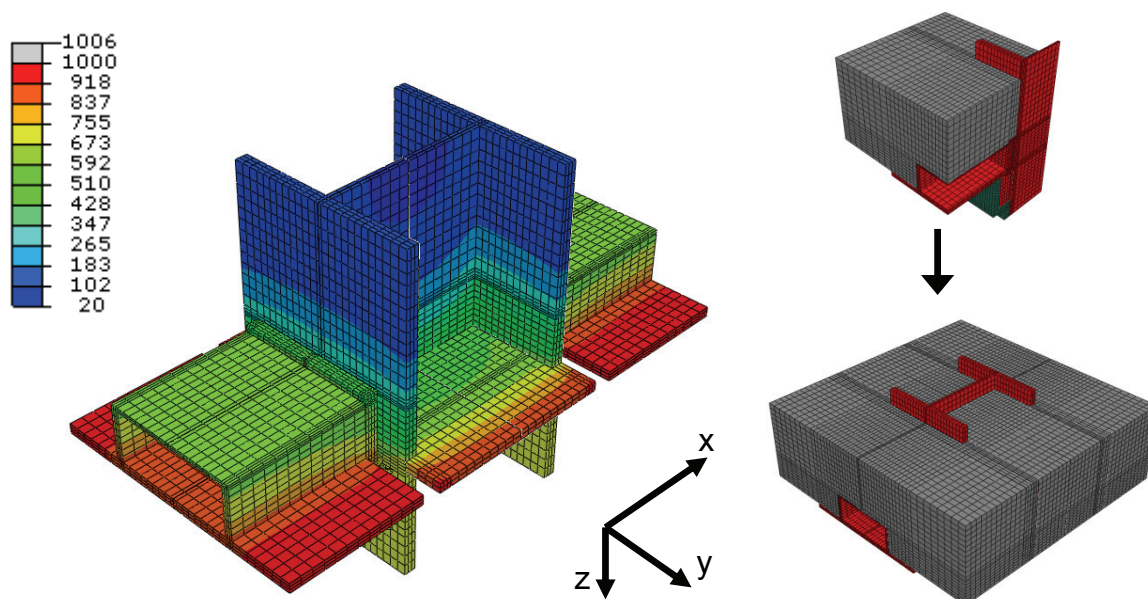


Abbildung 15.36: Temperaturfeld nach 90 Minuten Brandbelastung (Darstellung nur Stahlteile) und Erläuterung der Spiegelflächen

In Abbildung 15.37 ist das Temperaturfeld der Querschnittsanalyse (vgl. Abschnitt 15.1.2) dem Querschnitt des Temperaturfeldes der Anschlussuntersuchung in einem Abstand von 25 cm vom Anschlussbereich gegenübergestellt. Das Temperaturfeld entspricht in diesem Schnitt dem in der zweidimensionalen Analyse ermittelten. Ein stichprobenartiger Vergleich einzelner Punkte zeigt, dass die Temperaturen nahezu identisch sind. Die Abweichungen liegen unter ~1%.

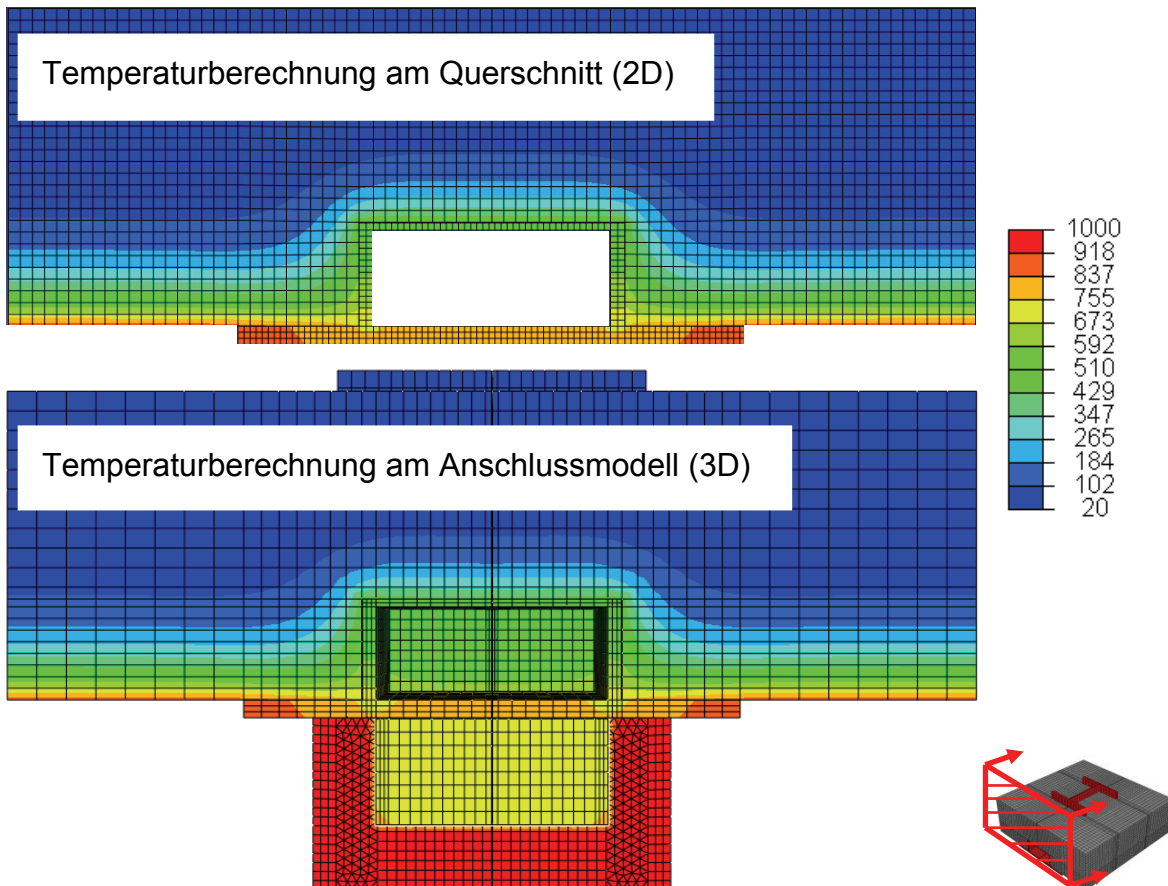


Abbildung 15.37: Vergleich Temperaturfeld 2D mit 3D in 20 cm Abstand zum Anschluss

Damit ist die Annahme, dass die Berechnung des Temperaturfeldes an einem zweidimensionalen Querschnitt durchgeführt werden kann, für den Großteil des Trägers richtig. Im direkten Anschlussbereich ergibt sich ein Einfluss auf die Querschnittstemperatur. Zur Visualisierung ist der Temperaturverlauf in Abbildung 15.38 in einem zur Trägerquerrichtung orthogonalen Schnitt dargestellt. Es wird deutlich, dass die Temperaturen in Trägermitte zum Anschlussbereich hin geringer werden (z.B. ändert sich die Temperatur im Unterflansch von $>750^{\circ}\text{C}$ (orange) am linken Bildrand zu $<500^{\circ}\text{C}$ (grün) im Bereich der Knagge. Damit ergeben sich für diesen Bereich erwartungsgemäß Abweichungen zwischen 2D und 3D-Modell. Die Ergebnisse des 2D-Modells sind konservativ und können für die Berechnung herangezogen werden.

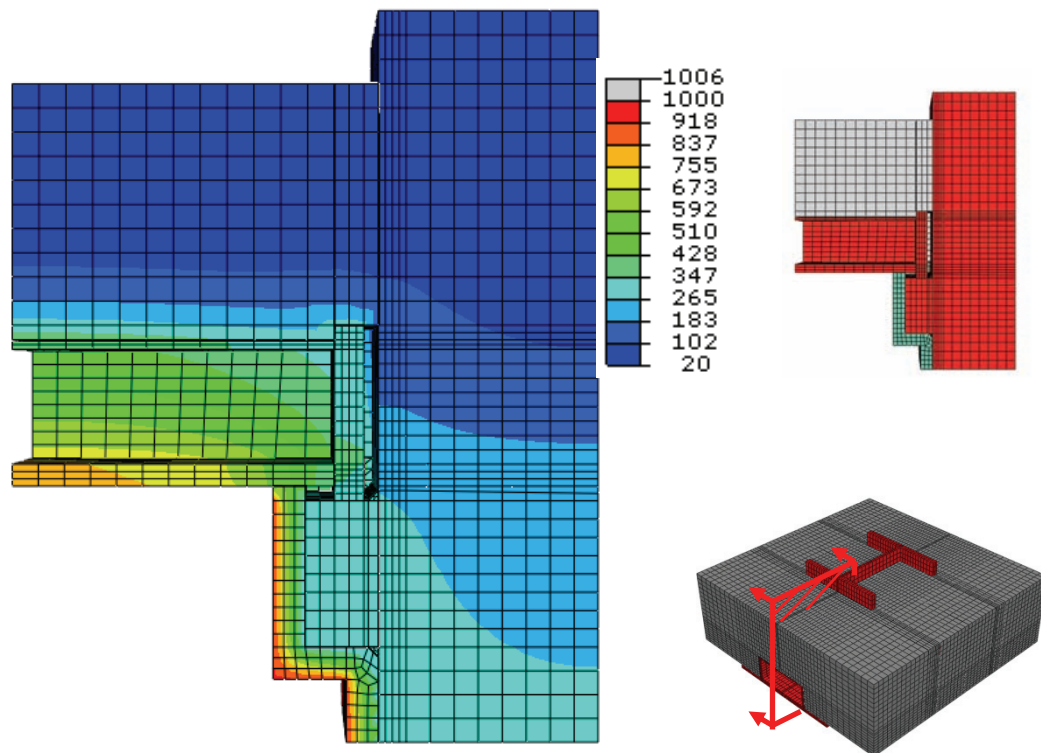


Abbildung 15.38: Temperaturfeld zum Zeitpunkt $t=60$ min (Schnitt durch Trägermitte)

Auch im Stahlbeton ist die Temperatur im Anschlussbereich ausnahmslos geringer als in dem übrigen Trägerbereich. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Beton im Bereich der Stützenkammer (zwischen den Flanschen) nicht beflammt wird. Der somit kältere Beton entzieht der übrigen Decke im Stützbereich große Energiemengen.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Verwendung des eindimensionalen Temperaturfeldes (vgl. Abschnitt 15.1.4 und Abschnitt 15.2.6) in der Betondecke zur Berechnung der Momententragfähigkeit im Stützbereich realistisch und leicht konservativ ist.

15.3.5 Untersuchungen zur Knagge

15.3.5.1 Allgemeines

Die vorangegangenen Berechnungen gehen davon aus, dass das Stützmoment des Durchlaufträgers durch den Betongurt geführt wird und die Querkraft in die Stütze eingeleitet wird. Für die Einleitung der Querkraft in die Stütze ist es notwendig, dass diese durch die Kopfplatte und die Knagge übertragen werden kann.

Die Stirnplatte wird hierbei als unkritisch eingeschätzt. Nach den thermischen Untersuchungen des Anschlussbereichs hat sie geringere Temperaturen als die Stege des UPE-Profiles. Dabei hat sie (ebenfalls gegenüber den Stegen) eine wesentlich größere Querschnittsfläche. Es ist darauf zu achten, dass die Schweißnahtfläche zwischen den Stegen des UPE-Profiles und der Stirnplatte größer als oder gleich der Querschnittsfläche der Stege sein sollte.

Die Tragfähigkeit der Knagge ist im Gegensatz zur Stirnplatte nicht pauschal als unkritisch einzustufen. Die Geometrie der Knagge selbst ergibt sich zumeist aus konstruktiven Gesichtspunkten und ist daher zumeist stark überbemessen. Aus diesem Grund bietet sie auch bei hohen Temperaturen durch lange Brandbeanspruchung eine ausreichende Resttragfähigkeit, um die geringen Lasten im Brandfall zu ertragen. Der kritische Teil der Knagge ist ihr Anschluss an die Stütze, welcher zumeist durch Schweißnähte ausgeführt ist. Das Versagen dieser Schweißnähte kann zu einem vorzeitigen Versagen im Brandfall führen.

Es ist daher wichtig, dass die Schweißnähte der Knagge so bemessen werden, dass sie der Querkraft über eine Branddauer widerstehen können, wie sie mit der Feuerwiderstandsklasse angestrebt wird. Es wird hier als sinnvoll angesehen, dass die Knagge und ihr Anschluss an die Stütze nicht das maßgebende Bauteil sind. Die Knagge wird daher im Folgenden so bemessen, dass die Querkrafttragfähigkeit der Schweißnähte die Querkrafttragfähigkeit des Trägers überschreitet.

Die Querkrafttragfähigkeit des reinen Stahlträgers im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Raumtemperatur beträgt:

$$V_{pl,UPE220} = A_{Steg(2x)} \cdot \tau_{zul} = (2 \cdot b_{Steg} \cdot h_{Steg}) \cdot \left(\frac{f_{ck}}{1,1 \cdot \sqrt{3}} \right) = (2 \cdot 12 \cdot 89,25) \cdot \left(\frac{355}{1,1 \cdot \sqrt{3}} \right) = 399,1 \text{ kN}$$

(Gleichung 15.18)

Die elementweise numerische Berechnung der Querkrafttragfähigkeit ergibt einen Wert von 402 kN. Die Abweichung ist auf die Elementierung zurückzuführen, die nicht exakt in der Mitte des Oberflansches bzw. Unterflansches endet. Die Abweichung ist geringfügig (<1%).

Die Tragfähigkeit der Knagge im Brandfall soll im Weiteren unabhängig von dem vorhandenen Beispielträger untersucht werden, um eine allgemeine Aussage zur Tragfähigkeit im Brandfall zu ermöglichen. Die erforderliche Tragfähigkeit verringert sich mit der Verringerung der Einwirkungen im Brandfall (außergewöhnliche Lastkombination). Der Abminderungsfaktor kann nach [[DIN EN 1994-1-2] allgemein mit 0,65 angenommen werden, sofern keine Lasten der Lastkategorie E nach [DIN 1055-3] (z.B. Lager) vorhanden sind. Damit beträgt die notwendige Tragfähigkeit der Knagge im Brandfall:

$$V_{pl,w,fi,erf} = V_{pl,UPE220} \cdot \eta_{fi} = 399,1 \cdot 0,65 = 259,4 \text{ kN} \quad (\text{Gleichung 15.19})$$

Die Referenzabmessungen der Knagge betragen 220x50x100 (b x t x h). Die Abmessungen ergeben sich konstruktiv, um genügend Auflagerfläche für die Kopfplatte des Trägers zu haben. Die Tragfähigkeit der Knagge hängt nahezu ausschließlich von der Tragfähigkeit der Schweißnähte ab. Eine zusätzliche Anordnung von Kopfbolzendübeln ist bei Verbundstützen möglich, soll hier jedoch nicht Teil der Untersuchung sein, da die ausschließliche Verwendung von Schweißnähten als einfacher und kostengünstiger angesehen wird. Die verwendete Schweißnaht ist umlaufend. Die Dicke der Nähte ist für jede Naht konstant, wird jedoch für die verschiedenen Nähte (Horizontalnaht oben und unten, Vertikalnähte) separat gewählt.

Im Gegensatz zu Trägerbauteilen, an denen die Querkraft über die Stege aufgenommen wird, wird sie für die Berechnung in diesem Fall auf alle vier umlaufenden Nähte verteilt.

Der Anschluss wird für zwei unterschiedliche Stützen untersucht. Ein Anschluss an eine Stahlstütze mit dem Querschnitt HE 300 B und eine kammerbetonierte Verbundstütze mit dem Querschnitt HE 240 B. Die Stahlstütze ist mittels Brandschutzplatten geschützt. Hinsichtlich der Bekleidung der Knagge wurden zwei Alternativen untersucht. Zum einen ist die Knagge nur an den Seiten bekleidet, zum anderen ist zusätzlich die Vorder- und Unterseite bekleidet.

15.3.5.2 Schema zur Berechnung der Anschlusstragfähigkeit

Zur Berechnung der Tragfähigkeit bei Raumtemperatur und im Brandfall wurde ein Rechenverfahren verwendet, welches die vorgegebene Querkraft und das davon abhängige Moment infolge Exzentrizität berücksichtigt. Auf Basis des Momentes werden die Normalspannungen σ_{\perp} in der oberen und unteren horizontalen Schweißnaht berechnet. Durch Abzug der Normalspannungen von der Grenzschnitzspannung über die Berechnungsregel für den Vergleichswert wird die resultierende Spannungskapazität für Schubspannungen infolge Querkraft berechnet:

$$\sigma_{w,Rd} \geq \sigma_{w,v} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \rightarrow \sigma_{w,Rd} \geq \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + 0} \rightarrow \tau_{\perp} \leq \sqrt{\sigma_{w,Rd}^2 - \sigma_{\perp}^2} \quad (\text{Gleichung 15.20})$$

Über die Schweißnahtfläche ergibt sich daraus die resultierende (restliche) Querkrafttragfähigkeit der oberen und unteren Naht. Zusammen mit der Querkrafttragfähigkeit der vertikalen Schweißnähte, welche zur Abtragung des Momentes nicht herangezogen werden, ergibt sich eine resultierende Querkrafttragfähigkeit für den gesamten Schweißnahtanschluss. Diese wird der einwirkenden Querkraft gegenübergestellt.

Da dieses Vorgehen lediglich geeignet ist, um zu prüfen, ob eine vorgegebene Querkraft durch die Knagge getragen werden kann, ist die Ermittlung einer Maximallast über eine Zielwertsuche – eine iterative Änderung des Eingangswertes zur Ermittlung einer angestrebten Lösung - durchzuführen. Auf diese Weise kann die Tragfähigkeit eines vorgegebenen Anschlusses berechnet werden.

Für die zulässige Schweißnahtspannung wurde von einer nicht nachgewiesenen Nahtgüte ($\alpha_w=0,8$) ausgegangen. Durch die Verwendung der Stahlgüte S355 ergibt sich die zulässige Spannung bei Raumtemperatur von:

$$\sigma_{w,Rd} = \alpha_w \cdot \frac{f_{y,k}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{355}{1,1} = 258,2 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Gleichung 15.21})$$

Im Brandfall wird der Teilsicherheitsbeiwert zu 1,0 gesetzt. Gleichzeitig wird die Tragfähigkeit infolge Temperatur um den Faktor k_{w2} abgemindert. Der Faktor kann über die Temperatur nach Tabelle 15.7 bestimmt werden.

Tabelle 15.7: Abminderungsfaktoren für die Festigkeit von Schrauben und Schweißnähten in Abhängigkeit von der Temperatur nach Eurocode 3 Teil 1-2 [DIN EN 1993-1-2]

Temperatur θ_a	Abminderungsfaktor für Schrauben $k_{b,2}$ (Zug und Schub)	Abminderungsfaktor für Schweißnähte $k_{w,2}$
20	1,000	1,000
100	0,968	1,000
150	0,952	1,000
200	0,935	1,000
300	0,903	1,000
400	0,775	0,876
500	0,550	0,627
600	0,220	0,378
700	0,100	0,130
800	0,067	0,074
900	0,033	0,018
1 000	0,000	0,000

Für Temperaturen von weniger als 300°C ergibt sich beispielsweise die folgende zulässige Spannung:

$$\sigma_{w,Rd} = \alpha_w \cdot k_{w,2} \cdot f_{y,k} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 355 = 284,0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Gleichung 15.22})$$

Für eine hier durchgeführte Beispielrechnung wird die Dicke für alle Schweißnähte konstant zu 5 mm gesetzt. Der Wert ergibt sich aus der Mindestdicke für Schweißnähte, welche an Bauteile mit einer Dicke von mehr als 30 mm anschließen.

Für die Knaggenabmessungen von 220x100x50 ergeben sich die Schweißnahtflächen zu:

$$\begin{aligned} A_{w,\text{horizontal,oben}} &= A_{w,\text{horizontal,unten}} = 220 \cdot 5 = 1100 \text{ mm}^2 \\ A_{w,\text{vertikal,links}} &= A_{w,\text{vertikal,rechts}} = 100 \cdot 5 = 500 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad (\text{Gleichung 15.23})$$

Die Normalkräfte infolge Exzentrizitätsmoment, welche auf die obere und untere Schweißnaht wirken ergeben sich zu:

$$N_{\text{oben}} = N_{\text{unten}} = \frac{M_{Ed}}{h_{\text{Knagge}}} = \frac{V_{Ed} \cdot e}{h_{\text{Knagge}}} = \frac{399,1 \cdot 0,02}{0,1} = 80,0 \text{ kN} \quad (\text{Gleichung 15.24})$$

Die Normalspannung in der Schweißnaht beträgt damit:

$$\sigma_{\perp} = \frac{N}{A_w} = \frac{80.000}{1100} = 72,7 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Gleichung 15.25})$$

Durch Abzug der damit benötigten Spannungen von der Streckgrenze über den Vergleichswert der Schweißnahtspannungen ergibt sich eine Resttragfähigkeit in der oberen und der unteren Naht von:

$$\sigma_{w,v} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\square}^2}$$

$$\tau_{\perp}^2 = \sqrt{\sigma_{w,v}^2 - \sigma_{\perp}^2} = \sqrt{258,2^2 - 72,7^2} = 247,7 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Gleichung 15.26})$$

$$V_{\text{res,oben}} = V_{\text{res,unten}} = 247,7 \cdot 1100 = 272,5 \text{ kN}$$

$$V_{\text{res,ges}} = 272,5 \cdot 2 + 500 \cdot 258,2 \cdot 2 / 1000 = 803,2 \text{ kN}$$

Damit lässt sich die Querkrafttragfähigkeit der Schweißnähte bei Raumtemperatur wie folgt nachweisen:

$$V_{\text{Ed}} / V_{\text{res,ges}} = 399,1 / 803,2 = 0,50 \leq 1,0 \quad (\text{Gleichung 15.27})$$

Wie beschrieben, bedeutet das Ergebnis nicht, dass eine Querkraft von 803,2 kN die maximale Einwirkung ist. Durch eine größere Querkraft steigt das Moment und die resultierende Querkrafttragfähigkeit verringert sich. In einer Zielwertsuche, also durch eine iterative Anpassung der einwirkenden Querkraft, zeigt sich, dass die maximale Querkrafttragfähigkeit (unter Berücksichtigung des abhängigen Exzentrizitätsmomentes) für den Anschluss bei 742,4 kN liegt.

15.3.5.3 Knaggenanschluss Stahlstütze

Die Notwendige Berechnung der Querkrafttragfähigkeit des Knaggenanschlusses ist, wie beschrieben, stark von dessen Erwärmung und diese wiederum von den Brandschutzmaßnahmen an der Stütze und im Anschlussbereich abhängig. Daher wurde neben einer Verbundstütze ohne jeglichen konstruktiven Brandschutz (siehe unten), ein Anschluss an eine Stahlstütze untersucht. Für den Knaggenanschluss an die Stahlstütze wurde davon ausgegangen, dass die Stütze mit Brandschutzbekleidung für die Feuerwiderstandsklasse F60 versehen ist. Die Dicke der Bekleidung wurde nach [DIN 4102-4] zu 12,5 mm + 9,5 mm = 22 mm gewählt. Die Materialkennwerte für die Bekleidung sind in Kapitel 15.3.2 erläutert.

Teilweise geschützt

Die Bekleidung wurde zunächst im Bereich der Knagge ausgespart, um eine größere Montagefreundlichkeit zu schaffen. Da nach Aussagen des projektbegleitenden Ausschusses die Aussparung der Knagge von der Brandschutzbekleidung keine relevante Vereinfachung des Bauablaufs darstellt, wurde die Untersuchung nach der Analyse am Referenzmodell ohne weitere Parameterstudien nicht fortgeführt. Die Ergebnisse sollen hier dennoch kurz gezeigt werden.

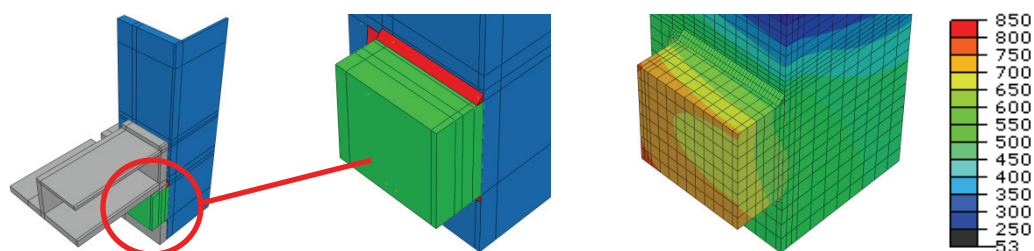


Abbildung 15.39: Knaggentemperaturen zum Zeitpunkt t=60 min

In Abbildung 15.39 ist zu erkennen, dass die Knagge nach 60 min Brandbelastung eine Temperatur von etwa 800°C (im Eckbereich) bis 550°C (im oberen Randbereich) hat. Die Durchschnittstemperatur für die Schweißnähte sind für die verschiedenen Branddauern in Tabelle 15.8 aufgezeigt.

Tabelle 15.8: Schweißnahttemperaturen für teilweise geschützte Knagge in [°C]

Nahtposition Branddauer	Horizontal oben	Horizontal unten	Vertikal
30	312°C	347°C	350°C
60	556°C	614°C	608°C
90	691°C	743°C	737°C

Bei einer Schweißnahtdicke von jeweils 5 mm beträgt die Querkrafttragfähigkeit (unter Berücksichtigung des abhängigen Exzentrizitätsmomentes) bei Raumtemperatur bei 742,4 kN. Bei Durchführung der iterativen Zielwertsuche ergaben sich für die Anschlüsse im Brandfall (unter Berücksichtigung verringerter Lasten und ohne Teilsicherheitsbeiwerte) die in Tabelle 15.9 dargestellten Werte. Da im Brandfall geringere Querkräfte (Abminderung mit $\eta_{fi}=0,65$) auftreten, werden die Tragfähigkeiten zum besseren Vergleich mit der Berechnung bei Raumtemperatur angepasst, indem die Tragfähigkeit auf eine fiktive maximale einwirkende Bemessungsquerkraft bei Raumtemperatur umgerechnet wird.

Tabelle 15.9: Bemessungsquerkraft bei Raumtemperatur und für verschiedene Feuerwiderstandsdauern

Branddauer	Querkrafttragfähigkeit [kN]	Umrechnung auf max. Bemessungsquerkraft bei Raumtemperatur ($V_{Rd,fi}/0,65$) [kN]
Grenzz. Tragf. Raumtemperatur ($\gamma=1,1$)	742,4	742,4
30	780,9	1201,4
60	325,0	499,8
90	100,5	154,6

Es wird deutlich, dass die maximal mögliche Bemessungslast bei Raumtemperatur bei 742,2 kN liegt. Bei Vergleich mit den nach 30, 60 und 90 Minuten berechneten Werten zeigt sich, dass der Nachweis nach 30 Minuten Branddauer eine höhere Bemessungslast bei Raumtemperatur ergibt und damit nicht maßgebend ist. Dies liegt zum einen daran, dass die Einwirkungen im Brandfall zu 65% angenommen werden können. Weiterhin ist die Temperatureinwirkung nahezu vernachlässigbar, während durch den Ansatz der charakteristischen Werte der Streckgrenze ein höherer rechnerischer Wert der Tragfähigkeit entsteht. Damit hat die Schweißnaht in jedem Fall einen Feuerwiderstand von für 30 min.

Bereits bei 60 Minuten Brandbelastung verringert sich die Einwirkung auf einen Wert von 499,8 kN, welcher unterhalb der maximalen Last bei Raumtemperatur liegt. Damit ist die Tragfähigkeit bei 60 min Brandbelastung bereits maßgebend. Mit der konstruktiven Mindestdicke der Schweißnähte kann die einwirkende Last von 399,1 kN abgetragen werden. Eine R60-Tragfähigkeit kann also nicht generell unterstellt werden. Um R60 zu erreichen, müsste die Schweißnahtdicke um 50% erhöht werden.

Vollständig geschützt

Aufgrund der Aussage im projektbegleitenden Ausschuss, dass eine Bekleidung der Knagge unproblematisch ist, wurde die gleiche Berechnung mit einer bekleideten Knagge durchgeführt. Das Ergebnis ist erwartungsgemäß. Die Knaggentemperatur liegt mit etwa 300°C unterhalb des kritischen Bereichs (vgl. Abbildung 15.40). Es kann daher davon ausgegangen werden, dass eine Knagge, welche die gleiche Brandschutzbekleidung wie die anschließende Stütze erhält, brandschutztechnisch als unkritisch zu sehen ist.

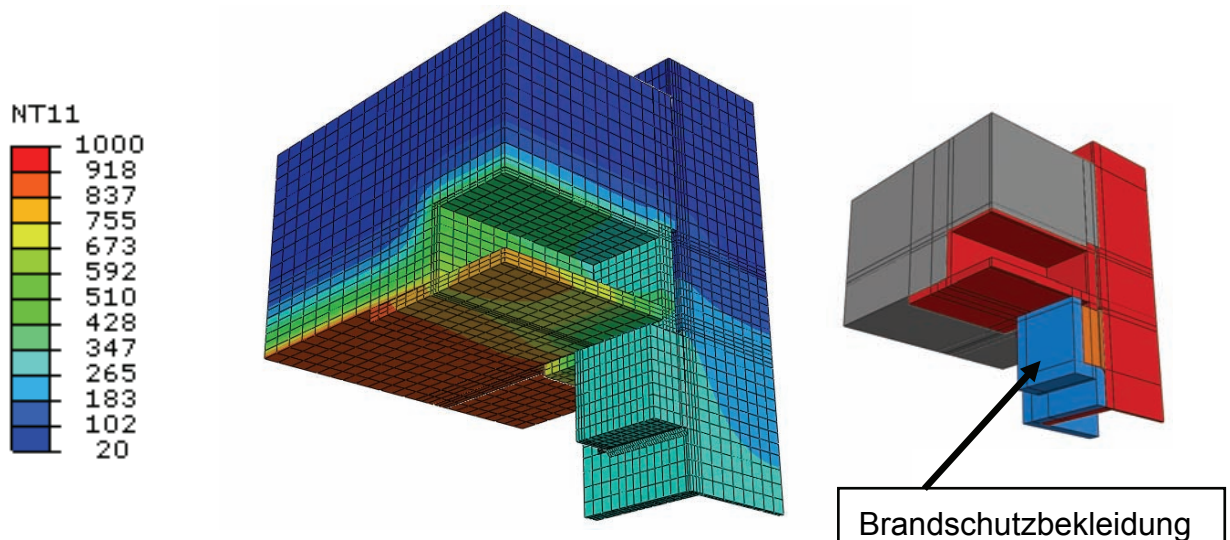


Abbildung 15.40: Temperaturfeld nach 90 Minuten Brandbelastung an geschützter Knagge (Bekleidung nicht dargestellt)

Da eine teilweise bekleidete Knagge nicht praxisrelevant ist und eine bekleidete Knagge als unkritisch einzustufen ist, werden weitere Varianten nicht untersucht. Im Folgenden wird der Knaggenanschluss an eine ungeschützte Verbundstütze betrachtet.

15.3.5.4 Knaggenanschluss Verbundstütze

Wie oben beschrieben, wurde die Querkrafttragfähigkeit der Knagge auch für eine ungeschützte Knagge untersucht, um zu ermitteln, ob diese auch ungeschützt die Feuerwiderstandsklasse R30, R60 oder R90 erreichen kann. Nach Rücksprache mit dem projektbegleitenden Ausschuss ist der Einsatz von ungeschützten Knaggen nur an ungeschützten Verbundstützen sinnvoll.

Basis der Untersuchung des Knaggenanschlusses an eine Verbundstütze ist eine normative Angabe zum Anschluss von Verbundträgern an Verbundstützen. In Eurocode 4 Teil 1-2 Kap 5.4.3 [DIN EN 1994-1-2] ist angegeben, dass eine Knagge grundsätzlich durch Kopfbolzendübel zusätzlich angeschlossen werden sollte, da diese thermisch besser geschützt sind. Alternativ wird die Möglichkeit der Ausführung ohne Dübel bis zu einer Feuerwiderstandsdauer von 120 min gegeben, sofern folgende Bedingungen eingehalten sind:

- die Knaggendicke beträgt mindestens 80 mm;
- die Naht ist umlaufend und geschlossen;
- die obere Schweißnaht hat die 1,5-fache Dicke der übrigen Nähte;
- die obere Schweißnaht trägt allein 40% der einwirkenden Kräfte ab;

Die erstellten Regeln gelten für konventionelle und kammerbetonierte Verbundträger, in denen die Stahlträger gegenüber Erwärmung seitlich wie hier beim Slimfloor-Träger nicht geschützt sind. Weiterhin wird in diesem Projekt eine Feuerwiderstandsklasse R120 nicht angestrebt. Daher war zu untersuchen, ob bei geringeren Knaggendicken als 80 mm ein reiner Schweißnahtanschluss der Knagge ohne zusätzliche Kopfbolzendübel möglich ist.

Zur genaueren Untersuchung des Temperaturverhaltens der Knagge wurde eine Parameterstudie zur Knaggegeometrie durchgeführt. Die Referenzknagge besitzt die Abmessungen 220x100x50 mm, wie sie bereits für den Anschluss an die Stahlstütze untersucht wurde. Die Parameter sind in Tabelle 15.10 dargestellt.

Tabelle 15.10: Abmessungen der Knaggen in der Parameterstudie in [mm]

Nr.	Höhe [mm]	Breite [mm]	Dicke [mm]
0 (Referenz)	100	220	50
1	100	220	30
2	100	220	80
3	100	160	50
4	50	220	50
5	150	220	50

Die Temperaturen in den Schweißnähten sind für die Zeitpunkte 30, 60 und 90 Minuten in der nachfolgenden Tabelle dargestellt. Es handelt sich jeweils um die Durchschnittstemperatur der jeweiligen Schweißnaht. Geringfügige Temperaturschwankungen innerhalb der Nähte werden damit vernachlässigt.

Tabelle 15.11: Schweißnahttemperaturen für verschiedene Knaggengeometrien nach 30, 60 und 90 Minuten

Nr.	Beschreibung	Naht	Temperatur [°C]		
			30 min	60 min	90 min
0	Referenz	Oben	379,1	616,3	753,2
		Unten	518,9	772,6	916,1
		Vertikal	520,3	769,8	907,1
1	t=30 mm geringe Dicke	Oben	391,5	628,5	764,0
		Unten	524,2	776,0	917,1
		Vertikal	537,8	785,2	915,9
2	t=80 mm große Dicke	Oben	363,0	608,5	747,7
		Unten	491,3	753,3	901,5
		Vertikal	506,3	763,8	903,8
3	b=160 mm geringe Breite	Oben	384,9	620,9	756,1
		Unten	512,4	763,5	909,2
		Vertikal	499,3	747,1	886,3
4	h=50 mm	Oben	409,1	638,7	775,6
	geringe Höhe	Unten	518,1	761,0	898,2
		Vertikal	526,7	764,7	896,9
5	h=150 mm	Oben	375,8	617,6	753,7
	große Höhe	Unten	517,5	776,2	924,2
		Vertikal	526,4	781,6	919,1

Es ist zu erkennen, dass die Temperatur innerhalb der oberen Schweißnaht geringer ist als in der unteren und in den vertikalen Nähten.

Im Folgenden werden die Ergebnisse gemäß der Tabelle 15.11 für die einzelnen Parameter Knaggendicke, -breite und -höhe kommentiert. Die Berechnung der Tragfähigkeit erfolgt dem Rechenschema nach Kapitel 15.3.5.2. Die Tragfähigkeit ist - wie beschrieben - mittels einer iterativen Zielwertsuche zu ermitteln. Auch die Anpassung der Schweißnahtdicken erfolgt iterativ. Auf eine detaillierte Wiedergabe der Berechnung wird hier verzichtet.

Knaggendicke

Die Variation der Knaggendicke zeigt, dass durch eine Vergrößerung die Temperaturen in allen Schweißnähten verringert werden. Im Umkehrschluss erhöht sich die Temperatur bei einer Verringerung der Dicke. Der Einfluss liegt nach der Berechnung bei 10-30°C. Die Veränderung der Temperatur ist damit gering. Die Tragfähigkeit ist für R30 bei allen Knaggendicken gegeben, während bereits bei 60 Minuten Brandbelastung eine gleichmäßige Vergrößerung der Schweißnahtdicke um den Faktor 3 bis 4 notwendig ist (Faktor 3,3 bei t=80 mm, Faktor 3,8 bei t=30 mm). Wird ausschließlich die Dicke der oberen Schweißnaht angepasst, ist der Einfluss der Knaggendicke deutlicher. Die Erhöhung der Dicke muss für Knagge Nr. 1 mit dem Faktor 4,9 vorgenommen werden,

während er bei Nr. 2 ($t=80$ mm) nur noch 4,2 beträgt. Bei einem Ausgangswert für die Schweißnaht von 5 mm bedeutet dies im günstigsten Fall bereits eine Dicke von 21 mm.

Angesichts der Ergebnisse für die Feuerwiderstandsklasse R60 ist eine Feuerwiderstandsdauer von 90 min auf Basis der Ergebnisse der Simulation ohne Brandschutzbekleidung oder zusätzliche Kopfbolzendübel nicht realisierbar. Da dies den Angaben in [DIN EN 1994-1-2] widerspricht, wurde eine weitergehende Untersuchung in Form einer Grenzwertbetrachtung durchgeführt. Diese ist am Ende dieses Kapitels dargestellt.

Knaggenbreite

Die Knaggenbreite wurde lediglich verringert, da der Rand der Knagge bereits nahezu an den Rand der Stütze heranreicht. Eine überstehende Knagge ist aus konstruktiven Gründen nicht sinnvoll.

Es zeigt sich, dass bei Verringerung der Knaggenbreite die Temperatur im Bereich der oberen Schweißnaht leicht ansteigt. Dies kann auf die geringere Masse im oberen Knaggenbereich zurückgeführt werden. Die Temperaturen in den vertikalen Schweißnähten sinken leicht. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Schweißnähte weniger nah am Rand der Stütze liegen und die Auswirkung der zweiseitigen Beflammung weniger stark bemerkbar sind.

Die Verringerung der Knaggenbreite führt zu einer Verringerung des Anteils der oberen Schweißnaht am Gesamttragverhalten. Dies dämpft die positive Wirkung ihrer geringeren Temperatur. Es zeigt sich, dass die Tragfähigkeit im Brandfall durch die Verringerung der Knaggenbreite negativ beeinflusst wird. So muss die obere Schweißnaht um den Faktor 4,9 vergrößert werden, um die Tragfähigkeit für R60 zu erreichen.

Eine Verringerung der Knaggenbreite wirkt sich somit leicht negativ auf das Brandverhalten des Anschlusses aus.

Knaggenhöhe

Die Variation der Knaggenhöhe zeigt, dass eine höhere Knagge eine höhere Temperatur in der unteren Schweißnaht bewirkt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die untere Schweißnaht in diesem Fall weiter vom Anschlussbereich entfernt liegt, der durch seine höhere Masse eine kühlende Wirkung hat. Da die Temperaturunterschiede klein sind und die Tragfähigkeit der unteren Schweißnaht in jedem Fall stark verringert wird, ist die Auswirkung auf die Tragfähigkeit des Anschlusses marginal.

Weiterhin bewirkt eine höhere Knagge eine thermische Entlastung der oberen Schweißnaht. Dieser Effekt beschränkt sich im untersuchten Bereich auf die Vergrößerung von 50 mm auf 100 mm. Eine Erhöhung von 100 mm Knaggenhöhe auf 150 mm bewirkt kaum eine Veränderung. Wie in Abbildung 15.41 zu erkennen, verlaufen die Isolinien der Temperatur bei einer Knagge mit $h=100$ mm und $h=150$ mm im oberen Bereich nahezu gleich. Dies ist dadurch bedingt, dass der temperaturerhöhende Effekt der zweiseitigen Beflammung über die Höhe abklingt. Eine weitere Vergrößerung der Knaggenhöhe hat damit keinen Effekt auf die Temperatur der oberen Schweißnaht.

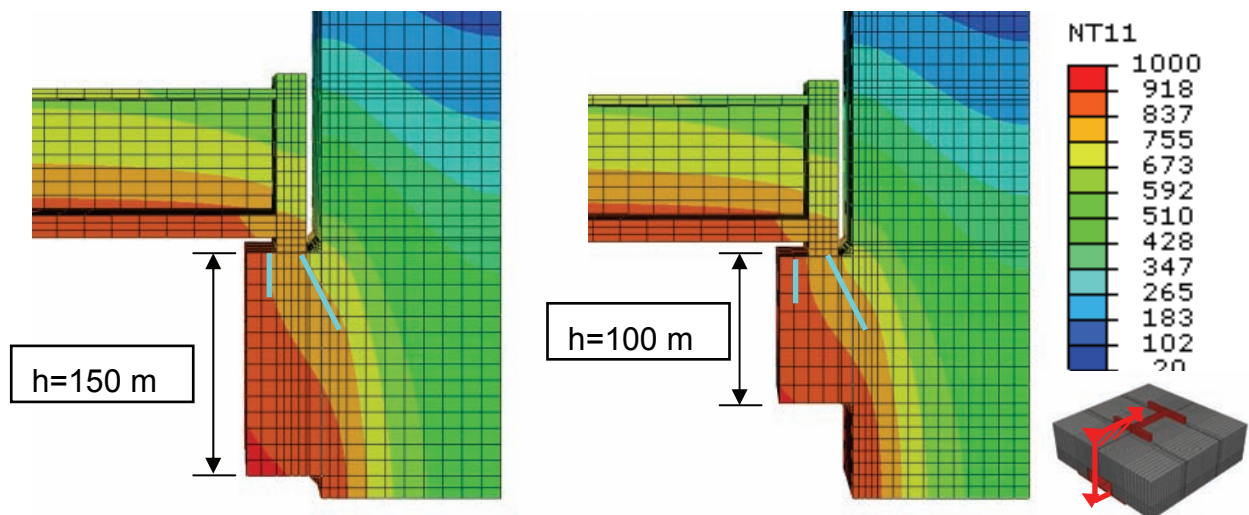


Abbildung 15.41: Temperaturfeld im Anschlussbereich für verschiedene Knaggenhöhen

Erwartungsgemäß ist der Einfluss der Knaggenhöhe auf die Tragfähigkeit im Brandfall gering. Bei kleineren Knaggen wirkt sich hierbei das bessere Verhältnis von oberer Schweißnaht zu den übrigen Nähten aus. Damit ist ein größerer Teil der Schweißnähte im kälteren Bereich des Anschlusses und damit auch bei hohen Temperaturen tragfähig. Im Gegenzug ist die Temperatur im maßgebenden Bereich etwas höher. Da sich die Effekte nahezu aufheben, ist die Anschlusstragfähigkeit im Brandfall bezogen auf die Tragfähigkeit bei Raumtemperatur nahezu identisch.

Grenzwertbetrachtung zur thermischen Untersuchung

Da der Einfluss der Knaggendicke für Feuerwiderstandsklassen bis R90 nach der Berechnung einen nur geringen Einfluss hat, widersprechen die Ergebnisse den Regelungen im [DIN EN 1994-1-2]. Aus diesem Grund wurde die Berechnung überprüft und eine weitere Untersuchung angestellt. Bei der erneuten Berechnung wird davon ausgegangen, dass im Zwischenraum zwischen Knagge und UPE-Träger (auf der brandzugewandten Seite der Kopfplatte) keine Brandeinwirkung infolge Konvektion stattfindet. Die gleichen Oberflächen erhalten in der Berechnung keinen direkten „Sichtkontakt“ zum Brand, was mit voller Wärmestrahlung einherginge, sondern werden als offener Hohlraum definiert (vgl. Abbildung 15.42). Die Argumentation entspricht hierbei der in Abschnitt 15.3.3, welches sich auf den offenen Hohlraum zwischen Kopfplatte und Stütze bezieht.

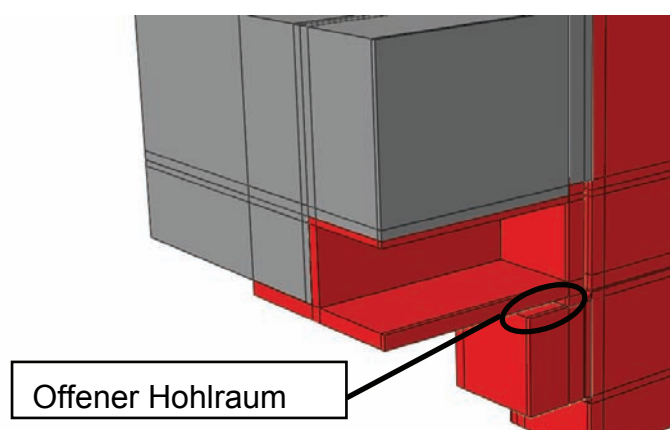


Abbildung 15.42: Darstellung des offenen Hohlraums

Aufgrund der deutlichsten zu erwartenden Ausprägung des kühlenden Effektes wird das Problem nur für die Knaggendicke 80 mm simuliert. Die berechneten Schweißnahttemperaturen für beide Simulationen der Knagge mit großer Dicke sind in Tabelle 15.12 abgebildet.

Tabelle 15.12: Schweißnahttemperaturen für Knaggendicke 80 mm bei verschiedenen Modellen

Nr.	Beschreibung	Naht	Temperatur [°C]		
			30 min	60 min	90 min
2	t=80 mm große Dicke	Oben	363,0	608,5	747,7
		Unten	491,3	753,3	901,5
		Vertikal	506,3	763,8	903,8
6	t=80 mm veränderter Hohlraum	Oben	345,1	587,0	719,2
		Unten	482,0	744,8	891,1
		Vertikal	484,0	742,1	882,3

Es ist zu erkennen, dass die Temperaturen durch die Berechnung ohne direkte Beflammung der Knaggenoberseite in der oberen und in den vertikalen Schweißnähten für das berechnete Beispiel um ca. 20°C geringer sind. Die untere horizontale Schweißnaht ist ebenfalls um ca. 10°C kälter.

Die Temperaturunterschiede sind damit nur gering und wirken sich auf die Tragfähigkeit - berechnet in Zielwertsuche nach Berechnungsschema in Kap 15.3.5.2 - so aus, dass die obere Schweißnaht um den Faktor 3,6 (statt 4,0) vergrößert werden muss, um die R60-Tragfähigkeit der Verbindung zu gewährleisten.

Dies widerspricht weiterhin der Aussage in [DIN EN 1994-1-2], dass die Schweißnähte bei Vergrößerung der oberen Naht um den Faktor 1,5 und einer vorhandenen Knaggendicke von 80 mm ohne weitere Maßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse R120 eingeordnet werden können.

15.3.6 Ergebnisse Knaggenanschluss

Die durchgeführten Berechnungen belegen, dass Knaggenanschlüsse von Slimfloor-Trägern für konstruktiv sinnvolle Knaggenabmessungen ($b > 150$ mm, $t > 30$ mm) in jedem Fall in die Feuerwiderstandsklasse R30 eingeordnet werden können.

Für die reine Stahlstütze ergibt sich weiterhin, dass bei einer brandschutztechnischen Bekleidung der Stütze eine Aussparung der Vorderseite der Knagge (bei Knaggendicken > 50 mm) für R60 möglich ist, sofern die Schweißnahtdicken um 50% größer gewählt werden, als rechnerisch für die Bemessung bei Raumtemperatur notwendig ist.

Wird die Knagge brandschutztechnisch so bekleidet wie die Stütze, können Nachweise im Brandfall generell entfallen.

Bei Betrachtung des Anschlusses von Slimfloor-Trägern an Verbundstützen ohne Brandschutzbekleidung wird die Feuerwiderstandsklasse R30 generell erreicht. Die

Aussage des [DIN EN 1994-1-2], dass bei Knaggendicken größer 80 mm und bei einer Erhöhung der oberen Nahtdicke um den Faktor 1,5 gegenüber der Bemessung bei Raumtemperatur Feuerwiderstandsklassen bis R120 erreicht werden, kann nicht bestätigt werden. Bereits für die Feuerwiderstandsklasse R60 werden laut numerischer Berechnung Vergrößerungen der Schweißnahtdicke der oberen Naht um mindestens den Faktor 4 notwendig ($a=20$ mm anstelle $a=5$ mm).

In den numerischen Studien sind die Wärmeübergangsbedingungen nach Eurocode angenommen worden. Es gibt Hinweise aus Brandversuchen, dass die Wärmeübergangsbedingungen für Anschlussbereiche möglicherweise zu ungünstig sind, weil Abschattungseffekte das Temperaturfeld günstig beeinflussen können. Mit rein numerischen Mitteln ist dieser Effekt nicht quantifizierbar. Hier wären gezielte Erwärmungsversuche sicherlich sinnvoll.

Da die Knagge bei der Verwendung von Slimfloor-Trägern generell besser geschützt ist als bei konventionellen oder kammerbetonierten Verbundträgern, können die nach [DIN EN 1994-1-2] verwendeten Regeln verwendet werden. Eine Verringerung der dort gegebenen Mindestabmessungen und Anforderungen kann aus den hier durchgeführten Untersuchungen nicht abgeleitet werden.

16 Untersuchungen zum SFB-Profil

16.1 Untersuchungen zum transienten Temperaturfeld

16.1.1 Ergebnisse

Die numerische Berechnung des transienten Temperaturfeldes für das SFB-Profil basiert auf den gleichen Modellgrundlagen wie die des UPE-Profils. Es werden die gleichen Materialgesetze für Stahl und Beton, sowie die gleichen Randbedingungen für den Wärmeeintrag in das Bauteil angesetzt (vgl. Kapitel 15.1.1). Der Querschnitt ist in Abbildung 14.5 dargestellt.

Das Ergebnis der zweidimensionalen thermischen Berechnung für das Referenzprofil ist in Abbildung 16.1 dargestellt.

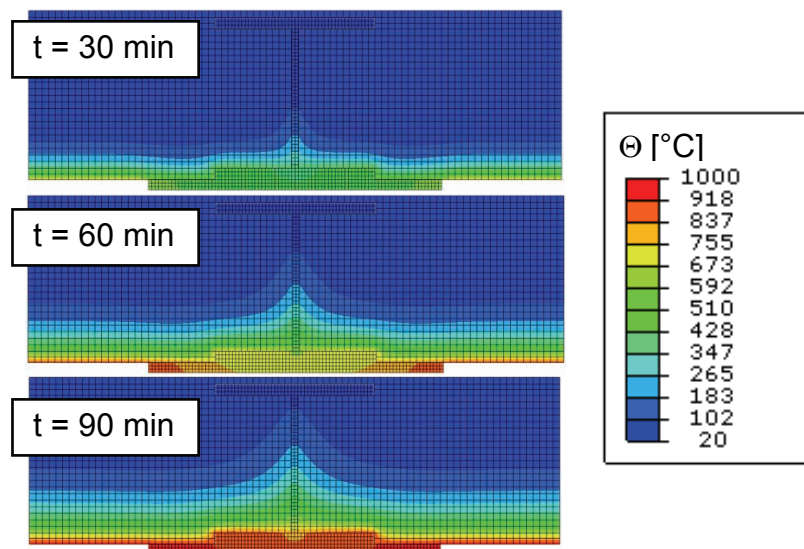


Abbildung 16.1: Temperaturfelder des SFB-Querschnitts

Es ist deutlich zu erkennen, dass zunächst der Unterflansch erwärmt wird und die Wärme darüber in den Trägersteg eingeleitet wird. Der Trägeroberflansch erfährt keine starke Erwärmung.

16.1.2 Untersuchung eines möglichen Spaltes zwischen Walzprofil und Blech

Durch Both, Fellingner und Twilt [Both et al 1997] wurden Untersuchungen zu SFB-Profilen durchgeführt, in denen ein Luftspalt zwischen dem Unterflansch des HEB-Profils und dem darunter angeschweißten Blech berücksichtigt wird. Testergebnisse zeigten signifikante Temperaturunterschiede zwischen den beiden Stahlteilen von $200 - 270^{\circ}\text{C}$. Daher wird auch hier der Querschnitt modelliert und untersucht, der an dieser Stelle einen Hohlraum mit einer Dicke von 2 mm aufweist.

Das Temperaturfeld zum Zeitpunkt $t=90$ Minuten für die beiden untersuchten Fälle ohne Spalt und mit 2 mm dickem Spalt und Hohlraumstrahlung sind in Abbildung 16.2 dargestellt. Es ist zu sehen, dass die Temperaturen im Unterflansch des HEB-Profils deutlich von der Temperatur des darunterliegenden Bleches abweichen.

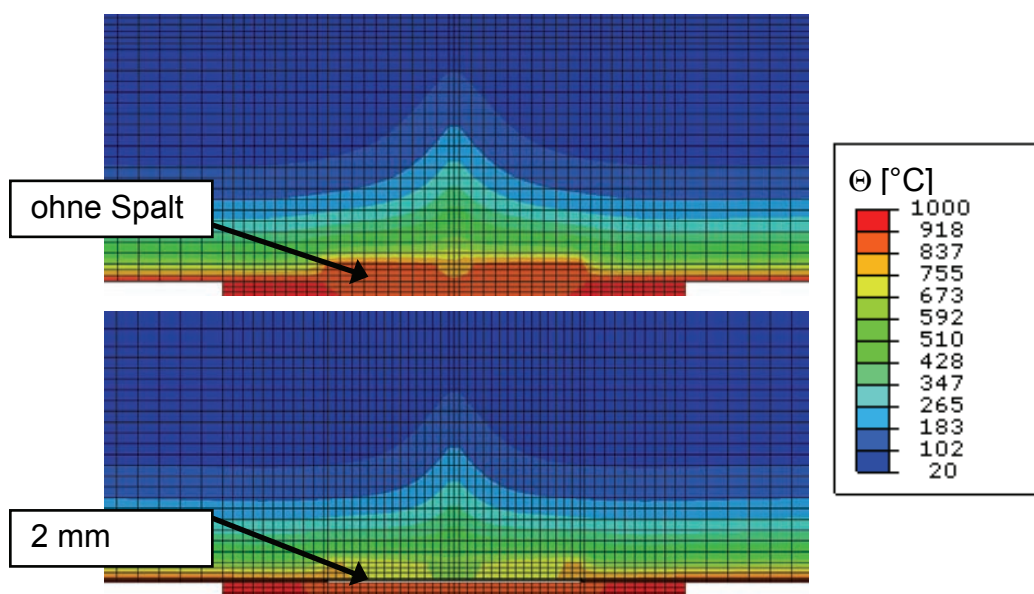


Abbildung 16.2: Temperaturfeld zum Zeitpunkt $t=90$ min mit und ohne Spalt

Eine quantitative Darstellung ist in Abbildung 16.3 gegeben. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Berücksichtigung eines Spaltes zwischen Unterflansch des HEB-Profiles und dem darunter liegenden Blech zu einer Verringerung der Temperaturen im HEB-Profil führen kann. Die numerisch ermittelten Temperaturunterschiede liegen in dem Bereich, wie sie im Versuch punktuell gemessen wurden.

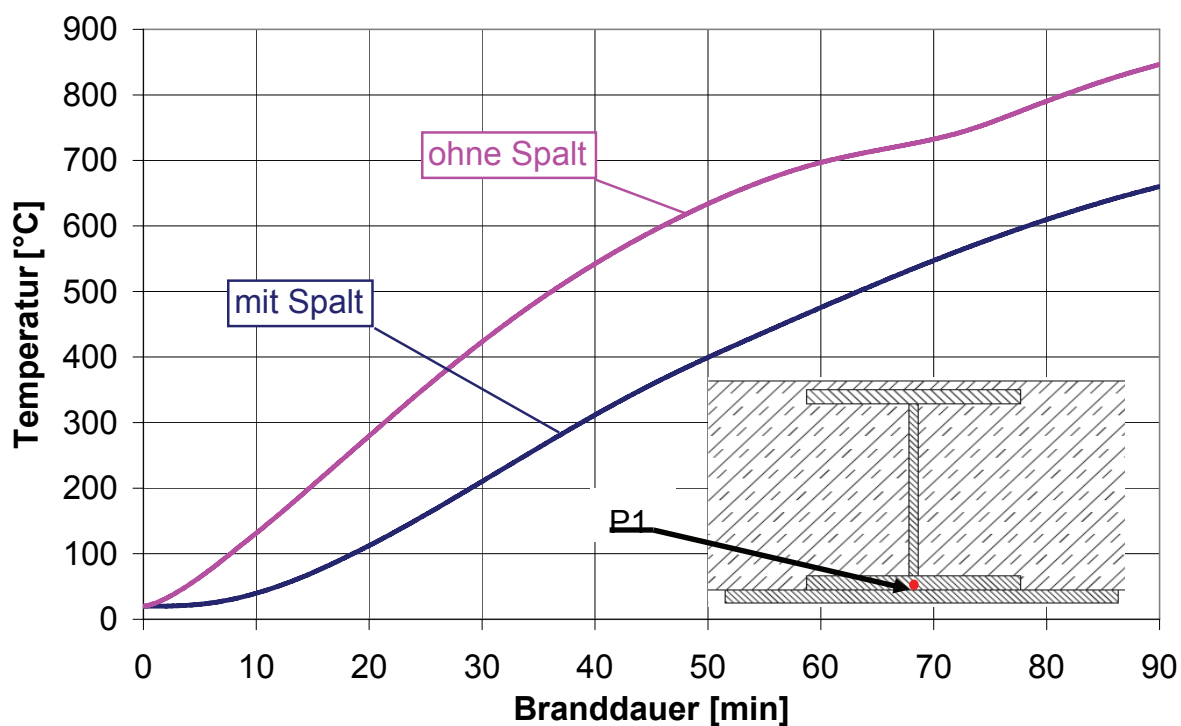


Abbildung 16.3: Temperaturverlauf über die Branddauer bei P1 (Unterkante Unterflansch)

Ohne systematische experimentelle Untersuchung ist der Ansatz eines Spaltes nicht abgesichert. Daher wird im Folgenden auf der sicheren Seite liegend die Temperatur ohne Ansatz eines Spaltes berechnet.

16.2 Untersuchungen zur Tragfähigkeit im Brandfall

16.2.1 Vorgehensweise und Validierung

Die Tragfähigkeit infolge Momentenbelastung - ohne Berücksichtigung des Einflusses der Querkraft - wurde zunächst anhand einer numerischen 3D-Analyse berechnet. Diese wurde unter den Randbedingungen einer vollen Einspannung und Längsdehnungsbehinderung durchgeführt. Diese wurde dann mit der Berechnung der Tragfähigkeit auf Basis der Fließgelenktheorie verglichen. Die Berechnung nach Fließgelenktheorie wurde analog zur Berechnung am UPE-Profil aufgebaut. Zunächst wird numerisch das Temperaturfeld ermittelt. Auf dieser Basis wird die vollplastische Momententragfähigkeit des Querschnitts ermittelt.

Die Ergebnisse der Validierung sind in Abbildung 16.4 dargestellt. Die im Diagramm verwendete „bezogene Tragfähigkeit“ ist dabei wie bei den Untersuchungen zum UPE-Träger definiert (vgl. Kapitel 15.2).

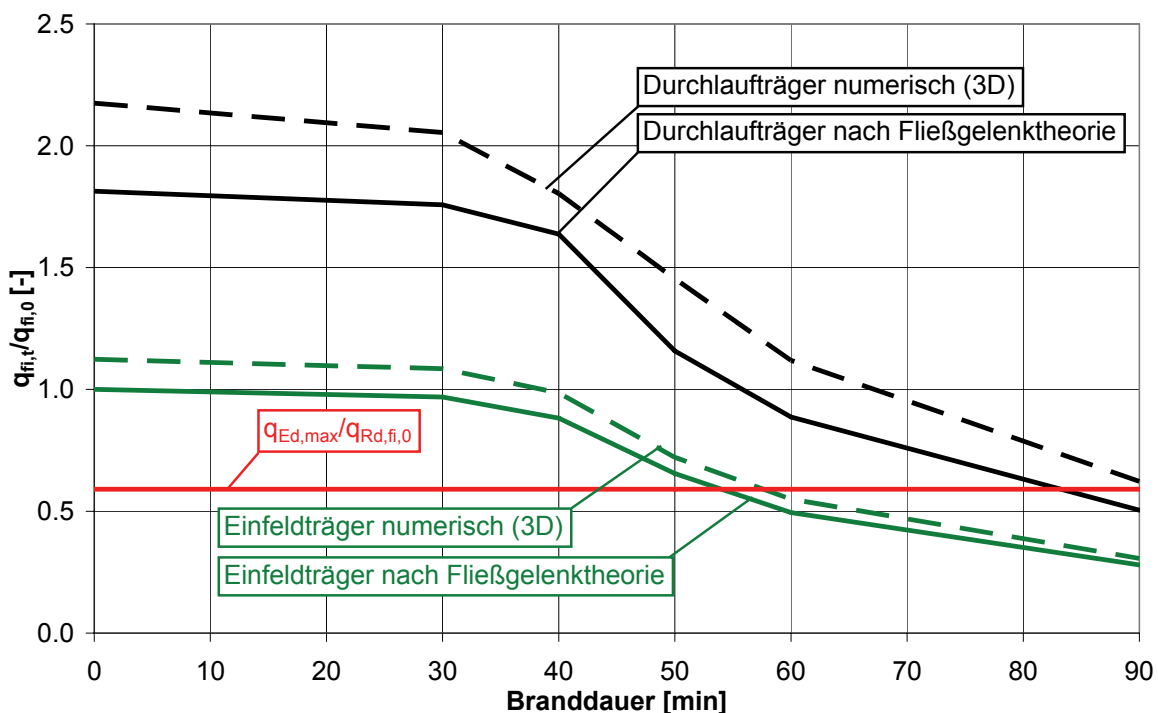


Abbildung 16.4: Bezogene Tragfähigkeit über die Branddauer - Validierung des verwendeten Berechnungsverfahrens

Es ist zu sehen, dass die bezogene Tragfähigkeit bei Berechnung in einer 3D-Analyse höher liegt, als bei Berechnung nach Fließgelenktheorie. Die Abweichungen sind auf die Verwendung von realen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in der 3D-Analyse zurückzuführen. Die Berechnungen zeigen dennoch für den Einfeldträger und den Durchlaufträger gute Übereinstimmungen.

Die Untersuchung am numerischen Modell wurde einerseits zur Validierung des Berechnungsansatzes durchgeführt andererseits sollte untersucht werden, ob eine Behinderung der thermischen Dehnungen in Trägerlängsrichtung zu Systemreserven im Brandfall führt. Ein Vergleich der bezogenen Tragfähigkeiten des 3D-Modells in Abbildung 16.4 zeigt, dass das Verhältnis von Tragfähigkeit des Durchlaufträgers zur Tragfähigkeit des Einfeldträgers zu jedem Zeitpunkt etwa gleich ist (Verhältnis ca. 1 zu 1,9 - 2,0). Eine Systemreserve sollte der Verringerung der Tragfähigkeit im Brandfall entgegenwirken und somit im Brandfall zu einem größeren Verhältnis von Tragfähigkeit des Durchlaufträgers zur Tragfähigkeit des Einfeldträgers führen. Da dies an den Ergebnissen nicht erkennbar ist, kann daraus geschlossen werden, dass ein solcher Effekt hier nicht auftritt.

16.2.2 Ergebnisse für volltragfähigen Anschluss (theoretisch)

Für den Referenzträger wurden zunächst Berechnungen angestellt, die eine mögliche Steigerung der Tragfähigkeit im Brandfall durch Berücksichtigung einer vollen Einspannung an der Stütze zeigen. Hierbei wurde zusätzlich zum Momentenversagen ein Querkraftkriterium berücksichtigt. Die maximale Querkraft ergab sich dabei aus der Querkrafttragfähigkeit des Steges, welche durch die thermischen Einflüsse ebenfalls abgemindert wird. Für die Berechnung der Momententragfähigkeit im Stützbereich wurde aus diesem Grund die Streckgrenze im Steg um den Wert abgemindert, der für die Querkraft benötigt wird.

In Abbildung 16.5 ist die Tragfähigkeit des Einfeldträgers und des beidseitig voll eingespannten Trägers bezogen auf die Tragfähigkeit des Einfeldträgers zum Zeitpunkt $t=0$ dargestellt. Es zeigt sich, dass das vorhandene SFB-Profil bereits als Einfeldträger die Feuerwiderstandsklasse R30 erreicht. Mit einer Feuerwiderstandsdauer von 54 min ist die Klasse R60 jedoch knapp nicht erreicht. Durch den Ansatz einer Durchlaufwirkung wird die Feuerwiderstandsdauer deutlich gesteigert. Sie beträgt für das Profil 82 min. Die Feuerwiderstandsklasse R60 wird somit erreicht.

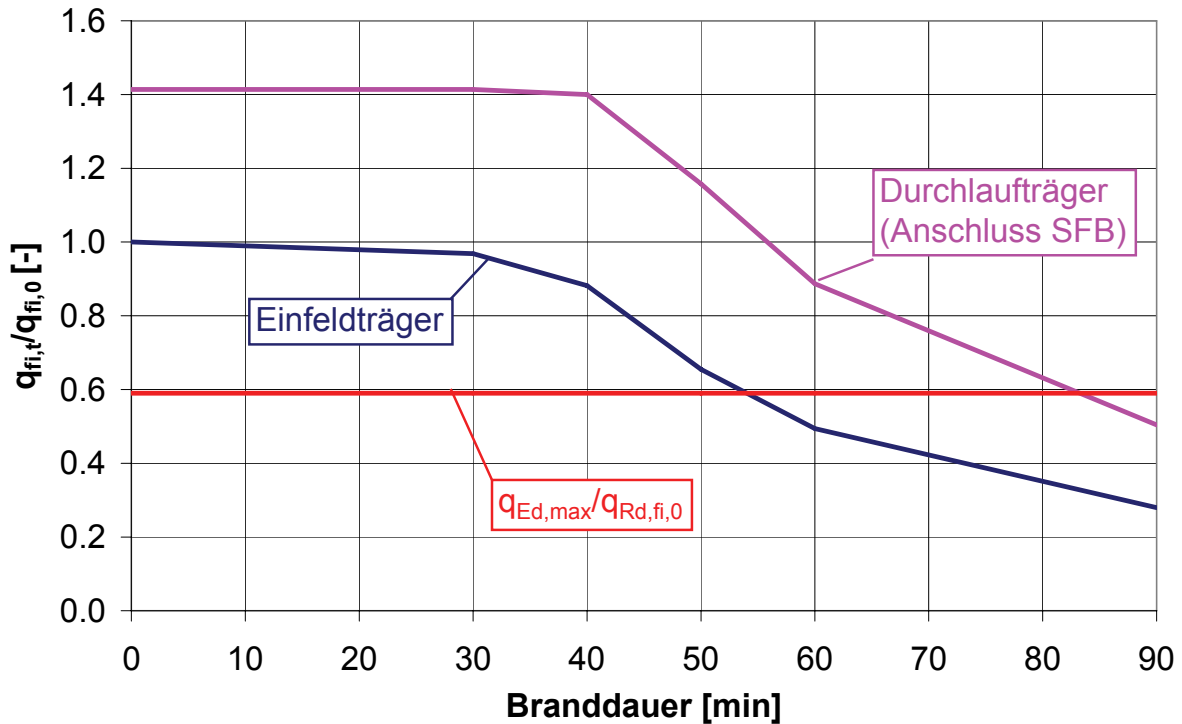


Abbildung 16.5: Bezojene Traglast SFB-Profil (mit volltragfähigem Anschluss) über die Branddauer

Es wird weiterhin deutlich, dass der Durchlaufträger bei Raumtemperatur nicht die doppelte Tragfähigkeit gegenüber dem Einfeldträger besitzt. Dies zeigt, dass das Versagen des Durchlaufträgers von der Querkrafttragfähigkeit bestimmt wird. Zum Zeitpunkt $t=60$ und $t=90$ tritt dagegen kein reines Querkraftversagen mehr auf. Dies ist auf die geringere Erwärmung des Steges gegenüber dem für die Momentenübertragung wichtigen Unterflansch zurückzuführen.

16.2.3 Ergebnisse für teiltragfähigen Anschluss

Da sich bei der Untersuchung der Anschlüsse gezeigt hat, dass ein volltragfähiger Anschluss nicht praktikabel ist (vgl. Kapitel 16.3.1), wurde die gleiche Untersuchung mit dem in Kapitel 16.3.1 entwickelten Anschluss durchgeführt. Die Momententragfähigkeit des Anschlusses nach Kapitel 16.3.5 und 16.3.6 ist für die verschiedenen Feuerwiderstandsdauern in Tabelle 16.1 abgebildet.

Tabelle 16.1: Momententragfähigkeit eines teiltragfähigen Anschlusses für das SFB-Referenzprofil

Branddauer [min]	0	30	60	90
Momententragfähigkeit im Anschlussbereich [kNm]	148	144	135	85

Da es sich gezeigt hat, dass der Anschluss gegenüber hohen Temperaturen sehr widerstandsfähig ist und die Momententragfähigkeit weniger schnell abnimmt als die Mo-

mententragfähigkeit des Trägers, besteht die Möglichkeit, dass aus dem teiltragfähigen Anschluss bei Raumtemperatur ein volltragfähiger Anschluss im Brandfall wird. Aus diesem Grund wird bei der Berechnung die plastische Momententragfähigkeit im Anschlussbereich als das Minimum der Momententragfähigkeit des Anschlusses und der Momententragfähigkeit des Trägers im Stützbereich definiert.

Die Ergebnisse der Berechnung der Tragfähigkeit nach Fließgelenktheorie auf Basis des transienten Temperaturfeldes im Querschnitt über die Branddauer sind in Abbildung 16.6 dargestellt.

Es ist deutlich erkennbar, dass sich die Tragfähigkeit des Systems auch mit einem teiltragfähigen Anschluss deutlich steigern lässt. Obwohl die Momententragfähigkeit des teiltragfähigen Anschlusses nur bei 32% der plastischen Momententragfähigkeit des Trägers liegt, wird nahezu der gleiche Effekt wie bei einem volltragfähigen Anschluss mit 100% der Momententragfähigkeit erzielt. Dies ist zum Zeitpunkt $t=0$ darauf zurückzuführen, dass für den volltragfähigen Anschluss die Querkrafttragfähigkeit maßgebend wird.

Ab $t=60$ min ist auch für den volltragfähigen Anschluss das Momentenversagen maßgebend. Hier ist ein anderer Effekt ausschlaggebend dafür, dass der volltragfähige Anschluss nur eine geringfügige Steigerung der Tragfähigkeit gegenüber dem teiltragfähigen zeigt. Die Begründung ist, dass der Anschluss wesentlich unempfindlicher gegenüber hohen Temperaturen infolge Brandeinwirkung ist als der Trägerquerschnitt. So nimmt die Tragfähigkeit des Anschlusses gegenüber dem Träger langsamer ab und der Anschluss bleibt zum Zeitpunkt $t=90$ min gegenüber dem Träger nahezu volltragfähig.

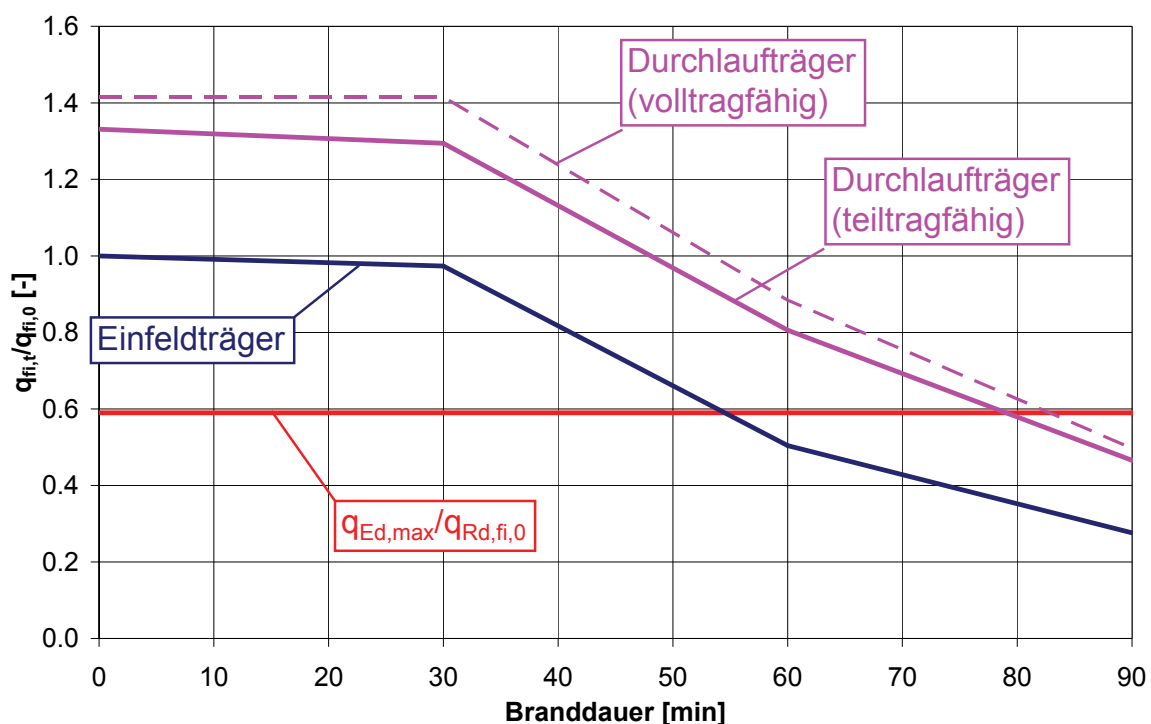


Abbildung 16.6: Bezoogene Traglast SFB-Profil mit teiltragfähigem Anschluss über die Branddauer

Somit kann durch Verwendung eines wirtschaftlichen teiltragfähigen Anschlusses für das untersuchte Referenzprofil die Feuerwiderstandsklasse R60 ohne Brandschutzmaßnahmen erreicht werden.

16.2.4 Parameterstudie für drei verschiedene Träger

Für das SFB-Profil wurde - wie für das UPE-Profil - ebenfalls eine Parameterstudie durchgeführt. Nach Abstimmung mit dem projektbegleitenden Ausschuss wurden als bautechnisch sinnvolle Systemabmessungen 8x8 m und 12x5 m (12 m Deckenbreite, 5 m Trägerlänge) erarbeitet. Tabelle 16.2 zeigt die nach [Arcelor 2010] ausgewählten Trägerabmessungen.

Tabelle 16.2: System- und Querschnittswerte der Parameterstudie zum SFB-Profil

Nr.	Beschreibung	Länge [m]	Breite [m]	HE-Profil	Deckendicke [cm]	Abmessungen Blech	
						Breite [mm]	Dicke [mm]
0	B=6	6	6	240B	26	440	15
1	B=8	8	8	260M	30	470	40
2	B=12	5	12	300B	32	500	15

Für die beiden zusätzlichen Anschlüsse wurde von einer Anschluss Tragfähigkeit in Höhe von 23 % gegenüber der Tragfähigkeit bei Raumtemperatur ausgegangen. Die Verringerung der Tragfähigkeit des Anschlusses wurde analog zur detailliert dargestellten Untersuchung des Referenzanschlusses (vgl. Kapitel 16.3.6) untersucht. Es ergaben sich folgende Tragfähigkeiten bezogen auf die plastische Momententragfähigkeit des Trägers bei Raumtemperatur von: $M_0=23\%$, $M_{30}=23\%$, $M_{60}=22\%$, $M_{90}=21\%$.

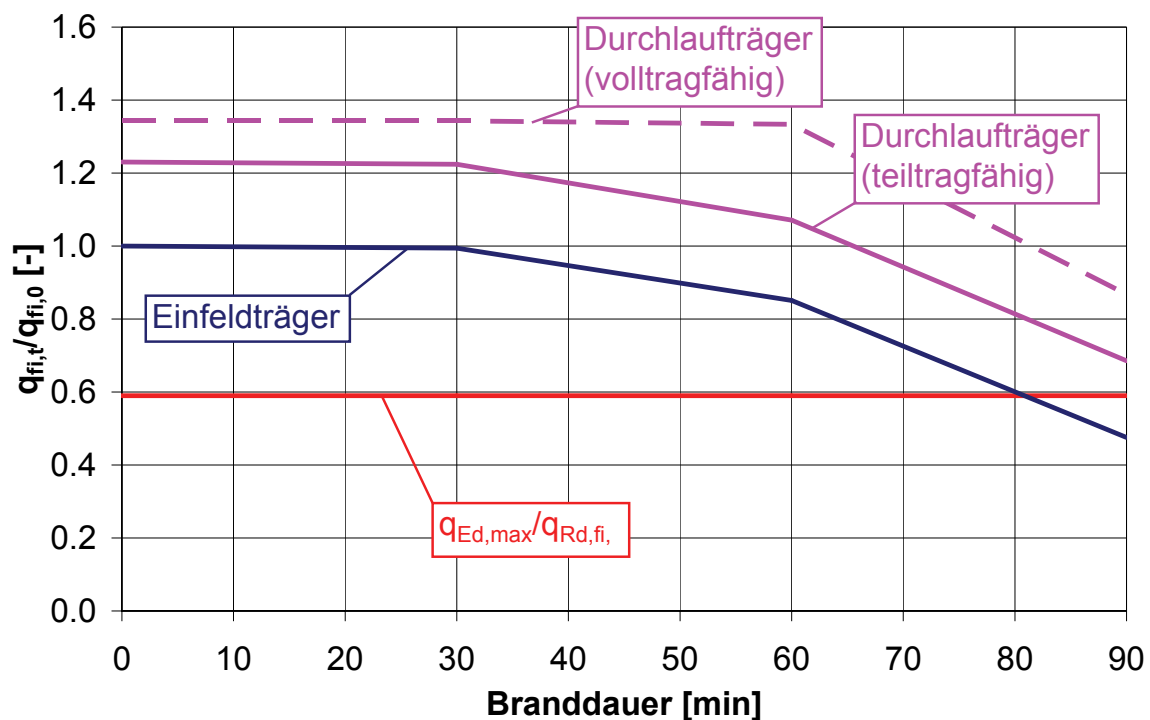


Abbildung 16.7: Belegte Traglast über die Branddauer für Situation Nr.1 (SFB-System 8x8 m)

In Abbildung 16.7 sind die Ergebnisse für Situation 1 (Systemabmessungen 8x8 m) dargestellt. Es ist zu sehen, dass die Tragfähigkeit des SFB-Profiles bereits ausreicht, um eine Feuerwiderstandsdauer von deutlich mehr als 60 min zu erreichen. Dies ist auf das wesentlich größere Profil und die dickere Platte zurückzuführen, welche zu einer wesentlich langsameren Erwärmung des Profils führen. So ist in Abbildung 16.8 das Temperaturfeld im Querschnitt zum Zeitpunkt $t=60$ min dargestellt. Es wird deutlich, dass die Temperaturen im Unterflansch des HEM-Profiles bei etwa 400°C liegen und damit unkritisch sind. Lediglich die untergeschweißte Platte verliert einen Großteil der Tragfähigkeit.

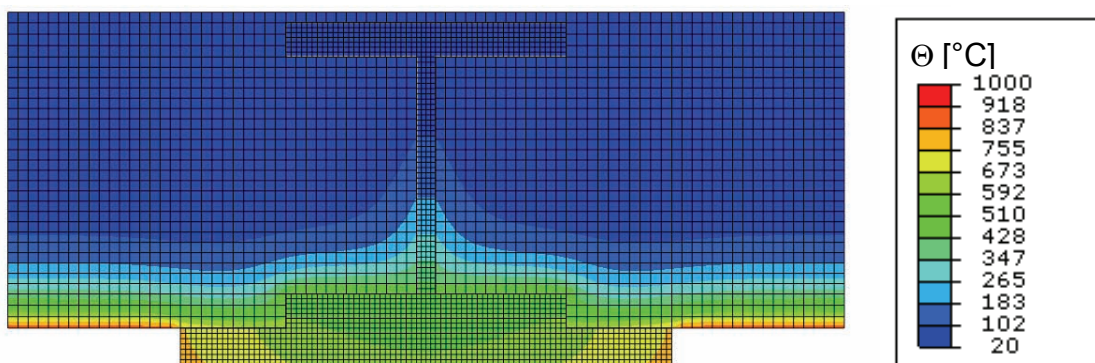


Abbildung 16.8: Temperaturfeld im Querschnitt zu Situation 1 (8x8) zum Zeitpunkt $t=60$ min

Durch den Einsatz des teiltragfähigen Anschlusses zur Nutzung der Durchlaufwirkung ist es hier möglich, ohne Einsatz von Brandschutzmaterialien die Feuerwiderstandsklasse R90 zu erreichen.

In Situation 2, welche für ein System mit einer Trägerlänge von 5 m steht, zeigt sich ein anderes Tragverhalten. Aufgrund der kurzen Trägerlänge und der großen Deckenbreite ist die Querkraft gegenüber dem einwirkenden Moment verhältnismäßig groß. Dies führt dazu, dass der Träger bereits beim Einfeldträgersystem bei Raumtemperatur und nach 30 min Brandbelastung infolge Querkraft versagt. Dies ist deutlich daran zu erkennen, dass eine Durchlaufwirkung in diesem Bereich keinen Effekt hat (vgl. Abbildung 16.9).

Bei größeren Branddauern ($t=60$ und $t=90$ min) ist das Biegemomenten-Versagen maßgebend. Aus diesem Grund ist durch die Steigerung der Momententragfähigkeit im Anschlussbereich eine Steigerung der Feuerwiderstandsdauer möglich. Die Feuerwiderstandsklasse R60 kann so erreicht werden. Die Feuerwiderstandsklasse R90 ist ohne Verwendung von Brandschutzbekleidungen nicht möglich.

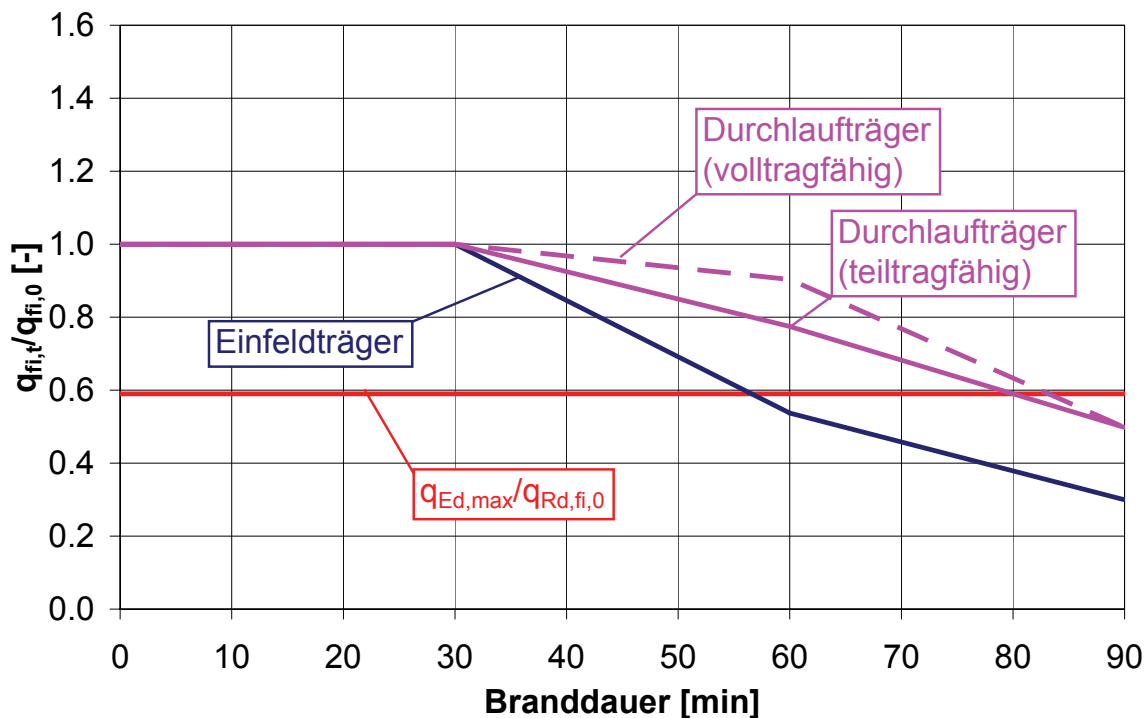


Abbildung 16.9: Bezoogene Traglast über die Branddauer für Situation Nr.2 (SFB-System 5x12 m)

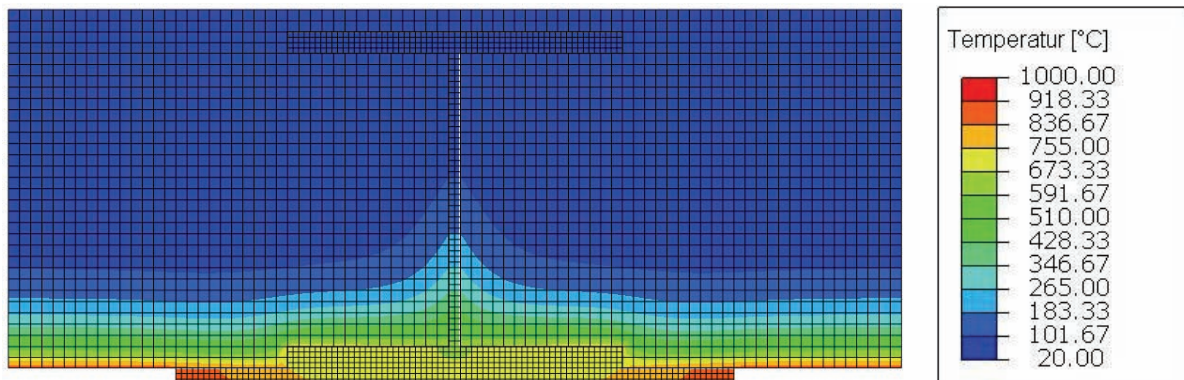


Abbildung 16.10: Temperaturfeld im Querschnitt zu Situation 2 (5x12) zum Zeitpunkt $t=60$ min

Die Tatsache, dass die Feuerwiderstandsklasse R60 nicht bereits vom Einfeldträger erreicht wird, erklärt sich durch das Temperaturfeld. Wie in Abbildung 16.10 zu sehen, beträgt die Temperatur im Unterflansch des Trägers zum Zeitpunkt $t=60$ min bereits ca. 700°C . Dies ist vergleichbar mit den Temperaturen im Querschnitt des Referenzsystems. Die Unterschiede in der Unterflanschttemperatur bzw. die Unterschiede in der Tragfähigkeit im Brandfall lassen sich auf die unterschiedliche Dicke der untergeschweißten Platte zurückführen. Es zeigt sich, dass ein dickeres Blech unterhalb des Trägers ein gutes Mittel ist, den Feuerwiderstand eines SFB-Profils zu erhöhen.

16.3 Anschlussbetrachtungen

16.3.1 Entwicklung eines Anschlusses bei Raumtemperatur

Zur Realisierung einer Durchlaufwirkung im Brandfall ist die Konstruktion eines dafür ausgelegten Anschlusses notwendig. Im Gegensatz zum vorher untersuchten Anschluss des UPE-Trägers besteht hier nicht die Möglichkeit das Stützmoment in die Betondecke auszulagern. Es ist daher notwendig, dass der Anschluss selbst momententragfähig ist. Aus diesem Grund wird der Anschluss über eine Kopfplatte gewählt.

Für die konstruktive Ausführung eines Kopfplattenanschlusses kann auf einen konventionellen Kopfplattenanschluss zurückgegriffen werden. Es besteht aber auch die Möglichkeit anstelle der unteren Schraubenreihe, welche rechnerisch für den Querkraftabtrag herangezogen wird, eine Knappe oder Gewindestangen vorzusehen, um die Montagefreundlichkeit der Konstruktion erhöhen.

In Abbildung 16.11 ist der so genannte „Quick-Erect“-Anschluss, welcher die Verwendung von Gewindestangen vorsieht, in einer gelenkigen Ausführung dargestellt. Durch eine andere Positionierung der Gewindestangen und die Anordnung weiterer Schrauben im oberen Flanschbereich ist auch eine biegesteife Ausführung einfach umzusetzen.



Abbildung 16.11: "Quick-Erect"-Anschluss eines IFB-Profils an eine Stütze [Feldmann 2000]

Nach Rücksprache mit dem Betreuerkreis wird hier die Verwendung einer Knagge anstelle der Gewindestangen als sinnvoll angesehen. Der Grund hierfür ist die einfachere Ausführbarkeit einer Knagge und eine vergleichbar einfache Montage. Auf die alternative Verwendung eines konventionellen Kopfplattenanschlusses wird in der Ergebnisdarstellung ebenfalls Bezug genommen.

Im Gegensatz zum UPE-Träger wird die Durchlaufwirkung - also die Momententragfähigkeit im Anschlussbereich - nicht genau auf die benötigte Tragfähigkeit angepasst, um eine gewisse Feuerwiderstandsklasse zu erreichen. In Zusammenarbeit mit dem Betreuerkreis wurde erörtert, dass die Nutzung der Durchlaufwirkung, welche im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht angesetzt wird, im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (zur Begrenzung der Durchbiegung) sinnvoll ist. Daher sollte angestrebt werden, den Anschluss volltragfähig zu konstruieren.

Biegesteife, volltragfähige Anschlüsse setzen voraus, dass der Stahlträgeranschluss mindestens die gleiche Tragfähigkeit wie der angeschlossene Stahlriegel selbst aufweist. Da die Ausbildung des Stahlträgeranschlusses auch unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu betrachten ist, ergibt sich die Anschlusstragfähigkeit eines reinen Stahlträgeranschlusses meist zwischen 20% und 40% der Tragfähigkeit des Stahlriegels [Kuhlmann et al 2010b].

Im betrachteten Fall wurde zunächst ein volltragfähiger Anschluss konstruiert. Je nach Konstruktion wurden jedoch unüblich große Schraubendurchmesser erforderlich (M36) und es konnte keine ausreichende Duktilität erreicht werden; Duktilität siehe unten.

Aus diesem Grund wurde ein weiterer Anschluss entwickelt, der eine Momententragfähigkeit von 130 kN besitzt. Dies entspricht 32% der Momententragfähigkeit des Trägers im Feld. Dieser Anschluss besitzt eine ausreichende Duktilität und kann mit großen, aber dennoch üblichen Schrauben des Durchmessers M27 (10.9) ausgeführt werden.

Bei plastischer Tragwerksberechnung nach Fließgelenktheorie bilden sich Fließgelenke in den Bauteilen. Sollen die plastischen Systemreserven ausgenutzt werden, so muss nach Erreichen der Knotentragfähigkeit am Fließgelenk eine ausreichende plastische Verformbarkeit (Duktilität) bzw. Rotationskapazität bestehen, ohne dass die Knotentragfähigkeit bei Verdrehung deutlich absinkt [Kuhlmann et al 2010b].

Eine ausreichende Duktilität lässt sich für Anschlüsse grundsätzlich so herstellen, dass die maßgebende Komponente eines Anschlusses duktil ist. Dies trifft für die meisten Stahlbauteile zu. Hochfeste Schrauben können jedoch spröde versagen. Somit kann die Duktilität des Kopfplattenanschlusses dadurch sichergestellt werden, dass die Kopfplatte gegenüber den Schrauben als Versagensursache maßgebend wird. Hierfür wurde in [DIN EN 1993-1-8] (Kap.6.4) das folgende Kriterium (Duktilitätskriterium) entwickelt, welches die Kopfplattendicke (t_p) gegenüber dem Schraubendurchmesser (d_B) in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit der Schrauben (f_{uB}) und der Streckgrenze des Bleches (f_y) begrenzt.

$$t_p \leq 0,36 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{f_y}} \quad (\text{Gleichung 16.1})$$

Für die gestellten Anforderungen wurde der Kopfplattenanschluss entwickelt, der in Abbildung 16.12 dargestellt ist. Eine vollständige Skizze ist in Anhang B zu finden. Die Bemessung beruht auf dem gezeigten Duktilitätskriterium sowie auf der Berechnung von momententragfähigen Kopfplattenanschlüssen nach [Kuhlmann et al 2010b] (Komponentenmethode). Es wurden nach der Methode die Tragfähigkeit und Steifigkeit für die sieben einzelnen Komponenten berechnet. Da es sich bei dem Anschluss rechnerisch um eine Reihenschaltung der Einzelkomponenten handelt - versagt eine Komponente, versagt das System - wurde die Momententragfähigkeit bei Versagen der schwächsten Komponente ermittelt. Wie durch Anwendung des Duktilitätskriteriums zu erwarten, ist die maßgebende Versagensform „Stirnplatte auf Biegung“.

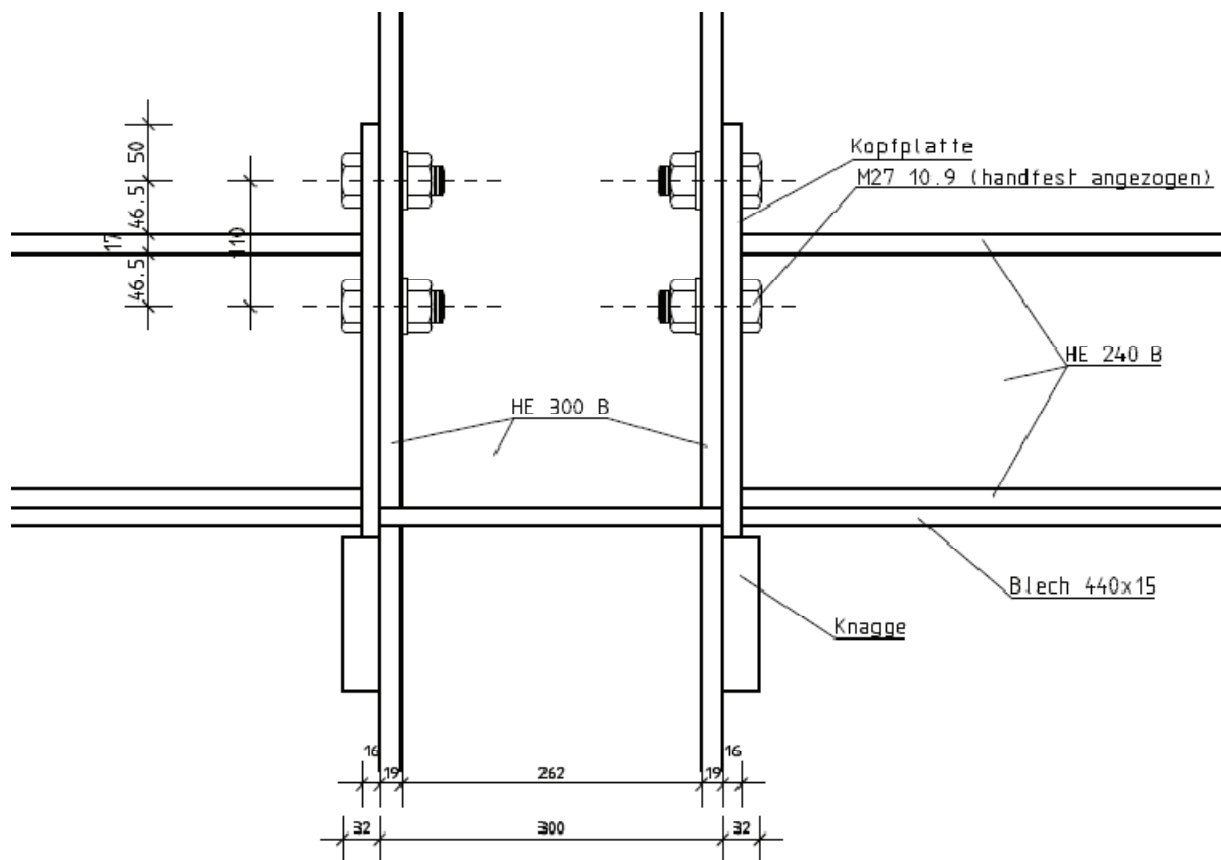


Abbildung 16.12: Seitenansicht Anschluss SFB-Träger an Stahlstütze (ohne Darstellung des Stahlbetons)

Während die Zugkraft in der Stütze durch den Steg als Zugspannung übertragen wird, ist gegen eine mögliche Beulgefahr im Druckbereich eine Steife vorgesehen. Somit wird die vorhandene Druckkraft durch die Steife geleitet. Die Steife ist ohnehin sinnvoll, da für die Decke in Querrichtung eine möglichst durchgehende Auflagerung benötigt wird, um Fertigteilplatten oder Spannbetonhohldielen aufzulegen. Durch Anordnung der Steife erübrigt sich die Schalung im Bereich innerhalb der Stütze.

Die Berechnung der Tragfähigkeit und Steifigkeit des Anschlusses nach [DIN EN 1993-1-8] wurde über ein Excel-Tool automatisiert. Die Ein- und Ausgabeoberfläche für den endgültigen teiltragfähigen Anschluss ist in Abbildung 16.13 dargestellt.

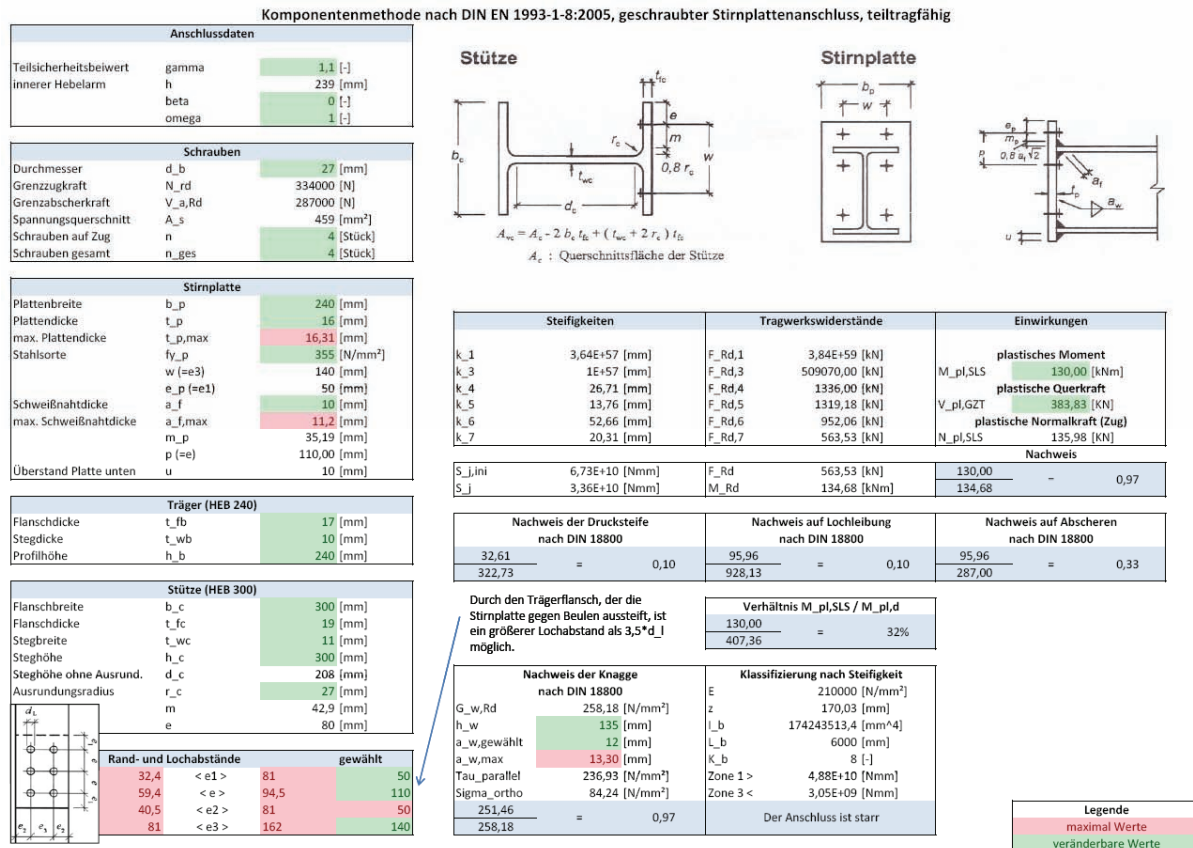


Abbildung 16.13: Oberfläche zur automatisierten Berechnung der Anschluss Tragfähigkeit nach [DIN EN 1993-1-8]

16.3.2 Numerisches Modell zur Anschlussuntersuchung

Der konstruierte Anschluss wurde als thermisches und als mechanisches Modell in ABAQUS abgebildet und untersucht. Die thermische Analyse dient hierbei zur Ermittlung des transienten Temperaturfeldes und zur Untersuchung des Temperaturverhaltens. Die mechanische Analyse auf Basis des Temperaturfeldes dient der Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens im Brandfall gegenüber dem Verhalten bei Raumtemperatur.

Sowohl für die thermische als auch für die mechanische Analyse des Anschlusses, wurde ein 3D-Modell in ABAQUS entwickelt. Die Stütze, an welche der Träger angeschlossen wird, ist hierbei analog zum UPE-Anschluss für die Feuerwiderstandsklasse R60 mit Brandschutzplatten nach [DIN 4102-4] geschützt. Die Knappe durchstößt die Brandschutzbekleidung und ist damit nicht vollständig brandgeschützt. Die Geometrie ist in Abbildung 16.14 dargestellt.

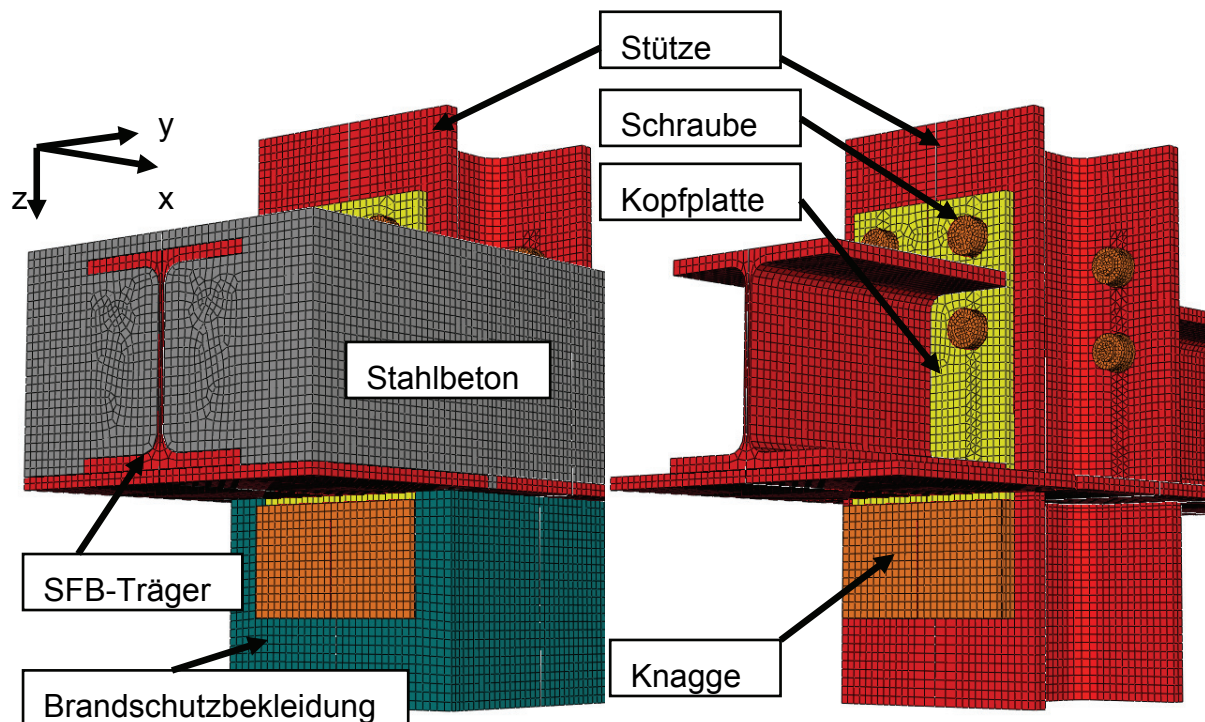


Abbildung 16.14: Numerisches Modell (Darstellung: komplett, ohne Beton und Brandschutzplatten)

16.3.3 Thermische Analyse

Die thermischen Materialkennwerte sowie die Wärmeübergangsbedingungen wurden analog zur thermischen Berechnung des UPE-Anschlusses (vgl. Abschnitt 15.3.2) gewählt. Die hochfesten Schrauben werden hinsichtlich der thermischen Materialkennwerte wie der übrige Baustahl behandelt.

Das numerisch ermittelte Temperaturfeld nach 90 min Brandbelastung ist in Abbildung 16.15 dargestellt. Es ist erkennbar, dass sich die Temperaturen in geringer Distanz zum Anschluss konstant in Trägerlängsrichtung verhalten; Isolinien verlaufen waagerecht. Im Anschlussbereich ist eine geringere Temperatur zu verzeichnen. Damit ist die Annahme, dass sich der Träger über die Länge konstant verhält, auf der sicheren Seite gerechtfertigt.

Die Temperatur in den Schrauben zum Zeitpunkt $t=90$ min liegt in der unteren Schraubenreihe bei ca. 150°C und in der darüber liegenden bei ca. 100°C (vgl. Abbildung 16.15). Damit sind die Schrauben durch die Temperaturerhöhung nicht gefährdet. Die Verringerung der Schraubentragfähigkeit (2-5%) ist gering.

Die Druckkräfte, die aus der Aufteilung des Momentes in Druck- und Zugkraft entstehen, haben ausreichend Fläche, um in die Stütze eingeleitet zu werden. Da der Unterflansch höheren Temperaturen ausgesetzt ist, verlagert sich die Druckkomponente leicht nach oben. Dadurch verringert sich der innere Hebelarm im Anschlussbereich und die Momententragfähigkeit verringert sich voraussichtlich leicht. Dies wird in der mechanischen Analyse quantifiziert.

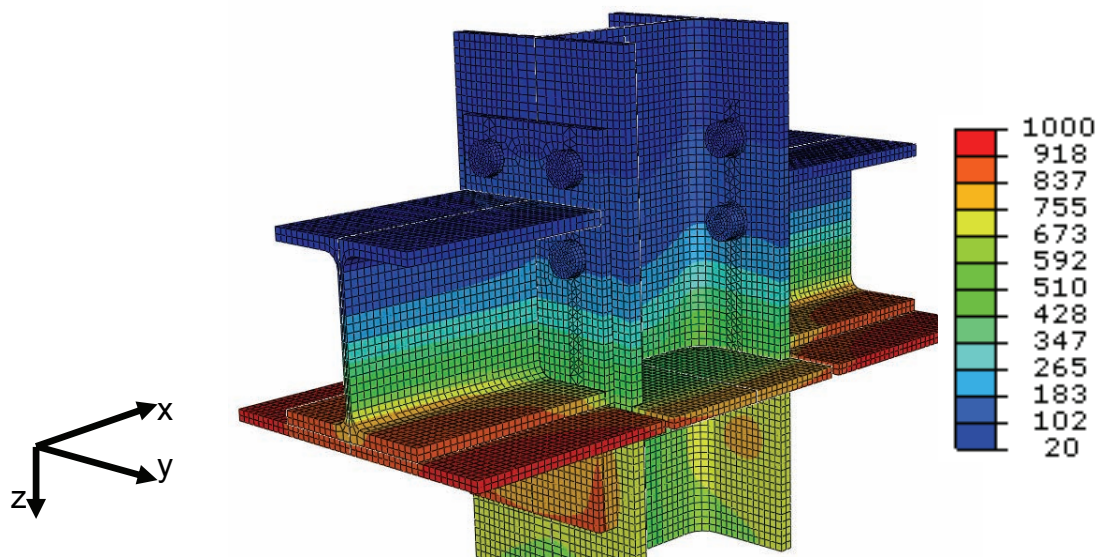


Abbildung 16.15: Temperaturfeld im Anschlussbereich des SFB-Trägers nach 90 min Brandbelastung

Aufgrund der Ergebnisse der thermischen Untersuchung ist klar, dass die Anpassung einzelner Elemente des Anschlusses zur thermischen Abschirmung nicht sinnvoll ist. Eine Verringerung oder Erhöhung der Kopfplattendicke oder der Schrauben hat einen nur sehr geringen thermischen Einfluss.

16.3.4 Grundlagen der mechanischen Analyse

Zur genaueren Untersuchung des Tragverhaltens des Anschlusses wurde dieser in einer mechanischen Analyse in ABAQUS untersucht. Besonderes Augenmerk wurde dabei auf die Verringerung der Momententragfähigkeit und der Rotationskapazität im Brandfall, sowie auf den Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit gelegt.

Die Berechnung wurde mittels eines impliziten Lösungsverfahrens zur statischen Berechnung durchgeführt.

Materialkennwerte

Für die Berechnung wurden den verschiedenen Materialien die zugehörigen Materialkennwerte zugewiesen. Da die Brandschutzplatten und der Beton, wie bereits beschrieben, in Längsrichtung nicht als tragende Bauteile zu berücksichtigen sind, wurde die mechanische Berechnung ohne diese Teile durchgeführt. Somit waren mechanische Materialkennwerte für den Baustahl, die Schrauben und die Schweißnähte zu implementieren.

Da es sich um Analysen bei Raumtemperatur (Referenz-Simulation) und unter erhöhten Temperaturen handelt, sind alle Materialkennwerte temperaturabhängig vorgegeben. Für eine vollständige Abbildung des mechanischen Verhaltens sind für jede Temperatur der E-Modul, die plastischen Dehnungen in Abhängigkeit der Spannung sowie die Querkontraktion vorzugeben.

Hierbei können E-Modul und Verhältnis von Spannung zu plastischer Dehnung aus dem Spannungs-Dehnungsdiagramm entnommen werden. Letzteres und die Querdehnzahl können temperaturabhängig für verschiedene Baustähle nach [DIN EN 1993-1-8] entwickelt werden. In Abbildung 16.16 ist die verwendete Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den verwendeten Baustahl S355 für verschiedene Temperaturen abgebildet.

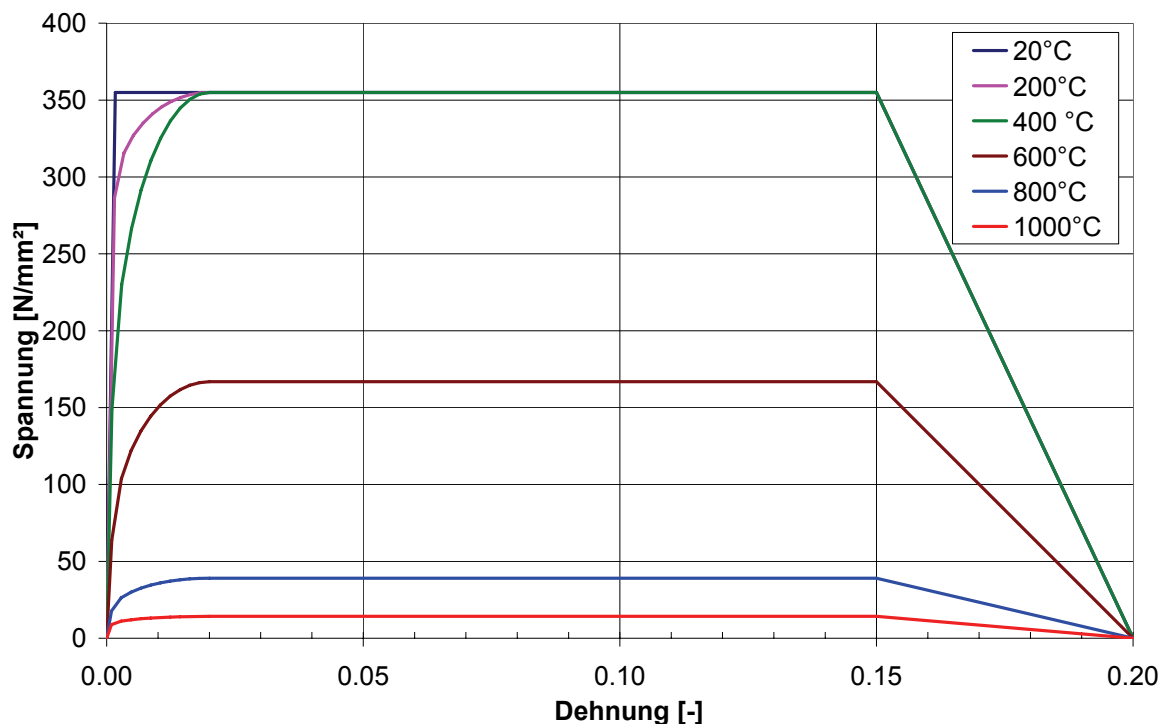


Abbildung 16.16: Spannungs-Dehnungs-Beziehung Baustahl (S355) für verschiedene Temperaturen

Für die Materialkennwerte von Schrauben und Schweißnähten sind die Materialgesetze weit weniger etabliert. Es sind Abminderungsfaktoren für die Tragfähigkeit von Schrauben und Schweißnähten in [DIN EN 1993-1-8] Anhang D gegeben. Eine vollständige Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Verbindungsmittel unter erhöhten Temperaturen ist derzeit nicht existent. In einem zukünftigen Forschungsprojekt soll diese Lücke geschlossen werden. Aus diesem Grund wird in diesem Forschungsvorhaben vereinfachend angenommen, dass die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Schrauben und Schweißnähte den Regeln des Baustahls folgen. Es wird daher der Algorithmus übernommen. Angepasst werden die Streckgrenzen (900 N/mm^2 bei Schrauben 10.9) und die Abminderungsfaktoren, welche nach *Tabelle 16.3* eingesetzt werden. Zusätzlich wird die Bruchdehnung nach [DIN EN 20898] für die hochfesten Schrauben mit 0,09 (im Gegensatz zu 0,15) angesetzt.

Tabelle 16.3: Abminderungsfaktoren für Schrauben und Schweißnähte nach [DIN EN 1993-1-8]

Temperatur θ_a	Abminderungsfaktor für Schrauben $k_{b,2}$ (Zug und Schub)	Abminderungsfaktor für Schweißnähte $k_{w,2}$
20	1,000	1,000
100	0,968	1,000
150	0,952	1,000
200	0,935	1,000
300	0,903	1,000
400	0,775	0,876
500	0,550	0,627
600	0,220	0,378
700	0,100	0,130
800	0,067	0,074
900	0,033	0,018
1 000	0,000	0,000

Kontaktmodellierung

Die Druckkontakte zwischen den verschiedenen Stahlteilen und den Schrauben, zwischen Kopfplatte und Stütze sowie zwischen Kopfplatte und Knagge wurden über eine Kontakteigenschaft simuliert. Die Eigenschaft besagt, dass ein geringes Eindringen der Bauteile ineinander eine sehr große Federkraft in die entgegengesetzte Richtung auslöst. Damit ist eine relevante Penetration der Bauteile nicht möglich. Das Ablösen voneinander wird erlaubt.

In Tangentialrichtung wird ein Reibungskoeffizient von 0,1 angenommen. Der Reibungskoeffizient von Stahl auf Stahl variiert in der Literatur zumeist zwischen 0,08 und 0,3 (vgl. z.B. [Popov 2009]). Eine Parameterstudie am untersuchten Modell zeigt, dass der Einfluss der Reibung einen sehr geringen Einfluss auf die Anschluss Tragfähigkeit hat. Er liegt für den aus der Literatur entnommen Bereich (0,08-0,3) bei maximal 1,6%.

16.3.5 Ergebnisse Momententragfähigkeit

Die Tragfähigkeit des Anschlusses bei Raumtemperatur ergab nach der analytischen Berechnung einen Wert von 148 kNm für die Verwendung des Teilsicherheitsbeiwertes von 1,0. Das numerische Modell zeigt im Gegensatz dazu eine maximale Tragfähigkeit von 268 kNm. Dies liegt deutlich oberhalb der Tragfähigkeit nach der Komponentenmethode. Zum Vergleich wird das Moment ermittelt, das sich ergäbe, wenn das Schraubenversagen maßgeblich würde. Das Versagen der Schrauben würde bei einem Moment von ca. 351 kNm nach folgender Berechnung auftreten.

$$M_{pl, \text{Schraubenversagen}} = n \cdot N_{pl, fi, 0} \cdot z = 4 \cdot 367 \cdot 0,239 = 351 \text{ kNm} \quad (\text{Gleichung 16.2})$$

Die gegenüber der Komponentenmethode höheren Tragfähigkeiten werden als realistisch eingeschätzt, da in der Komponentenmethode einige Vereinfachungen getroffen sind, die zu konservativen Ergebnissen führen.

Hierbei wird unter anderem auf die Berechnung am T-Stummel hingewiesen. Wie oben beschrieben, ist die maßgebende Versagenskomponente bei analytischer Berechnung die „Stirnplatte auf Biegung“. Zur Berechnung der Tragfähigkeit und Steifigkeit dieser Grundkomponente wird das Modell des „äquivalenten T-Stummels“ angewandt. Es wurde errechnet, dass der Versagensmodus 1 nach Abbildung 16.17 der maßgebende T-Stummel-Versagensmodus ist. Das bedeutet, dass sich eine vollständige Fließgelenkkette im T-Stummelflansch ausbildet, ohne dass ein Versagen der Schrauben auftritt [Kuhlmann et al 2010b].

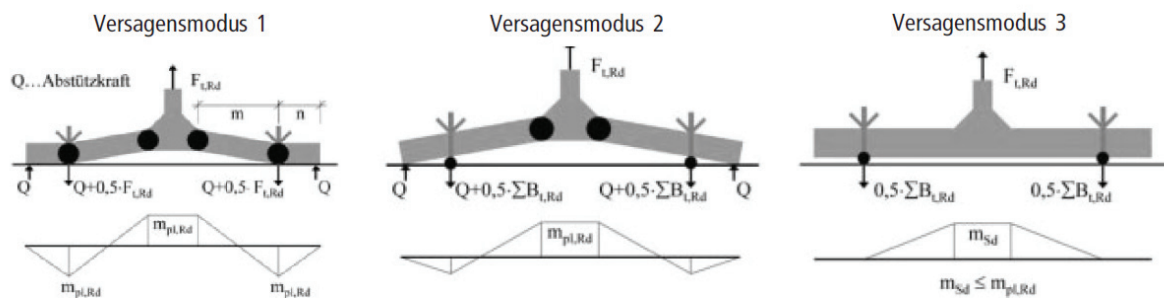


Abbildung 16.17: Versagensmodi bei analytischer Berechnung am idealisierten System "T-Stummel"

Im Ansatz der Berechnung mit Hilfe dieses T-Stummels liegen einige konservative Annahmen. In Abbildung 16.18 ist anhand der roten Umrandung und der Vergrößerung des T-Stummels zu erkennen, wo der maßgebende T-Stummel in dem hier behandelten Anschluss liegt.

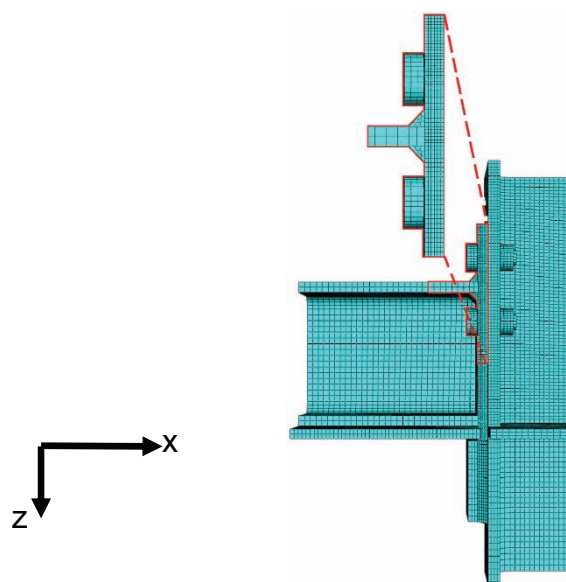


Abbildung 16.18: Extraktion des idealisierten T-Stummels aus dem numerischen Modell

Nach der Berechnung nach [DIN EN 1993-1-8] versagt der statisch unbestimmte T-Stummel unter den sich einstellenden Fließgelenken am Übergang vom Flansch zum Steg, genauer gesagt an der Kerbe der Schweißnaht und in Höhe der Schraubenachse. Dies ist bei dem hier berechneten Anschluss nur eingeschränkt möglich, da im Bereich der unteren Schraube der Steg des HE 240 B-Profiles die Stirnplatte stabilisiert und sich hier nur bei höherer Belastung weitere Fließgelenke ausbilden können. Dadurch kann hier von einer konservativen Annahme für die analytische Berechnung ausgegangen

werden, mit der ein Teil der vorhandenen, höheren Tragfähigkeit des Anschlusses bei numerischer Berechnung erklärt werden kann.

Eine weitere Annahme, die starken Einfluss auf die Ergebnisse haben kann, ist die Berechnung des T-Stummels in der Komponentenmethode mittels Stabtheorie. Aufgrund des geringen Abstands zwischen Schraubenkopf und Schweißnaht ergibt sich ein kleines Verhältnis von Stablänge (Variable „m“ in Abbildung 16.17) und Kopfplattendicke (Querschnittshöhe im Stabmodell) von etwa 1:3. Dies entspricht nicht den Voraussetzungen, die üblicherweise für die Anwendung der Stabtheorie gelten müssen. Der dreidimensionale Spannungszustand weicht stark vom Spannungszustand nach Stabtheorie (Bernoulli) ab. Dies wird auch in Abbildung 16.21 im folgenden Kapitel deutlich, da die Normalspannung in „Stabrichtung“ (σ_z) teilweise deutlich über der Streckgrenze liegt.

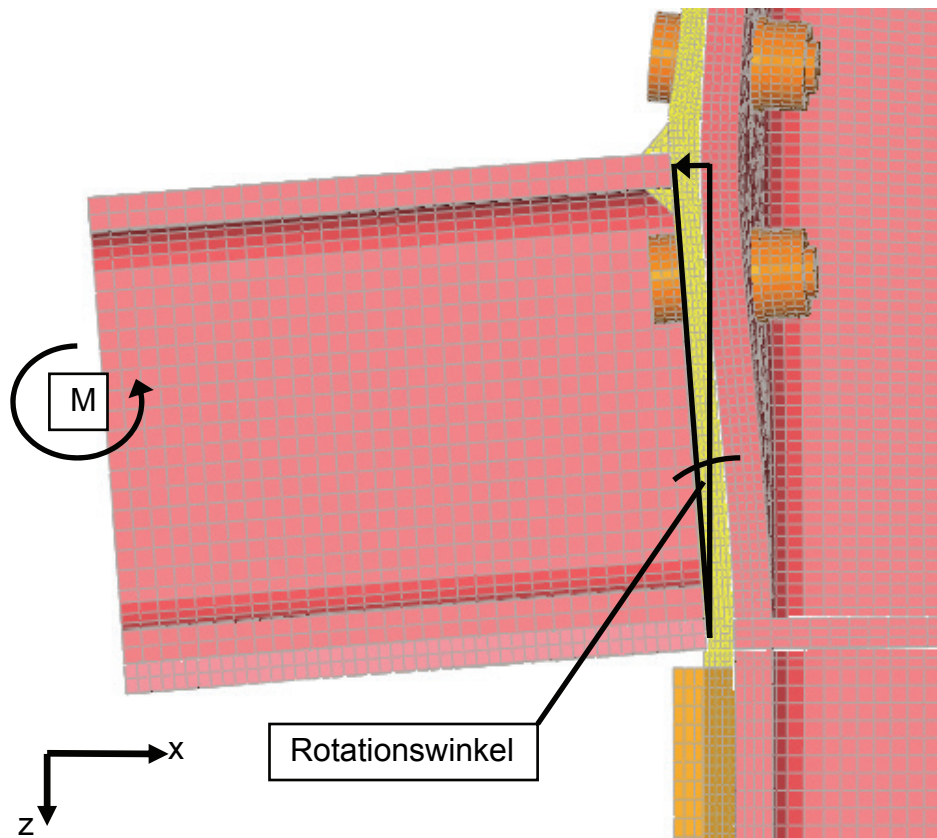


Abbildung 16.19: Definition der Rotation des Anschlusses

Neben der Berechnung der Tragfähigkeit kann das Modell zur Untersuchung des Verformungsverhaltens herangezogen werden. Abbildung 16.19 zeigt eine schematische Darstellung der Definition der Anschlussrotation im numerischen Modell. Das einwirkende Moment wird auf den Rand des Trägerstummels aufgebracht. Dadurch ziehen sich der obere Flansch und damit die Kopfplatte in Trägerlängsrichtung von der Stütze weg. Der Rotationswinkel wird über die Auslenkung des Schraubenschwerpunktes (Mitte Oberflansch) berechnet. Die Auslenkung wird über den Hebelarm bis zum Rotationsursprung (oberster Punkt ohne Bewegung in Trägerlängsrichtung), wie in Abbildung 16.19 dargestellt, in eine Rotation umgerechnet. In Abbildung 16.20 ist die aufgestellte Momenten-Rotations-Beziehung als Diagramm dargestellt. In dem Bild, welches in Ab-

bildung 16.20 integriert ist, ist die Definition der Momenten-Rotations-Beziehung nach [DIN EN 1993-1-8] dargestellt.

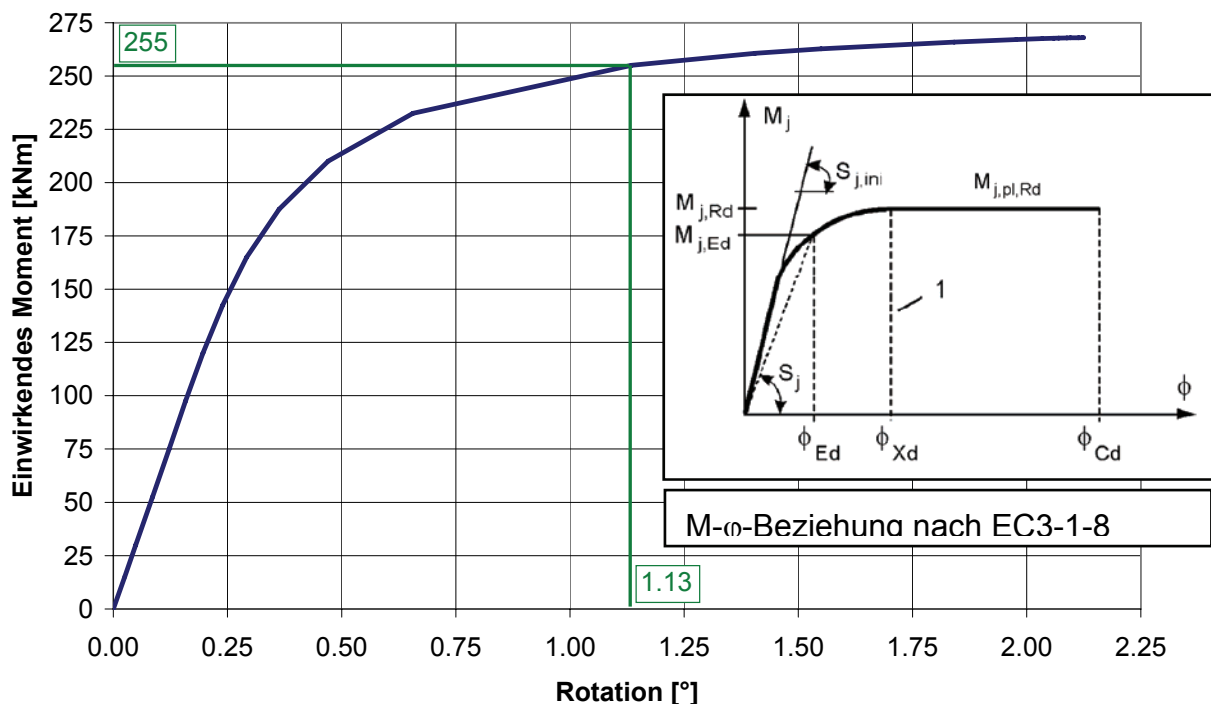


Abbildung 16.20: Momenten-Rotations-Beziehung (M- ϕ) für den Anschluss bei 20°C

Es zeigt sich, dass der Anschluss das in [DIN EN 1993-1-8] gezeigte Schema zur Momenten-Rotations-Beziehung widerspiegelt. Zunächst stellt sich ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen Moment und Rotation ein, der im Bereich ab ca. 150 kNm in einen Übergangsbereich eintritt. In diesem Bereich nimmt die Rotation gegenüber dem Moment überproportional zu. Ab einem einwirkenden Moment von 255 kNm steigt das Moment bei großen Verformungen nur noch geringfügig. Der darüber liegende Bereich wird über das Verhältnis von Rotation zu Moment ($\Delta^\circ/\Delta M$) mit $>0,01$ [$^\circ/\text{kNm}$] als ideal plastisch definiert. Damit ist das Moment 255 kNm definiert als das Moment, bei dem ein Fließgelenk auftritt.

Es zeigt sich im dargestellten Diagramm, dass bei einer Tragfähigkeit von 255 kNm etwa die Hälfte der im Modell berechneten maximalen Rotation erreicht ist. Damit ist im numerischen Modell eine ausreichende Duktilität zu sehen. Aufgrund des impliziten Berechnungsansatzes sind im numerischen Modell keine großen Elementverformungen zulässig. Daher bricht die Berechnung möglicherweise vorzeitig ab und die Anwendung eines expliziten Berechnungsansatzes könnte hier noch weitere Duktilität zeigen. Da bereits über die hier durchgeführte Berechnung eine ausreichende Duktilität gezeigt werden kann, wird davon abgesehen.

Die Querkraft wurde für die Untersuchung der Momententragfähigkeit variiert. Es hat sich gezeigt, dass der Einfluss auf die Momententragfähigkeit marginal ist. Damit ist die theoretische Überlegung, dass die Querkraft durch die Knagge aufgenommen wird und die Schrauben nur zur Übertragung der Zugkomponente des Stützmomentes herange-

zogen werden, bestätigt. Der geringe Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit zeigt sich auch bei den numerischen Untersuchungen im Brandfall.

16.3.6 Ergebnisse zur Momententragfähigkeit im Brandfall

Analog zur Bemessung der Tragfähigkeit und Rotationsfähigkeit bei Raumtemperatur wurde die numerische Berechnung nach 30, 60 und 90 Minuten Brandbelastung durchgeführt. Basis für die Berechnung ist das in Abschnitt 16.3.3 ermittelte Temperaturfeld.

In Abbildung 16.21 ist die Spannung in z-Richtung für das Versagemoment (252 kNm) nach 60 minütiger Brandbelastung gezeigt. Es ist deutlich zu sehen, dass die Spannungen in der Kopfplatte zum Versagen führen. Dadurch, dass die Spannungen weiterhin im Bereich der Streckgrenze liegen, wird ebenfalls deutlich, dass die Tragfähigkeit im kritischen Bereich der Kopfplatte kaum durch die Temperaturerhöhung beeinflusst wird.

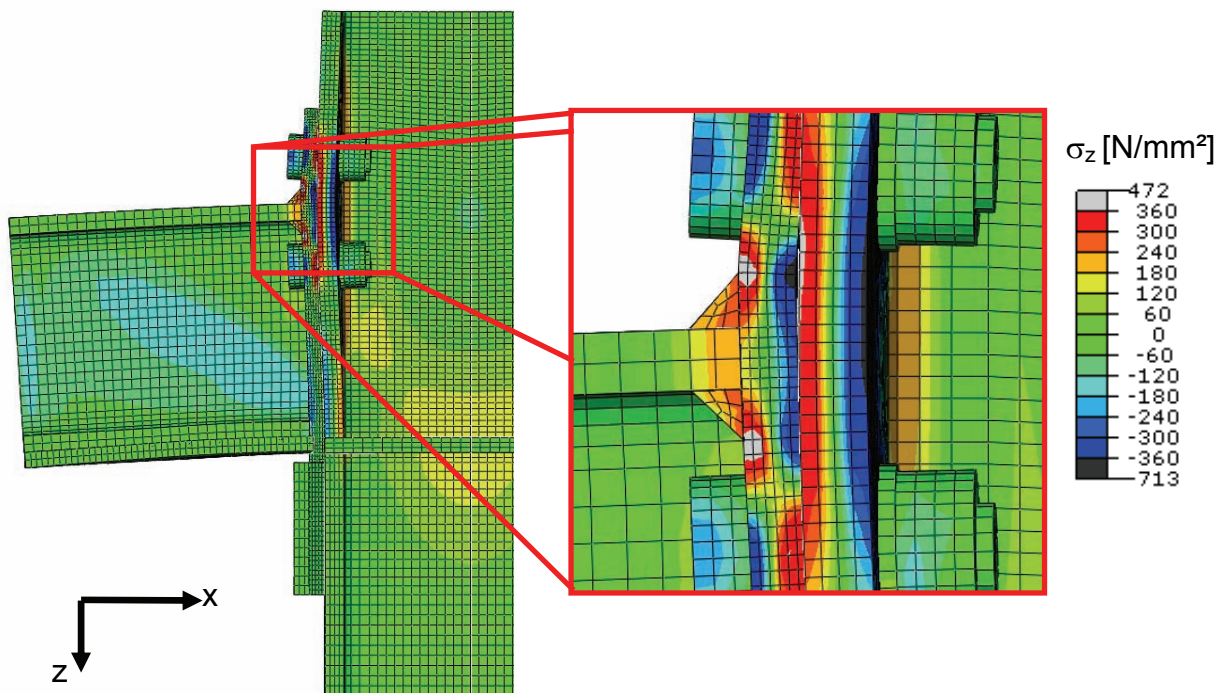


Abbildung 16.21: Hauptspannungen in z-Richtung zum Zeitpunkt $t=60$ min

In Abbildung 16.22 sind die Momenten-Rotations-Beziehungen für den Anschluss zu den verschiedenen betrachteten Zeitpunkten dargestellt. Es wird deutlich, dass das Moment, welches zum Auftreten des Fließgelenks führt, durch die Temperaturbelastung bis $t=60$ min leicht abnimmt. Während der Wert bei Raumtemperatur bei 255 kNm liegt, sinkt er bei $t=30$ min auf 248 kNm und bei 60 min auf 233 kNm. Die Duktilität wird im Bereich bis $t=60$ min kaum beeinflusst. Eine leichte Erhöhung bei $t=60$ min kann auf die geringfügige Verlagerung des Drehpunktes nach oben (etwa auf Höhe Unterflansch HEB-Profil) zurückgeführt werden, wodurch sich die Drehradius verringert. Der Einfluss ist jedoch marginal.

Die Ergebnisse für eine 90 minütige Brandbelastung, welche der Vollständigkeit halber ebenfalls dargestellt sind, zeigen einen vorzeitigen Abbruch der Berechnung bei einer Belastung von 135 kNm. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Trägerstummel, wel-

cher vom Anschlussbereich ein kurzes Stück auskragt, versagt. Die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit im Feld (vgl. Abschnitt 16.2.1) zum Zeitpunkt $t=90$ min hat eine Momententragfähigkeit von 125 kNm ergeben. Damit sind die Ergebnisse plausibel, lassen jedoch keine endgültige Aussage über das Verhalten des Anschlusses bei $t=90$ min zu. Lediglich die Aussage, dass die Rotation des Anschlusses infolge Momentenbelastung wesentlich größer ist, kann aus dem Kurvenverlauf bis zum Versagen des Trägers entnommen werden. Für die Berechnung der Systemreserven kann an dieser Stelle auf die Querschnittstragfähigkeit verwiesen werden, da der Träger bereits vor dem Anschluss versagt.

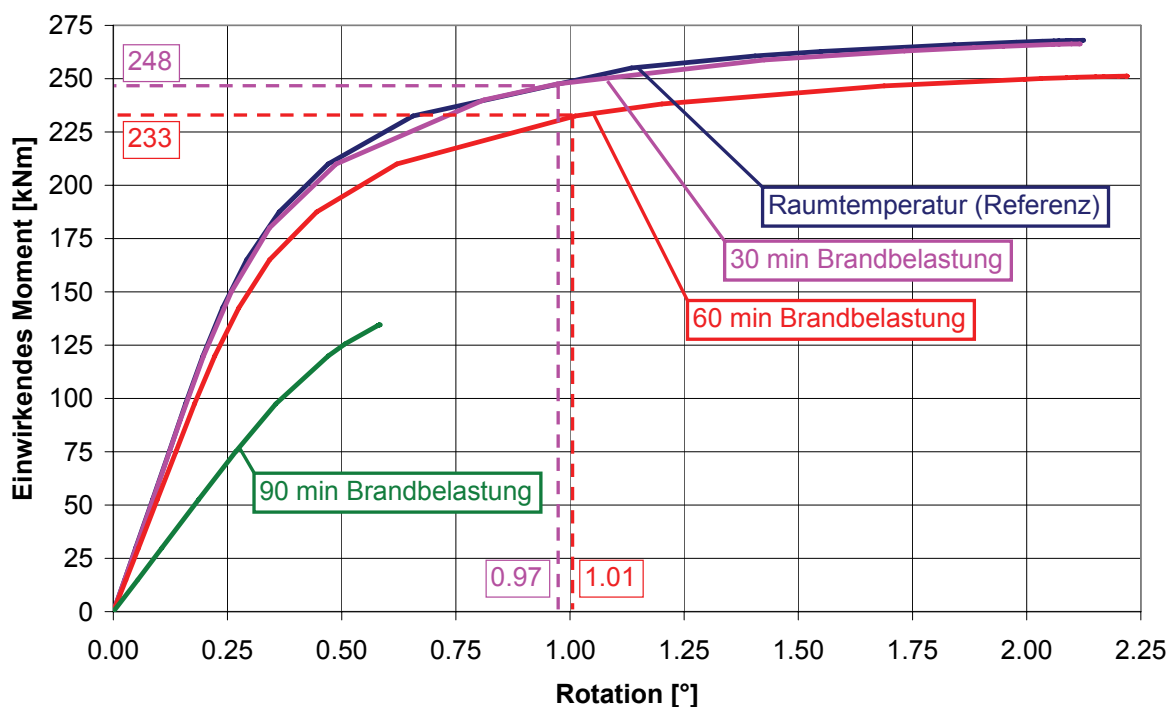


Abbildung 16.22: M- ϕ -Beziehung des Anschlusses für verschiedene Branddauern

Da das Sicherheitsniveau, welches in der analytischen Berechnung der Anschluss Tragfähigkeit eingehalten ist, durch die hier entwickelten Ergebnisse nicht in Frage gestellt wird, werden die Ergebnisse zum Brandverhalten an die analytischen Ergebnisse bei Raumtemperatur angepasst.

Ziel ist es, dass die Anschluss Tragfähigkeiten im Brandfall in die Berechnung der Tragfähigkeiten im Brandfall am Durchlaufträgermodell einfließen. Dazu werden aus den Ergebnissen der 3D-Analyse die Quotienten zwischen der Tragfähigkeit im Brandfall und der Tragfähigkeit bei Raumtemperatur ermittelt. Diese Quotienten berücksichtigen die temperaturbedingte Reduktion der Anschluss Tragfähigkeit. Diese Reduktionsquotienten werden auf die mit der Komponentenmethode bei Raumtemperatur ermittelte Anschluss Tragfähigkeit bezogen. Die Tragfähigkeiten ergeben sich wie folgt:

$$M_{pl,30} = M_{pl,kalt,Komponentenmethode} \cdot \frac{M_{pl,30,numerisch}}{M_{pl,kalt,numerisch}} = 148 \cdot \frac{248}{255} = 144 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,60} = M_{pl,kalt,Komponentenmethode} \cdot \frac{M_{pl,60,numerisch}}{M_{pl,kalt,numerisch}} = 148 \cdot \frac{233}{255} = 135 \text{ kNm} \quad (\text{Gleichung 16.3})$$

$$M_{pl,90} = M_{pl,kalt,Komponentenmethode} \cdot \frac{M_{pl,90,numerisch}}{M_{pl,kalt,numerisch}} = 148 \cdot \frac{146}{255} = 85 \text{ kNm}$$

Diese Werte fließen in die Ermittlung der Tragfähigkeit des Durchlaufträgers mit teiltragfähigem Anschluss in Abschnitt 16.3.2 ein.

17 Zusammenfassung - Brandschutz

In dem hier beschriebenen Teil des Forschungsprojekts „Effiziente Verbundflachdecken-trägersysteme im Hochbau; ganzheitliche Optimierung für Montage und Nutzung“ wurde das Verhalten der Verbundflachdeckenträger im Brandfall untersucht. Hierbei wurden vor allem Systemreserven im Brandfall untersucht, die der Verringerung der Tragfähigkeit infolge hoher Bauteiltemperaturen entgegenwirken können. Besonderes Augenmerk wurde weiterhin auf die Anschlüsse gelegt, die im Brandfall durch Systemänderungen teilweise größeren Belastungen als bei Raumtemperatur ausgesetzt sein können.

Untersucht wurden zwei unterschiedliche Querschnittstypen. Zum einen wurden Verbundträger mit einem teilweise einbetonierten UPE-Profil - auch Hut-Profil genannt - untersucht. Zum anderen wurden SFB-Träger (SFB = Slim Floor Beam) untersucht, die ebenfalls teilweise in eine Betondecke einbetoniert sind, jedoch rechnerisch nicht im Verbund mit dieser stehen. Letztere sind daher in ihrer Tragwirkung als reine Stahlträger zu behandeln.

Die Träger wurden zunächst thermisch untersucht. Für den UPE-Träger ergab sich die Besonderheit, dass innerhalb des Hohlraums Wärmestrahlung übertragen wird. Diese Wärmestrahlung wurde numerisch untersucht und es wurde gezeigt, dass die Auswirkung auf die Temperaturentwicklung gerade im Oberflansch stark ist. Eine Unterbindung der Hohlraumstrahlung durch die Verfüllung des Hohlraums mit verschiedenen Materialien wurde aus diesem Grund ebenfalls untersucht. Es konnte gezeigt werden, dass sich die Feuerwiderstandsdauer gegenüber der eines Referenzträgers um einige Minuten steigern lässt. Als sinnvolles Füllmaterial wurde Leichtbeton ermittelt.

Zur Vereinfachung der Ermittlung der Temperaturen in der ungestörten Betondecke - z.B. seitlich des Stahlprofils - wurde ein vereinfachter Formelsatz entwickelt.

Die Untersuchung der Tragfähigkeit der verschiedenen Trägerprofile im Brandfall wurde zunächst für verschiedene Einfeldträgersysteme berechnet. Alle untersuchten Querschnitte können ohne weitere Maßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse R30 eingeordnet werden. Die Feuerwiderstandsklasse R60 wird ohne Weiteres nur von SFB-Profilen mit dicken untergeschweißten Platten erreicht.

Aus diesem Grund wurde eine Erhöhung der Feuerwiderstandsklasse durch den Einsatz einer Systemreserve durch Aktivierung der Durchlaufwirkung im Brandfall angestrebt. Für das UPE-Profil hat sich gezeigt, dass der momententragfähige Anschluss des Profils an die Stütze nicht zielführend ist, da das plastische Moment des reinen Stahlträgers aufgrund seiner geringen Höhe klein ist. Aus diesem Grund wurde die Durchlaufwirkung mit Hilfe einer Stützbewehrung erreicht. Somit wird die Querkraft durch das UPE-Profil in die Stütze eingeleitet, während das Stützmoment durch die Betondecke seitlich an der Stütze vorbeigeführt wird. Die Erhöhung der Tragfähigkeit im Brandfall kann somit für die benötigte Feuerwiderstandsdauer angepasst werden. Es hat sich gezeigt, dass eine Bewehrung von 4Ø25 mm für alle untersuchten Träger ausreichend ist, um die Feuerwiderstandsklasse R60 zu erreichen. Eine Erhöhung der Feuerwiderstandsdauer auf über 90 min erfordert demgegenüber bei allen untersuchten Quer-

schnitten eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit. Diese kann durch das Heranziehen eines Streifens der Betondecke neben dem Träger realisiert werden. Die Querkraft in der Betondecke muss in diesem Fall jedoch separat mit einer Sonderkonstruktion an die Stütze angeschlossen werden.

Die Steigerung der Feuerwiderstandsdauer des SFB-Profiles wurde durch den Ansatz eines teiltragfähigen Anschlusses realisiert. Als zu untersuchender Anschluss wurde nach Absprache mit dem projektbegleitenden Ausschuss ein Kopfplattenanschluss mit zwei oberen Schraubenreihen zur Übertragung der Zugkräfte gewählt. Zur leichteren Montage wurde die untere Schraubenreihe, wie sie in konventionellen Kopfplattenanschlüssen verwendet wird, durch eine Knagge ersetzt. Die Dicke der Kopfplatte wurde im Vergleich zu den Schrauben sehr gering gewählt. Dies war zur Sicherstellung einer hohen Rotationskapazität und Duktilität erforderlich, welche für die Nutzung von plastischen Fließgelenken im Brandfall notwendig ist. Die Verwendung eines volltragfähigen Anschlusses ist bei Einhaltung des Duktilitätskriteriums mit üblichen Schraubengrößen nicht möglich. Wie unten beschrieben wird, ist dies ohnehin nur bedingt sinnvoll. Die Ergebnisse am untersuchten Anschluss sind auf einen analogen Anschluss mit unterer Schraubenreihe anstelle einer Knagge zur Übertragung der Querkräfte übertragbar.

In einer thermisch-mechanischen numerischen Simulation konnte gezeigt werden, dass die Momententragfähigkeit des SFB-Profiles im Brandfall nur langsam abnimmt. Dies ist auf das Temperaturfeld im Brandfall zurückzuführen. Die oben liegenden auf Zug beanspruchten Komponenten, wie Schrauben und der obere Teil der Kopfplatte, sind durch den Deckenbeton gut vor Erwärmung geschützt. Im unteren Anschlussbereich steigen die Temperaturen stark an. Durch die Verringerung der Festigkeiten der Komponenten erhöht sich die zur Übertragung der Druckkräfte benötigte Fläche. Dadurch verschiebt sich die resultierende Druckkraft nach oben. Dies verringert die Momententragfähigkeit in geringem Umfang.

Weiterhin konnte gezeigt werden, dass der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit im Anschluss bei Raumtemperatur und im Brandfall für praxisrelevante Verhältnisse von Moment zu Querkraft vernachlässigbar ist.

Wie durch die Ergebnisse zur Anschlusstragfähigkeit bereits angedeutet wurde, konnte die Tragfähigkeit der SFB-Träger durch den Ansatz der teilweisen Durchlaufwirkung im Brandfall deutlich gesteigert werden kann. Dies kann zum einen auf den Ansatz der Durchlaufwirkung im Brandfall zurückgeführt werden, die bei Raumtemperatur nicht berücksichtigt wird, was einem Herabsetzen der Lastausnutzung bei Raumtemperatur gleichkommt. Zum anderen kann die Steigerung der Feuerwiderstandsdauer auf die hohe Widerstandsfähigkeit des untersuchten Anschlusses im Brandfall zurückgeführt werden. Bei längeren Branddauern sinkt die Momententragfähigkeit im Trägerquerschnitt stark ab, während sie im Anschluss nahezu unverändert bleibt. Dies führt dazu, dass die Momententragfähigkeit im Anschlussbereich gegenüber der Momententragfähigkeit des Trägers, welche bei Raumtemperatur bei 20-30% liegt, stark ansteigt. Dies kann in einzelnen Fällen dazu führen, dass der Anschluss nach 90 min Brandbeanspruchung als voll biegesteif eingestuft werden kann, da im Anschlussbereich das Versagen

des Trägers maßgebend wird. Eine weitere Steigerung der Anschluss Tragfähigkeit bleibt in diesem Fall ohne Wirkung.

Es wurden insgesamt drei verschiedene SFB-Träger untersucht. Diese wurden mit zwei verschiedenen Anschlüssen an der Stütze angeschlossen. Bei den untersuchten Beispielträgern hat sich gezeigt, dass die Feuerwiderstandsklasse durch den teiltragfähigen Anschluss für kleinere Träger von R30 auf R60 steigerbar ist. Träger mit dickem Unterflansch (40 mm), die ohnehin eine Feuerwiderstandsklasse R60 aufweisen, können durch Einsatz eines teiltragfähigen Anschlusses in die Klasse R90 eingeordnet werden.

E. Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens sollte eine gesamtheitliche Lösung für Verbundflachdeckensysteme entwickelt werden und maßgebende offene Fragestellungen im Zusammenhang geklärt werden.

Im Mittelpunkt hierbei standen drei Hauptaspekte, die wirtschaftliche Verformungsrechnung, eine effiziente Ausbildung der Knotenverbindungen und Anschlüsse sowie die Fragen des Brandschutzes für die zu untersuchenden Systeme.

Für das Verformungsverhalten von Verbundflachdeckenträgersystemen konnte auf Basis einer umfangreichen analytischen Untersuchung ein nicht-linearer Berechnungsansatz abgeleitet werden und hierbei die sog. Verformungsbezogene mittragende Breite eingeführt. Dieser Berechnungsansatz wurde in einem zweiten Schritt in einen linearen Ansatz weiterentwickelt, der es nun erlaubt, das nicht-lineare Tragverhalten von Slim-Floor Trägern sehr einfach mittels linearer Verformungsansätze zu berechnen.

Dies wurde durch die Einführung einer effektiven Steifigkeit, die die Rissbildung und damit die Querschnittsschwächung durch eine Reduktion ermöglicht. Im Mittelpunkt der Untersuchungen standen hierbei Hut- und I-Profile. Das hierbei entwickelte analytische Modell wurde auf Basis von experimentell durchgeführten Trägerversuchen verifiziert.

Ein Vergleich mit bestehenden Normen zeigt, dass bisherige Ansätze sehr konservativ sind und die Durchbiegung stark überschätzt wird und daher die Querschnitte größer dimensioniert werden als tatsächlich notwendig. Es kann daher festgehalten werden, dass das Ziel, einen verbesserten und vor allem auch vereinfachten Berechnungsansatz für die Trägerverformung zu entwickeln, erreicht wurde.

Für die Anschlüsse und Ausbildung der Knoten wurden an typischen Querschnitten Konstruktionslösungen aufgezeigt, die einen sehr wirtschaftlichen Einsatz dieser Stahlbauverbindungen zulässt. Neben gelenkigen Anschlüssen sind auch Beispiele für einen biegesteifen (durchlaufenden) Trägerstoß aufgezeigt, die in Hinblick auf die Tragreserven im Brandfall aktiviert werden können.

Die dargestellten Systemlösungen zeigen, dass die konsequent effiziente Systemlösung vom Träger auf den Anschluss fortgesetzt werden kann. Hierdurch sind schnelle und wirtschaftliche Bauzeiten realisierbar, was bei einer ganzheitlichen Bewertung von Systemlösungen berücksichtigt, eine Vielzahl von Vorteilen bietet.

Im Brandfall verlieren Verbundträger und damit Slim-Floor Träger sehr schnell an Tragfähigkeit durch die direkte Beflammung des Baustahls. Ziel des dritten Arbeitspaketes war es, den Brandwiderstand von typischen Slim-Floor Systemen zu untersuchen und ggfs. durch konstruktive Maßnahmen (Ausbildung als Durchlaufträger, zusätzliche Längsbewehrung) zu verbessern.

Die analytischen Lösungen zeigen hierbei, dass alle Träger ohne zusätzlichen Aufwand eine Feuerwiderstandszeit von F30 besitzen. Einen deutlichen Gewinn an Brandwider-

stand erzielt man durch die Ausbildung von durchlaufenden Systemen. Hierbei können Tragreserven aktiviert werden, die für die Bemessung im Brandfall einen entscheidenden Vorteil bieten.

Die numerischen Untersuchungen zeigten hierbei einen deutlichen Effizienzgewinn durch die oben vorgeschlagenen konstruktiven Maßnahmen. Das Ziel, den Bauteilwiderstand (besonders was die Anschlusskonstruktion betrifft) zu erhöhen, wurde damit erreicht und durch konstruktive Vorschläge verbessert. Durch die umfangreichen numerischen Untersuchungen an typischen Anschlusskonstruktionen konnte die Frage nach den Tragreserven in den Knoten sehr genau untersucht werden. Diese stellen für die Konstruktion eine innovative Entwicklung dar, die sich direkt auf die Bemessung der Verbunddeckensysteme im Brandfall auswirken, da die Tragreserven der Anschlüsse genutzt werden können und diese damit zu einer Verbesserung der Konstruktion beisteuern.

Die drei Arbeitsaspekte ermöglichen nun, dass Slim-Floor Träger als eine Systemlösung angeboten werden können. Für die Bemessung, bei der der Verformungsnachweis maßgebend wird, aber ebenso für die Brandbemessung wurden Berechnungsansätze und konstruktive Maßnahmen ausgearbeitet, die eine gesamtheitliche Lösung ermöglichen und somit die Anwendbarkeit vereinfachen. In Hinblick auf die Verformungsberechnung ergaben sich durch die neuen Berechnungsansätze sogar starke Verbesserungen im Vergleich zu bestehenden Normenansätzen. Dies wirkt sich direkt auf den Materialverbrauch aus, da die Slim-Floor Lösungen dadurch wirtschaftlicher dimensioniert werden können.

Der analytische Berechnungsansatz auf Basis einer linearen Verformungsberechnung vereinfacht zudem die Bestimmung der Trägerverformung sehr stark, so dass komplizierte und aufwändige nicht-lineare Berechnungen vermieden werden können. Für in der Praxis tätige Planer stellt dies einen deutlichen Gewinn an Zeit dar und gleichzeitig erhöht dies auch die Akzeptanz für Verbundflachdeckenbauwerke, wenn für die Bemessung einfache und praktikable Lösungen angeboten werden.

Während der Bearbeitung kam es ebenfalls zu sehr wichtigen Erkenntnissen, was das Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern betrifft. So konnte durch die analytischen Untersuchungen gezeigt werden, dass der Einfluss der mittragenden Breite im Stützbereich nur eine untergeordnete Rolle spielt und sich kaum merklich auf das Verformungsverhalten eines Slim-Floor Trägers auswirkt. Diese Erkenntnisse flossen direkt in den Berechnungsansatz mit ein.

Ebenso ergaben sich bei der Bearbeitung neue Fragestellungen, die im Zusammenhang mit Slim-Floor Trägern auftauchten. Hierunter zählt die Frage nach der Querkrafttragfähigkeit, insbesondere im Mittelstützenbereich. Die Versuche zeigten hierbei ein durchstanzähnliches Verhalten und die Versuchsauswertung zeigte, dass die größten Kraftanteile im Beton und nicht, wie üblich angenommen werden, dem Stahlträger zuzuordnen sind. Ebenso gibt es noch offene Fragen in Bezug auf das Schwingungsverhalten dieser Decken und Möglichkeiten auch hierfür ein vereinfachtes Nachweisverfah-

ren zu entwickeln. Aus konstruktiver Sicht sind somit noch weitere das Tragverhalten betreffende Punkte zu klären.

Aber auch in Hinblick auf eine ökologische Betrachtung und der Frage der Nachhaltigkeit dieser Deckensysteme gibt es noch einen Klärungsbedarf. Gerade heutzutage rückt die Frage nach einer nachhaltigen Bauweise immer mehr in den Vordergrund, so dass diese Deckensysteme auch dahingehend untersucht werden müssen und Ökobilanzen für die verschiedenen untersuchten Deckensysteme zu erstellen.

Durch fortlaufende Sitzungen wurde der Stand der Untersuchungen den Mitgliedern des Arbeitskreises vorgetragen. Die in den Sitzungen vorgebrachten Lösungen und Diskussionen flossen direkt in die Bearbeitung des Vorhabens mit ein und wurden entsprechend umgesetzt. Gerade durch die in der Praxis tätigen Ingenieure wurde garantiert, dass wirtschaftliche effiziente und einfache Lösungen im Mittelpunkt der Untersuchungen standen.

Umgekehrt kann durch die direkte Zusammenarbeit der Forschungsstellen mit den Mitgliedern des Arbeitsausschusses der Wissenstransfer direkt umgesetzt werden. Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen wurde im Auftrag eines Unternehmens weitere Versuche zum Tragverhalten durchgeführt, bei dem die gewonnenen Erkenntnisse aus dem Forschungsvorhaben direkt eingeflossen sind. Dies zeigt das hohe Interesse durch die Industrie. Derzeit werden von dem Unternehmen bei mehreren Ausschreibungen Verbundflachdeckenlösungen angeboten, bei der die wirtschaftliche Bauweise im Vordergrund stehen und daher die verbesserten Verformungsansätze direkt angewandt werden können.

In Hinblick auf die Normungstätigkeit ist angedacht die Erkenntnisse in verschiedenen Gremien bekannt zu machen. Auf nationaler Ebene ist angedacht eine DAST-Richtlinie zu Slim-Floor Trägern zu erstellen, bei der alle gewonnenen Ergebnisse einfließen sollen. Die Richtlinie wird derzeit erstellt.

Auf europäischer Ebene sollen ähnliche Anstrengungen unternommen werden. So ist Frau Prof. Kuhlmann als Mitglied bei der TC11 (Technisches Komitee Verbundbau) vertreten und gleichzeitig für die Arbeitsbereich Verbunddeckensysteme zuständig. Der Austausch der Ergebnisse wird hierbei auf internationaler Ebene garantiert.

Eine Liste der Veröffentlichungen im Rahmen des Vorhabens ist zu Beginn des Schlussberichtes gegeben. Weitere Veröffentlichungen sind geplant bzw. werden derzeit erstellt.

Literaturverzeichnis

Verwendete Normen und Richtlinien:

- [BS 5400-5] BS 5400-5: Steel, concrete and composite bridges; Part 5: Code of practice for design of composite bridges. British Standards Institution, 1979.
- [DIN 1045-1] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin: Beuth Verlag, August 2008.
- [DIN 1055-3] DIN 1055-3 Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [DIN 1075] DIN 1075: Betonbrücken; Bemessung und Ausführung, April 1981.
- [DIN 12390-1] DIN EN 12390-1: Prüfung von Festbeton. Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen, Berlin: Beuth Verlag, Februar 2001.
- [DIN 12390-2] DIN EN 12390-2: Prüfung von Festbeton. Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen, Berlin: Beuth Verlag, August 2009.
- [DIN 12390-3] DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton. Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern, Berlin: Beuth Verlag, Juli 2009.
- [DIN 12390-5] DIN EN 12390-5: Prüfung von Festbeton. Teil 3: Biegezugfestigkeit von Probekörpern, Berlin: Beuth Verlag, Juli 2009.
- [DIN 18800-5] DIN 18800-5: Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton – Bemessung und Konstruktion, Berlin: Beuth Verlag, März 2007.
- [DIN 4102-2] DIN 4102-2: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Teil 2: Bauteile, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, 1977.
- [DIN 4102-4] DIN 4102-4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, 1994.
- [DIN 50125] DIN 50125: Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben, Berlin, Beuth Verlag, Januar 2004.
- [DIN EN 10002-1] DIN EN 10002-1: Metallische Werkstoffe – Zugversuch, Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, Berlin, Beuth Verlag, Dezember 2001.
- [DIN EN 1991-1-2] DIN EN 1991-1-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen, Brandeinwirkungen auf Tragwerke. Deutsche Fassung EN 1991-1-2, Deutsch-

- es Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, 2002.
- [DIN EN 1992-1-2] DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [DIN EN 1993-1-2] DIN EN 1993-1-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Deutsche Fassung EN 1993-1-2:2005, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [DIN EN 1993-1-8] DIN EN 1993-1-8: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen. Deutsche Fassung EN 1993-1-8, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- [DIN EN 1994-1-1] DIN EN 1994-1-1: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton; Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Juli 2006.
- [DIN EN 1994-1-1] DIN EN 1994-1-1: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton; Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Juli 2006.
- [DIN EN 1994-1-2] DIN EN 1994-1-2: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Deutsche Fassung EN 1994-1-2:2005, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [DIN EN ISO 898-1] DIN EN ISO 898-1: Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus Kohlenstoffstahl und legiertem Stahl, Teil 1: Schrauben mit festgelegten Festigkeitsklassen, Deutsche Fassung EN ISO 898-1, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, 2009.

Veröffentlichungen:

- [Albrecht 1976] Albrecht, G.: Beitrag zur mittragenden Breite von Plattenbalken im elasto-plastischen Bereich, Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 76-7, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität Bochum, 1976.
- [Amadio et al 2004] Amadio, C., Fedrigo, C., Fragiaco, M., Macorini, L.: Experimental evaluation of effective width in steel-concrete composite beams, Journal of Constructional Steel Research 60, Seite 199-220, 2004.
- [Amadio, Fragiaco 2002] Amadio, C., Fragiaco, M.: Effective Width Evaluation for Steel-Concrete Composite Beams, Journal of Construc-

- tional Steel Research 58, Seite 373-388, 2002.
- [Anderson et al 2009] Anderson, K., Gillie, M.: Investigation into Methods for Predicting Connection Temperatures, Proceedings of conference: Application of Structural Fire Engineering, pp. 332-337, Prag, 2009
- [Arcelor 2010] Slim Floor, Das innovative Konzept für Flachdecken, ArcelorMittal Commercial Sections, http://www.arcelormittal.com/sections/fileadmin/redaction/pdf/Brochures/SlimFloor_DE.pdf, Stand: Mai, 2010.
- [Bailey 1999] Bailey, C.: The behaviour of asymmetric slim floor steel beams in fire, in: Journal of Constructional Steel Research, Vol. 50, pp. 235-257, Elsevier, 1999.
- [Bailey 2000a] Bailey, C. G.; Moore, D. B.; The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subject to fire, Part 1: Theory, The Structural Engineer, Juni, 2000.
- [Bailey 2000b] Bailey, C. G.; Moore, D. B.; The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subject to fire, Part 2: Design, The Structural Engineer, Juni, 2000.
- [Baumgärtner et al 1997] Baumgärtner, H., Krampe, A., Mues, H., Sauerborn, N.: Die Stahlverbundbauweise - Erfolgreiche Anwendung bei der Goethe Galerie in Jena, Bauingenieur 72 (1997), Seite 67-74, 1997.
- [Baumgärtner et al 1997] Baumgärtner, H., Krampe, A., Mues, H., Sauerborn, N.: Die Stahlverbundbauweise – Erfolgreiche Anwendung bei der Goethe Galerie in Jena. Bauingenieur 72 (1997), Heft 2, S. 67 – 74, 1997.
- [Baur 2009] Baur, V.: Numerische Untersuchung an Ein- und Zweifeld-Slim-Floor Trägern mit dem FE-Programm ABAQUS, Diplomarbeit, Nr. 2009-24X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2009.
- [Block 2006] Block, F., M.: Development of a Component-Based Finite Element for Steel Beam-to-Column Connections at Elevated Temperatures, Ph.D.-Thesis am Department of Civil and Structural Engineering der Universität Sheffield, 2006.
- [Bode 1994a] Bode, H.; Stengel, J.; Künzel, R.: Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten. Stahlbau 63, Heft 1, Seite 6-14, 1994.
- [Bode 1994b] Bode, H.; Stengel, J.; Künzel, R.: Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten (Teil 2 und Schluss), Stahlbau 63, Heft 2, Seite 41-48, 1994.
- [Bode 1998] Bode, H.: Euro-Verbundbau, Konstruktion und Berechnung. 2. Auflage, Werner Verlag, 1998.
- [Bode et al 1997] Bode, H., Stengel, J., Sedlacek, G., Feldmann, M., Müller, C.: Untersuchung des Tragverhaltens bei Flachdecken-Systemen (Slim-Floor Konstruktionen) mit verschiedener

- Ausbildung der Platten und verschiedener Lage der Stahlträger, Forschungsbericht P 261, Studiengesellschaft Stahlanwendung e. V., Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, 1997.
- [Borgogno 1997] Borgogno, W.: Tragverhalten von Slim Floor Decken mit Betonhohlplatten bei Raumtemperatur und Brandeinwirkungen. Dissertation am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, 1997.
- [Borgogno et al 1998] Borgogno, W., Fontana, M.: Brandverhalten von Slim-Floor-Decken mit vorgespannten Betonhohlplatten. Stahlbau, Heft Nr. 10, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1998.
- [Both et al 1997] Both, C., Fellingner, J.H.H., Twilt, L.: Shallow floor construction with deep composite deck: from test to simple calculation rules, in: HERON, Vol. 42, No. 3, ISSN 0046-7316, 1997.
- [Bott 2007] Bott, M.: Nichtlineare Verformungsberechnung niedriger Verbundträger unter Berücksichtigung der mittragenden Breite im negativen Momentenbereich, Diplomarbeit, Nr. 2007-43X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2007.
- [Braun et al 2009] M. Braun, O. Hechler, V. Birarda: 140 m² Column Free Space due to Innovative Composite Slim Floor Design. Proceedings of the 9th International Conference on Steel Concrete Composite and Hybrid Structures (ASCCS2009), Seite 363 - 368, Leeds, UK, Juli 2009.
- [Brendel 1960] Brendel, G.: Die mitwirkende Plattenbreite nach Theorie und Versuch, Beton- und Stahlbetonbau 55 (1960), Seite 177-185, 1960.
- [Chawalla 1936] Chawalla, E.: Die Formeln zur Berechnung der „voll mittragenden Breite“ dünner Gurt- und Rippenplatten, Stahlbau 9 (1936), Heft 10, Seite 73-78, 1936.
- [Curbach et al 2003] Curbach, M.; Hartz, U.; Iványi, G.; König, G.; Zilch, K.: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – Heft 525, Berlin / Wien / Zürich, Beuth Verlag, September 2003.
- [Dai et al 2009] Dai, X., H., Wang, Y., C., Bailey, C., G.: An Experimental Study of Structural Behaviour of Joints in Restrained Steel Frames in Fires, Proceedings of conference: Application of Structural Fire Engineering, pp. 350-355, Prag, 2009.
- [Däuwel 2001] Däuwel, T.: Beitrag zum Tragverhalten von Slim-Floors unter Verwendung hoher Trapezprofilbleche, Dissertation, Universität Kaiserslautern, 2001.
- [DIBt 2005] Deutsches Institut für Bautechnik: Zulassungsbescheid Z-26.2-48; Slim-Floor Träger mit UPE-Profilen, Peiner Träger GmbH, 27. Juli 2005.

- [DIBt 2009] Deutsches Institut für Bautechnik: Zulassungsbescheid Z-15.10-274: Verwendung von Spannbeton-Hohlplatten nach DIN EN 1168:2008-10 und DIN 1045-1:2008-08, System Schwörer, vom 21.08.2009.
- [ECCS 2001] Model Code on Fire Engineering, ECCS –TC3, First edition 2001.
- [Eisele 2009] Eisele, T.: Experimentelle und analytische Untersuchungen zur mitttragenden Breite an Slim-Floor Trägern, Diplomarbeit, Nr. 2009-42X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2009.
- [EKS 1995] EKS No. 89, Feuerwiderstand von Bauteilen aus Stahl, EKS – Technischer Ausschuss TC3 – Brandsicherheit von Bauteilen, www.steelconstruct.com, 1995.
- [Elz 1998] Elz, S.: Untersuchungen zum Riss- und Tragverhalten des betongurtes von Verbundträgern im negativen Momentenbereich, Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1998.
- [Eschenauer 1986] Eschenauer, H.; Schnell, W.: Elastizitätstheorie I – Grundlagen, Scheiben und Platten, 2. Auflage, Zürich, Bibliographisches Institut, 1986.
- [Feldmann 2000] Feldmann, M.: Geschossbau in Stahl, Flachdecken-Systeme, Dokumentation 605, Bauen mit Stahl e.V., 4. Auflage, 2000.
- [Feldmann et al 1998] Feldmann, M., Müller, C., Stengel, J.: Zum Tragverhalten von Stahlflachdecken, Bauingenieur Band 73 (1998), Seite 427-434, 1998.
- [Fellinger 2004] Fellinger, J. H. H.: Shear and Anchorage Behaviour of Fire Exposed Hollow Core Slabs, Dissertation, TU Delft, 2004.
- [Fontana 2000] Fontana, M.: Brandsicherheit von Stahlverbundtragwerken, In: Kuhlmann, U. (Hrsg.): Stahlbaukalender 2000, Ernst & Sohn, Seite 565-608, 2000.
- [Fries 2001] Fries, J.: Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen, Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2002-1, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2001.
- [Grages 2007] Grages, H.: Beitrag zur Verformungsanalyse von Verbundträgern. Dissertation, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, TU Darmstadt, 2007.
- [Grages, Lange 2004] Grages, H., Lange, J.: Deflection of Steel Composite Beams in real Structures as basis for the Calculation of the Serviceability of Buildings. Composite Construction V, July 18-23, Kruger National Park, South Africa, 2004.
- [Grasser 1991] Grasser, E., Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 240, 3. Auflage, Beuth Verlag, Berlin, 1991.

- [Grasser 1997] Grasser, E.: Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045 (Ausgabe Dez. 1978), Teil 1: Biegung mit Längskraft, Schub, Torsion, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 220, 2. Auflage, Beuth Verlag, Berlin, 1979.
- [Grasser, Moosecker 1982] Grasser, E., Moosecker, W.: Hilfsmittel zur näherungsweise Bestimmung der mitwirkenden Breite von Plattenbalken im Stahlbetonbau, Beton- und Stahlbetonbau, Band 77 (1982), Heft 6, Seite 164-167, 1982.
- [Grimm 2009] Grimm, T.: Analytische Lösung zur Berechnung der mittragenden Breite von zweifeldrigen Slim-Floor Trägern, Diplomarbeit, Nr. 2009-23X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2009.
- [Gross et al 1998] Gross, D.; Schnell, W.; Ehlers, W.; Wriggers, P.: Formeln und Aufgaben zur Technischen Mechanik – 2 Elastostatik, Hydrostatik, 5. Auflage, Berlin / Heidelberg / New-York: Springer-Verlag, 1998.
- [Grünberg 1978] Grünberg, J.: Spannungszustände und mitwirkende Plattenbreite eines Stahl-Beton-Plattentragwerks im gerissenen Zustand. Beton- und Stahlbetonbau 53 (1978), Seite 177-181, 1978.
- [Haas 1999] Haas, U.: Wirtschaftlichkeitsvergleich von Slim-Floor Decken mit konventionellen Flachdecken, Diplomarbeit, Nr. 1999-12X, Institut für Konstruktion und Entwurf I, Universität Stuttgart, 1999.
- [Haensel 1975] Haensel, J.: Praktische Berechnungsverfahren für Stahlträgerverbundkonstruktionen unter der Berücksichtigung neuerer Erkenntnisse zum Betonzeitverhalten, Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 75-2, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1975.
- [Hanswille, Schäfer 2005] Hanswille, G., Schäfer, M.: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung Konstruktion - Kommentar zu DIN V 18800-5, Ausgabe November 2004. Stahlbaukalender 2005, Verlag Ernst & Sohn, 2005.
- [Hasslacher 2001] Haßlacher, S.: Die mittragende Breite von Betongurten für Biegebeanspruchung, Diplomarbeit, Nr. 2001-38X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2001.
- [Hauf 2008] Hauf, G.: Slim-Floor Profiles as Innovative Slab Systems – Effective Width and Calculation of Deflections, 7th International PhD Symposium in Civil Engineering, Stuttgart, September 11th - 13th, 2008.
- [Hegger et al 2008] Hegger, J., Kerkeni, N., Roggendorf, T.: Zum Tragverhalten von Slim-Floor-Konstruktionen. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 1, S. 2 - 11, 2008.
- [Hilsdorf, Reinhardt 1998] Hilsdorf, H. K., Reinhardt, H.-W.: Beton. Betonkalender 1998, Verlag Ernst & Sohn, 1998.

- [Hofmann, Ramm 1993] Hofmann, T. J., Ramm, E.: Erfassung der mittragenden Breite durch eine verfeinerte Balkentheorie, Festschrift Udo Vogel, Institut für Baustatik, Universität Karlsruhe, Seite 107-125, 1993.
- [Holtkamp 1991] Holtkamp, H. J.: Zur mittragenden Breite von Verbundträgern im Bereich negativer Momente, Dissertation, Mitteilung Nr. 91-3, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1991.
- [Huber, Obholzer 1999] Huber, G., Obholzer, A.: Verbundflachdecken beim Millennium Tower, Stahlbau 68 (1999), Heft 8, Seite 623-630, 1999.
- [Iliopoulos, 2005] Iliopoulos, A.: Zur rechnerischen Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens des Betons bei Verbundträgern, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Shaker Verlag, 2005.
- [ISOLA 2009] ISOLA Mineralwolle – Werke Wilhelm Zimmermann GmbH, www.isola-mineralwolle.de, Stand: Oktober, 2009
- [Karmann von 1924] Karman von, Th.: Die mittragende Breite, August-Föppel-Festschrift, Springer Verlag, Berlin, Seite 114-127, 1924.
- [Koepcke, Denecke 1967] Koepcke, W., Denecke, G.: Die mitwirkende Breite der Gurte von Plattenbalken, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 192, Ernst Verlag, Berlin, 1967.
- [Kuhlmann et al 2001] Kuhlmann, U., Fries, J., Rieg, A.: Composite Girders with Reduced Height, Connections between Steel and Concrete, RILEM Proceedings PRO 21, RILEM Publications S.A.R.L., Seite 1371-1381, 2001.
- [Kuhlmann et al 2001b] Kuhlmann, U., Kürschner, K.: Ausgewählte Trägeranschlüsse im Verbundbau. Stahlbau-Kalender, Verlag Ernst & Sohn, 2001.
- [Kuhlmann et al 2003] Kuhlmann, U., Rieg, A., Nakajima, S.: Numerical Studies on the Effective Widths of Composite Girders Considering Cracking Behaviour, In: Matsui, S., Nakai, H. (Eds.), Proceedings of the 5th Japanese-German Joint Symposium on Steel and Composite Bridges, 9-12 September 2003, Osaka University, Japan, 2003.
- [Kuhlmann et al 2006a] Kuhlmann, U., Schänzlin, J., Merkle, R., Bux, H.: Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit integrierten Slim-Floor-Profilen. Forschungsbericht AZ 21168, Deutsche Bundesstiftung Umwelt, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, April 2006.
- [Kuhlmann et al 2006b] Kuhlmann, U., Hauf, G., Rieg, A.: Effiziente Dimensionierung niedriger Verbundträger. Forschungsvorhaben gefördert durch die Stiftung Industrieforschung, Forschungsvorhaben Nr. S 668, Köln, Oktober 2006.
- [Kuhlmann et al 2007a] Kuhlmann, U., Konrad, M., Hauf, G., Raichle, J.: Schubtragfähigkeit von Verbundflachdecken, Forschungsvorha-

- ben DIBt Nr. ZP 52-5-17.12-1109/04, interner Versuchsbericht, Institut für Konstruktion und Entwurf, 2007.
- [Kuhlmann et al 2007b] Kuhlmann, U., Sauerborn, N., Hauf, G.: Studie zum technisch-wirtschaftlichen Vergleich von Slim-Floor Decken und konventionellen Bauweisen von Flachdeckenkonstruktionen, FOSTA Studie P747, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V., Düsseldorf, 2007.
- [Kuhlmann et al 2010] Kuhlmann, U., Konrad, M., Hauf, G.: Slim Floor girder with COFRADAL200 deck elements, Versuchsbericht für die Fa. ARCELORMITTAL Belval&Differdange S.A., Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2010.
- [Kuhlmann et al 2010b] Kuhlmann, U., Rölle, L.: Verbundanschlüsse nach Eurocode, Stahlbau-Kalender, Verlag Ernst & Sohn, 2010.
- [Kuhlmann, Fries 1998] Kuhlmann, U., Fries, J.: Slim-Floor Deckenträger mit Hutprofil, Fachseminar und Workshop, Verbundbau 2, FH München und Bauen mit Stahl e.V. München, 1998.
- [Kuhlmann, Fries 2001] Kuhlmann, U., Fries, J.: Optimierung der Bemessung von deckengleichen Verbundträgern in Hutform, Schlussbericht, AiF-Forschungsvorhaben 12017 N, Institut für Konstruktion und Entwurf I, Universität Stuttgart, 2001.
- [Kuhlmann, Fries 2004] Kuhlmann, Ulrike ; Fries, Jürgen: Optimierung der Bemessung von deckengleichen Verbundträgern in Hutform, Forschungsvorhaben P 389, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, Verlag- und Vertriebsgesellschaft, ISBN 3-937567-09-7, 2004.
- [Kuhlmann, Hauf 2006] Kuhlmann, U., Hauf, G.: Effective width of composite girders with reduced height, A forecast of the future for steel and composite steel-concrete structures - Professor Jean-Marie Aribert Retirement Symposium, Editors HJIAJ & UY, Seite 21-30, 3.-5. Juli 2006, INSA, RENNES, ISBN 978-2-912095-01-5, 2006.
- [Kuhlmann, Hauf 2007] Kuhlmann, U., Hauf, G.: Innovative slab systems with slim-floor girders, In: Eligehausen et al.: Proceedings, 2nd Symposium on Connections between Steel and Concrete, Stuttgart, ibidem-Verlag, p. 1245-1254, 2007.
- [Kuhlmann, Hauf 2008] Kuhlmann, U., Hauf, G.: Efficient design for the calculation of the deflection and the shear capacity, Composite Construction in Steel and Concrete VI, Engineering Conferences International, July 20-24, 2008, Devil's Thumb Ranch, Colorado (USA), 2008.
- [Kuhlmann, Hauf 2010a] Kuhlmann, U., Hauf, G.: Querkrafttragfähigkeit von Slim-Floor Trägern, Forschungsvorhaben der DAST/AiF Nr. 15639N, Stuttgart, in Vorbereitung, voraussichtlich August 2010.
- [Kuhlmann, Rieg 2005] Kuhlmann, U., Rieg, A.: Konstruktionsatlas für Slim-Floor Träger mit UPE-Profilen, im Auftrag der Salzgitter AG –

- Peiner Träger, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, unveröffentlicht, 2005.
- [Kuhlmann, Rieg 2003] Kuhlmann, U.; Rieg, A.: Flachdecken mit Slim-Floor Profilen. In: VDI-Gesellschaft Bautechnik (Hrsg.), Stahlbetondecken mit Vorspannhilfe nach DIN 1045-1, Fachseminar 21. Oktober 2003, Stuttgart, 2003.
- [Kuhlmann, Rieg 2004a] Kuhlmann, U., Rieg, A.: Mittragende Betongurtbreite niedriger Verbundträger, AiF-Forschungsvorhaben Nr. 13460 N/1, Schlussbericht, Nr. 2004-46X Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2004.
- [Kuhlmann, Rieg 2004b] Kuhlmann, U., Rieg, A.: Flachdecken mit Slim-Floor Profilen, Jahrbuch 2004, Bautechnik, Verein Deutscher Ingenieure, VDI-Gesellschaft Bautechnik (VDI-Bau), VDI-Verlag GmbH, 2004.
- [Lange 2005] Lange, J.: Flachdecken in Stahlbauweise – Bemessung von Randträgern, in: Der Stahlbau, Heft 8, S. 580 ff, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2005.
- [Leon 1998] Leon, R., T.: Composite Connections, in: Progress in Structural Engineering and Materials 1998, Vol. 1(2), pp. 159-169, Construction Research Communications Limited, 1998.
- [Leskelä 2000] Leskelä, M.: Shallow Floor Integrated Beams and their Components: Comparison of Behavior. In: Hajjar, J., Hosain, M., Easterling, W., Shahrooz, B. (Eds.): Proceedings of the conference „Composite Construction in Steel and Concrete IV“, May 28 - June 2, 2000, Banff, Canada, 2000.
- [Lu et al 2009] Lu, W., Mäkeläinen, P., Outinen, J.: Behaviour of Screwed Shear Sheeting Connection in Fire, Proceedings of conference: Application of Structural Fire Engineering, pp. 441-446, Prag, 2009.
- [Ma et al 2000] Ma, Z., Mäkeläinen, P.: Behavior of Composite Slim Floor Structures in Fire, in: Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 7, pp. 830-837, ASCE, 2000.
- [Mäkeläinen et al 2000] Mäkeläinen, P., Ma, Z.: Fire resistance of composite slim floor beams, in: Journal of Constructional Steel Research, 54, pp. 345-363, Elsevier, 2000.
- [Marguerre 1952] Marguerre, K.: Über die Beanspruchung von Plattenträgern, Stahlbau 61 (1952), Seite 129-132, 1952.
- [Metzer 1929] Metzer, W.: Die mittragende Breite, Luftfahrtforschung, Heft 4, Seite 1-20, 1929.
- [Muess 1996] Muess, H.: Interessante Tragwerkslösung im Verbund, Stahlbau 65 (1996), Heft 10, Seite 349-355, 1996.
- [Nádai 1925] Nádai, A.: Die elastischen Platten – Die Grundlagen und Verfahren zur Berechnung ihrer Formänderungen und Spannungen, sowie die Anwendungen der Theorie der

- ebenen zweidimensionalen elastischen Systeme auf praktische Aufgaben. Nachdruck 1968. Berlin, Springer-Verlag, 1925.
- [Nie 2004] Nie, J.; Xiao, Y.; Chen, L.: Experimental Studies on Shear Strength of Steel-Concrete Composite Beams. Journal of Structural Engineering. ASCE, Heft 8. Seite 1206-1213, 2004.
- [Odenbreit 2000] Odenbreit, C.: Zur Ermittlung der Tragfähigkeiten, der Steifigkeiten und der Schnittgrößen von Verbundträgern mit halbsteifen, teiltragfähigen Verbundanschlüssen, Dissertation am Fachbereich Architektur/Raum- und Umweltplanung/Bauingenieurwesen der Universität Kaiserslautern, 2000.
- [Olsen 1950] Olsen, H.; Reinitzhuber F.: Die zweiseitig gelagerte Platte – Die statische Berechnung von zweiseitig gelagerten Platten mit beliebigem Seitenverhältnis und beliebigen Belastungen mittels Einfluß- und Zustandsflächen. Bd. 1: Biegemomente und Durchbiegungen. 2. Auflage. Berlin, Ernst & Sohn Verlag, 1950.
- [Popov 2009] Popov, Valentin L.: Kontaktmechanik und Reibung. Ein Lehr- und Anwendungsbuch von der Nanotribologie bis zur numerischen Simulation. Berlin: Springer-Verlag, 2009.
- [Räcke 2006] Räcke, I.: Vorlesungsmanuskript Flächentragwerke I/II - Elastische Platten, Magdeburg, Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg Fakultät für Maschinenbau, Institut für Mechanik, 2006.
- [Reineck 1990] Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen. Dissertation. Institut für Tragwerksentwurf und -konstruktion, Universität Stuttgart, 1990.
- [Reineck 1991] Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für Stahlbetonbauteile ohne Stegbewehrung. Bauingenieur 66 (1991). Berlin: Springer-Verlag. Seite 157-165 und Seite 323-332, 1991.
- [Reineck 2006] Reineck K.-H.: Datenbanken für Querkraftversuche als Grundlage der Querkraftbemessung, Beitrag zum 46. DAfStb-Forschungskolloquium Stuttgart 2006, 30. und 31. März 2006.
- [Rentschler 2009] Rentschler, J.: Experimentelle Untersuchung zur Querkrafttragfähigkeit von Slim-Floor Trägern, Diplomarbeit, Nr. 2009-36X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2009.
- [Rieg 1998] Rieg, A.: Kriechen und Schwinden bei Verbundträgern mit niedriger Bauhöhe, Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf I, Universität Stuttgart, 1998.
- [Rieg 2004] Rieg, A.: Effective Width of Composite Girders with Reduced Height, In: Walraven, J., Blaauwendraad, J., Scar-

- pas, T., Snijder, B. (Eds.), Proceedings of the 5th International PhD Symposium in Civil Engineering, 16-19 Juni 2004, Delft, Niederlande, 2004.
- [Rieg 2006] Rieg, A.: Verformungsbezogene mittragende Betongurtbreite niedriger Verbundträger, Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2006-2, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2006.
- [Rieg, Hauf 2006] Rieg, A., Hauf, G.: Verformungsbezogene mittragende Betongurtbreite von Flachdecken mit Slim-Floor Profilen, In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb (Hrsg.), 46. DAfStb-Forschungskolloquium, Forschungsbericht, S. 197-208, 2006.
- [Roik et al 1999] Roik, K., Bergmann, R., Haensel, J., Hanswille, G.: Verbundkonstruktionen - Bemessung auf der Grundlage des Eurocode 4 Teil 1. Betonkalender 1999, Verlag Ernst & Sohn, 1999.
- [Rose 1965] Rose, E. A.: Ein weiterer Beitrag zur Berechnung der mitwirkenden Breite bei Plattenbalken, Bautechnik 42 (1965), Seite 65-71, 1965.
- [Rybinski 2000] Rybinski, M.: Erfassung der materiellen Nichtlinearität von Stahlbetongurten bei Verbundträgern. Diplomarbeit, Nr. 2000-25X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2000.
- [Sattler 1959] Sattler, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, Band I und II, 1959.
- [Sauerborn 2000] Praxisgerechte Anschlüsse im Stahlverbundbau. Theorie und Praxis im Konstruktiven Ingenieurbau, Festschrift zu Ehren von Professor Dr.-Ing. Helmut Bode, ibidem-Verlag, Stuttgart, Seite 489 – 497, 2000.
- [Sauerborn 2004] Sauerborn, N.: Die Verbundbautechnik – Überblick über Bemessung und Ausführung. Aus s+v® Planungssoftware, stahl + verbundbau gmbh, www.stahlverbundbau.de, 2004.
- [Schäfer 2005] Schäfer, M.: Zum Rotationsnachweis teiltragfähiger Verbundknoten in verschieblichen Verbundrahmen, Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2005-1, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2005.
- [Schäfer 2007] Schäfer, M.: Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen. Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal, 2007.
- [Schaumann 2001] Schaumann, P.: Nationale brandschutztechnische Bemessung, In: Kuhlmann, U. (Hrsg.): Stahlbaukalender 2001, Ernst & Sohn, S. 369-402, 2001.
- [Schaumann et al 2002] Schaumann, P., Hothan, S.: Fire design of a new slim floor beam system using FEM-analysis. Second International

- Workshop "Structures in fire", Christchurch, 2002.
- [Schmidt, Born 1978] Schmidt, H., Born, W.: Die Mitwirkung breiter Gurte in Balkenbrücken mit veränderlichem Querschnitt, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1978.
- [Schmidt, Peil 1976] Schmidt, H., Peil, U.: Berechnung von Balken mit breiten Gurten, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1976.
- [Schnell 1998] Schnell, W.; Gross, D.; Hauger, W.: Technische Mechanik – Band 2: Elastostatik. 6. Auflage. Berlin / Heidelberg / New-York, Springer-Verlag, 1998.
- [Schröder, Stritzke 1978] Schröder, S., Stritzke, J.: Neue Untersuchungen zur mittragenden Breite von Plattenbalken, Bauplanung - Bautechnik, Band 32 (1978), Heft 4, Seite 176-180, 1978.
- [Sedlacek, Bild 1990] Sedlacek, G., Bild, S.: Vorgehensweise bei der Ermittlung der mittragenden Breite, Bauingenieur 65 (1990), Seite 551-562, 1990.
- [Seitz 2005] Seitz, M.: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit des Betongurts von Verbundträgern, Diplomarbeit Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2005.
- [Severn 1964] Severn, R. T.: The effective width of T-beams, Magazine of Concrete Research (GB), Band 16 (1964), Heft 47, Seite 99-102, 1964.
- [Silca 2009] Silca Service- und Vertriebsgesellschaft für Dämmstoffe mbH, www.silca-online.de, Stand: Oktober, 2009
- [Specht 1986] Specht, M.: Modellstudie zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbiegegliedern ohne Schubbewehrung im Bruchzustand, Bautechnik 10 (1986), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Seite 339-350, 1986.
- [Specht 1989] Specht, M.: Zur Querkrafttragfähigkeit im Stahlbetonbau, Beton- und Stahlbetonbau 84 (1989), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Seite 193-198 und 228-231, 1989.
- [Tontchev 2008] Tontchev, I.: Numerische Simulation von Slim-Floor Trägern mit Hutprofilen mit dem Programm ANSYS®, Diplomarbeit, Nr. 2008-24X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2008.
- [Trost 1968] Trost, H.: Zur Berechnung von Stahlverbundträgern im Gebrauchszustand auf Grund neuerer Erkenntnisse des viskoelastischen Verhaltens des Betons, Stahlbau 37 (1968), Heft 11, 1968.
- [Wiese 1987] Wiese, J.: Der Einfluss der Belastung auf das Brandverhalten von Stahlbetonplatten. Technische Universität Braunschweig, iBBM, Sonderforschungsbereich 148 - Brandverhalten von Bauteilen, Arbeitsbericht 1884-86, Teil I, Band B, 1987.

- [Xia 1999] Xia, G.: Zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Verbundkonstruktionen unter Berücksichtigung des zeitabhängigen Betonverhaltens. Dissertation, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1999.
- [Zhou 1998] Zhou, D.: Beitrag zum Tragverhalten und zur Entwicklung der Rechenmodelle von Verbundträgern mit Stegöffnungen, Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1998.