

Lennart Bocklenberg

Durchstanzen dicker Platten mit symmetrisch reduzierten Experimenten

Schriftenreihe des Instituts für
Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 2021-02

**DURCHSTANZEN DICKER PLATTEN
MIT SYMMETRISCH REDUZIERTEN EXPERIMENTEN**

vorgelegte

Dissertation

zur

Erlangung des Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

der

Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der
Ruhr-Universität Bochum

von

Lennart Bocklenberg, M. Sc.

Bochum, im November 2020

Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau

Herausgeber:
Geschäftsführender Direktor des
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau
Ruhr-Universität Bochum

Heft 2021-2

Lennart Bocklenberg

**Durchstanzen dicker Platten mit symmetrisch
reduzierten Experimenten**

Shaker Verlag
Düren 2021

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

Zugl.: Bochum, Univ., Diss., 2021

Copyright Shaker Verlag 2021

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdruckes, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe, der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und der Übersetzung, vorbehalten.

Printed in Germany.

ISBN 978-3-8440-8050-6

ISSN 1614-4384

Shaker Verlag GmbH • Am Langen Graben 15a • 52353 Düren

Telefon: 02421 / 99 0 11 - 0 • Telefax: 02421 / 99 0 11 - 9

Internet: www.shaker.de • E-Mail: info@shaker.de

ZUSAMMENFASSUNG

In der Arbeit wird ein Experimentalkonzept zur Untersuchung des Durchstanzverhaltens dicker Stahlbetonplatten entwickelt, realisiert und anhand von Bauteilversuchen demonstriert. Zur Überwindung der Größenbeschränkungen konventioneller Prüfverfahren nutzt es die Methode der Symmetriereduktion und erweitert einen bestehenden technischen Lösungsansatz auf großmaßstäbliche Probekörper. Die Symmetriereduktion erlaubt es dabei, Abmessungen, Eigengewichte und Prüflasten der Stahlbetonplatten entsprechend ihres Symmetriegrads zu verringern, ohne Einfluss auf die Maßstäblichkeit, das Tragverhalten oder den Versagensmechanismus auszuüben. Die zentrale Herausforderung der Arbeit besteht in der technischen Umsetzung der Symmetrierandbedingungen, welche auch für die stark steigenden Anforderungen von Großversuchen erfüllt werden müssen.

Drei wesentliche Entwicklungen werden für die Erweiterung der experimentellen Symmetriereduktion durchgeführt. Erstens wird der Verbundbereich zwischen Betonversuchskörper und Stahlanschlusskonstruktion optimiert, der aufgrund ungewollter Versteifungseffekte bei mehraxialem Tragverhalten zu erhöhten Tragwiderständen führt. Zweitens erfolgt die Hochskalierung der Anschlusskonstruktion, die als zentrale Schnittstelle zwischen Versuchskörper und Versuchsstand fungiert und hierbei essentielle Funktionen bei der Symmetrienutzung übernimmt. Drittens wird ein massiver und zugleich hochpräziser Großversuchsstand entwickelt und umgesetzt. Er ist für die verformungsarme Aufnahme und Ableitung der Kräfte aus der Symmetriereduktion zwingend erforderlich.

Die Entwicklungen der Arbeit werden durch ein umfangreiches, konsekutives Versuchsprogramm begleitet und verifiziert. Versuche an einzelnen Komponenten, an kosten- und aufwandsreduzierten kleinformatigen sowie auch an großformatigen Versuchskörpern ermöglichen die gezielte Untersuchung wesentlicher Eigenschaften. Aufgrund ihres großen Aufwands besonders hervorzuheben sind Verifikationsversuche zwischen zwei symmetrisch reduzierten Plattenvierteln und einer identisch entworfenen Vollplatte. Allesamt belegen die Wirksamkeit der Entwicklungen und die hohe Abbildungsfähigkeit der experimentellen Symmetriereduktion – erstmals auch für das mehraxiale Tragverhalten im Durchstanzversuch.

Das entwickelte Experimentalkonzept wird abschließend anhand von drei Durchstanzprüfungen an großformatigen Stahlbetonplatten ($h = 50$ und 65 cm) demonstriert. Sie belegen erstens die sehr gute Funktionalität des Konzepts und weisen zweitens auf einen weniger ausgeprägten Maßstabeffekt beim Durchstanzen hin, als durch die Theorie vorhergesagt. Die Versuchsanalyse führt zum Schluss, dass die eingesetzte mehrlagige Bewehrung mit einem verringerten Risswachstum einhergeht und dadurch eine erhöhte Lastübertragung ermöglicht.

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2014 bis 2020 während und nach meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Ruhr-Universität Bochum. Sie wurde von der dortigen Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften als Dissertation angenommen. Wesentliche Teile der Arbeit wurden durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) finanziell gefördert, hierfür sei an dieser Stelle gedankt.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark für die wissenschaftliche Förderung und Begleitung meiner Forschungsarbeit sowie für den gewährten Freiraum bei der Erstellung der Arbeit an seinem Lehrstuhl. Weiterhin möchte ich Herrn Prof. Dr. sc. techn. Aurelio Muttoni und Herrn Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger für ihr Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme der Korreferate danken. Darüber hinaus danke ich Frau Prof. Dr.-Ing. Martina Flörke für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Allen Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl und der Versuchseinrichtung KIBKON danke ich für die freundschaftliche und motivierende Arbeitsatmosphäre. Für ihre wertvollen Anregungen bei zahlreichen projektbezogenen Diskussionen und bei der Durchsicht dieser Arbeit danke ich dabei besonders Herrn Dr.-Ing. Alexander Ahrens, Herrn Dr.-Ing. Karsten Winkler und meinem langjährigen Büronachbarn Herrn Jens Löschmann, M.Sc..

Für ihre Unterstützung, ihr Verständnis und den vorbehaltlosen Rückhalt bedanke ich mich schließlich ganz herzlich bei meiner Familie und meiner Freundin Anika.

Mülheim an der Ruhr, im April 2021

Lennart Bocklenberg

Tag der Einreichung: 23. November 2020

Tag der mündlichen Prüfung: 05. März 2021

1. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark,
Ruhr-Universität Bochum
2. Gutachter: Prof. Dr. sc. techn. Aurelio Muttoni,
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
3. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger,
Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen
4. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Martina Flörke,
Ruhr-Universität Bochum

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung	III
Vorwort	V
Notation	XI
1 Einleitung	1
1.1 Einführung und Motivation.....	1
1.2 Zielsetzung	3
1.3 Aufbau der Arbeit	3
2 Grundlagen zum Durchstanzen von Stahlbetonplatten	5
2.1 Durchstanztragverhalten schubunbewehrter Stahlbetonplatten	5
2.2 Schnittgrößen nach Elastizitätstheorie	9
2.3 Biegetragfähigkeit nach Bruchlinientheorie	11
2.4 Durchstanzmodelle	13
2.4.1 Bruchmechanischer Ansatz von BAŽANT ET AL.	13
2.4.2 Durchstanzbemessung nach DIN EN 1992-1-1.....	15
2.4.3 Critical Shear Crack Theory (CSCT)	17
2.5 Maßstabeffekt	19
2.5.1 Grundlagen	19
2.5.2 Maßstabsmodelle	20
2.6 Durchstanzversuche an schubunbewehrten Stahlbetonplatten	21
2.6.1 Versuchsparameter	22
2.6.2 Versuchsanordnungen und Grenzen der Prüfbarkeit.....	24
3 Experimentalkonzept.....	27
3.1 Grundidee der Symmetriereduktion.....	27
3.2 Ansatz zur experimentellen Symmetriereduktion.....	29
3.2.1 Prüfaufbau und Lastabtrag.....	29
3.2.2 Umsetzung der Symmetrierandbedingungen.....	30
3.2.3 Leistungsfähigkeit und Fazit	36
3.3 Konzept für großformatige Durchstanzprüfungen.....	37
3.3.1 Anforderungen, Rand- und Zwangsbedingungen.....	38
3.3.2 Probekörperentwurf	40
3.3.3 Betonierkonzept.....	41
3.3.4 Konzeption eines Großversuchsstands	42
3.3.5 Gesamtentwurf.....	47
3.4 Zusammenfassung des Entwicklungsbedarfs	49

4	Entwicklungen für großformatige Durchstanzversuche	51
4.1	Optimierung des Verbundbereichs	51
4.1.1	Versteifungseffekte.....	52
4.1.2	Verbundsicherung.....	55
4.1.3	Zwischenfazit.....	58
4.2	Hochskalierung der Anschlusskonstruktion	60
4.2.1	Mehrlagiger Bewehrungsanschluss	60
4.2.2	Rückspannsystem für hohe Zugkräfte	62
4.2.3	Gleitebenen.....	66
4.2.4	Verifikation.....	68
4.3	Großversuchsstand – theoretische Entwicklung am digitalen Prototypen.....	74
4.3.1	Entwicklungsziele.....	74
4.3.2	Digital Prototyping	75
4.3.3	Komponentenentwicklung.....	77
4.3.4	Aspekte der technischen Umsetzung.....	85
4.3.5	Fertigungs- und Montagegenauigkeit.....	88
5	Verifikation gegenüber Vollplatten	91
5.1	Zielsetzung und Vorgehen	91
5.2	Versuchskörper	91
5.3	Materialkennwerte	93
5.3.1	Beton.....	93
5.3.2	Bewehrungsstahl.....	93
5.4	Versuchsaufbauten.....	94
5.4.1	Versuchsstand Plattenviertel.....	95
5.4.2	Versuchsstand Vollplatte	97
5.5	Messkonzepte.....	98
5.5.1	Plattenviertel.....	98
5.5.2	Vollplatte	98
5.6	Versuchsdurchführung.....	98
5.7	Ergebnisse.....	99
5.7.1	Last-Verformungsverhalten und Versagensart.....	99
5.7.2	Rissbilder und Sägeschnitte.....	101
5.7.3	Betonstahldehnungen im Anschlussbereich	102
5.8	Analyse der Ergebnisse.....	103
5.8.1	Einordnung der Tragwiderstände	103
5.8.2	Bewertung der Gleiteigenschaften.....	104
5.8.3	Entwicklung der inneren Kräfte	105
5.9	Fazit und Bewertung der Anschlussvarianten.....	107

6	Experimente an dicken Stahlbetonplatten	109
6.1	Großversuchskörper und Maßstabskonzept	109
6.2	Material	111
6.3	Experimentalaufbau	111
6.4	Messkonzept	118
6.4.1	Lineare Wegaufnehmer	118
6.4.2	Dehnungsmessung der Biegezugbewehrung	118
6.4.3	Dehnungsmessung der Abspann- und Gewindestangen	121
6.4.4	Optische Messungen	122
6.5	Versuchsdurchführung	122
6.6	Ergebnisse der Großversuche	123
6.6.1	Last-Verformungsverhalten	123
6.6.2	Rissbildung	124
6.6.3	Optische Verschiebungsmessungen	126
6.6.4	Betonstahldehnungen	128
6.7	Analyse der Großversuche	128
6.7.1	Einordnung der Tragwiderstände	128
6.7.2	Vergleich mit Bemessungsansätzen	129
6.7.3	Maßstabseinfluss	130
6.7.4	Diskussion weiterer Einflüsse	131
6.7.5	Abspannkräfte	131
6.7.6	Lagerkinematik und -steifigkeiten	132
6.7.7	Rückspannkräfte	134
6.8	Zusammenfassung und Fazit	135
7	Schlussfolgerungen und Ausblick	137
7.1	Schlussfolgerungen	137
7.2	Ausblick	140
Anhang A	Ergänzende Materialdaten	141
Anhang B	Ergänzende Planunterlagen	149
Anhang C	Ergänzende Versuchsdaten	155
Anhang D	Ergänzende Berechnungsergebnisse	163
	Literaturverzeichnis	165

NOTATION

Im Folgenden sind die wichtigsten Formelzeichen der Arbeit aufgeführt. Nicht enthaltene Bezeichnungen werden im Text erläutert.

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche
A_{s1}	Querschnittsfläche der Biegezugbewehrung
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft
F_{μ}	Reibungskraft
$F_{p,v}$	vertikale Vorspannkraft
G	Eigengewicht
G_F	Bruchenergie
M	Biegemoment
V	Querkraft
V_{test}	vertikale Prüflast
V_{flex}	Biegetragfähigkeit nach Bruchlinientheorie
V_R	Durchstanzwiderstand
P	Vorspannkraft, Steigung (Gewinde)

Kleine lateinische Buchstaben

a_{s1}	bezogene Querschnittsfläche der Längsbewehrung
a_{sw}	bezogene Querschnittsfläche der Schubbewehrung
b	Querschnittsbreite
c_{φ}	Drehfedersteifigkeit
c_B	Bettungsmodul
d	statische Nutzhöhe
d_1	Abstand des Bewehrungsschwerpunktes zur Bauteilaußenkante
d_g	Größtkorndurchmesser
f_c	Betondruckfestigkeit
f_{ct}	zentrische Betonzugfestigkeit
f_y	Fließspannung der Bewehrung
h	Höhe
k	Maßstabsfaktor
l	Länge
l_{ch}	charakteristische Länge
n	Anzahl
m	Linienmoment
m_r	radiales Biegemoment pro Längeneinheit
m_t	tangenciales Biegemoment pro Längeneinheit
m_R	Rückhaltemoment pro Längeneinheit
r_q	Lasteinleitungsradius
t	Dicke, Zeit
w	Durchbiegung
w_{cr}	Rissweite
x, y, z	kartesische Koordinaten

z innerer Hebelarm

Griechische Buchstaben

α Winkel
 ε_c Betondehnung
 ε_s Stahlehnung
 ε_y Streckgrenze Stahl
 γ Sicherheitsbeiwert
 λ Schubslankheit
 μ Reibungskoeffizient
 ν bezogener Durchstanzwiderstand
 ρ_l geometrischer Längsbewehrungsgrad
 σ Spannung
 ψ Plattenrotation

Indizes

c Beton
 $calc$ Rechenwert (calculated)
 cyl Zylinder
 h horizontal
 H Haftreibung
 k charakteristisches Niveau des Bemessungswerts
 m Mittelwert
 R Widerstand
 s Stahl
 v vertikal
 Gl Gleitreibung

1 Einleitung

1.1 Einführung und Motivation

Weltweit werden Bauwerke immer höher, größer und länger. Imposante Beispiele hierfür sind der jüngst eröffnete internationale Flughafen Peking-Daxing in China mit einer Terminalfläche von 700.000 m² [85] oder der bereits in Bau befindliche Jeddah Tower in Saudi-Arabien, der bei seiner Fertigstellung mit über 1.000 m das höchste Gebäude der Welt sein wird [103]. Bei der Realisierung solcher Großbauwerke nehmen zwangsläufig auch die Abmessungen und Belastungen der zum Einsatz kommenden Bauteile zu. Ein zentrales Diskussionsthema, das hierbei entsteht, ist ihre sichere und zugleich wirtschaftliche Dimensionierung [34; 51; 83; 140; 169].

Im Stahlbetonbau gehören Flachdecken zu den wichtigsten und am häufigsten eingesetzten Bauteilen. Bei üblichen Hochbauprojekten beanspruchen sie etwa 50 – 60 % [62; 150] der Gesamtbetonkubatur und verursachen mit etwa 25 % [131] einen der größten Anteile an den Rohbaukosten. Ihre Dimensionierung ist folglich auch bei steigenden Bauteilabmessungen von herausragendem Interesse. Maßgebend für sie sind üblicherweise zwei Kriterien:

- die Begrenzung der Durchbiegung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
- und die Sicherstellung eines ausreichenden Durchstanzwiderstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) [169].

Während die Durchbiegung der Platten meist vereinfachend über die Biegeschlankheit beschränkt wird, ist ein ausreichender Durchstanzwiderstand explizit nachzuweisen. Für die Prognose stehen eine Vielzahl unterschiedlicher (semi-) empirischer [9; 14; 41; 148] und mechanisch basierter [3; 59; 88; 115] Bemessungsansätze zur Verfügung. Aufgrund der Komplexität der Versagensform werden Sicherheits- und Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen dabei üblicherweise und unabhängig von dem gewählten Ansatz an Versuchsdaten durchgeführt. Durch die intensive Durchstanzforschung der letzten Jahrzehnte liegt hierfür eine umfangreiche Datenbasis [59; 117; 139; 144; 148; 159] vor.

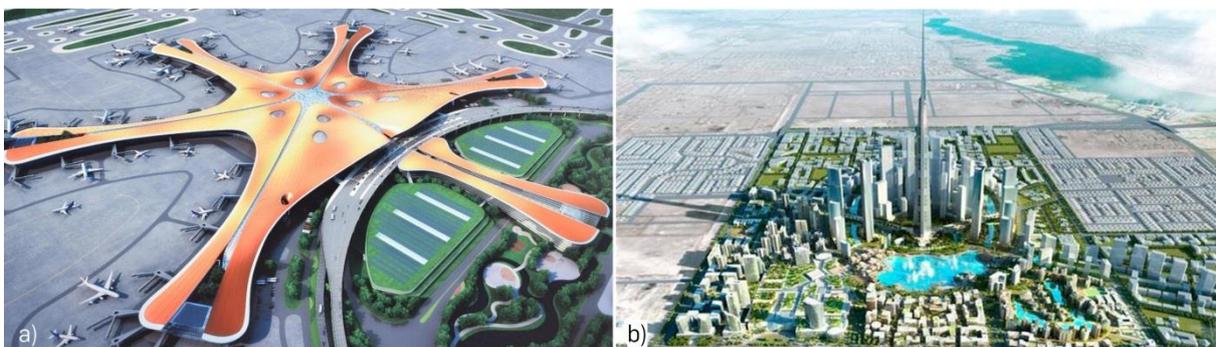


Abbildung 1.1: Moderne Großbauwerke a) Flughafen Peking-Daxing in China [53] und b) Jeddah Tower in Saudi-Arabien [86]

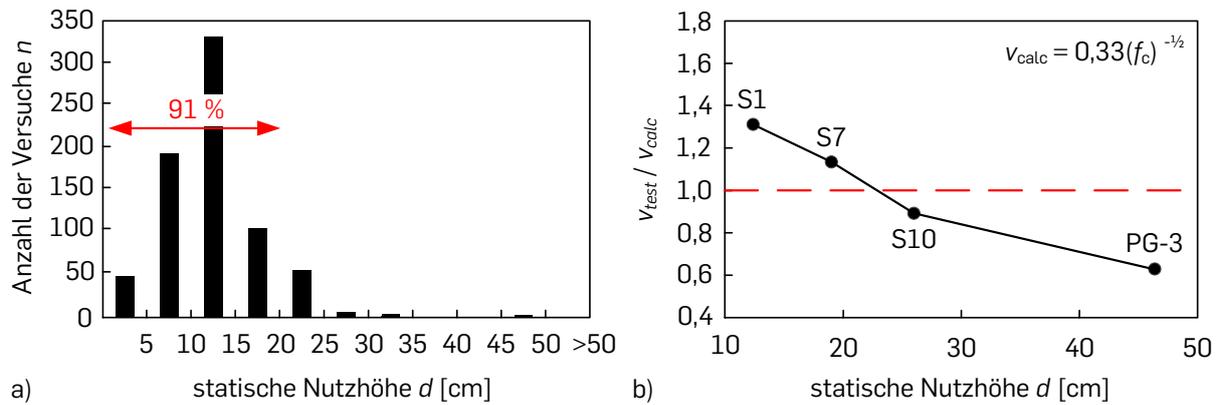


Abbildung 1.2: Versuche zum Durchstanzen an schubunbewehrten Stahlbetonplatten a) Histogramm einer Datenbank, ausgewertet nach der statischen Nutzhöhe d [164] und b) bewertete relative Tragfähigkeit einer Versuchsreihe in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe d [17]

Die Auswertung unterschiedlicher Datensammlungen [117; 164; 166] zeigt jedoch, dass eine erhebliche Diskrepanz zwischen experimentell untersuchten und tatsächlich ausgeführten Plattendicken besteht. So wurde ein Großteil der Durchstanzexperimente ($> 90\%$) an schubschlanken Stahlbetonplatten mit statischen Nutzhöhen bis maximal $d = 20$ cm ausgeführt (Abbildung 1.2a). Bereits für Nutzhöhen jenseits von $d = 46$ cm liegen gar keine Ergebnisse mehr vor [166]. Hauptgründe für die fehlenden Versuche sind limitierte Laborkapazitäten und begrenzte finanzielle Mittel. Beides führt dazu, dass konventionelle Prüfverfahren bei geringen Plattendicken an ihre Grenzen stoßen. Als Folge ist schon heute der baupraktisch relevante Größenbereich, bei dem Deckenstärken von über 1 m [55] keine Ausnahme mehr sind, experimentell unzureichend abgesichert.

Das Fehlen der großformatigen Versuche ist dabei besonders kritisch, da das Durchstanzen bekanntermaßen von einem Maßstabeffekt [7; 9; 59; 169] überlagert wird. Dies bedeutet, dass mit zunehmender Bauteildicke der relative Tragwiderstand abnimmt. Das nichtlineare Phänomen wird in Abbildung 1.2b beispielhaft anhand einer Versuchsreihe von BIRKLE und DILGER [17] an schubunbewehrten Stahlbetonplatten unterschiedlicher Dicke illustriert, die zur Untersuchung des Größeneinflusses entwickelt wurde. Aufgrund fehlender Prüfmöglichkeiten zogen sie bereits einen Versuch von GUANDALINI ET. AL (PG-3) [74] hinzu, um den Untersuchungsbereich zu erweitern. In Abbildung 1.2b ist jeweils der Quotient aus der experimentell ermittelten (v_{test}) und theoretisch prognostizierten (v_{calc}) Schubspannung zum Versagenszeitpunkt in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe d dargestellt. Der Vergleich zwischen den Versuchen verdeutlicht eindrucksvoll, dass kleinformatige Stahlbetonplatten größere relative Tragfähigkeiten aufweisen, wodurch diese Ergebnisse nicht trendfrei extrapoliert werden können. Für eine sichere und zugleich wirtschaftliche Dimensionierung von dicken Stahlbetonplatten werden folglich maßstabstgetreue Durchstanzuntersuchungen zwingend benötigt.

1.2 Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit hat das Ziel, einen Beitrag zur Untersuchung des Durchstanzverhaltens sowie der Tragwiderstände dicker schubslanker Stahlbetonplatten zu leisten. Hierfür wird ein Experimentalkonzept entwickelt, realisiert, verifiziert und an Plattenversuchen demonstriert. Zur Überwindung der Größenbeschränkung konventioneller Prüfverfahren nutzt das Konzept das Symmetrieprinzip und reduziert die Probekörper entsprechend ihres Symmetriegrads, ohne dabei Einfluss auf die Maßstäblichkeit oder den Versagensmechanismus auszuüben. Die Schwerpunkte der Arbeit sind:

- Theoretische Entwicklung eines Experimentalkonzepts für die Durchstanzprüfung großformatiger Stahlbetonplatten unter Berücksichtigung der zur Verfügung stehenden lokalen Versuchsinfrastruktur und -technik.
- Technische Realisierung des Experimentalkonzepts und Entwicklung der dafür benötigten Lösungen.
- Verifikation der experimentellen Symmetriereduktion für das mehraxiale Tragverhalten im Durchstanzversuch anhand kleinformatiger Versuchskörper.
- Demonstration des Experimentalkonzepts im Großversuch sowie grundlegende Untersuchung des Durchstanzens dicker Stahlbetonplatten durch eine maßstäblich skalierte Versuchsreihe an Plattenvierteln.

1.3 Aufbau der Arbeit

Die Arbeit gliedert sich in sieben Kapitel, von denen das **Kapitel 1** in die Thematik der Arbeit einführt und die Zielsetzung definiert.

Kapitel 2 fasst die allgemeinen Grundlagen zum Durchstanzen von schubunbewehrten Stahlbetonplatten zusammen, leitet den Forschungsbedarf ab und legt die experimentelle Herangehensweise der Arbeit fest. Begonnen wird dabei mit der Beschreibung des Durchstanz- und Biegetragverhaltens punktförmig gestützter Stahlbetonplatten. Anschließend werden relevante Durchstanzmodelle aus der Literatur zusammengefasst sowie der Einfluss des Maßstabseffekts betrachtet. Ein Überblick über zurückliegende Versuche verschiedener Forscher, die Darlegung der Versuchsgrenzen und das damit verbundene Defizit von Versuchen an dicken Stahlbetonplatten verdeutlicht erstens den Forschungsbedarf und führt zweitens zur Wahl der Symmetriereduktion als Experimentalmethode in dieser Arbeit.

In **Kapitel 3** wird ein Experimentalkonzept basierend auf der Symmetriereduktion entwickelt, das für die Prüfung großformatiger Stahlbetonplatten geeignet ist. Das Kapitel legt dazu zunächst die Grundidee der Symmetriereduktion dar und fasst die Symmetrierandbedingungen zusammen. Aufbauend darauf wird ein bestehender Ansatz für die technische Umsetzung im Stahlbetonversuch vorgestellt. Der Fokus liegt auf Durchstanzversuchen. Die gewonnen Erkenntnisse werden im Anschluss genutzt, um ein Experimentalkonzept im Zielkonflikt zwischen technischer Umsetzbarkeit und maximaler Plattendicke zu erarbeiten. Kapitel 3 bestimmt den Entwicklungsbedarf der Arbeit.

Kapitel 4 stellt die wesentlichen Entwicklungen für die Realisierung des Experimentalkonzepts vor. Dies erfolgt systematisch, getrennt nach Komponenten. So werden zunächst lastaussteifende Effekte am Probekörperanschluss zwischen Beton und Stahl minimiert, die bei dem verwendeten Ansatz noch zu einer ungewollten Tragfähigkeitserhöhung führen. Anschließend wird die Anschlusskonstruktion, welche den Versuchskörper mit dem Versuchstand verbindet und als Querkraftgelenk fungiert, für die stark steigenden Anforderungen dicker Stahlbetonplatten erweitert. Abschließend wird ein Großversuchsstand entwickelt, dimensioniert und hergestellt, der einerseits alle Anforderungen der lokalen Versuchsinfrastruktur erfüllt und andererseits den stark ansteigenden Anforderungen der geplanten Großversuche entspricht.

Kapitel 5 verifiziert die experimentelle Symmetriereduktion für das mehraxiale Tragverhalten im Durchstanzversuch. Zwei Plattenviertel werden einer identisch entworfenen Referenzvollplatte gegenübergestellt. Sie beinhalten die entwickelten Anschlussvarianten aus Kapitel 4. Die Prüfung der noch kleinformatischen Platten findet an zwei maßgeschneiderten, aber trotzdem vergleichbaren Versuchständen statt. Die Ergebnisse verdeutlichen gleichermaßen die hohe Abbildungsqualität des Ansatzes sowie die Effektivität der Entwicklung.

Kapitel 6 demonstriert das Experimentalkonzept im Großversuch. Zwei maßstäblich skalierte Stahlbetonplatten mit Dicken von 50 und 65 cm werden entworfen und geprüft. Hierbei kommen alle Entwicklungen aus Kapitel 4 und die Erkenntnisse aus Kapitel 5 zum Einsatz. Kapitel 6 beinhaltet eine detaillierte Beschreibung der Versuchskörper, der Versuchsvorbereitung, des Versuchsaufbaus, der Messtechnik und der Versuchsdurchführung. Aufgrund der deutlich vergrößerten geometrischen Abmessungen und der erhöhten Lastniveaus unterscheiden diese sich wesentlich von denen der kleinformatischen Plattenviertel. Abgeschlossen wird Kapitel 6 mit der Präsentation, Analyse und Diskussion der Versuchsergebnisse. Hierbei gibt es zwei Schwerpunkte. Erstens die Funktionalität des entwickelten Experimentalkonzepts und zweitens das Durchstanzverhalten dicker Stahlbetonplatten nebst der Untersuchung des Einflusses des Maßstabeffekts.

Die Arbeit schließt in **Kapitel 7** mit der Zusammenfassung der wesentlichen Erkenntnisse und Schlussfolgerungen sowie einem Ausblick auf Anwendungsperspektiven und den weiteren Forschungsbedarf.

2 Grundlagen zum Durchstanzen von Stahlbetonplatten

Kapitel 2 stellt wesentliche Grundlagen zum Trag- und Durchstanzverhalten von Stahlbetonplatten zusammen. Sie werden für die Entwicklungen und Untersuchungen in dieser Arbeit benötigt. Begonnen wird in Abschnitt 2.1 mit der Beschreibung des Durchstanzverhaltens und der Darstellung der wesentlichen Tragwirkungen schubunbewehrter Stahlbetonplatten. Anschließend werden Berechnungsgrundlagen für die Schnittgrößenermittlung nach Elastizitätstheorie (Abschnitt 2.2) und die Biegetragfähigkeit nach Plastizitätstheorie (Abschnitt 2.3) zusammengetragen sowie ausgewählte Modelle zur Prognose der Durchstanztragfähigkeit präsentiert (Abschnitt 2.4). Abschnitt 2.5 widmet sich gezielt dem Einfluss des Maßstabseffekts, der gerade für Durchstanzuntersuchungen an dicken Stahlbetonplatten von zentraler Bedeutung ist. Abschließend liefert Abschnitt 2.6 einen Überblick über zurückliegende Versuche Anderer, um auf der einen Seite die bisherigen Versuchsgrenzen aufzuzeigen und auf der anderen Seite die experimentelle Herangehensweise der Arbeit festzulegen.

2.1 Durchstanztragverhalten schubunbewehrter Stahlbetonplatten

Als Durchstanzen wird ein lokales Querkraftversagen einer Stahlbetonplatte bezeichnet. Es entsteht bei konzentrierter Krafteinleitung senkrecht zur Bauteilebene. Mit steigender Last bilden sich im Platteninneren schräge Schubrisse aus, die beim Überschreiten der Tragfähigkeit einen kegelförmigen Betonkörper heraustrennen. Die Neigung der entstehenden Bruchflächen liegt üblicherweise zwischen 30° und 35° [62; 94; 121; 169]. Ohne entsprechende Durchstanzbewehrung [58; 78; 102] tritt das Versagen spröde und ohne Vorankündigung ein, was es besonders gefährlich macht. Zusätzlich können Lastumlagerungen auf benachbarte Stützen einen progressiven Kollaps des Gesamtsystems auslösen [70; 114; 167]. In Abbildung 2.1 ist beispielhaft die Rissbildung einer schubunbewehrten, punktgestützten Stahlbetonplatte im Stützbereich dargestellt.

Der Querkraftabtrag bei gerissenen Stahlbetonplatten ist ein komplexer Vorgang, der aus einem Zusammenspiel verschiedener Tragwirkungen besteht. Durch Untersuchungen verschiedener Forscher konnten vier maßgebende Traganteile identifiziert werden. Ihr Beitrag an der Gesamttragfähigkeit variiert mit der Form und Ausprägung des Schubrisses und hängt somit u. a. von der Belastung bzw. der Verformung der Platte ab. Darüber hinaus beeinflussen sich die Traganteile teilweise gegenseitig. Noch heute herrscht Uneinigkeit über den exakten quantitativen Beitrag der einzelnen Anteile an der Gesamttragwirkung [95; 169]. Abbildung 2.1a bis d zeigt symbolisch die wesentlichen Traganteile. Es handelt sich um:

- a) den Querkraftabtrag in der ungerissenen Betondruckzone,
- b) die Rissverzahnung,
- c) die Restzugtragfähigkeit in der Bruchprozesszone und
- d) die Dübelwirkung der Längsbewehrung.

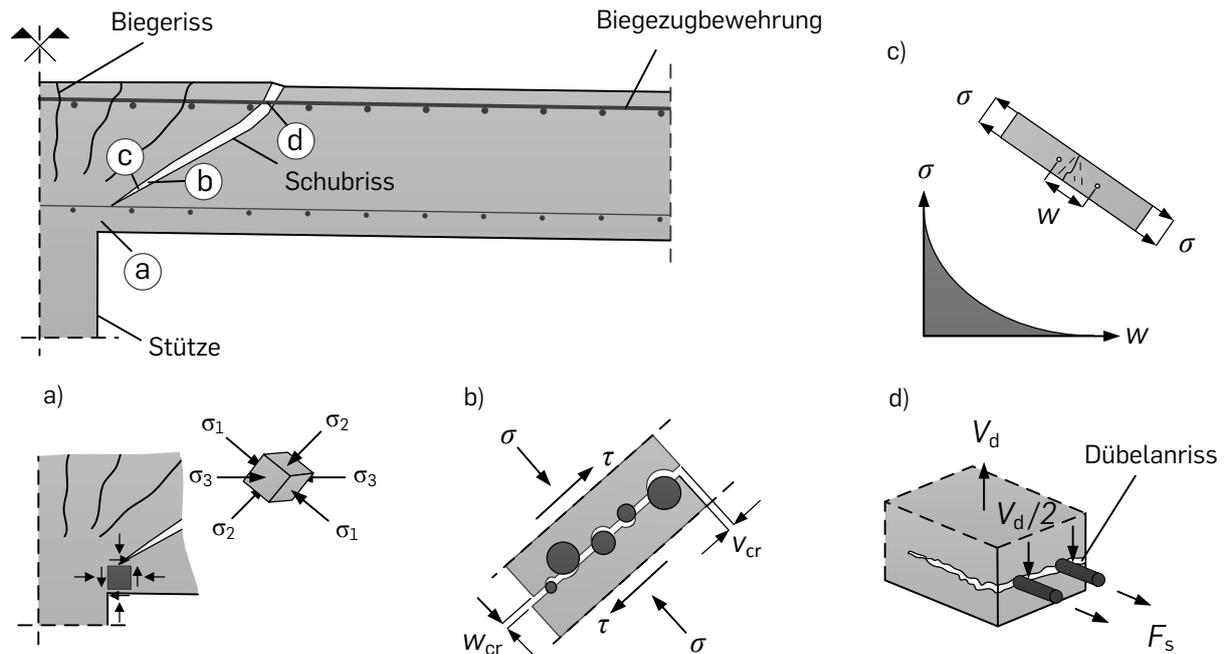


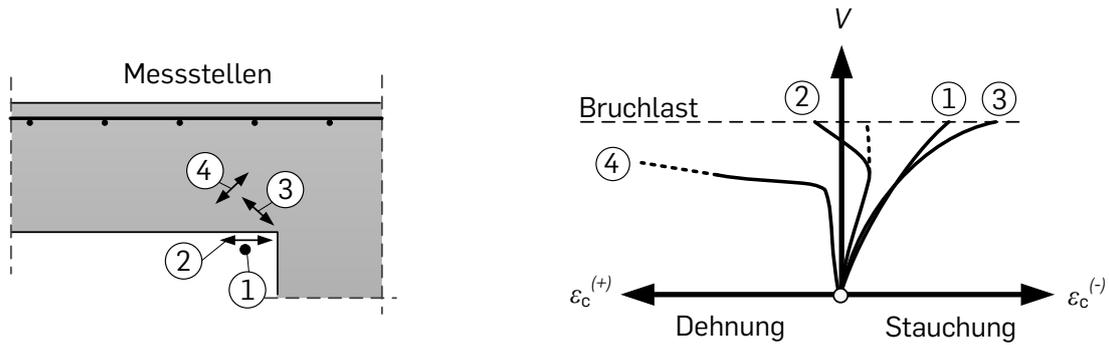
Abbildung 2.1: Rissbild und maßgebende Tragwirkungen einer schubunbewehrten Stahlbetonplatte im Stützbereich: a) ungerissene Betondruckzone, b) Rissverzahnung, c) Restzugtragfähigkeit in der Bruchprozesszone und d) Dübeltragwirkung der Längsbewehrung nach [95; 169; 170]

Querkraftabtrag in der ungerissenen Betondruckzone

Im ungerissenen Zustand I trägt der Beton nahezu die gesamte Schubkraft [13; 169; 170]. Treten Risse auf, ist diese Tragwirkung auf die ungerissene Betondruckzone beschränkt. Beim Durchstanzen sorgen radiale und tangentielle Stauchungen infolge der Plattenmomente dafür, dass sich am Stützenanschnitt ein mehraxialer Spannungszustand ausbildet (Abbildung 2.1a), der die Betontragfähigkeit gegenüber linienförmigen Lagerungen (ebener Schub) erhöht.

Abbildung 2.2 zeigt zur Veranschaulichung des Effekts den qualitativen Verlauf gemessener Dehnungen in der Betondruckzone in Abhängigkeit der Prüflast V nach KORDINA und NÖLTIG [94]. Sowohl in tangentialer (Kurve 1), als auch in radialer Richtung (Kurve 2) steigen die Stauchungen an der Betonoberfläche überlinear an. Ab einer Belastung von etwa 50 – 70 % der Bruchlast ist die radiale Stauchung (Kurve 2) rückläufig. Die Dehnungen in Richtung der geneigten Druckstrebe (Kurve 3) entwickeln sich in etwa quadratisch, die quer dazu (Kurve 4) zunächst linear. Ab etwa 40 bis 60 % der Bruchlast weist dann auch Kurve 4 eine überproportionale Zunahme der Dehnung auf.

Der Verlauf der Kurven 1 bis 3 verdeutlicht dabei die Ausbildung des mehraxialen Spannungszustands am Stützenanschnitt, welcher zur Bildung des sog. Druckrings [144] führt. Die deutliche Dehnungszunahme von Kurve 2 wird hauptsächlich auf stark außermittig angreifende Druckstreben zurückgeführt, das Verhalten von Kurve 4 auf die Entstehung von Schubrisen [94].



- ① tangentielle Dehnungen an der Betonoberfläche
- ② radiale Dehnungen an der Betonoberfläche
- ③ Dehnungen in Richtung der geneigten Druckstrebe
- ④ Dehnungen quer zu der geneigten Druckstrebe

Abbildung 2.2: Qualitativer Dehnungsverlauf am Stützenanschnitt im Durchstanzversuch nach [94]

Rissverzahnung

Als Rissverzahnung wird eine Kraftübertragung entlang zweier rauer Oberflächen durch eine Scherbewegung bezeichnet. Ihr wird ein wesentlicher Anteil der Querkraftübertragung im Schubriss zugeschrieben [127; 170]. Die Höhe der Kraftübertragung hängt zum einen von der Mikrorauigkeit, also der Beschaffenheit der Rissufer, und zum anderen von der Makrorauigkeit, also von Rissform und -verlauf ab (Abbildung 2.3a, b). Weiteren Einfluss auf die Kraftübertragung haben zudem der Betontyp (Hochfester Beton, Normalbeton oder Leichtbeton), die Druckfestigkeit von Zuschlag und Zementstein sowie die Korngröße [169]. Des Weiteren reduziert risskreuzende Bewehrung die Rissöffnung w_{cr} und erhöht so die Kraftübertragung [100; 169; 170].

Bei normalfestem Beton verlaufen die Risse durch die Zementmatrix und entlang der Zuschlagskörner. Für diesen Fall ist in Abbildung 2.3c der qualitative Verlauf der Normal- und Schubspannungen (σ_{cr} , τ_{cr}) bei Rissverzahnung in Abhängigkeit von der Rissgleitung v_{cr} sowie Rissöffnung w_{cr} dargestellt. Er ist einer numerischen Modellrechnung von WALRAVEN [160] entnommen. Der Zusammenhang ist stark nichtlinear, allgemein gilt jedoch, dass sich die Kraftübertragung mit steigender Rissweite w_{cr} reduziert und mit zunehmender Rissgleitung v_{cr} erhöht.

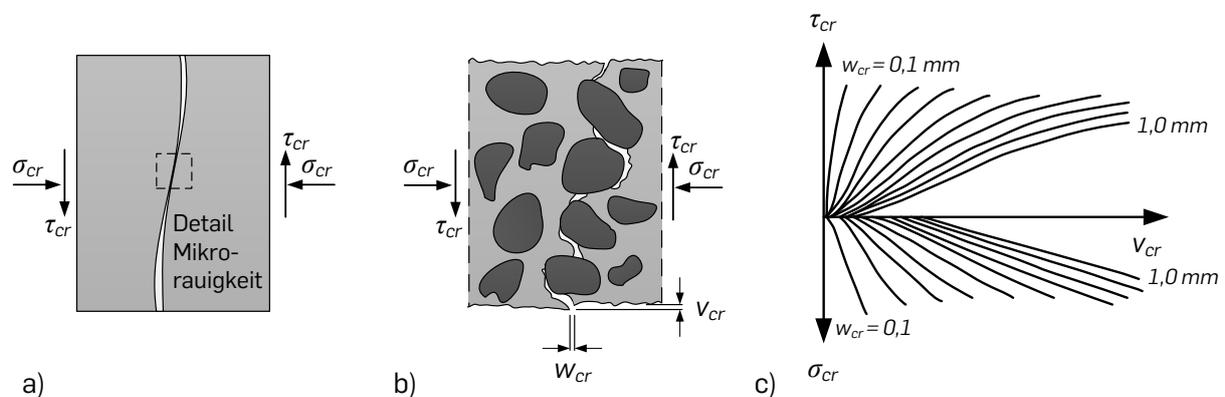


Abbildung 2.3: Rissverzahnung a) Makrorauigkeit, b) Mikrorauigkeit und c) qualitativer Normalspannungs- und Schubverlauf abhängig von der Rissöffnung w_{cr} und Rissgleitung v_{cr} nach [160; 169]

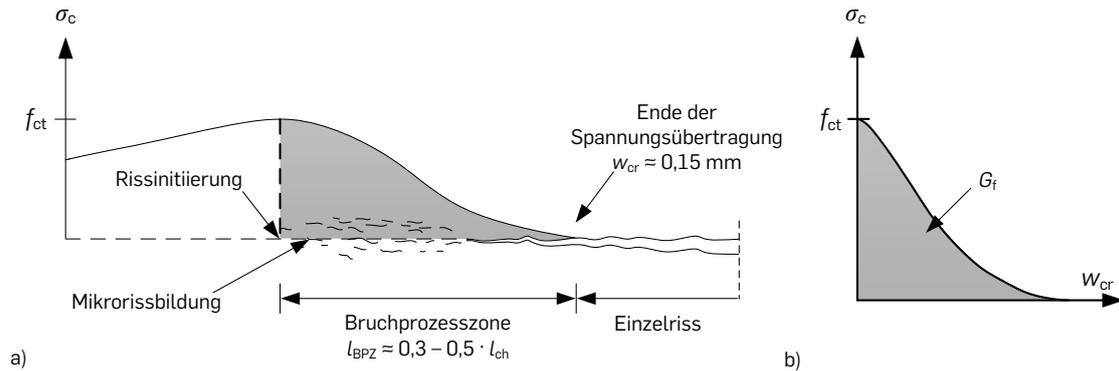


Abbildung 2.4: Beton unter Zug a) Bruchprozesszone und b) Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung (σ - w_{cr}) nach HILLERBORG [81; 170]

Restzugtragfähigkeit in der Bruchprozesszone

Die Bruchprozesszone (BPZ) befindet sich an der Spitze eines Risses, im Übergangsbereich zwischen Rissinitiation (Überschreitung der Betonzugfestigkeit f_{ct}) und der Bildung eines Einzelrisses (Abbildung 2.4a). Sie ist charakterisiert durch Mikrorissbildung und überträgt im begrenzten Maße Zugkräfte. Bei geeigneten Schubrisen besitzt sie also auch einen Querkraftanteil. Eine Kraftübertragung ist bis zu einer Rissweite von etwa $w_{cr} = 150 \mu\text{m}$ möglich [170].

Das komplexe Verhalten der BPZ kann mit dem fiktiven Rissmodell von HILLERBORG [81] beschrieben werden. HILLERBORG leitete hierzu aus Versuchen eine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung (σ - w_{cr}) ab, indem er die Mikrorisse in der BPZ zu einer Gesamtöffnung w_{cr} eines fiktiven Risses zusammenfasst (Abbildung 2.4b). Durch die Integration der Beziehung nach Gleichung 2.1 lässt sich die Bruchenergie G_f bestimmen, die für die Erzeugung eines Trennrisses über eine Einheitsfläche nötig ist. Aus der Bruchenergie entwickelt HILLERBORG die charakteristische Länge l_{ch} und zeigt, dass ein Zusammenhang zur physikalischen Länge der BPZ besteht, welchen er mit $l_{BPZ} = 0,3 - 0,5 \cdot l_{ch}$ angibt. Die charakteristische Länge l_{ch} beschreibt dabei die Sprödigkeit von Beton unter Zugbeanspruchung, ist selbst jedoch keine physikalische Größe. Sie berechnet sich nach Gleichung 2.2 und hängt von der Bruchenergie G_f , dem Elastizitätsmodul E_c und der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} ab. Bei Beton beträgt l_{ch} etwa 200 mm bis 400 mm [169].

$$G_f = \int_{-l_{ch}}^{l_{ch}} \sigma_c \cdot \varepsilon_c dl = \frac{1}{2} \cdot f_{ct} \cdot \frac{f_{ct}}{E_c} \cdot 2 \cdot l_{ch} \quad (2.1)$$

$$l_{ch} = \frac{G_f \cdot E_c}{f_{ct}^2} \quad (2.2)$$

Auf Basis des fiktiven Rissmodells von HILLERBORG und der darin enthaltenen Beschreibung der BPZ berechnet ZINK [170] für schubunbewehrte Balken den Querkraftanteil V_{BPZ} und zeigt, dass dieser eine relevante Größe besitzt. Sowohl ZINK, als auch andere Forscher [63; 93] sehen die BPZ als wesentliche Ursache für den Maßstabeffekt, da ihre Ausprägung nicht im Zusammenhang mit der Bauteilgröße steht, sondern nur von Materialparametern abhängt (vgl. Gl. 2.2). Ist somit die Bauteilhöhe der einzig veränderliche Parameter, bleiben die Länge

der BPZ und ihr Querkraftabtrag konstant, sodass ihr relativer Traganteil bei kleinen Bauteilhöhen hoch und bei großen Bauteilhöhen klein ist.

Dübelwirkung der Längsbewehrung V_d

Auch durch die Dübeltragwirkung der Längsbewehrung V_d werden Querkräfte übertragen. Die Tragwirkung wird durch die entgegengesetzte Verschiebung zweier Rissufer aktiviert, durch die die eingebettete Bewehrung eine Scherbeanspruchung erfährt. Die Höhe der Kraftübertragung wird sowohl von der Biegesteifigkeit der Bewehrungsstäbe, als auch von der Tragfähigkeit des Betons beeinflusst. Letzterer hängt die in die Betonüberdeckung eingeleitete Dübelkraft zurück (Abbildung 2.5b).

$$V_d = 1,64 \cdot b_n \cdot \varnothing_s \cdot \sqrt[3]{f_c} \quad (2.3)$$

Für eine quantitative Abschätzung der Dübelkraft V_d liegen verschiedene Ansätze vor. Meist wird V_d über die elastische Bettungsspannung beschrieben (Abbildung 2.5a). Für den Sonderfall einer einlagigen und einaxialen Bewehrungsführung entwickelten BAUMANN und RÜSCH [5] die empirische Berechnungsformel nach Gleichung 2.3, welche aus [168] für die heute gültigen Betonkennwerte entnommen ist. Haupteinflussfaktoren sind die Betondruckfestigkeit f_c , die Nettobreite des Querschnitts b_n sowie der Stabdurchmesser \varnothing_s . Die maximale Dübelkraft ist dabei durch die Zugfestigkeit des Betons begrenzt. Treten Dübelrisse auf, ist keine weitere Laststeigerung mehr möglich. Der qualitative Zusammenhang zwischen Dübelkraft und Rissöffnung ist in Abbildung 2.5c dargestellt.

2.2 Schnittgrößen nach Elastizitätstheorie

Das Tragverhalten punktförmig gelagerter Stahlbetonplatten unterscheidet sich grundlegend von dem linienförmig gestützter Platten. Dabei lassen sich die elastischen Schnittgrößen der statisch hochgradig unbestimmten Systeme in der Regel nur mit Hilfsmitteln berechnen. Heutzutage werden meist numerische Verfahren, wie z. B. die Finite-Elemente Methode (FEM), eingesetzt, um auch asymmetrische Deckensysteme berechnen zu können [169]. Für einige Spezialfälle stehen aber auch Näherungsverfahren [72] oder gar analytische Lösungen zur Verfügung.

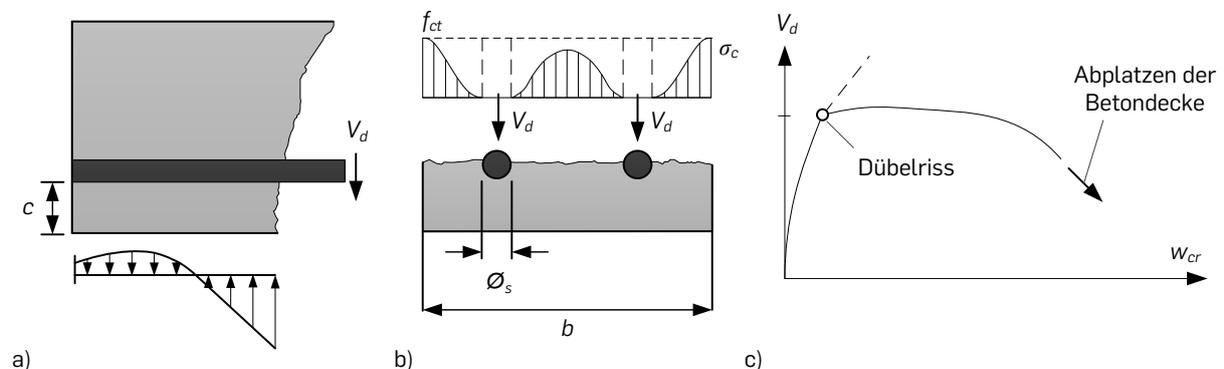


Abbildung 2.5: Dübeltragwirkung der Längsbewehrung a) Bettungsspannungen, b) Zugspannungen in der Bewehrungsebene und c) Zusammenhang zwischen Dübelkraft und Rissöffnung nach [169]

$$q_r = \frac{V}{2 \cdot \pi \cdot r_s} \quad (2.4)$$

Den Sonderfall einer punktgestützten, unendlich ausgedehnten Stahlbetonplatte mit quadratischem Stützenraster behandelt NÁDAI in [116] und zeigt, dass sich unter Vollbelastung aller Felder ein rotationssymmetrischer Spannungszustand um die Stütze einstellt. Wird eine Querdehnzahl von $\nu = 0,25$ zugrunde gelegt, befindet sich der Momentennullpunkt des Radialmoments m_r in einem Radius von $r_s \approx 0,22l$ vom Mittelpunkt einer Innenstütze entfernt (Abbildung 2.6). Der Bereich innerhalb dieses Radius lässt sich ersatzweise auch mit einem runden Plattenausschnitt und einer umlaufenden Randlast q_r nach Gleichung 2.4 abbilden. Diese Kreis analogie wird in den meisten Durchstanzexperimenten verwendet, um den Prüfaufwand stark zu reduzieren.

$$m_{r,1} = -\frac{V}{4\pi} (1 + \nu) \cdot \ln \rho \quad (2.5)$$

$$m_{t,1} = \frac{V}{4\pi} [1 - \nu - (1 + \nu) \cdot \ln \rho] \quad (2.6)$$

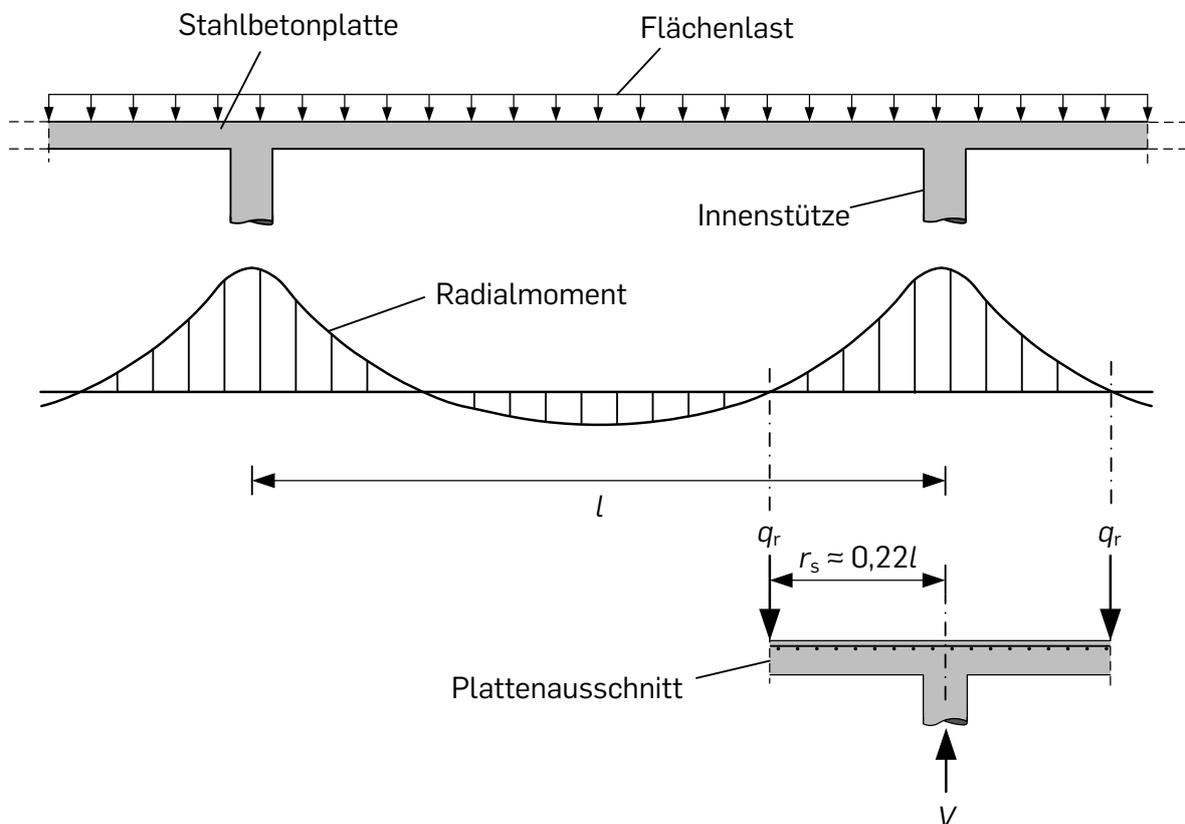


Abbildung 2.6: Radialer Momentenverlauf einer unendlich ausgedehnten, punktgestützten Platte unter Volllast nach Elastizitätstheorie sowie daraus abgeleiteter Plattenausschnitt nach [94]

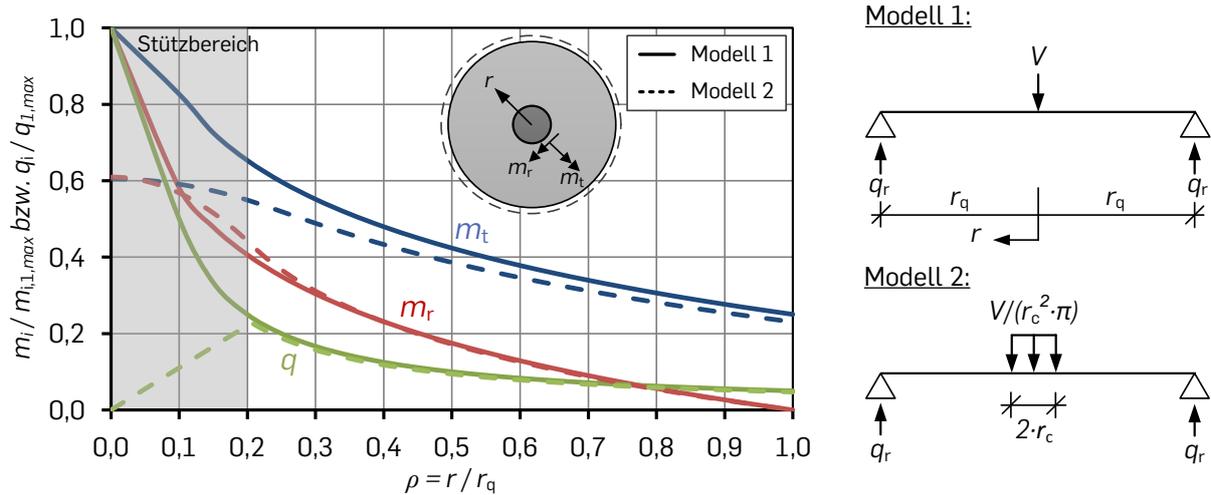


Abbildung 2.7: Entwicklung der Schnittgrößen m_r , m_t und q einer Kreisplatte nach Elastizitätstheorie für eine punktförmige und flächige ($\beta = 0,2$) Lasteinleitung nach MARKUS [106; 163]

$$q_1 = - \frac{V}{2 \cdot \pi \cdot r_q \cdot \rho} \quad (2.7)$$

$$\rho = \frac{r}{r_q} \quad (2.8)$$

Das Tragverhalten rotationssymmetrischer Plattenausschnitte unter verschiedenen Lager- und Lastbedingungen ist von MARKUS [106] detailliert aufbereitet und tabellarisch erfasst worden. Für den einfachen Fall einer zentrisch belasteten Innenstütze kann das Radial- und Tangentialmoment m_r und m_t sowie der Querkraftverlauf q für eine Einzellast V (Modell 1) nach den Gleichungen 2.5 bis 2.8 berechnet werden. Die deutlich umfangreicheren Gleichungen für eine flächig ausgebreitete Lasteinleitung (Modell 2) sind in [106] enthalten und werden an dieser Stelle nicht wiederholt. Beiden Modellen liegen die gleichen Annahmen zugrunde, nämlich Ebenbleiben der Querschnitte, Vernachlässigung der Normal- und Schubspannungen, kleine Verformungen und Belastung senkrecht zur Plattenmittelfläche.

Abbildung 2.7 wertet die normierten Schnittgrößenverläufe für beide Modelle entlang des Plattenradius r einer punktgestützten Kreisplatte aus. Zur Vermeidung numerischer Singularitäten, wird bei der Berechnung von Modell 1 die Punktlast mit einer Lastausbreitung von 5 % angesetzt [106]. Bei der Berechnung von Modell 2 wird entsprechend der eigenen Versuchsreihen aus Kapitel 5 und 6 $\beta = r/r_q = 0,2$ verwendet. Abbildung 2.7 verdeutlicht, dass sowohl beide Momente als auch die Querkraft zum Stützenrand hin stark zunehmen und so einen komplexen und ungünstigen räumlichen Spannungszustand erzeugen, der zum Durchstanzen führen kann.

2.3 Biegetragfähigkeit nach Bruchlinientheorie

Die Bruchlinientheorie ist ein plastisches Berechnungsverfahren, welches zur Vorhersage der Biegetragfähigkeit einer Stahlbetonplatte im Grenzzustand der Tragfähigkeit eingesetzt wer-

den kann. Im Unterschied zur Elastizitätstheorie handelt es sich um eine obere Abschätzung der Systemtragfähigkeit. Im Zusammenhang mit Durchstanzuntersuchungen wird sie meist eingesetzt, um eine theoretische Abgrenzung zwischen Biege- und Durchstanzversagen zu erhalten [14; 59; 148]. Teilweise wird sie aber auch als Hilfsgröße für die Berechnung der Durchstanztragfähigkeit verwendet [94; 110].

Die Anwendung der Bruchlinientheorie setzt ideal-plastisches Materialverhalten und kleine Verformungen voraus. Sie folgt dem Grundgedanken, dass sich entlang von Bruchlinien plastische Gelenke ausbilden, welche für die Berechnung betrachtet werden. Der Bruchlinienverlauf hängt in erster Linie von der Belastungs- und Bewehrungsanordnung sowie den Lagerungsbedingungen ab [99]. Abbildung 2.8 zeigt ihn beispielhaft für eine kreisrunde und eine quadratische Platte mit Randlagerung und mittiger Punktbelastung. Die dargestellten Systeme sind für Durchstanzuntersuchungen am gebräuchlichsten.

Abgeleitet aus den Bruchlinienverläufen geben die Gleichungen 2.9 (runde Platte) und 2.10 (quadratische Platte) die Biegetragfähigkeiten V_{flex} für die beiden Systeme in Abbildung 2.8 an. V_{flex} wird hierzu entweder aus den Gleichgewichtsbedingungen oder mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verschiebungen bestimmt [4; 94]. Für beide Platten errechnet sich V_{flex} aus dem aufnehmbaren Biegemoment je Längeneinheit m_{Ru} , der Stützegeometrie r_c und dem Geometrieparameter B . m_{Ru} kann mit Hilfe des Spannungsblocks [135; 169] nach den Gleichungen 2.11 und 2.12 ermittelt werden und hängt vom Längsbewehrungsgrad ρ_l , der Streckgrenze der Bewehrung f_y , der statischen Nutzhöhe d und der rechnerischen Betondruckfestigkeit f_{lc} ab. Gleichung 2.10 berücksichtigt dabei, dass die Ecken der quadratischen Platte gegen Abheben gesichert sind.

$$V_{\text{flex,circ}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot m_{\text{Ru}}}{1 - \frac{2 \cdot r_c}{B_c}} \quad (2.9)$$

$$V_{\text{flex,rect}} = \frac{8 \cdot m_{\text{Ru}}}{1 - \frac{2 \cdot r_c}{B_q}} \quad (2.10)$$

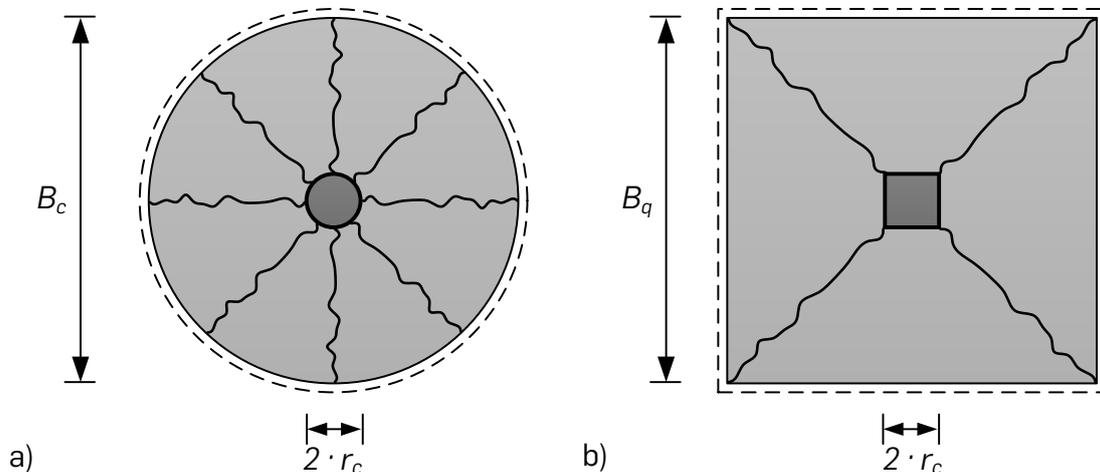


Abbildung 2.8: Bruchlinienverläufe für a) runde Platte mit kreisförmiger Stütze und b) quadratische Platte mit quadratischer Stütze nach [148; 159]

$$m_{Ru} = \rho_l \cdot f_y \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho_l \cdot f_y}{2 \cdot f_{1c}}\right) \quad (2.11)$$

$$f_{1c} = f_c \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \quad \text{mit } f_c \text{ in [MPa]} \quad (2.12)$$

Der Vergleich mit Versuchsergebnissen zeigt, dass die rechnerische Biegetragfähigkeit nach der Bruchlinientheorie trotz ihres Charakters einer oberen Grenzabschätzung überschritten werden kann. ELSTNER und HOGNESTAD [50; 82] nennen als mögliche Gründe die Membranwirkung und/oder die Stahlverfestigung der Bewehrung (strain hardening). HERZOG folgert in [80] zudem, dass auch ein erheblicher Einfluss durch die Zugversteifung des Betons (tension stiffening) entsteht, welcher nicht berücksichtigt wird. BIRKLE [16] nennt als weiteren relevanten Einfluss Zwangsspannungen, die aus den Lagerbedingungen im Versuch resultieren. Die maximale Unterschätzung der tatsächlichen Biegetragfähigkeit bei der Anwendung der Methode wird mit 10 – 20 % angegeben [14; 82; 148].

2.4 Durchstanzmodelle

Zur Beschreibung des Durchstanzverhaltens schubunbewehrter Stahlbetonplatten existiert eine Vielzahl von Trag- und Berechnungsmodellen. Sie unterscheiden sich sowohl durch ihre Herangehensweise als auch in ihrer Komplexität. Aufgrund des mechanisch schwer erfassbaren Verhaltens und vielen Einflussparametern (vgl. Abschnitt 2.1) basieren aktuell noch viele internationale Normen, wie beispielsweise der EUROCODE 2 (EC2) [41; 42], auf empirischen Ansätzen. Sie sind einfach anwendbar und liefern im kalibrierten Bereich eine gute Prognosegenauigkeit. Durch die intensive internationale Forschungsarbeit der letzten Jahrzehnte setzen sich jedoch vermehrt mechanisch basierte Ansätze durch. So soll bereits die zukünftige europäische Norm prEN1992 [125] die Critical Shear Crack Theory (CSCT) [112; 115] verwenden. Tabelle 2.1 stellt eine Übersicht über verschiedene mechanisch basierte Berechnungsmodelle zusammen.

Im Folgenden werden drei ausgewählte Berechnungsmodelle für das Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung vorgestellt. Sie dienen im weiteren Verlauf der Arbeit zur Auslegung der Versuchskörper und des Versuchsstands. Des Weiteren werden sie teilweise nach Abschluss der Versuche zu deren Einordnung genutzt. Da in dieser Arbeit ausschließlich schubunbewehrte Durchstanzversuche durchgeführt werden, liegt auch hierauf der Fokus bei der Beschreibung.

2.4.1 Bruchmechanischer Ansatz von BAŽANT ET AL.

BAŽANT und CAO [9] entwickelten im Jahre 1987 ein Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung. Ihr Ansatz konzentriert sich in erster Linie auf die Beschreibung des größenabhängigen Durchstanzverhaltens. So formulierten und kalibrierten sie basierend auf drei Versuchsreihen mit unterschiedlichen Plattendicken das sog. size effect law (SEL) nach Gleichung 2.13, welches auf der nichtlinearen Bruchmechanik gründet.

Tabelle 2.1: Ausgewählte mechanische Berechnungsmodelle zur Beschreibung des Durchstanzens basierend auf [14; 59; 148; 163]

Modelle basierend auf der Plastizitätstheorie und/oder Bruchmechanik	Kinematischer Versagensmechanismus	Fachwerkmodelle
-BRAESTRUP/NIELSEN [27] -MARTI/THÜRLIMANN [107] -BORTOLOTTI [26] -BAŽANT/CAO [9]	-KINNUNEN/NYLANDER [88] -BROMS [29] -HALLGREN [75] -MUTTONI [112; 115] -KUERES [95]	-ANDRÄ [3] -ALEXANDER/ SIMMONDS [2] -GÖRICKE [69] -BOLLINGER/POLONYI [25]

$$\theta_{BC} = \left(1 + \frac{d}{\lambda_0 \cdot d_a}\right)^{-1/2} \quad (2.13)$$

Das SEL selbst beschreibt dabei nicht die Durchstanztragfähigkeit einer Stahlbetonplatte, sondern ausschließlich den Einfluss des Maßstabeffekts. Dieser ist abhängig von der statischen Nutzhöhe d , dem empirisch ermittelten Faktor λ_0 und der maximalen Korngröße d_a . Für die Ermittlung der Durchstanztragfähigkeit $V_{R,BC}$ schlagen BAŽANT und CAO einen zu dieser Zeit üblichen Ansatz auf Grundlage der Plastizitätstheorie nach Gleichung 2.14 vor, welcher durch das SEL abgemindert wird.

$$V_{R,BC} = k_1 \cdot f_{ct} \left(1 + k_2 \cdot \frac{d}{b}\right) b_0 \cdot d \cdot \theta_{BC} \quad (2.14)$$

Gleichung 2.14 beinhaltet neben dem Maßstabsfaktor θ_{BC} die empirischen Parameter k_1 und k_2 , die Betonzugfestigkeit f_{ct} , eine geometrische Größe b , den kritischen Umfang b_0 und die statische Nutzhöhe d . Obwohl BAŽANT und CAO ihren Ansatz durch die eigenen Experimente als bestätigt ansehen, konnten sie ihn nicht anhand von Versuchsreihen anderer Forscher validieren [9]. Bei ihrer Auswertung ist die Streuung der Versuchsdaten so groß, dass der Ansatz weder widerlegt noch bestätigt werden kann. Sie schlussfolgerten hieraus, dass noch weitere systematische Einflüsse berücksichtigt werden müssen, die noch nicht erkannt wurden.

BIRKLE [16] bemängelt an den Versuchen von BAŽANT und CAO, dass sie eine sehr geringe Schubschlankheit von nur etwa $a/d = 1,5$ ausweisen und daher eher als Fundamente denn Deckenplatten betrachtet werden müssen. Auch wurden die Proben mit einer sehr hohen Belastungsgeschwindigkeit geprüft, was die Ergebnisse beeinflussen könnte. Weiter bemerkt OZBOLT [119], dass die Rissbildung bei den meisten Beton- und Stahlbetonbauteilen nicht nur an einer einzelnen Stelle stattfindet, sondern verteilt und in komplexer Form. Dabei hängt das Risswachstum u. a. von der Geometrie, dem Bewehrungsgrad und der Bewehrungsanordnung ab. Dies ist mit der Formulierung des SEL nur begrenzt erfassbar.

Erst kürzlich präsentierten DÖNMEZ und BAŽANT [46] einen aktualisierten Berechnungsansatz auf Basis des SEL. Erneut steht die theoretische Beschreibung des Größeneinflusses im Mittelpunkt. Diese wird nach Gleichung 2.15 nur leicht geändert berechnet. Die empirische Kon-

stante $d_0 = 60$ mm ist auf Basis von Regressionsrechnungen aus einer großen Datenbank sowie begleitenden Finite-Elemente Simulationen von Durchstanzversuchen abgeleitet worden.

$$\theta_{DB} = \frac{1}{\sqrt{1 + d/d_0}} \quad (2.15)$$

Weitaus größere Änderung erfährt der Berechnungsansatz für die Tragfähigkeit $V_{R,DB}$. Diese wird nicht mehr auf Grundlage der Plastizitätstheorie ermittelt, sondern basiert empirisch abgeleitet auf Regressionsrechnungen (Gl. 2.16). So wurden neben dem empirischen Parameter λ ($= 2,0$) auch die Exponenten 0,3, 0,2 und 0,4 kalibriert. Gleichung 2.16 berücksichtigt weiterhin die Betondruckfestigkeit f_c , den Umfang des kritischen Rundschnitts b_0 im Abstand von $0,5d$ vom Stützenanschnitt, die statische Nutzhöhe d , den Längsbewehrungsgrad ρ_l und die Stützensgeometrie mit dem Umfang b und dem Durchmesser c .

$$V_{R,DB} = \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot (100 \cdot \rho_l)^{0,3} \cdot \left(\frac{d}{b}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{c}{b}\right)^{0,4} b_0 \cdot d \cdot \theta_{DB} \quad (2.16)$$

2.4.2 Durchstanzbemessung nach DIN EN 1992-1-1

Die Durchstanzbemessung nach DIN EN 1992-1-1 (EC2) basiert im Wesentlichen auf dem MODEL CODE 90 [33]. Dabei wird das empirische Nachweiskonzept der Querkraftbemessung übernommen und sinngemäß auf das Durchstanzen angewendet [79]. Für den Nachweis eines ausreichenden Durchstanzwiderstandes werden die Einwirkungen und Widerstände in einem kritischen Rundschnitt gegenübergestellt. Dieser befindet sich in einem Abstand von $2d$ zum Stützenrand und muss in Abhängigkeit zur Stützensgeometrie bestimmt werden. Abbildung 2.9 zeigt hierzu Rundschnitte für verschiedene Stützensgeometrien.

Die einwirkende Querkraft V_{Ed} wird nach Gleichung 2.17 gleichmäßig verteilt entlang des betrachteten kritischen Rundschnitts mit der statischen Nutzhöhe d und dem Umfang $u_{2,0}$ angenommen. Um außermittige Stützenlasten zu berücksichtigen, wird die einwirkende Schubspannung v_{Ed} um den Lasterhöhungsfaktor β erhöht. Für Deutschland ist β im Nationalen Anhang [42] definiert und beträgt für die in dieser Arbeit betrachteten Innenstützen $\beta = 1,1$.

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{2,0} \cdot d} \leq v_{Rd,c} \quad (2.17)$$

Die Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,c}$ einer schubunbewehrten Stahlbetonplatte ist entlang des kritischen Rundschnitts nach Gleichung 2.18 zu bestimmen. Sie ist abhängig von dem empirischen Vorfaktor $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, dem Längsbewehrungsgrad ρ_l , der Betondruckfestigkeit f_{ck} , einem empirischen Faktor $k_1 = 0,1$ und der mittleren Betonnormalspannung σ_{cp} . Des Weiteren wird der nichtlineare Einfluss der statischen Nutzhöhe (Maßstabseffekt) durch den Faktor k nach Gleichung 2.19 berücksichtigt.

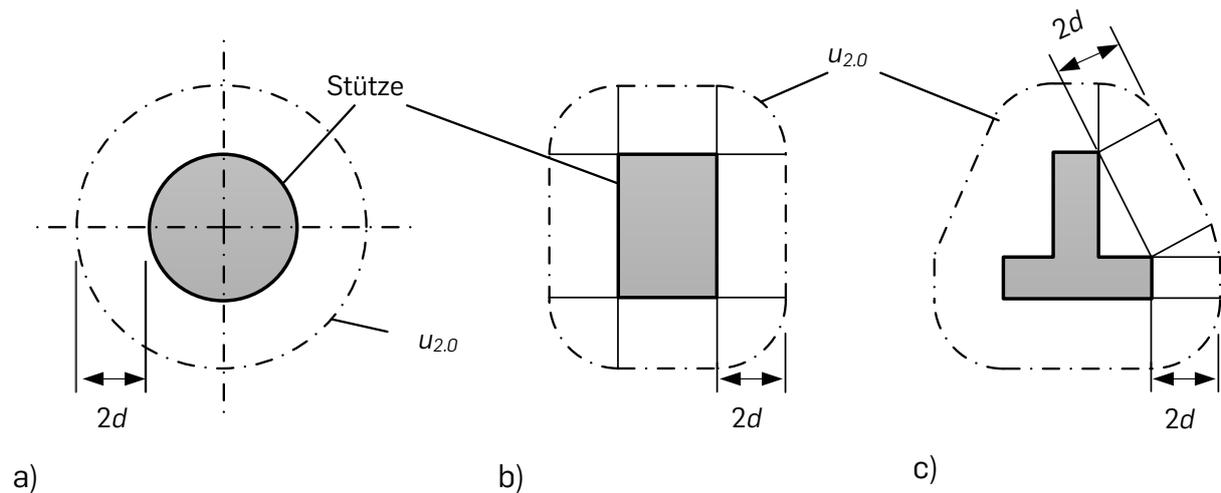


Abbildung 2.9: Kritische Rundschnitte für verschiedene Stützengeometrien nach DIN EN 1992-1-1 aus [169]

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \quad (2.18)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ [mm]}}} \leq 2,0 \quad (2.19)$$

Da der Querkraftwiderstand nach Gleichung 2.18 bei geringen Längsbewehrungsgraden ρ_l sehr klein wird und dadurch die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit unterschätzt, wurde eine Mindesttragfähigkeit v_{\min} eingeführt. Sie ist für Deutschland im Nationalen Anhang in Abhängigkeit zur statischen Nutzhöhe d nach den Gleichungen 2.20 und 2.21 definiert. Zwischenwerte für $600 \text{ mm} < d < 800 \text{ mm}$ dürfen interpoliert werden [42].

$$v_{\min} = \left(\frac{0,0525}{\gamma_c}\right) \cdot k^2 \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \leq 600 \text{ mm} \quad (2.20)$$

$$v_{\min} = \left(\frac{0,0375}{\gamma_c}\right) \cdot k^2 \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d > 800 \text{ mm} \quad (2.21)$$

Für kleine Lasteinleitungsflächen kann darüber hinaus der maximale Durchstanzwiderstand $v_{Rd,max}$ maßgebend werden. Nach EUROCODE 2 beschreibt er das Versagen der schrägen Betondruckstrebe am Stützenanschnitt und wird ausschließlich in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit bestimmt [41]. Versuchsbeobachtungen zeigen jedoch, dass für Flachdecken eher die Tragfähigkeit der Betondruckzone maßgebend wird [76; 79]. Daher ist der Nachweis des maximalen Durchstanzwiderstandes für Deutschland national abweichend geregelt. $v_{Rd,max}$ wird in [42] nach Gleichung 2.22 als Vielfaches der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung definiert. Bei der Bestimmung der Maximaltragfähigkeit darf der günstige Einfluss von Betondruckspannungen σ_{cp} nicht berücksichtigt werden.

$$v_{Rd,max} = 1,4 \cdot v_{Rd,c} \geq v_{Ed} \quad (2.22)$$

2.4.3 Critical Shear Crack Theory (CSCT)

Die Critical Shear Crack Theory (CSCT) [112; 115] basiert auf der Annahme, dass die Durchstanztragfähigkeit $V_{R,CSCT}$ einer Stahlbetonplatte maßgebend von der Rissbreite w_{cr} und der Rauigkeit eines kritischen Schubrisses abhängt. w_{cr} ist dabei proportional zum Produkt aus der Plattenrotation ψ und der statischen Nutzhöhe d (Abbildung 2.10a). Basierend auf diesen Überlegungen entwickelte MUTTONI für schubunbewehrte Stahlbetonplatten das Versagenskriterium nach Gleichung 2.23. Es beschreibt die Durchstanztragfähigkeit in Abhängigkeit des Umfangs des kritischen Rundschnitts $b_{0,5}$ im Abstand von $d/2$ zum Stützenrand, der statischen Nutzhöhe d , der Betondruckfestigkeit f_c , der Referenzkorngröße d_{g0} , dem Durchmesser des Größtkorns d_g und der Plattenrotation. Gleichung 2.23 berücksichtigt auch implizit den Einfluss des Maßstabeffekts [56; 57] und beinhaltet empirisch ermittelte Anpassungsfaktoren [111; 112; 144; 163].

$$\frac{V_{R,CSCT}}{b_{0,5} \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (2.23)$$

Zur Berechnung der Durchstanztragfähigkeit einer Platte ist die Ermittlung des Schnittpunkts aus Versagenskriterium und Plattenrotation ψ nötig (Abbildung 2.10b). Dies geschieht iterativ unter Zuhilfenahme einer Last-Rotationsbeziehung. Für deren Bestimmung stehen verschiedene Methoden mit unterschiedlichen Genauigkeiten zur Verfügung. Die höchste Prognosegüte liefern numerische Verfahren, wie die nichtlineare Finite-Elemente Methode oder eine Integration der Momenten-Krümmungsbeziehung. Sie berücksichtigen u. a. den Einfluss von Rissbildung und das Mittragen des Betons auf Zug (tension stiffening), gleichzeitig ist ihre Anwendung jedoch sehr zeitaufwändig und daher nur in Ausnahmefällen empfehlenswert [113].

Für überschlägige Berechnungen schlägt MUTTONI in [112] eine vereinfachte Beziehung nach Gleichung 2.24 vor. Sie beinhaltet den Abstand zwischen Stützenmittelpunkt und Momentennullpunkt r_{sc} , die statische Nutzhöhe d , die Streckgrenze des Stahls f_y , den Elastizitätsmodul des Stahls E_s und die Biegetragfähigkeit V_{flex} . Verglichen mit den zuvor genannten numerischen Lösungen liefert Gleichung 2.24 eine konservativere, aber für die meisten Anwendungsfälle trotzdem ausreichend genaue Vorhersage der Tragfähigkeit.

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_{sc}}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad (2.24)$$

Abbildung 2.10c vergleicht das Versagenskriterium der CSCT mit Versuchsergebnissen. Die Bruchlasten sind normiert über die Plattenrotation aufgetragen. Letztere ist mit dem Faktor $d/(d_{g0}+d_g)$ multipliziert, um Einflüsse aus der statischen Nutzhöhe und Korngröße herauszurechnen. In Übereinstimmung mit der Annahme der CSCT reduziert sich der Tragwiderstand mit steigender Plattenrotation zunehmend, sodass Gleichung 2.23 die Versuchsergebnisse sehr gut approximiert. Weiterhin zeigt Abbildung 2.10c, dass das Versagenskriterium im Ge-

gensatz zum EC2 keinen charakteristischen, sondern den mittleren Tragwiderstand abbildet [110; 113]. Dies ist insbesondere für Versuchsnachrechnungen relevant.

Um die Berechnung des Durchstanzwiderstandes zu erleichtern, nutzte MUTTONI in [115] einige Vereinfachungen und überführt das Versagenskriterium nebst Last-Rotationsbeziehung in eine geschlossene Lösung (Gl. 2.25). Sie erlaubt eine direkte Berechnung des Widerstandes ohne die iterative Ermittlung eines Schnittpunkts aus Versagenskriterium und Last-Rotationsbeziehung. Das Vorgehen bildet auch die Grundlage für die Neufassung des EC2 (prEN1992-1-1) [125], in der die CSCT normativ auf europäischer Ebene eingeführt wird.

$$V_{R,CSCT} = k_b \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_c \cdot \frac{d_{dg}}{r_{sc}} \right)^{1/3} \cdot b_{0.5} \cdot d \leq 0.55 \cdot b_{0.5} \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad (2.25)$$

$$k_b = \sqrt{8 \cdot a \frac{d}{b_{0.5}}} \geq 1 \quad (2.26)$$

Gleichung 2.25 beinhaltet k_b als Schuberrhöhungsfaktor nach Gleichung 2.26 mit $a = 8$ für Innenstützen, ρ_l als Längsbewehrungsgrad, f_c als Betondruckfestigkeit, r_{sc} als Abstand zwischen Stützenmittelpunkt und Momentennullpunkt, d als statische Nutzhöhe, $b_{0.5}$ als kritischen Rundschnitt in einem Abstand von $d/2$ und d_{dg} als Referenzwert für die Rauheit des Schubrisses. d_{dg} lässt sich nach Gleichung 2.27 mit d_{g0} als Referenzkorndurchmesser, welcher für Normalbeton 16 mm [115] beträgt und d_g als Größtkorndurchmesser bestimmen. Gleichung 2.27 begrenzt dabei den positiven Einfluss der Rissverzahnung für große Korndurchmesser und berücksichtigt gleichzeitig die reduzierte Rauigkeit von Rissen in hochfesten Betonen.

$$d_{dg} = d_{g0} + d_g \cdot \min\left(\left(\frac{60}{f_c}\right)^2, 1\right) \leq 40 \text{ mm} \quad (2.27)$$

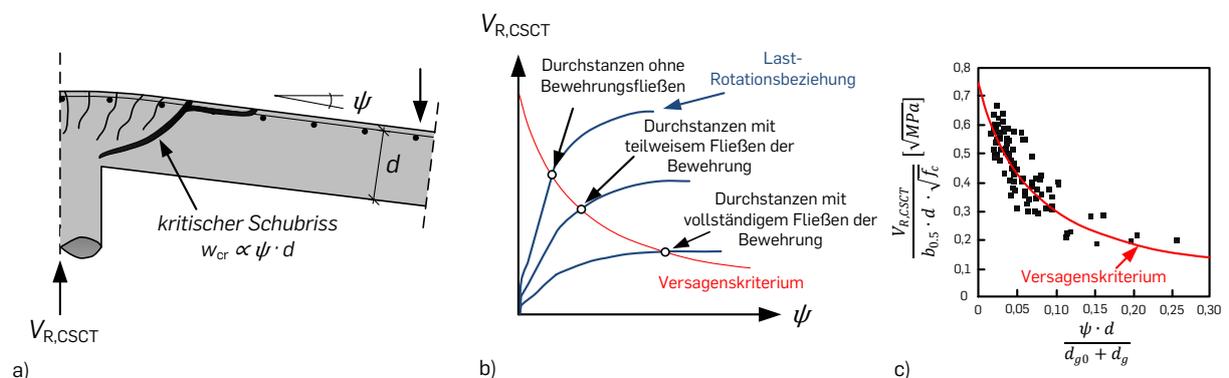


Abbildung 2.10: Critical Shear Crack Theory a) Zusammenhang zwischen Rissöffnung und Plattenrotation b) Ermittlung des Durchstanzwiderstandes und c) Vergleich des Versagenskriteriums mit Versuchsbruchlasten nach [115]

2.5 Maßstabeffekt

2.5.1 Grundlagen

Der Maßstabeffekt beschreibt die Abhängigkeit der Nennfestigkeit σ_N von der Bauteilgröße D . Im Stahlbetonbau tritt das Phänomen u. a. bei Schub- und Durchstanzversagen auf und ist anhand von Experimenten und numerischen Untersuchungen vielfach belegt [9; 83; 119; 129; 143]. Bei der Beschreibung des Maßstabeffekts wird üblicherweise zwischen statistischen und deterministischen Ursachen unterschieden [10; 46].

Lange Zeit wurde die zufällige Streuung der Materialfestigkeit als alleinige Ursache für Maßstabeffekte angesehen. Dieser als statistischer Maßstabeffekt bezeichnete Vorgang kann rechnerisch mit der Theorie von WEIBULL [161] erfasst werden. Die Theorie basiert auf der Annahme des schwächsten Gliedes und setzt voraus, dass die untersuchte Struktur bereits beim Auftreten eines Anrisses bzw. defekten Elements versagt. Mit steigender Bauteilgröße D ist das Auftreten von Fehlstellen bzw. Elementen mit geringer Festigkeit wahrscheinlicher und damit das Versagen der Gesamtstruktur (Abbildung 2.11a). Eine Voraussetzung der Theorie ist ein ideal-sprödes Materialverhalten, welches beispielsweise auf Glas oder feinkörnige Keramik [145] zutrifft, nicht aber auf Beton. Gleichung 2.28 gibt die Überlebenswahrscheinlichkeit einer eindimensionalen Struktur mit N gekoppelten Elementen in Serie an. P_i beschreibt die Fehlerwahrscheinlichkeit eines Elements, P_f die der ganzen Struktur.

$$(1 - P_f) = (1 - P_i)^N \quad (2.28)$$

BAŽANT zeigte als erster, dass das quasi-spröde Materialverhalten von Beton, welches durch eine ausgeprägte Rissbildung gekennzeichnet ist, nicht statistisch, sondern deterministisch mit der Energiefreisetzung erklärt werden kann. Als einfaches Beispiel führt er zwei geometrisch ähnliche Körper unterschiedlicher Größe an. Sie sind in Abbildung 2.11b dargestellt. Beide Körper werden durch die gleiche Spannung σ_N beansprucht und weisen Risse der Länge a auf, welche proportional zur Bauteilgröße D ($a/D = \text{konst.}$) sind. Deren Risspitze wird als Rissband mit der Breite b idealisiert, welche unabhängig von der Bauteilgröße D ist, da sie nur von den Materialeigenschaften abhängt.

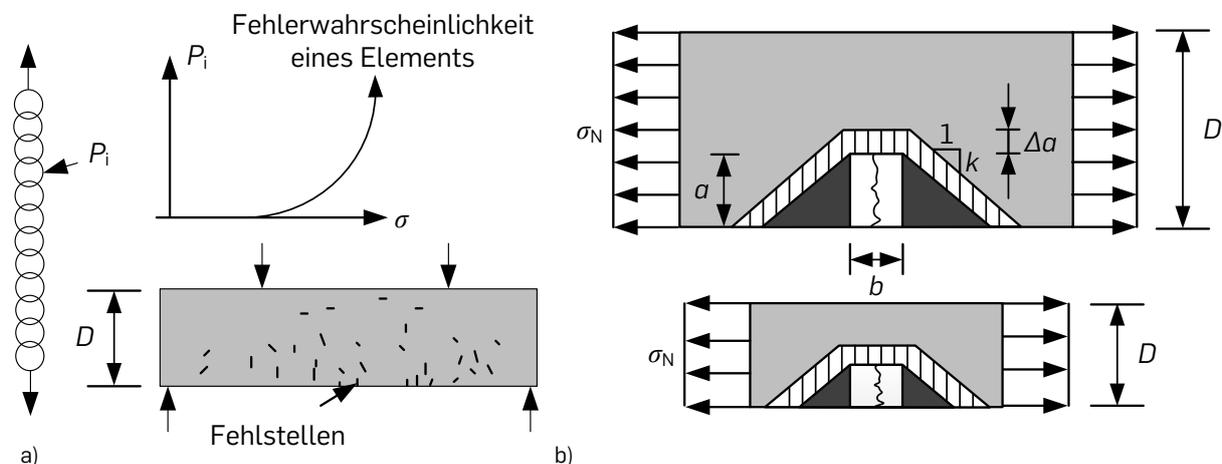


Abbildung 2.11: Einfluss der Bauteilgröße D auf die Nennfestigkeit a) statistischer Maßstabeffekt und b) deterministischer Maßstabeffekt nach [8]

Tabelle 2.2: Ausgewählte Ansätze zur Beschreibung des Maßstabseinflusses beim Durchstanzen nach [159]

Ansatz	Quelle	Formel	Ansatz	Quelle	Formel
REGAN (1989)	[126]	$\left(\frac{1}{d}\right)^{1/4}$	BAŽANT/CAO (1987)	[9]	$\left(1 + \frac{d}{\lambda_0 \cdot d_g}\right)^{-1/2}$
STALLER (2001)	[148]	$1 + \sqrt{\frac{l_{ch}}{d}}$	SHEHATA (1990)	[141]	$\left(\frac{500}{d}\right)^{1/3}$
MODEL CODE 90 (1993)	[33]	$1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$	DÖNMEZ/BAŽANT (2017)	[46]	$\frac{1}{\sqrt{1 + d/d_0}}$ mit $d_0 = 60$ mm
SHERIF/DILGER (1996)	[142]	$\left(\frac{1300}{1000 + d}\right)$	BROMS (1990)	[29]	$\left(\frac{1000}{d}\right)^{0,333}$

Verlängert sich nun der Riss um Δa , wird die Energie in den trapezförmigen Bereichen (gestrichelt) freigesetzt. Unter der Annahme einer konstanten Steigung k , nimmt dabei die Energiefreisetzung mit der Bauteilgröße D zu, obwohl die Spannung σ_N gleich bleibt. Da jedoch die Energie, die von den Bruchflächen aufgenommen werden kann, unabhängig von D ist, müssen große Bauteile bei kleineren Risslängen und damit niedrigeren Spannungen versagen. Dies ist die Ursache für den Maßstabseffekt und führt direkt zur Herleitung vom size effect law (SEL) nach Gl. 2.13 [11].

2.5.2 Maßstabsmodelle

Zur Beschreibung des Maßstabeffekts beim Durchstanzen wurden verschiedene Berechnungsansätze entwickelt. In Tabelle 2.2 ist eine Auswahl von ihnen zusammengestellt. Die Ansätze basieren entweder auf rein empirischen Auswertungen von Experimenten oder auf theoretischen Modellen. Die empirische Herangehensweise zeichnet sich dadurch aus, dass sie in der Regel die beste Annäherung an die zugrundeliegende Datenbasis liefert, da auch nicht explizit erkannte Abhängigkeiten berücksichtigt werden. Dies gilt jedoch nur solange, wie der experimentell abgesicherte Größen- und Parameterbereich betrachtet wird. Die theoretische Herangehensweise unterliegt einer solchen Beschränkung nicht. Sie liefert aber nur präzise Vorhersagen, wenn die getätigten Annahmen zutreffend sind. Gerade beim komplexen und von vielen Einflüssen abhängigen Durchstanzverhalten ist eine Berücksichtigung aller Parameter nicht realisierbar. Daher stellen die theoretischen Ansätze immer auch eine Idealisierung dar [119].

Abbildung 2.12 wertet einige Ansätze aus Tabelle 2.2 für statische Nutzhöhen bis $d = 1.000$ mm aus. Die Graphen sind jeweils auf $d = 200$ mm normiert und beschreiben die relative Tragfähigkeitsabnahme infolge des Maßstabeffekts in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe d . Für den Ansatz nach STALLER wird ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 ($l_{ch} = 360$ mm) angenommen. Das SEL wird durch den Ansatz nach DÖNMEZ und BAŽANT repräsentiert. Der empirische Anpassungsfaktor $d_0 = 60$ mm ist aus [46] entnommen und wurde dort an einer großen Datenbank und begleitenden FE-Analysen kalibriert. Alle anderen An-

sätze beschreiben den Maßstabseinfluss ausschließlich in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe d .

Abbildung 2.12 zeigt, dass der Ansatz nach MODEL CODE 90 (MC90) mit einer relativen Tragfähigkeitsabnahme von 28 % den geringsten Maßstabseinfluss im Intervall von $d = 200$ bis 1.000 mm prognostiziert. Der Ansatz ist auch in der derzeit gültigen Fassung des EUROCODES 2 [41] enthalten. Hingegen verzeichnet der Ansatz von DÖNMEZ und BAŽANT im gleichen Intervall den größten, nämlich einen nahezu doppelt so großen Einfluss. Der Tragwiderstand beträgt bei $d = 1.000$ mm nur noch 50 % des Bezugswerts.

Die Gegenüberstellung der Ansätze in Abbildung 2.12 verdeutlicht zweierlei. Erstens, der Maßstabseffekt beeinflusst die Durchstanztragfähigkeit signifikant und darf daher nicht vernachlässigt werden. Zweitens bestätigen die mit der statischen Nutzhöhe stark steigenden Unterschiede in den Vorhersagen, dass großformatige Experimente dringend benötigt werden, um die tatsächlichen Widerstände und damit verbunden das Sicherheitsniveau dicker Platten genauer bewerten zu können.

2.6 Durchstanzversuche an schubunbewehrten Stahlbetonplatten

In diesem Abschnitt wird eine Übersicht über bereits vorhandene Durchstanzversuche an schubunbewehrten Stahlbetonplatten aus der Literatur gegeben. Insbesondere die folgenden drei Ziele werden dabei verfolgt:

- Übersicht über die Verteilung und den Größenbereich wichtiger Versuchsparameter.
- Zusammenstellung sowie Abschätzung des Anwendungsbereichs verschiedener Versuchsanordnungen.
- Auswahl einer geeigneten Prüfmethode für Durchstanzuntersuchungen an dicken Stahlbetonplatten.

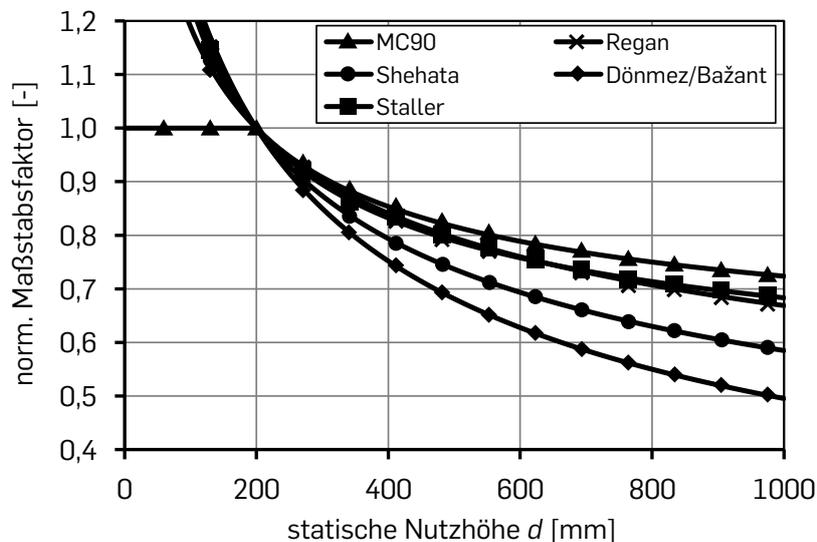


Abbildung 2.12: Gegenüberstellung verschiedener Ansätze zur Beschreibung des Maßstabseffekts beim Durchstanzen (normiert auf $d = 200$ mm)

2.6.1 Versuchsparameter

In den vergangenen Jahrzehnten wurden unzählige Durchstanzversuche mit den verschiedensten Zielsetzungen durchgeführt. Einen Überblick über wesentliche Arbeiten liefern Datenbanken, die meist für die Entwicklung, Kalibrierung oder Verifikation von Berechnungsansätzen erstellt werden. Eine der größten verfügbaren Datensammlungen ist die ACI 445 Punching Shear Collected Databank (ACI 445 PSCD) [118]. Sie umfasst derzeit 519 Einträge und beinhaltet dabei nur Versuche an Innenstützen mit schubunbewehrten Stahlbetonplatten. Das genaue Vorgehen zur Auswahl der Daten kann aus [117] entnommen werden. Weitere umfangreiche Datensammlungen für schubunbewehrte Stahlbetonplatten sind in SIBURG [144] (328 Einträge), CEB-FIP Bulletin 12 [59] (205 Einträge) und WALKNER [159] (465 Einträge) enthalten. Der Großteil der Datensätze ist redundant. Die unterschiedliche Anzahl der Einträge ist vor allem durch abweichende Filterkriterien begründet.

Im Folgenden wird die ACI 445 PSCD genutzt, um eine Übersicht über den Größenbereich und die Verteilung relevanter Versuchsparameter zu geben. Sie dienen als Orientierung für die Entwicklung des eigenen Experimentalkonzepts sowie zur Einordnung der eigenen Versuche. Im Rahmen der Auswertungen werden alle Datensätze mit einer Schubslankheit von $\lambda < 3$ entfernt, da sie einen direkten Lastabtrag zum Auflager zulassen und dadurch nicht die geforderten Kriterien für die geplanten Durchstanzversuche an Innenstützen erfüllen [66]. Mit Blick auf große Plattendicken betrifft dies vor allem einen Versuch von GRAF [71] ($d = 473$ mm, $a_v/d = 1,27$) und zwei Versuche von LI [101] ($d = 400$ mm, $d = 500$ mm; $a_v/d = 1,84$, $a_v/d = 1,48$). Weiterhin wird ein Versuch von KINUNNEN ET AL. ($d = 67$ cm) [89] aus der Datenbank entfernt, da bei ihm eine nicht rotationssymmetrische Lagerung an lediglich zwei der vier Ränder vorliegt. Im Gegenzug werden zwei neuere Versuchsreihen von LIPS ET AL. [102] und SCHMIDT ET AL. [139] in die Datenbasis aufgenommen. Sie beinhalten jeweils einen Versuch mit einer statischen Nutzhöhe von $d \geq 300$ mm und waren noch nicht in der Datenbank vorhanden.

Abbildung 2.13 zeigt eine Auswertung der modifizierten Datenbank. Abbildung 2.13a veranschaulicht dabei zunächst die Verteilung der statischen Nutzhöhe d sowie deren Einfluss auf den relativen Tragwiderstand. Letzterer wird in Form normierter Schubspannungen v_u entsprechend VOCKE [155] im Abstand von $1,5d$ zum Stützenrand dargestellt. Unterschiede in der Betondruckfestigkeit und dem Bewehrungsgrad werden bei der Betrachtungsweise normiert. Zusätzlich ist eine Trendlinie eingezeichnet, die die Entwicklung der Bruchspannung mittels linearer Regression beschreibt.

Aus Abbildung 2.13a können zwei Erkenntnisse gewonnen werden. Erstens verringert sich bei Durchstanzversuchen als Folge des Maßstabseinflusses erwartungsgemäß der normierte Tragwiderstand mit steigender statischer Nutzhöhe d . Hierbei belegen die als Datenpunkte dargestellten Versuche, dass für eine Abschätzung des Maßstabseinflusses im baupraktisch relevanten Bereich von $d > 250$ mm nur eine unzureichende Datenbasis (< 2 % der Versuche) vorliegt und bestätigen damit nochmals die Notwendigkeit von Durchstanzversuchen an dicken Stahlbetonplatten. Und zweitens weisen Versuche mit ähnlichen statischen Nutzhöhen sehr große Streuungen der Schubspannung v_u auf (Faktor > 2). Gründe hierfür sind signifikan-

te Einflüsse von nicht normierten Parametern und unterschiedliche Versuchsdurchführungen. Folglich eignen sich zur Untersuchung des Maßstabseinflusses nur streng maßstäblich skalierte Versuchskörper.

In Ergänzung zu Abbildung 2.13a zeigen die Abbildungen 2.13b bis d einen Überblick über den Größenbereich weiterer relevanter Versuchsparameter. Die Histogramme werten die Verteilung des Längsbewehrungsgrads ρ_l , der Betondruckfestigkeit f_c und der Schubschlankheit λ aus. Der Ordinatenwert stellt jeweils die absolute Auftretenshäufigkeit in der Datenbank dar, der Abszissenwert den Wertebereich des jeweiligen Versuchsparameters. Abgeleitet aus den Histogrammen lässt sich für Durchstanzuntersuchungen folgendes festhalten:

- Der Längsbewehrungsgrad liegt bei etwa 80 % der Versuche zwischen $\rho_l = 0,5 \%$ bis $2,0 \%$, was üblichen Hochbauten entspricht.
- Etwa 78 % der Durchstanzversuche besitzen eine Betondruckfestigkeit f_c normalfester Betone zwischen $20 - 60 \text{ MPa}$.
- Der Großteil ($\approx 76 \%$) der Durchstanzversuche weist eine Schubschlankheit λ zwischen 3 und 8 auf.

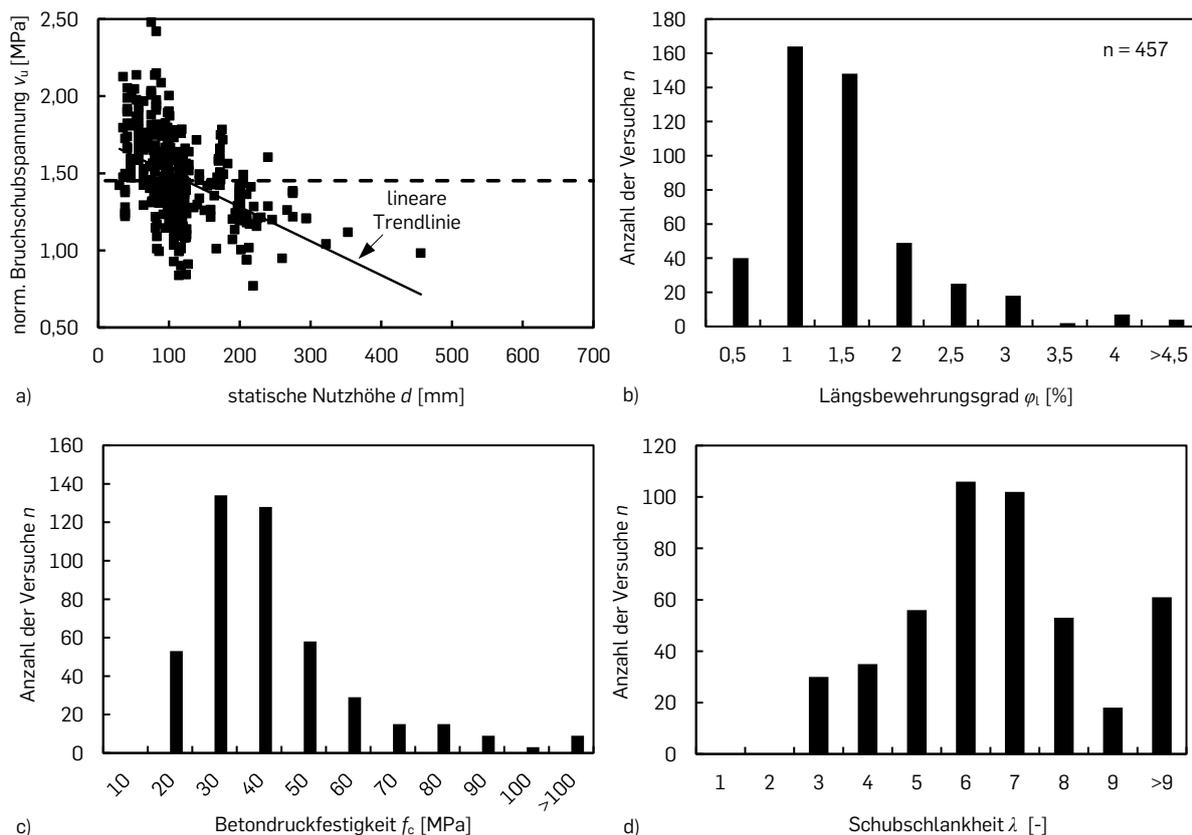


Abbildung 2.13: Datenbankauswertungen von Durchstanzversuchen an Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung a) normierte Schubspannungen ausgewertet nach der statischen Nutzhöhe sowie Histogramme zu b) Längsbewehrungsgraden, c) Betonfestigkeiten und d) Schubschlankheiten

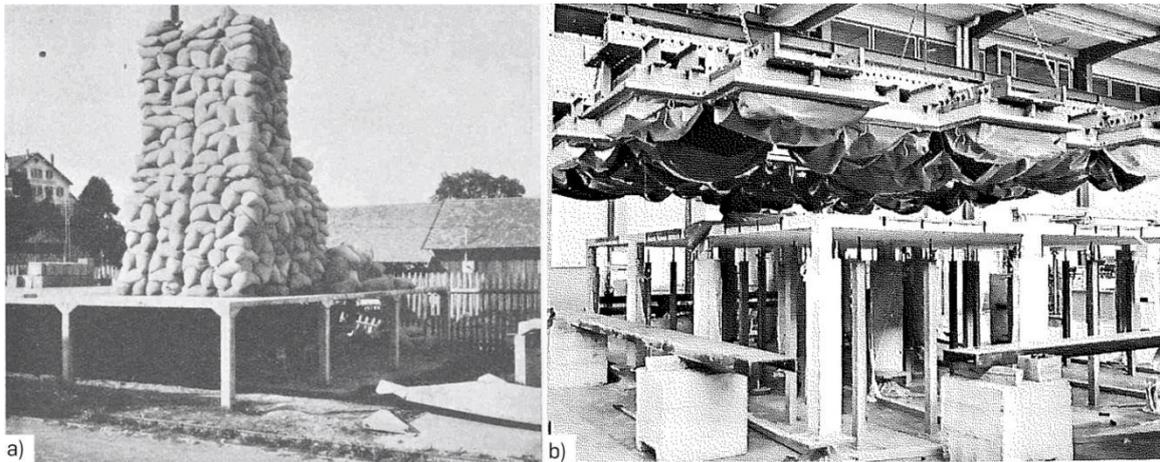


Abbildung 2.14: Durchstanzversuche an Flachdeckensystemen a) Aufbau von MAILLART [104] und b) Versuchsanordnung von LADNER [98]

2.6.2 Versuchsanordnungen und Grenzen der Prüfbarkeit

Das Durchstanzverhalten von Stahlbetonplatten wurde in der Vergangenheit mit Hilfe verschiedenster Versuchsanordnungen untersucht. Hierbei variieren nicht nur die Lagerungs- und Lastbedingungen teils erheblich, sondern auch die statischen Systeme der Probekörper selbst. Die Hauptursache für die unterschiedlichen Versuchsanordnungen ist der große Aufwand, der mit Durchstanzprüfungen verbunden ist, sowie die verschiedenen Voraussetzungen und Kapazitäten der Labore. Eine grundlegende Unterteilung der Anordnungen erfolgt dabei üblicherweise in zwei Kategorien [59]:

- Durchstanzversuche an ganzen Flachdeckensystemen mit mehreren Stütze-Platte-Verbindungen und
- Versuche an isolierten Deckenausschnitten, welche nur eine einzelne Stütze-Platte-Verbindung repräsentieren.

In Abbildung 2.14 sind zunächst zwei Durchstanzversuche an ganzen Flachdeckensystemen dargestellt. Sie werden nur sehr selten ausgeführt. Hauptvorteil dieser Art der Versuchsanordnung ist, dass die realen Verhältnisse im Bauwerk gut repräsentiert werden. So bilden Flachdeckensysteme die günstigen Auswirkungen von Membrankräften und die Kraft- und Momentenumlagerung ab [12; 49; 136]. Weiterhin sind auch unsymmetrische bzw. feldweise Lastanordnungen möglich. Hauptnachteil und Grund für die seltene Ausführung ist jedoch ihr großer Prüfaufwand und die damit verbundenen Kosten. Beides führt dazu, dass Flachdeckensysteme insbesondere für Durchstanzuntersuchungen an dicken Stahlbetonplatten ungeeignet sind.

Einen deutlich geringeren Prüfaufwand weisen Durchstanzexperimente an isolierten Deckenausschnitten auf. Sie stellen deshalb auch den Regelfall dar [59; 96]. Die Ausschnitte bilden nur den stütznahen Bereich einer Flachdecke ab, welcher durch die Nulllinie des Radialmoments begrenzt ist (vgl. Abschnitt 2.2). Abbildung 2.15 zeigt drei typische Versuchsanordnungen an Deckenausschnitten. Der Versuchskörper wird entweder zentral über einen Stützenstumpf (a) oder rotationssymmetrisch verteilt am Rand über Abspannstangen (b) belastet.

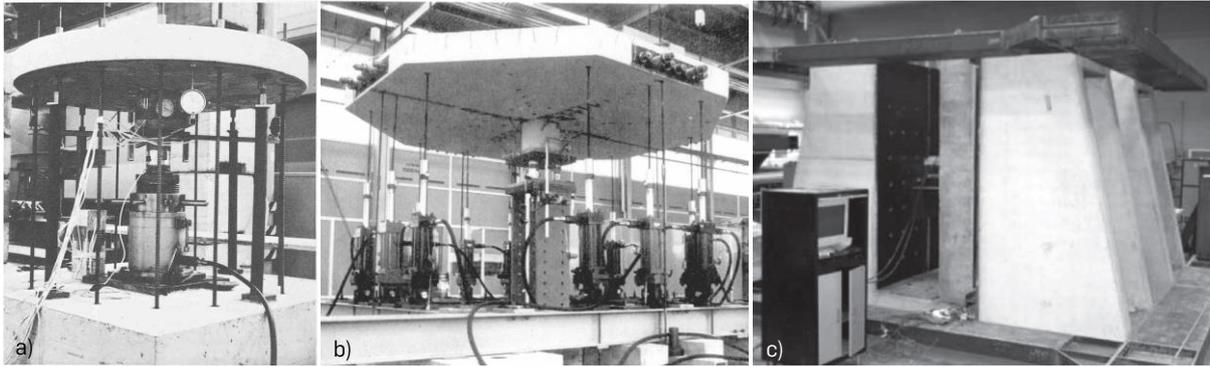


Abbildung 2.15: Versuchsaufbauten für Durchstanzuntersuchungen an isolierten Deckenausschnitten a) zentrische Lastaufbringung über Stützenstumpf [97] b) Randabspannung mittels Stangen [124] und c) senkrecht gelagerter Versuchskörper [130]

Weiterhin sind auch um 90° gedrehte Versuchsufbauten gegen eine senkrechte Reaktionswand möglich (c). Die jeweilige Herangehensweise wird vor allem durch die lokale Versuchsinfrastruktur bestimmt. Trotz reduziertem Ersatzsystem und unabhängig von dem verwendeten Aufbau und der Art der Lasteinleitung weisen jedoch alle genannten Anordnungen im Hinblick auf die Zielsetzung dieser Arbeit die gleiche Problematik auf. Mit steigender Plattendicke wachsen Tragwiderstände, Eigengewichte und Versuchskosten überproportional an und können den praxisrelevanten Dickenbereich nicht mehr ausreichend bedienen.

Als Alternative zu konventionellen Durchstanzversuchen an Deckenausschnitten entwickelte WINKLER [163] an der Ruhr-Universität Bochum einen neuartigen Prüfansatz, welcher speziell auf Großbauteile abzielt. Der Ansatz basiert auf der Symmetriereduktion und verringert den Versuchskörper entsprechend seines Symmetriegrads. Bei üblichen Experimenten an isolierten Deckenausschnitten mit orthogonaler Bewehrungsanordnung führt dies zu einer Viertelung der Versuchskörper und damit zu einer Steigerung der Prüfkapazität um den Faktor 4. Hauptnachteil der Methode ist jedoch ihre komplexe technische Umsetzung. Sie konnte bislang ausschließlich für Bauteilhöhen mit $h = 30$ cm realisiert werden. Abbildung 2.16 zeigt beispielhaft den Versuchsaufbau. Eine detaillierte Beschreibung der Methode und des Ansatzes erfolgt in Kapitel 3.

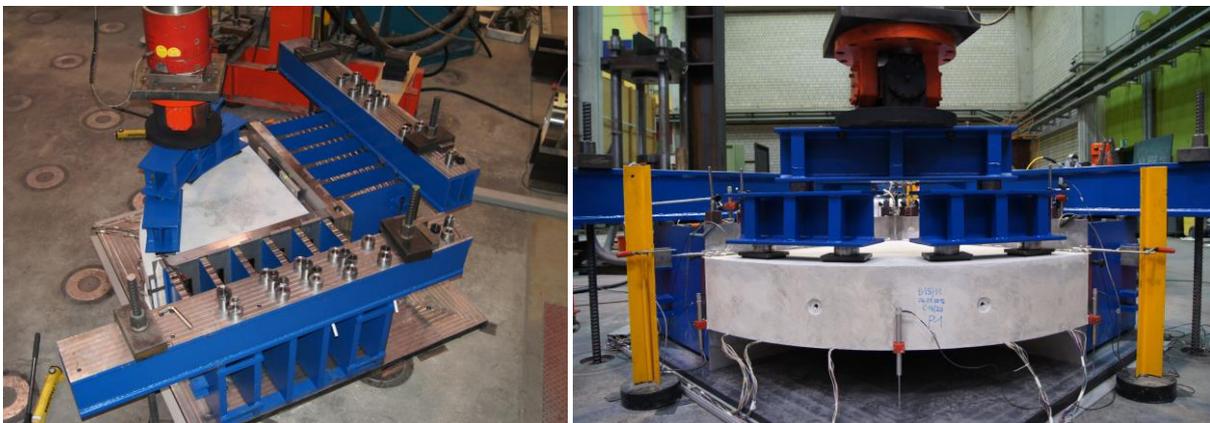


Abbildung 2.16: Versuchsaufbau für Durchstanzuntersuchungen mit Symmetriereduktionstechnik [166]

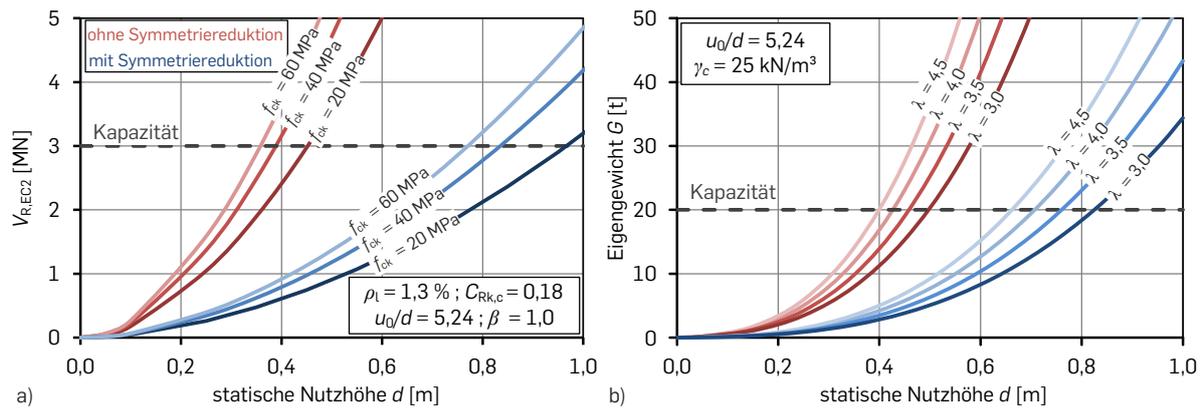


Abbildung 2.17: Abschätzung des Anwendungsbereichs von Durchstanzprüfungen an isolierten Deckenausschnitten mit (rot) und ohne (blau) Symmetriereduktion in Abhängigkeit des a) Tragwiderstandes und b) des Versuchskörpereigengewichts

Grenzen der Prüfbarkeit

Um die Grenzen für Versuche an isolierten Deckenausschnitten mit und ohne Symmetriereduktion aufzuzeigen, stellt Abbildung 2.17 die zu erwartenden Tragwiderstände und Eigengewichte in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe d dar und vergleicht sie mit den abgeschätzten Kapazitäten ($V_{\max} \approx 3 \text{ MN}$ und $G_{\max} \approx 20 \text{ t}$) großer Versuchseinrichtungen [132; 134; 151–153]. Die Tragwiderstände sind überschlägig nach EUROCODE 2 (Gl. 2.17) ohne Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten für ein Versagen ohne Schubbewehrung ermittelt und werden für verschiedene Betonfestigkeiten f_{ck} ausgewertet. Das Eigengewicht der Versuchskörper ist für Kreisplatten mit verschiedenen Schubslankheiten λ angegeben. Weitere für die Berechnung relevante Parameter sind in den Diagrammen enthalten, sie orientieren sich an den Datenbankauswertungen aus Abschnitt 2.6.1.

Der Vergleich in Abbildung 2.17 verdeutlicht eindrucksvoll, dass für die Entwicklung eines Experimentalkonzepts mit dem Fokus auf dicken Stahlbetonplatten allein eine Versuchsanordnung basierend auf der Symmetriereduktion zielführend ist. Denn selbst bei sehr gut ausgestatteten Laboren sind Versuche an ganzen Deckenausschnitten auf etwa $d = 45 \text{ cm}$ begrenzt, was keine wesentliche Verbesserung zur bestehenden Datenbasis darstellt (vgl. Abbildung 2.13a). Im Gegensatz dazu kann unter gleichen Voraussetzungen mittels Symmetriereduktion der maximale Untersuchungsbereich auf etwa $d \approx 85 \text{ cm}$ nahezu verdoppelt werden. Letzteres rechtfertigt auch einen erhöhten Realisierungsaufwand für die Nutzung der Symmetrie im Experiment.

3 Experimentalkonzept

In Kapitel 3 wird ein Konzept für die Durchstanzprüfung dicker Stahlbetonplatten entwickelt. Zur Überwindung der Grenzen konventioneller Prüfverfahren bedient es sich der Methode der Symmetriereduktion. Abschnitt 3.1 fasst zunächst die Grundidee zusammen und leitet die theoretischen Symmetrierandbedingungen her. Anschließend wird in Abschnitt 3.2 ein bestehender Ansatz für die technische Umsetzung in Experimenten komprimiert dargestellt und mit Blick auf die Zielsetzung der Arbeit analysiert. Aufbauend auf diesem wird in Abschnitt 3.3 ein Konzept für großformatige Durchstanzprüfungen erarbeitet. Es schöpft den technisch realisierbaren Anwendungsbereich unter Berücksichtigung der zur Verfügung stehenden lokalen Infrastruktur maximal aus. Abschnitt 3.2 und 3.3 definieren den Entwicklungsbedarf der Arbeit. Er wird in Abschnitt 3.4 zusammengefasst.

3.1 Grundidee der Symmetriereduktion

Die Symmetriereduktion ist eine etablierte Methode für die numerischen Berechnung von Bauteilen [61; 65; 90; 138; 146; 154; 158]. Sie ermöglicht es anstelle der gesamten Struktur nur einen symmetrischen Anteil von dieser untersuchen zu müssen. Relevant für die numerischen Berechnungen ist, dass sich Modellgrößen und Rechenzeiten teils erheblich reduzieren. Dabei ist die zentrale Voraussetzung für die Anwendung der Methode, dass nicht nur eine geometrische Symmetrie der Struktur vorliegt, sondern auch, dass die Lager- und Lastbedingungen symmetrisch sind.

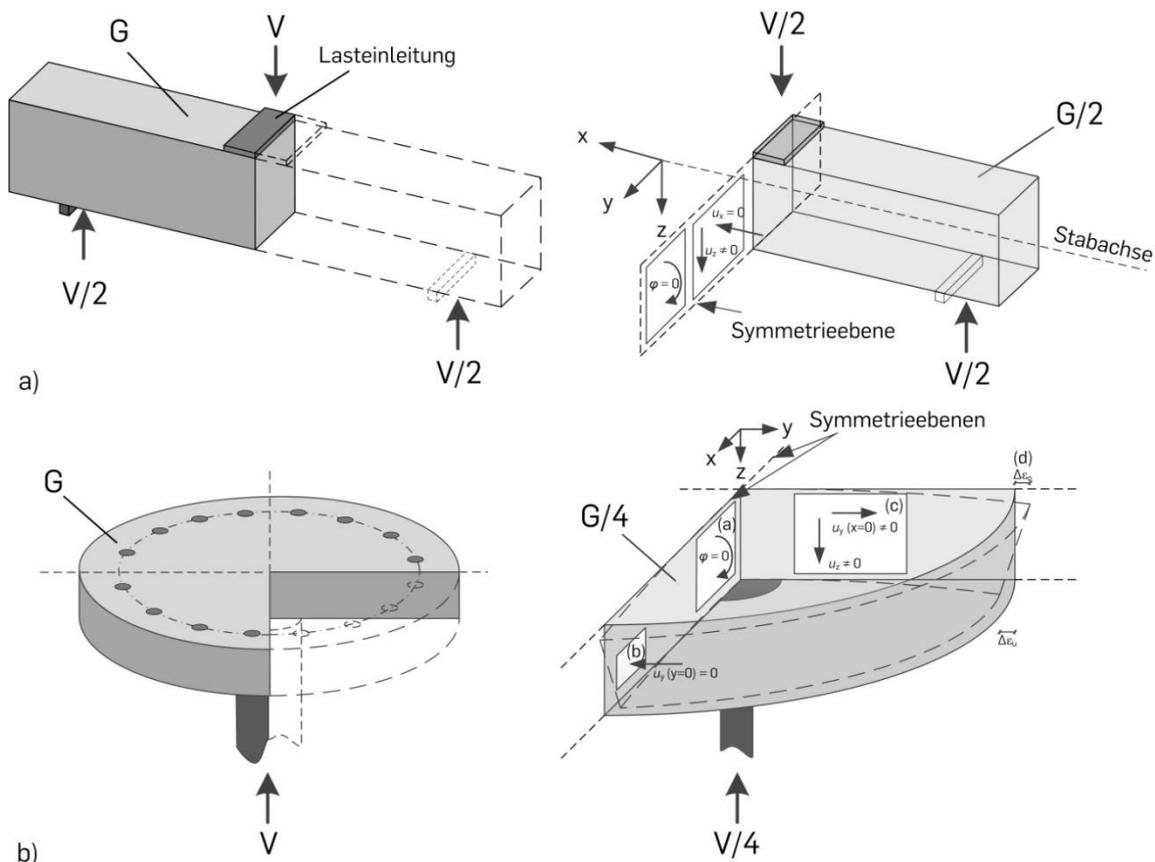


Abbildung 3.1: Darstellung der theoretischen Symmetrierandbedingungen für a) einen Drei-Punkt-Biegeversuch am Balken und b) einen Durchstanzversuch einer Platte

3.1 Grundidee der Symmetriereduktion

Tabelle 3.1: Theoretische Symmetrierandbedingungen und Umsetzung im Durchstanzexperiment

	Symmetrierandbedingungen	Theorie	Experiment
(a)	$\varphi_y(x=0) = 0$ $\varphi_x(y=0) = 0$	Einspannung	biegesteife Stahlwiderlager
(b)	$u_y(y=0) = 0$ $u_x(x=0) = 0$	keine Bewegungen senkrecht zur Symmetrieebene	Rückspannsystem und nicht kompressible Gleitebenen
(c)	$u_y(x=0) \neq 0$ $u_x(y=0) \neq 0$ $u_z(x=0, y=0) \neq 0$	freie Verschieblichkeit parallel zur Symmetrieebene	reibungssarme Gleitebenen aus PTFE
(d)	$\Delta\varepsilon_o \neq 0$ $\Delta\varepsilon_u \neq 0$	keine Zwängungen	getrennte Gleitelemente mit Zwischenräumen

Die Nutzung der Symmetrie ist aber nicht nur bei numerischen Simulationen vorteilhaft. Bei der Symmetriereduktion verringern sich auch Tragwiderstände, Eigengewichte und geometrische Abmessungen der Teilsysteme entsprechend des Symmetriegrads. Alle drei Parameter stellen zentrale Größen bei der Auslegung von Experimenten dar, denn genau sie limitieren üblicherweise physikalisch die Prüfbarkeit im Labor. Mit Hilfe der Symmetriereduktion können folglich auch die Größenbeschränkungen konventioneller Prüfverfahren überwunden werden.

Zur Nutzung der Symmetrie ist das Ausgangssystem mechanisch äquivalent durch ein Teilsystem zu substituieren. Hierzu müssen an den Symmetrieebenen zusätzliche Randbedingungen eingeführt werden. Diese Symmetrierandbedingungen sorgen dafür, dass ein gleiches Bauteilverhalten auftritt. In der Theorie genügt bei Volumenelementen die Sperrung der Verschiebungsfreiheitsgrade senkrecht zur Symmetrieebene, wohingegen bei Schalenelementen zusätzlich Rotationen gesperrt werden müssen. In beiden Fällen verbleiben die Verschiebungsfreiheitsgrade parallel zur Symmetrieachse ungehindert frei.

Abbildung 3.1a zeigt die Methode der Symmetriereduktion zunächst angewendet auf einen Drei-Punkt-Biegeversuch eines Balkens. Durch die einfache Bauteilsymmetrie kann er in zwei gleiche Teilsysteme getrennt werden. Hierdurch wird sowohl die Prüflast V als auch das Eigengewicht G halbiert. Gleichzeitig müssen an der Symmetrieebene in Feldmitte drei zusätzliche Randbedingungen eingehalten werden, nämlich die Sperrung der horizontalen Verschiebung und Rotation ($u_x = \varphi_y = 0$) senkrecht zur sowie eine freie vertikale Verschieblichkeit ($u_z \neq 0$) entlang der Symmetrieffläche.

Abbildung 3.1b stellt das Prinzip der Symmetriereduktion erweitert auf Durchstanzuntersuchungen an Platten dar. Infolge der doppelten Bauteilsymmetrie sind nun zwei orthogonal verlaufende Symmetrieebenen vorhanden. Folglich werden die Prüflast V und das Eigengewicht G geviertelt. Grundsätzlich gelten für Platten die gleichen Anforderungen wie für Balken mit einfacher Symmetrie, jedoch werden sie durch zwei weitere Randbedingungen ergänzt. Erstens treten infolge der fortschreitenden Schubrißbildung nicht mehr nur vertikale, sondern auch horizontale Verschiebungen parallel zur Symmetrieebene auf. Zweitens müssen entlang der Symmetrieebene Zwängungen aus Plattenrotation vermieden werden. Die zweite

Forderung resultiert aus der technischen Umsetzung. Tabelle 3.1 fasst alle genannten theoretischen Symmetrierandbedingungen für Platten zusammen und verbindet sie mit ihren technischen Umsetzungen im Experiment. Letztere werden im nächsten Abschnitt vorgestellt.

3.2 Ansatz zur experimentellen Symmetriereduktion

Im Vergleich zu numerischen Simulationen ist die Symmetriereduktion im Experiment bedeutend aufwändiger umzusetzen. Die zentrale Herausforderung besteht nicht mehr darin das symmetrische Teilsystem zu identifizieren, sondern vielmehr die Symmetrierandbedingungen technisch zu realisieren. Als bisher einzige, dem Autor bekannte Herangehensweise entwickelte WINKLER [163] an der Ruhr-Universität Bochum hierfür einen Ansatz. Er ist sowohl auf Balken, als auch auf Platten anwendbar, dabei ist seine Leistungsfähigkeit jedoch untrennbar mit der entwickelten technischen Lösung verknüpft. Letztere erfolgte bislang ausschließlich für Bauteile mit einer Höhe von $h = 30$ cm. Im Folgenden wird der Ansatz mit dem Fokus auf Durchstanzuntersuchungen aufbereitet. Wesentliche Quellen für den Abschnitt sind [163–166].

3.2.1 Prüfaufbau und Lastabtrag

Abbildung 3.2 illustriert den Ansatz von WINKLER anhand des Prüfaufbaus für einen symmetrisch reduzierten Durchstanzversuch. Der Aufbau besteht aus zwei Stahlwiderlagern (8), welche vertikal über zwei Abspannträger (11) mit dem Spannboden der Versuchshalle verspannt werden. Der Betonversuchskörper (13) wird als Plattenviertel realisiert und über einbetonierte Gleitbleche (1) und ein horizontales Rückspannsystem verformungsarm an den Widerlagern befestigt. Die Lastaufbringung erfolgt am freien Plattenrand an vier Punkten (15). Gleitebenen aus gefettetem PTFE, die sich auf der Vorder- und Rückseite der Widerlagerfrontplatte befinden, sorgen für eine reibungsarme Verschieblichkeit in horizontaler und vertikaler Richtung.

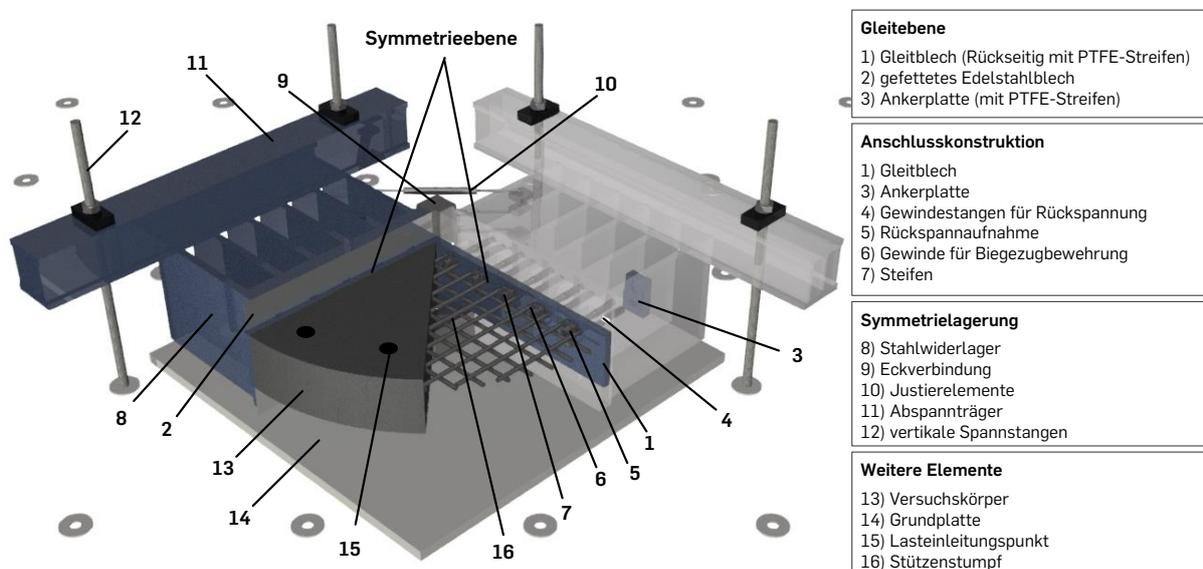


Abbildung 3.2: Prüfaufbau für die Symmetrienutzung in Durchstanzuntersuchungen nach [23; 163]

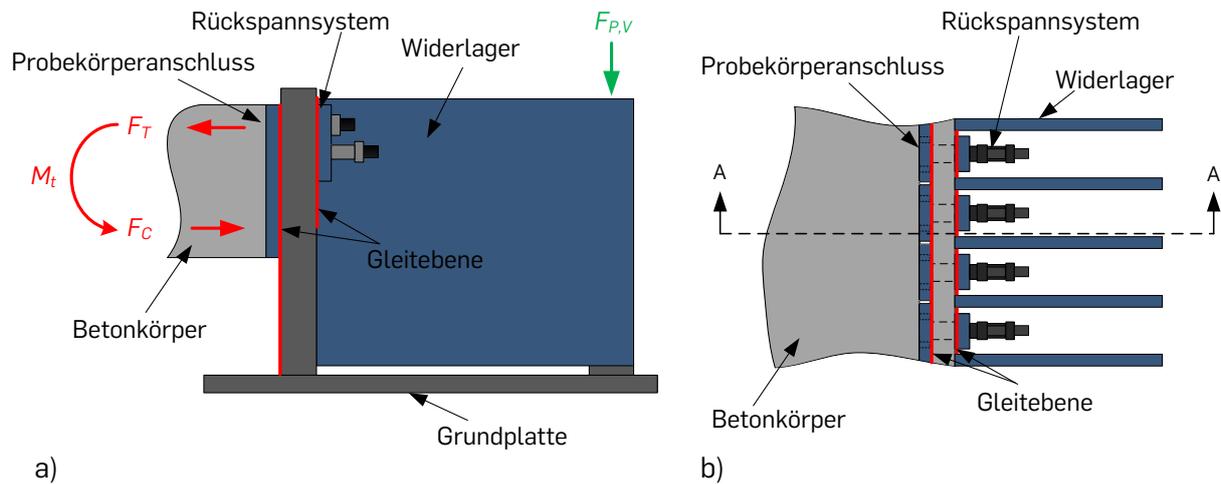


Abbildung 3.3: Idealisierter Lastabtrag entlang der Symmetrieebenen a) Ansicht im Schnitt A – A und b) Draufsicht nach [163]

Der Lastabtrag entlang der beiden Symmetrieebenen ist in Abbildung 3.3 idealisiert in der Ansicht (a) und Draufsicht (b) dargestellt. Der Anschluss zwischen Bauteil und Widerlager wirkt wie ein räumliches Querkraftgelenk und lässt folglich keine Verdrehungen, sondern nur horizontale und vertikale Verschiebungen zu. Das tangentielle Plattenmoment (M_t), resultierend aus der Belastung, wird an den Symmetrieebenen aufgeteilt in Zug- (F_T) und Druckkomponente (F_C) über den Probekörperanschluss und das Rückspannsystem in die Widerlagerkonstruktion eingeleitet. Die Lagerelemente führen die Kräfte wiederum über eine vertikale Abspannung ($F_{P,V}$) an ihrer Rückseite sowie direkten Kontakt der Frontplatte in den Hallenboden ab. Die Querkraftkomponente der am freien Plattenrand eingeleiteten Prüflast wird nicht in die Widerlagerkonstruktion eingetragen, sondern im Eckbereich der Platte direkt über einen Stützenstumpf abgeleitet (vgl. Abbildung 3.2).

3.2.2 Umsetzung der Symmetrierandbedingungen

Die wesentliche Herausforderung bei der experimentellen Symmetriereduktion ist die technische Umsetzung der Symmetrierandbedingungen (Tabelle 3.1). Bei Durchstanzuntersuchungen sind hierfür vier Hauptkomponenten erforderlich [163]. Es handelt sich um:

- eine biegesteife Symmetrielagerung,
- eine Rückspannkonstruktion zur verformungsarmen Kraftübertragung,
- eine reibungsarme Gleitebene für freie Verschieblichkeit bei gleichzeitig hoher Kontaktpressung und
- einen Probekörperanschluss für den Transfer von Zug- und Druckkräften.

Die Umsetzung der Symmetrierandbedingungen wird im Folgenden anhand der Hauptkomponenten und ihren relevanten Eigenschaften zusammengefasst. Sie hängt entscheidend von einer Vielzahl konstruktiver Details ab, deren Darstellung notwendig ist, um sowohl den Ansatz selbst, als auch die darauf aufbauende Entwicklung des eigenen Experimentalkonzepts für Großversuche verstehen zu können.

Biegesteife Symmetrielagerung

Die Realisierung der Einspannung entlang beider Symmetrieebenen erfolgt durch biegesteife Stahlwiderlager (Tabelle 3.1, a). Sie erfüllen komplexe statische und konstruktive Anforderungen, die sich teilweise gegenläufig verhalten. Die Hauptaufgabe der Lager besteht darin, das horizontal angreifende Kräftepaar resultierend aus der Belastung in ein vertikales Kräftepaar zu transformieren, welches verformungsarm im Spannboden verankert wird. Statisch betrachtet sind die Lager dazu sowohl ausreichend tragfähig als auch steif auszubilden. Letzteres ist erforderlich, um den Lastabtrag der Versuchskörper nicht ungewollt zu beeinflussen. Die benötigte Lagersteifigkeit beträgt im theoretisch idealen Fall unendlich ($\varphi = 0$). Technisch ist dies nicht umsetzbar.

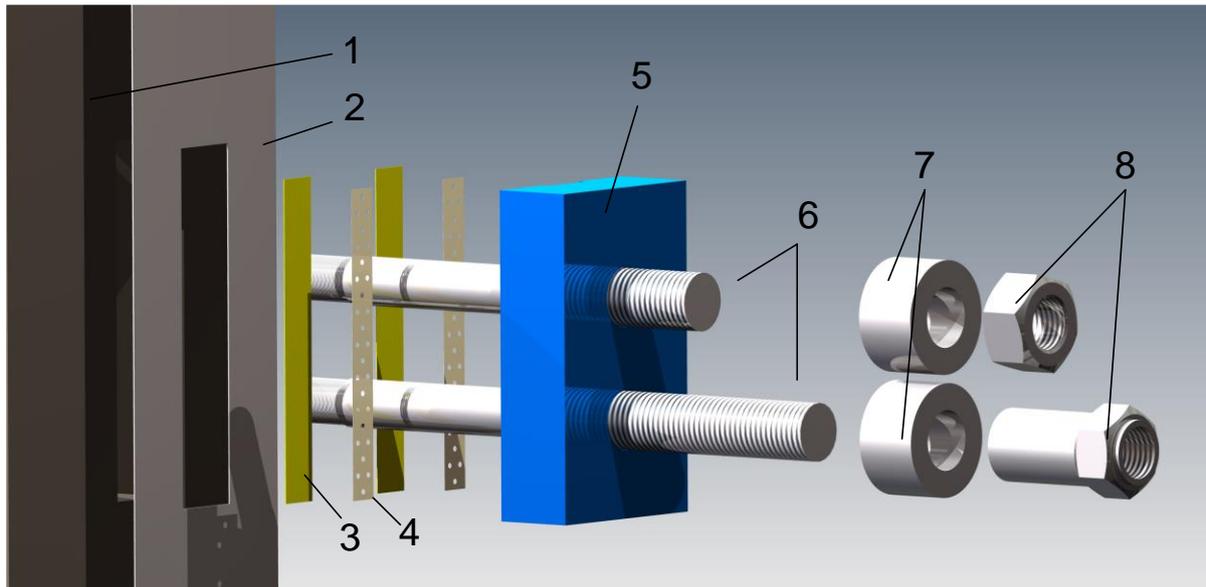
Neben den statischen Anforderungen sind bei der Realisierung der Lager auch vielfältige konstruktive Randbedingungen einzuhalten. Die vier Folgenden sind besonders relevant und maßgebend für die kammerartige Struktur verantwortlich:

- Plane Symmetriefflächen für die Umsetzung der reibungsarmen Gleitebenen.
- Frontplattenaussparungen für die Durchführung der Rückspannkonstruktion und ausreichend Freiräume für deren Montage.
- Maximaler Hebelarm, um die erforderlichen Abspannkräfte ($F_{P,v}$) gering zu halten (Diese Forderung ist gegenläufig zur Steifigkeit der Lager).
- Die Lagerelemente müssen so konstruiert sein, dass sie unter Berücksichtigung der lokalen Gegebenheiten mit größtmöglicher Präzision hergestellt werden können.

Verformungsarme Rückspannung

Das horizontale Rückspannsystem wird mit dem Ziel eingesetzt, ein Ablösen des Versuchskörpers vom Versuchsstand zu verhindern. Erstens ist dies für die Erfüllung der Symmetriestandbedingungen nötig, die keine Bewegungen senkrecht zur Symmetrieebene erlaubt (vgl. Tabelle 3.1, b). Zweitens kann ein Ablösen des Gleitblechs vom Lager zu einer ungleichmäßigen Anpressung und dadurch zu einer Beschädigung der Gleitflächen führen. Letzteres würde den Reibungskoeffizienten deutlich erhöhen und so die freie Verschieblichkeit entlang der Symmetrieebenen unzulässig beeinträchtigen.

Abbildung 3.4 stellt eine Explosionszeichnung der Rückspannkonstruktion für Durchstanzversuche mit zwei Rückspannebenen dar. Eine Ankerplatte (5) wird mittels zwei Gewindestangen (6) durch eine Aussparung im Widerlager (1) mit den vorderseitigen Gleitblechen verspannt. Die Gleitflächen bestehen aus gefetteten PTFE-Streifen (3) sowie Edelstahlblechen (2). Die Kalotten (7) stellen eine gleichmäßige Anpressung der zur Verankerung genutzten Muttern (8) auch bei leichten Schiefstellungen zur Ankerplatte sicher. Eine ausreichende Rückspannung ist erreicht, wenn die Zugkraft, welche durch die Bewehrung eingetragen wird, überspannt ist, also sämtliche Dehnungen vorweggenommen werden.



1	Stahlwiderlager, $t = 80$ mm	5	Ankerplatte, $t = 50$ mm, $h \times b = 202 \times 120$ mm, S 355
2	Edelstahlblech, $t = 1$ mm, Oberfläche 2B	6	Gewindestab, M36, 10.9
3	PTFE-Streifen, $t = 0,5$ mm, $A = 198 \times 26$ mm	7	Kalotte
4	Doppelseitiges Klebeband, $A = 190 \times 20$ mm	8	Mutter, M36

Abbildung 3.4: Explosionszeichnung der Rückspannkonstruktion mit zwei Rückspannebenen für Durchstanzversuche [24]

Reibungsarme Gleitebenen

Die Umsetzung der Symmetrierandbedingungen erfordert eine freie Verschieblichkeit parallel zu beiden Symmetrieebenen (vgl. Tabelle 3.1, c). Bei dem vorgestellten Ansatz werden hierfür gleich zwei Gleitebenen angeordnet. Sie befinden sich zwischen der Anschlusskonstruktion und dem Symmetriewiderlager auf der Vorder- und Rückseite der Frontplatte (vgl. Abbildung 3.3). Die Gleitebenen können dabei als tribologische Systeme nach Abbildung 3.5 aufgefasst werden, welche aus den beiden Reibpartnern Polytetrafluorethylen (PTFE) und austenitischem Stahl sowie einem Schmierstoff (Schmierfett) bestehen.

Die zentrale Kenngröße eines jeden tribologischen Systems ist der Reibungskoeffizient μ . Er ist stets als systemspezifischer Wert zu verstehen und lässt sich nicht auf einzelne werkstoff- oder geometriebedingte Größen der Reibpartner reduzieren. μ ist dabei maßgeblich von der:

- Flächenpressung,
- Gleitgeschwindigkeit,
- Temperatur und
- Oberflächenbeschaffenheit der Reibpartner

abhängig [35; 45].

$$\mu = \frac{F_T}{F_N} \quad (3.1)$$

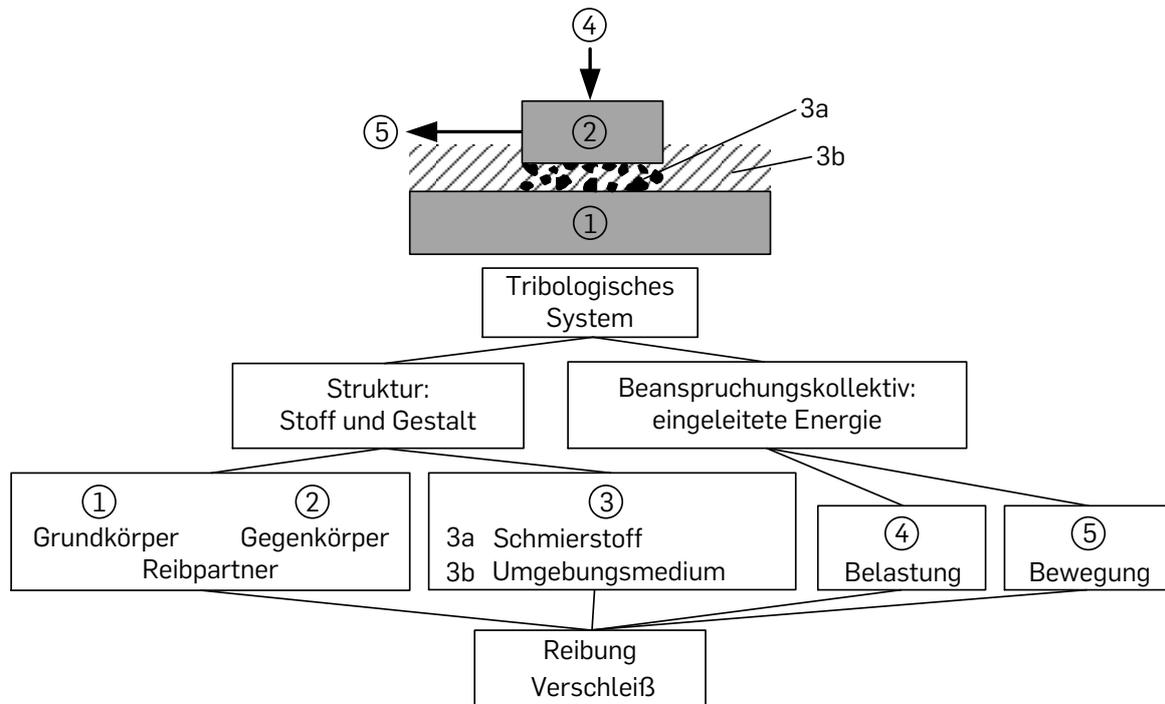


Abbildung 3.5: Schematische Darstellung eines tribologischen Systems [147]

Näherungsweise lässt sich der Reibungskoeffizient μ jedoch auch mit Hilfe des COULOMBSchen Reibungsgesetzes [123] nach Gleichung 3.1 als Quotient aus der parallel zur Kontaktfläche wirkenden Tangentialkraft F_T sowie der senkrecht zur Kontaktfläche wirkenden Normalkraft F_N beschreiben. Der vereinfachte Zusammenhang ist allerdings nur innerhalb bestimmter Grenzen gültig und kann folglich nicht für stark geänderte Randbedingungen (z. B. Größenänderung) vorausgesetzt werden.

Zur Bestimmung des spezifischen Reibungskoeffizienten der vorgestellten Gleitkonstruktion führte WINKLER Versuche durch. Sie ergeben einen maximalen Haftreibungskoeffizienten $\mu_H = 0,48 \%$ und einen Gleitreibungskoeffizienten $\mu_{GI} = 0,35 - 0,65 \%$. Bei Versuchsnachrechnungen stellt sich die Annahme eines mittleren Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,4 \%$ als gute Näherung heraus [22; 163; 165; 166]. Er kann auch durch die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit bestätigt werden (Abschnitte 4.2 und 5.8).

Eine weitere zentrale Forderung bei der technischen Umsetzung der Gleitebenen ist die verformungsarme (Druck-)Kraftübertragung in Richtung der Symmetrieebenen (Tabelle 3.1, b). Aufgrund des geringen Elastizitätsmoduls von PTFE ($E_{PTFE} = 400 - 750 \text{ MPa}$) [15; 87] stellt sie eine besondere Herausforderung dar. Experimentell realisiert wird sie durch die Begrenzung der Materialstärke auf $t_{i,PTFE} = 0,5 \text{ mm}$. Bereits MARK und SCHNÜTGEN [105] sowie VONK [157] verfolgten einen analogen Ansatz bei Druckversuchen an Betonwürfeln, um einerseits den Einfluss einer Querdehnungsbehinderung auszuschließen und andererseits keinen ungewollten Einfluss aus der Verformung der weichen Gleitebene zu erhalten. Anders als bei Druckversuchen an Betonwürfeln führt die geringe Materialstärke in symmetrisch reduzierten Bauteilversuchen jedoch insbesondere infolge der deutlich längeren Gleitwege zu Problemen mit der Formstabilität und damit einhergehend zu einem Verlust der guten Gleiteigenschaften [24].

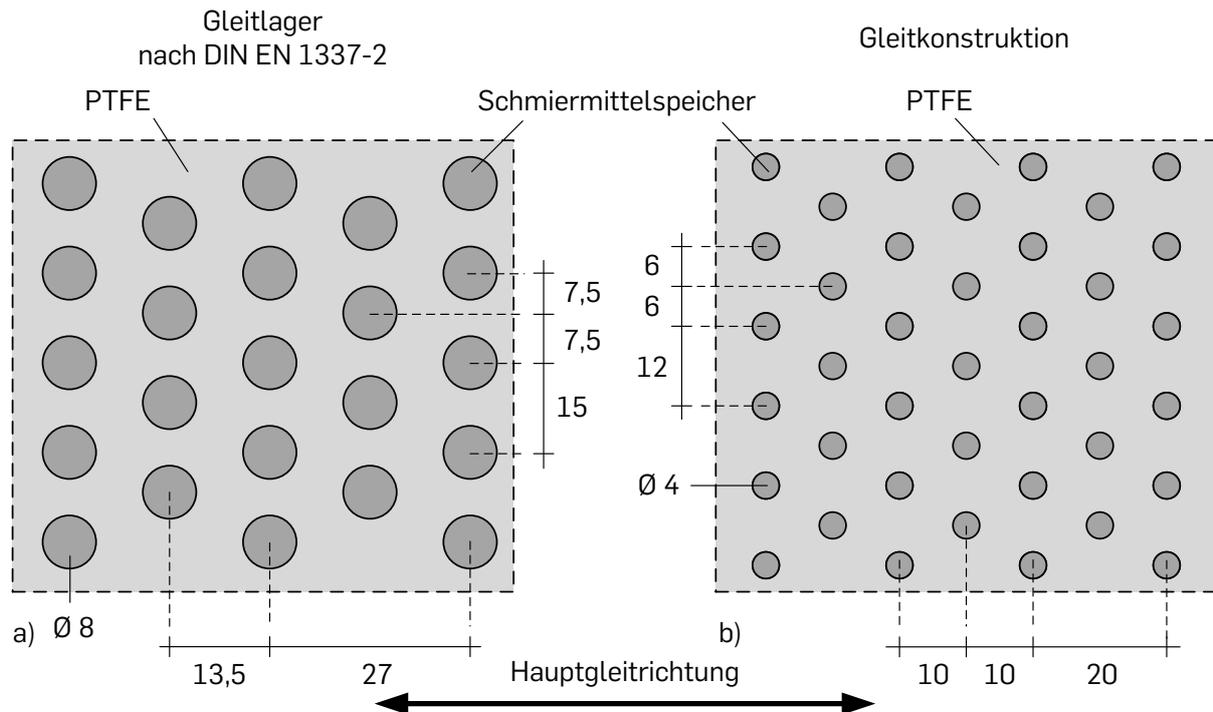


Abbildung 3.6: Schmiermittelspeicher a) typische Ausführung bei Gleitlagern nach DIN EN 1337-2 [40] und b) adaptiert auf die Gleitkonstruktion [24; 163] (Maße in mm)

Die geringe Formstabilität von PTFE resultiert dabei vor allem aus seiner ausgeprägte Fließ- und Kriechneigung. So fängt PTFE (blank) bereits ab einer Pressung von $\sigma \approx 7$ MPa [28] an zu fließen. Die Formstabilität des weichen Gleitmaterials lässt sich aber konstruktiv durch Kammern erhöhen. Hierbei halten die Kanten der Kammern das PTFE in Form, dürfen jedoch gleichzeitig nicht mit dem angrenzenden Gleitpartner in Berührung kommen. Um ein Herauspressen des PTFEs zu verhindern, müssen die Kanten nicht wie meist üblich gefast, sondern scharfkantig ausgeführt werden [19].

Eine weitere wichtige Komponente im tribologischen System ist der Schmierstoff (vgl. Abbildung 3.5). Er wird eingesetzt, um die Reibungs- und Verschleißigenschaften zu verbessern. Eine Einordnung der Schmierstoffe erfolgt in der Regel nach ihrer Konsistenz [162]. Unterschieden wird hierbei zwischen:

- Ölen,
- Fetten und
- Festschmierstoffen

Bei hochbeanspruchten Bauteilen wie Gleitlagern kommen üblicherweise Schmierfette zum Einsatz. Diese werden jedoch bei hohen Pressungen und glatten Oberflächen zwischen den Gleitpartnern herausgedrückt, was zu einem Trockenlaufen der Gleitflächen und damit einhergehend zu einer Verschlechterung der Reibungseigenschaften führt. DIN EN 1337-2 [40] sieht deshalb bei üblichen PTFE-Gleitlagern Schmiermittelspeicher vor (Abbildung 3.6a). Zur Sicherstellung einer gleichbleibend guten Schmierung besitzen sie einen Durchmesser von 8 mm und eine Tiefe von 2 mm und sind in einem spezifischen rechteckigen Raster angeordnet,

bei welchem es in der Hauptgleitrichtung zu einer Überdeckung kommt. Das Speicherprinzip wird bei der vorgestellten Gleitkonstruktion adaptiert und an die Anforderungen dünner PTFE-Folien angepasst (Abbildung 3.6b). Aufgrund der geringen Materialstärke des PTFEs und der dadurch bedingten Obergrenze bei der Speichererzeugung [163] ist eine vollständige Überdeckung in der Hauptgleitrichtung nicht möglich. Speicherabmessungen und -raster aus Abbildung 3.6b werden in dieser Arbeit übernommen.

Abbildung 3.7 stellt beispielhaft die technische Umsetzung aller zuvor beschriebenen konstruktiven Details anhand der Gleitebenen einer Ankerplatte der Rückspannkonstruktion dar. Zunächst zeigt Abbildung 3.7a die Kammerung zur Steigerung der Formstabilität ohne (oben) und mit (unten) PTFE. Die Kantenhöhe ist mit $h = 0,3$ mm so gewählt, dass noch 0,2 mm des PTFEs überstehen. Werden die Herstellgenauigkeiten üblicher CNC-Fräsen zugrunde gelegt, genügt dies, um auch bei hohen Pressungen einen Kontakt zwischen beiden Reibpartnern auszuschließen. Weiterhin präsentiert Abbildung 3.7b die Gleitebene der Ankerplatte nach einem Versuch mit sichtbaren Schmiermittelspeichern. Sie werden durch Lochungen im rückseitigen und zur Befestigung genutzten doppelseitigem Klebeband erzeugt (Abbildung 3.7c). Anfängliche Versuche, die Speicher direkt in der dünnen PTFE-Folie herzustellen, führten zu Beschädigungen der Folie im Experiment und damit zu einer Beeinträchtigung der Reibungseigenschaften.

Probekörperanschluss und zwangsfreie Biegeverformung

Der Probekörperanschluss befindet sich an der Schnittstelle zwischen Betonkörper und Stahl und ist Bestandteil der Anschlusskonstruktion (Abbildung 3.8). Er umfasst die Zugkopplung der Bewehrung und den Verbundbereich. In letzterem sind aus zwei Gründen Kopfbolzendübel angeordnet [163]:

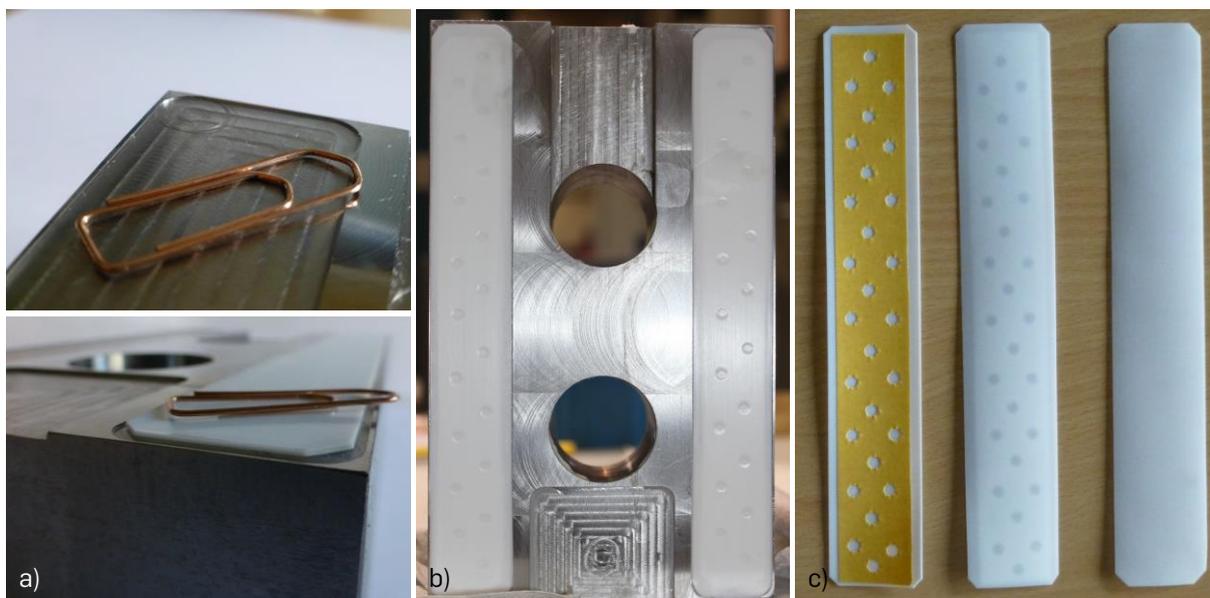


Abbildung 3.7: Ausbildung der reibungsarmen Gleitebenen a) Kammerung mit und ohne PTFE, b) Ankerplatte nach dem Versuch mit sichtbaren Schmiermittelspeichern und c) PTFE-Streifen mit gelochtem Klebeband aus [163]

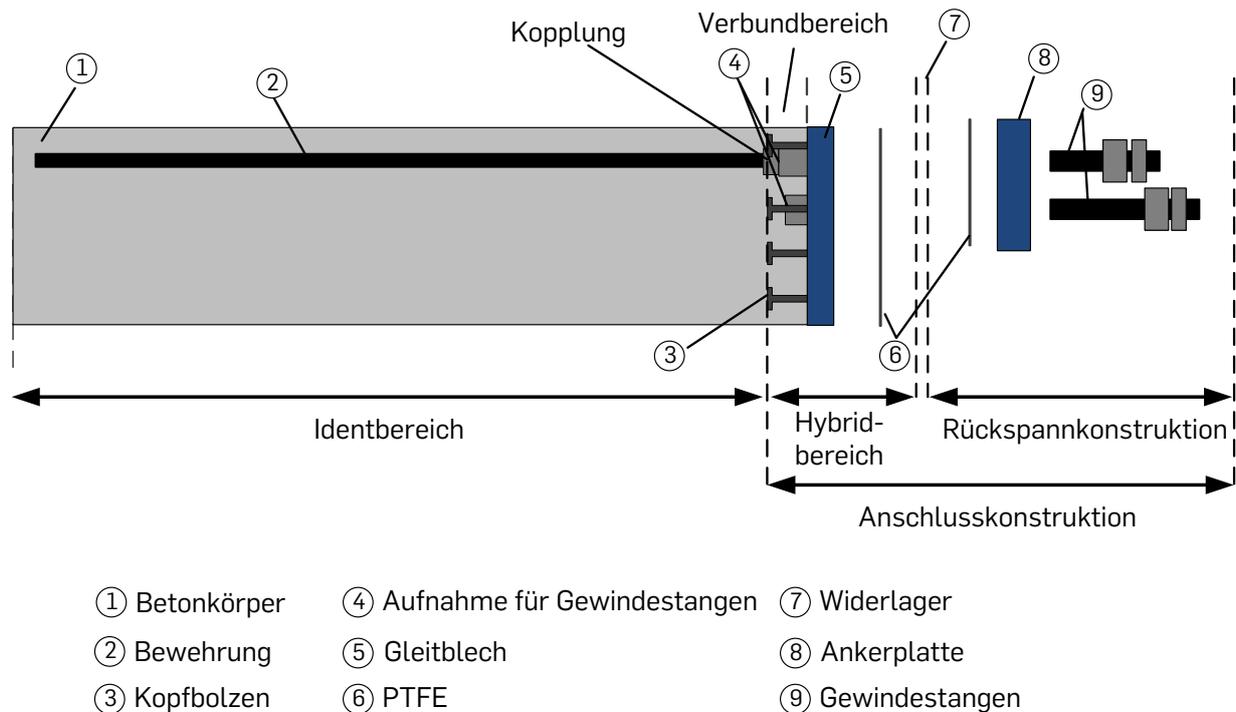


Abbildung 3.8: Darstellung der Anschlusskonstruktion und Begriffsdefinitionen am Querschnitt eines Plattenviertels nach [163]

- Die Kopfbolzen sollen die Zugspannungen, die in einem ungestörten Querschnitt über den Beton übertragen werden, in die Anschlusskonstruktion einleiten.
- Ein Versagen zwischen Beton und Stahl soll im gestörten Anschlussbereich (*Hybridbereich*) vermieden und auf den ungestörten Betonbereich (*Identbereich*) verlagert werden.

Eine weitere zentrale Komponente innerhalb der Anschlusskonstruktion ist das Gleitblech. Es verbindet den Probekörperanschluss mit der Rückspannkonstruktion. Außerdem beinhaltet es rückseitig zu der Widerlagerfrontplatte die namensgebenden Gleitebenen. Eng verknüpft mit der konstruktiven Ausbildung der Gleitbleche ist die technische Umsetzung einer zwangsfreien Biegeverformung entlang der Symmetrieflächen (Tabelle 3.1, d). Um sie sicherzustellen, werden die Gleitbleche im Durchstanzversuch getrennt lamellenartig angeordnet (Abbildung 3.9). Hierdurch kann keine ungewollte Kraftübertragung zwischen den Blechen stattfinden, denn es können sich die oberen, gezogenen ($\Delta\varepsilon_0$) und unteren, gedrückten ($\Delta\varepsilon_u$) Ränder im Versuch zwangsarm verschieben.

3.2.3 Leistungsfähigkeit und Fazit

Für die Bewertung der Leistungsfähigkeit des komplexen Prüfansatzes führte WINKLER sowohl Experimente an halbierten Balken, als auch an einer ersten symmetrisch reduzierten Stahlbetonplatte durch [163; 166]. Die Untersuchungen an Balken zeigen, dass das Trag- und Verformungsverhalten bei einfacher Symmetriereduktion quantitativ sehr gut reproduziert wird. Dies gilt gleichermaßen für Biegezug- und Schubversuche und wird sowohl durch Nachrechnungen als auch anhand experimenteller Vergleiche zu identisch ausgebildeten ganzen Referenzbalken belegt [163; 165].

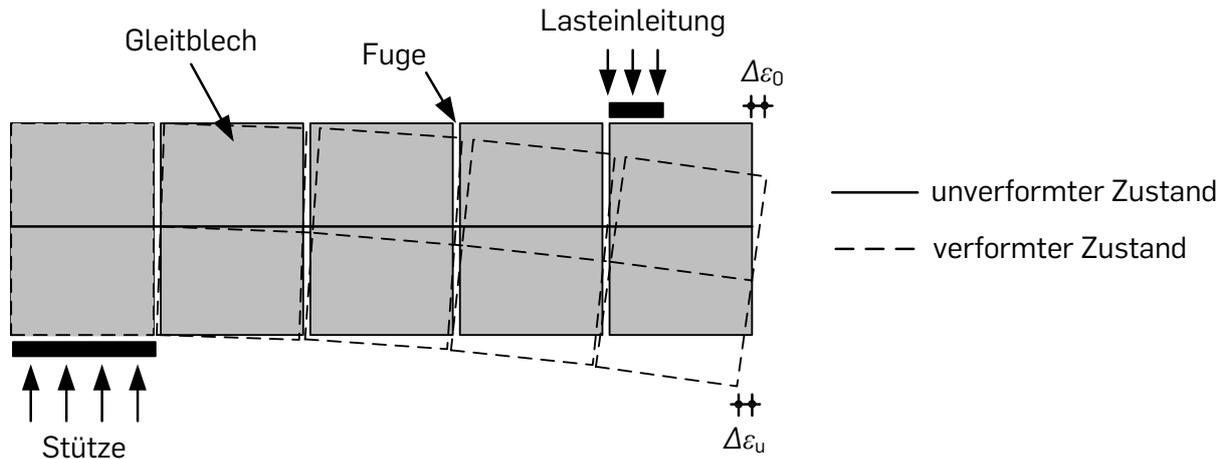


Abbildung 3.9: Lamellenartige Anordnung der Gleitbleche bei Plattenvierteln entlang einer Symmetrieebene im unverformten und verformten Zustand nach [166]

Im Gegensatz zu den Balken zeigt der erste symmetrisch reduzierte Durchstanzversuch an einem Plattenviertel zwar bereits die grundlegende Eignung des Ansatzes, jedoch noch keine zufriedenstellenden Ergebnisse im Experiment [166]. So konnte qualitativ die Rotationssymmetrie der Lagerung und Lasteinleitung umgesetzt werden, aber der Vergleich der gemessenen zur rechnerischen Durchstanztragfähigkeit weist eine deutliche Überschätzung ($> 40\%$) auf. WINKLER führt dies auf ungewollte Versteifungseffekte im Anschlussbereich nahe der Symmetrieebenen zurück (vgl. Abschnitt 4.1). Ein Referenzversuch mit vergleichbaren Parametern an einer ganzen Platte steht nicht zur Verfügung.

Hinblickend auf die Zielsetzung der Arbeit lässt Abschnitt 3.2 zwei Schlussfolgerungen zu:

- Die Leistungsfähigkeit der experimentellen Symmetriereduktion ist untrennbar mit ihrer technischen Umsetzung verknüpft. Der vorgestellte Ansatz stellt dabei eine spezifische technische Lösung für Plattendicken von $h = 30\text{ cm}$ bereit und muss folglich für die Anforderungen von großformatigen Durchstanzversuchen erweitert werden.
- Der vorgestellte Ansatz weist bei mehraxialem Tragverhalten ungewollte Versteifungswirkungen auf, die für Durchstanzuntersuchungen beseitigt werden müssen.

3.3 Konzept für großformatige Durchstanzprüfungen

In diesem Abschnitt wird, aufbauend auf dem vorgestellten Ansatz aus Abschnitt 3.2, ein ganzheitliches Experimentalkonzept für die Durchstanzprüfung großformatiger Platten entwickelt. Es umfasst:

- einen Probekörperentwurf,
- ein Betonierkonzept und
- die Konzeption eines Großversuchsstandes.

Lokale Versuchsinfrastruktur	Herstellprozess und Transport	Symmetriereduktion / Durchstanzuntersuchungen
<ul style="list-style-type: none">- Prüffeldgröße- Prüflastkapazität- Lastanordnung- Abspannraster und -lasten	<ul style="list-style-type: none">- Fertigungsmöglichkeiten- Krankapazität- Wirtschaftlichkeit- Genauigkeitsanforderungen	<ul style="list-style-type: none">- Einhaltung aller Anforderungen an Durchstanzuntersuchungen- Umsetzung aller Symmetriebedingungen- flexible Nutzung für verschiedene Plattendicken- Lagersteifigkeit

Abbildung 3.10: Übersicht der wesentlichen Anforderungen, Rand- und Zwangsbedingungen für die Entwicklung des Experimentalkonzepts

Ziel bei der Entwicklung ist es, den maximal prüfbaren Dickenbereich unter Berücksichtigung der lokalen Randbedingungen auszuschöpfen und gleichzeitig alle Anforderungen an schubschlanke Durchstanzprüfungen und die Symmetrienutzung einzuhalten. Weiterhin soll es möglich sein, auch stark unterschiedliche Plattendicken mit demselben Prüfaufbau untersuchen zu können.

3.3.1 Anforderungen, Rand- und Zwangsbedingungen

Bei Großversuchen sind vielfältige Restriktionen zu beachten. Sie entstehen auf der einen Seite durch eine beschränkte technische Umsetzbarkeit und auf der anderen Seite durch begrenzte finanzielle Mittel. Die Restriktionen betreffen dabei sowohl die Versuchskörper als auch den Versuchsstand. Abbildung 3.10 fasst die wesentlichen Restriktionen zusammen, die bei der Entwicklung des Experimentalkonzepts in dieser Arbeit berücksichtigt werden. Sie sind in drei Kategorien gegliedert. Es handelt sich um Zwangsbedingungen aus der lokalen Versuchsinfrastruktur, Randbedingungen aus dem Herstellprozess und Transport sowie Anforderungen aus der Symmetriereduktion und den geplanten Durchstanzuntersuchungen.

Zwangsbedingungen aus der lokalen Versuchsinfrastruktur

Ein Experimentalkonzept muss immer auf die örtlichen Gegebenheiten im Prüflabor abgestimmt werden. In dieser Arbeit wird es für den Einsatz in den Hallen der Konstruktionsteilprüfung (KIBKON) der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Ruhr-Universität Bochum entwickelt. Basierend auf Recherchen [132; 133; 163] und eigenen Messungen steht die folgende Infrastruktur zur Verfügung:

- Eine massive Betonkastenstruktur mit zweiachsig vorgespanntem Aufspannfeld. Das Feld hat eine Gesamtgröße von 30 m x 11 m und eine konstante Dicke von 1,2 m. Es ist mittig und an den Rändern auf Trennwänden aufgelegt. Das Raster der Spannhülsen beträgt 1,0 m x 1,0 m. Sie haben einen Innendurchmesser von 115 mm abzüglich fest verbauter Schubknaggen in den Nord/Süd-Bereichen und begrenzen dadurch den maximalen Durchmesser von Spannstäben und somit die Abspannkräfte. Planmäßig sind die Spannhülsen für Kräfte bis 1,0 MN ausgelegt. Das Spannfeld ist schematisch in Abbildung 3.11 dargestellt.

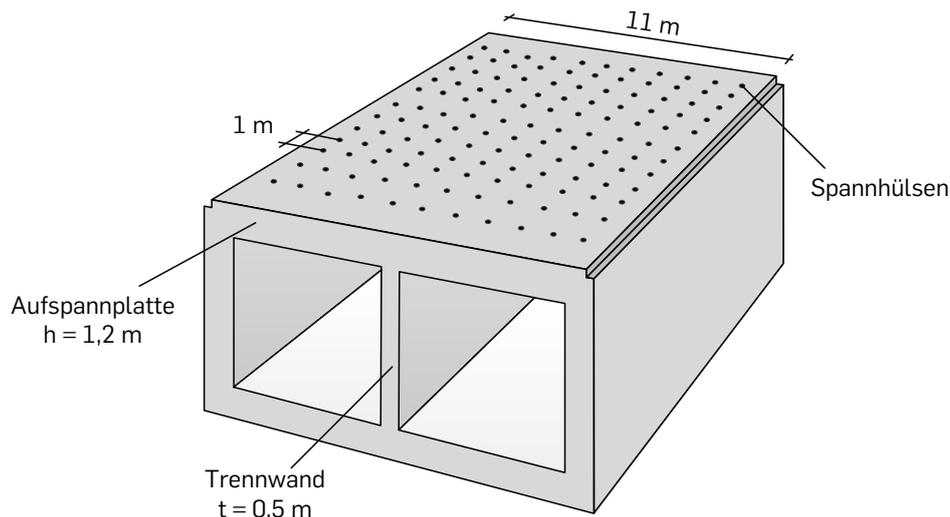


Abbildung 3.11: Schematische Darstellung des Spannfelds der Ruhr-Universität Bochum nach [137]

- Für die Prüflastaufbringung stehen diverse servohydraulische Prüfzylinder (1 x 3 MN, 1 x 2,5 MN, 2 x 1,0 MN und 2 x 630 kN) sowie drei Belastungsrahmen (2 x 2 MN, 1 x 1 MN) zur Verfügung. Die Nutzung des größten Belastungsrahmens (2 MN) bindet die Lastaufbringung an das Spannrastrer der Versuchshalle. Sie kann nur in West/Ost-Richtung entlang einer Topfreihe eingeleitet werden.

Randbedingungen bei der Herstellung und dem Transport

Sowohl bei der Herstellung als auch beim Transport der Versuchskörper und des Versuchstands sind Randbedingungen zu beachten. Sie beschränken in erster Linie die geometrischen Abmessungen und Gewichte einzelner Elemente/Bauteile. Dies stellt gerade für Großversuche einen Zielkonflikt dar. Begrenzende Faktoren beim Entwurf des Experimentalkonzepts sind vor allem:

- Die maximale Krankapazität der Versuchseinrichtung. Sie ist auf 100 kN begrenzt. Auf die theoretische Möglichkeit einer deutlich aufwändigeren Kopplung zweier Krane oder die Nutzung angemieteter Autokrane muss verzichtet werden. Sie stehen für die Arbeit aus wirtschaftlichen Überlegungen nicht zur Verfügung.
- Alle relevanten Stahloberflächen werden aufgrund der hohen Präzisionsanforderungen bei der Symmetriereduktion mittels CNC-Fräsen nachgearbeitet. Für diesen Zweck sind mehrere CNC-Maschinen vorhanden. Der Verfahrenweg der größten Portalfräse (V-Tec VB 2020) beträgt maximal 2.000 x 2.000 x 800 [mm] (x-, y-, z-Achse) [156] und stellt damit die Obergrenze für die geometrischen Abmessungen von Einzelementen dar.

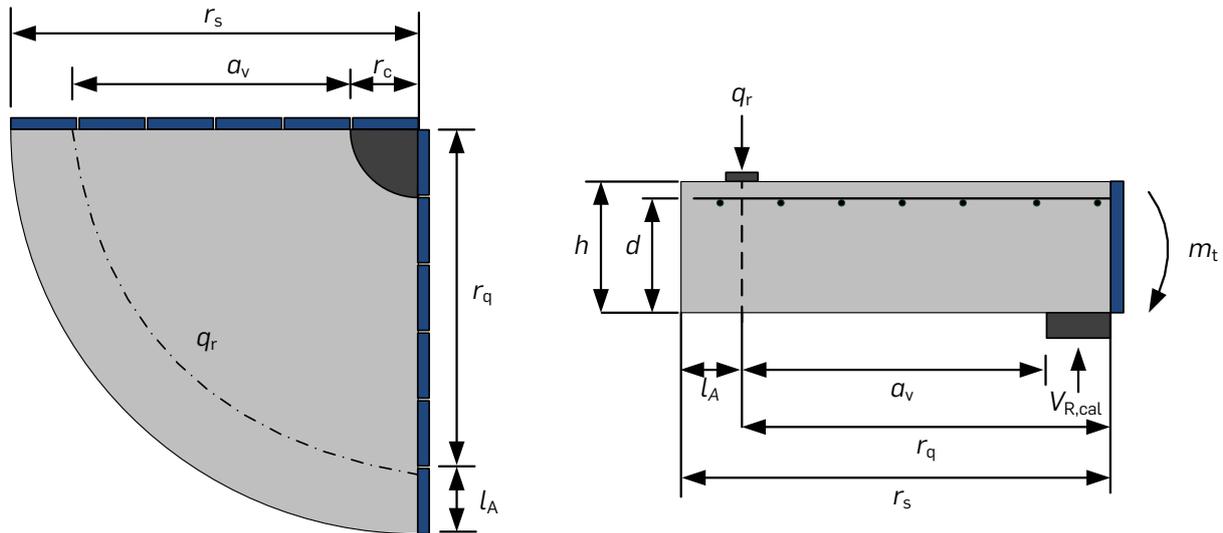


Abbildung 3.12: Definition der Parameter am Plattenviertel

Anforderungen aus den Durchstanzuntersuchungen und der Symmetriereduktion

Zuletzt stellen auch die Durchstanzuntersuchungen selber sowie der Einsatz der Symmetriereduktion Anforderungen an das Experimentalkonzept. Die folgenden sind bei der Entwicklung besonders relevant:

- Einhaltung aller gängigen Anforderungen an Durchstanzuntersuchungen (z. B. Ausschluss Biegeversagen, Schubslankheitsverhältnis λ , Mindestgröße der Stütze u_0/d)
- Erfüllung der Symmetrierandbedingungen aus Tabelle 3.1. Bei Großversuchen sind hierbei nicht nur höhere Lastniveaus und vergrößerte Abmessungen zu berücksichtigen, sondern auch größere Verschiebungswege in vertikaler und horizontaler Richtung.
- Der Versuchsstand soll für Maßstabsuntersuchungen geeignet sein. Hierfür ist er für variable Plattendicken zu entwerfen. Dies bedeutet, dass sowohl der Platten- und Stützenradius, als auch die Position der Lasteinleitung ohne großen Aufwand nahezu frei skalierbar sein muss.
- Bei der Symmetrienutzung im Durchstanzversuch spielt die Lagersteifigkeit eine entscheidende Rolle. Die Lagerung der Plattenviertel an den Symmetrielagern ist statisch unbestimmt und daher steifigkeitsabhängig. Theoretisch ideal sollte das Maß der Steifigkeit unendlich groß sein. Dies ist jedoch nicht umsetzbar. Daher ist bei der Konzeptfindung zunächst eine größtmögliche Steifigkeit zu wählen. Sie ist gleichbedeutend mit der geringstmöglichen Beeinflussung.

3.3.2 Probekörperentwurf

Tabelle 3.2 fasst die wesentlichen Parameter des Probekörperentwurfs zusammen. Er dient gleichermaßen zur Auslegung des Experimentalkonzepts, als auch der Durchstanzversuche in Kapitel 5 und 6. Die Parameter sind entsprechend der gängigen Anforderungen an Durchstanzuntersuchungen [14; 59] gewählt und orientiert sich am symmetrisch reduzierten Plattenviertel aus [163]. Alle Parameter in Tabelle 3.2 sind in Abhängigkeit der Plattendicke d maßstäblich skaliert. Ihre Bedeutung ist in Abbildung 3.12 definiert.

Tabelle 3.2: Parameter des Probekörperentwurfs

h [m]	d [m]	r_c [m]	r_q [m]	r_s [m]	u_0/d [-]	a_v/d [-]	$V_{R,calc}^*$ [kN]	$m_{t,max}$ [kNm/m]	G [t]
0,30	0,25	0,21	1,01	1,26	5,24	3,21	400	365	1,2
0,40	0,35	0,29	1,42	1,67	5,24	3,21	710	663	2,6
0,50	0,40	0,33	1,62	1,87	5,24	3,21	920	843	4,0
0,65	0,55	0,46	2,20	2,45	5,24	3,21	1630	1494	9,0
0,70	0,60	0,50	2,43	2,68	5,24	3,21	1910	1768	11,0
0,90	0,80	0,67	3,24	3,49	5,24	3,21	3230	2962	23,4

$h < 0,5$ m : $d_1 = 5$ cm (einlagige Bewehrung)

$h \geq 0,5$ m : $d_1 = 10$ cm (zweilagige Bewehrung)

* nach EUROCODE 2 mit: $f_c = 25$ MPa, $\rho_1 = 1,3$ %, $C_{R,c} = 0,25$ (geviertelt)

Zur Auslegung des Experimentalkonzepts wird in Tabelle 3.2 der rechnerische Durchstanzwiderstand $V_{R,calc}$ nach EUROCODE 2 (Gl. 2.18) unter der konservativen Annahme von $C_{R,c} = 0,25$ [163] für schubunbewehrte Stahlbetonplatten berechnet und auf ein Plattenviertel bezogen, d. h. geviertelt. Der Durchstanzwiderstand beschränkt dabei die maximal prüfbare Plattendicke gleich in zweifacher Hinsicht. Erstens steht zur Aufbringung der Prüflast nur eine begrenzte Zylinderkapazität zur Verfügung. Zweitens muss das resultierende tangentielle Plattenmoment m_t in den Symmetrieebenen aufgenommen und verformungsarm in den Spannbo den der Versuchshalle abgeleitet werden. m_t wird in Tabelle 3.2 als Maximalwert (Plattenmitte) mit Modell 2 nach MARKUS (Abschnitt 2.2) bestimmt und ist auch für die Auslegung der Lager, der Rückspannung und der Abspannung relevant.

Der Vergleich der Durchstanzwiderstände mit den Restriktionen aus Abschnitt 3.3.1 verdeutlicht, dass die maximale Zylinderkapazität von 3 MN eine Prüfung von Plattendicken bis nahezu $h = 90$ cm zulässt. Eine Einschränkung durch das einwirkende Plattenmoment m_t kann hingegen erst bei der Konzeption des Großversuchsstands (Abschnitt 3.3.4) bewertet werden.

Neben dem Durchstanzwiderstand begrenzt auch das Eigengewicht G der Probekörper den Anwendungsbereich des Experimentalkonzepts. Für den Transport der Plattenviertel muss dabei zusätzlich zu dem reinen Betongewicht das Eigengewicht der einbetonierten Stahlteile (z. B. Gleitbleche) berücksichtigt werden. Tabelle 3.2 zeigt, dass ein Plattenviertel mit einer Dicke von $h = 65$ cm bereits ein Gesamtgewicht von $G = 9,0$ t aufweist und somit die maximale Krankapazität von 10 t nahezu vollständig ausschöpft. Eine Steigerung der Plattendicke um nur $\Delta h = 5$ cm verursacht bereits eine Gewichtszunahme von $\Delta G = 2$ t und übersteigt damit deutlich die Transportkapazität und somit die technische Umsetzbarkeit im Experiment. Versuchskörperseitig stellt folglich die Plattendicke von $h \approx 65$ cm die Prüfobergrenze in dieser Arbeit dar. Die Gewichtsermittlung aller Platten erfolgte mit einem Verankerungsbereich von $l_A = 0,25$ m.

3.3.3 Betonierkonzept

Auch der Herstellprozess der Probekörper stellt eine zentrale Herausforderung dar, der zu einer Begrenzung des Anwendungsbereichs führen kann. Einerseits nehmen die geometrischen Abmessungen und Betonvolumina mit steigender Plattendicke überproportional zu.

Andererseits bestehen infolge der Symmetriereduktion sehr hohe Genauigkeitsanforderungen an den Symmetrieebenen, die zwingend erfüllt werden müssen.

Die hohen Genauigkeitsanforderungen resultieren dabei in erster Linie aus der statisch unbestimmten Lagerung der Plattenviertel entlang der Symmetrieebenen in Verbindung mit dem Rückspannsystem. Durch die horizontale Vorspannung führen bereits geringe geometrische Unschärfen zu relevanten Zwangsspannungen innerhalb des Versuchskörpers [23]. Um deren Entstehung zu vermeiden sieht der vorgestellte Ansatz aus Abschnitt 3.2 hochpräzise Stahlschalungen und eine spezifische Prozedur beim Prüfaufbau vor [23; 163]. Infolge der deutlich steigenden Probekörperabmessungen und des deutlich komplexeren Versuchsaufbaus eignen sich jedoch weder die Fertigungsmethoden noch die Montageprozeduren für Großversuchskörper. Insbesondere die aus begrenzten Herstellungsmöglichkeiten resultierenden mehrteiligen Schalelemente und modular aufgebauten Symmetrieebenen führen unweigerlich zu überproportional ansteigenden geometrischen Unschärfen und dadurch bedingten Zwangskräften aus der Rückspannung.

Zur Auflösung der Problematik soll innerhalb des eigenen Experimentalkonzepts das aus dem Brückenbau bekannte Match-Cast-Verfahren [1; 108] verfolgt werden. Hierbei wird der Großversuchskörper direkt im Versuchsstand gegen die Widerlager betoniert. Die Gleitbleche werden dabei noch vor der Betonage einzeln in den Versuchsstand gehoben und über das Rückspannsystem mit den Lagerelementen verspannt. Durch das Vorgehen passt sich der Versuchskörper entlang beider Symmetrieebenen exakt an den Versuchsstand an. Aufgrund des fehlenden Betons können während des Rückspannprozesses keine Zwangskräfte entstehen, die eine Beschränkung des Anwendungsbereichs erfordern würden.

Ungeachtet vom Betonierkonzept bleibt die Restriktion bezüglich des maximalen Eigengewichts ($G \leq 10$ t) der Plattenviertel bestehen. Hauptgrund hierfür ist, dass die Versuchskörper nicht nur in den Versuchsstand eingehoben, sondern auch nachträglich aus dem Versuchsstand entfernt werden müssen. Ein Zerkleinern der Probekörper im Versuchsstand und somit auf dem Spannfeld ist infolge des starken Wasseranfalls beim Trennscheiden nicht realisierbar.

3.3.4 Konzeption eines Großversuchsstands

Der Großversuchsstand ist integraler Bestandteil des Experimentalkonzepts. Er ist die kosten- und aufwandsintensivste Komponente und leitet die Schnittkräfte, resultierend aus der Symmetriereduktion, in den Spannboden der Versuchshalle. Zudem muss er für Maßstabsuntersuchungen flexibel auch für stark unterschiedliche Plattendicken und -radien anwendbar sein. Im Folgenden wird ein Großversuchsstand unter Berücksichtigung der Restriktionen aus Abschnitt 3.3.1 und den Erkenntnissen aus Abschnitt 3.2 konzeptioniert. Insbesondere die spezifische Lagerausbildung und die Position des Versuchsstands auf dem Spannfeld der Versuchseinrichtung bestimmen seine Leistungsfähigkeit. Auf beides wird daher detaillierter eingegangen.

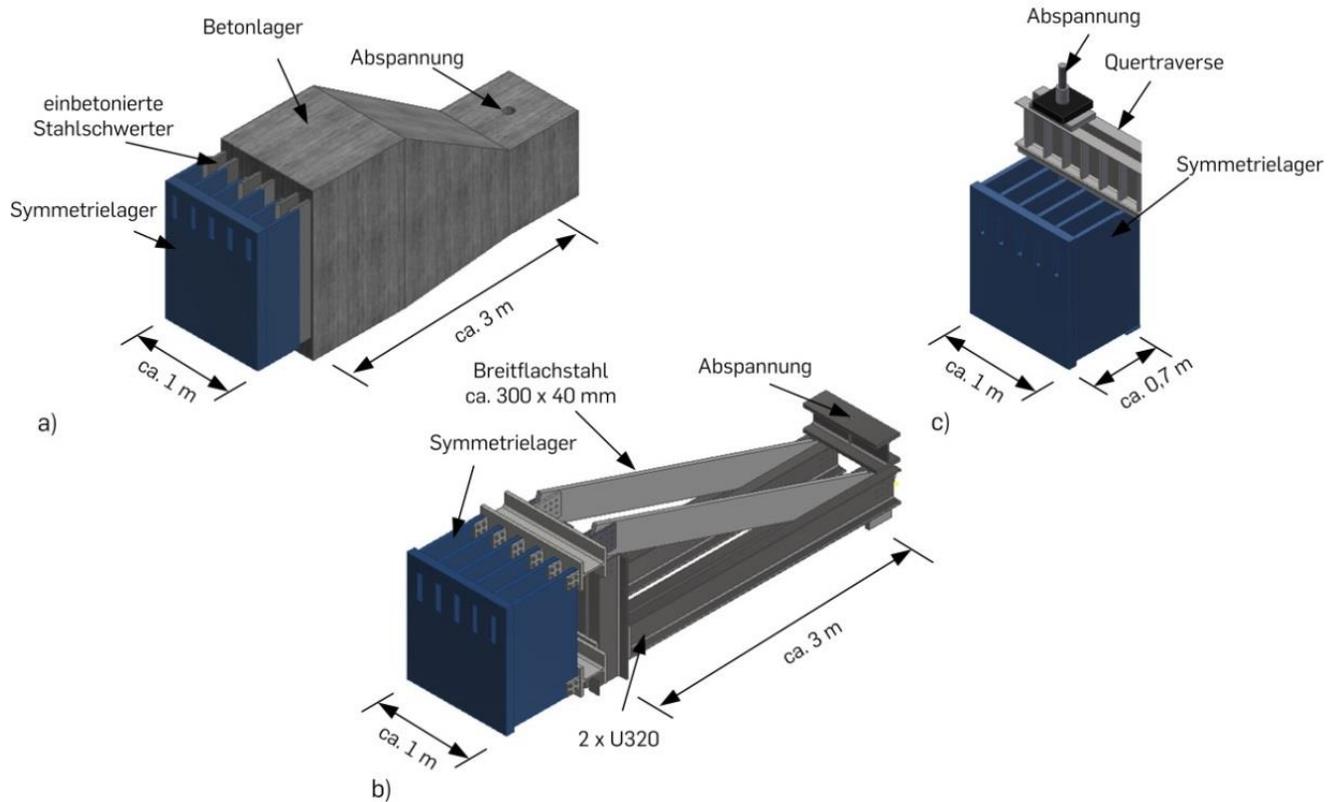


Abbildung 3.13: Lagervarianten für den Großversuchsstand a) massives Betonlager [163], b) angeschraubte Stahlverlängerung und c) direkte Abspannung mit dem Spannboden der Versuchshalle

Lagerausbildung

Die Lagerkonzeption ist ein komplexer Prozess, der von vielen Faktoren abhängt, die teilweise schwer erfassbar sind. Für die Ausbildung des Großversuchsstands wurden deshalb gleich drei unterschiedliche Lagervarianten untersucht. Sie sind in Abbildung 3.13 dargestellt. Es handelt sich um:

- ein massives Betonwiderlager mit vorgesetztem Symmetrielager,
- eine Verlängerung der Symmetrielager durch eine Stahlkonstruktion sowie
- eine direkte Abspannung der Symmetrielager mittels Quertraverse gegen den Spannboden der Versuchshalle.

Alle drei Lagervarianten eint, dass die Symmetrieebenen modular aus insgesamt sechs Stahlelementen ($b \approx 1$ m) zusammengesetzt werden. Diese Vorgabe entsteht einerseits aus der technischen Umsetzung der Symmetrierandbedingungen (z. B. Gleitebene und Rückspannung) und andererseits aus der Herstellung der Symmetrielager, die extern produziert und mittels CNC-Fräse nachbearbeitet werden müssen. Die Mindestlänge der Symmetrieebenen ist dem Probekörperentwurf aus Tabelle 3.2 entnommen und beträgt $r_s = 2,5$ m. Für einen Vergleich sind die wichtigsten Kennwerte der drei Lagervarianten in Tabelle 3.3 gegenübergestellt. Sie sind überschlägig berechnet worden.

3.3 Konzept für großformatige Durchstanzprüfungen

Tabelle 3.3: Überschlägig ermittelte Kennwerte der drei Lagervarianten

Kennwert	Einheit	Betonlager	Stahlkonstruktion	direkte Abspannung
Lagersteifigkeit	[kNm/rad/m]	620.000*	550.000**	1.100.000
Gewicht	[t/Element]	8,3	4,8	2,3
Hebelarm	[m]	3	3	0,7

* Elastizitätsmodul = 35.000 MPa / Annahme: Beton verbleibt in Zustand I

** Elastizitätsmodul = 210.000 MPa / ohne Berücksichtigung von Schlupf aus Schraubverbindungen

WINKLER schlägt für die Erweiterung seines Ansatzes massive Betonwiderlager vor [163]. Hauptvorteil ist ein großer Hebelarm, der zu geringen Belastungen des Spannungsfelds und des Abspannsystems führt. Wesentliche Nachteile sind jedoch hohe Verformungen infolge des geringen Elastizitätsmoduls von Beton, geringe Herstellgenauigkeiten durch aufwändige Schalungen, sehr hohe Eigengewichte der Lagermodule ($G \approx 8,3$ t) sowie fehlende Variabilität. So können nach der Betonage keine Änderungen mehr an den Lagern durchgeführt werden. Auch die Unterbringung der Lager zwischen oder nach Experimenten ist mit einem Gesamtgewicht von etwa 50 t und infolge der fehlende Demontierbarkeit ein wesentlicher Nachteil der Konstruktionsweise.

Die zweite Lagervariante in Abbildung 3.13b verfolgt dasselbe Ziel wie die Betonvariante, nämlich die Minimierung der Abspannkräfte durch die Maximierung des Hebelarms. Hierfür wird jedoch eine Stahlkonstruktion vorgesehen. Verglichen mit der Betonvariante sind die Stahllager deutlich leichter ($G \approx 4,8$ t), nachträglich adaptier- und demontierbar und können unter Nutzung der CNC-Fräsen deutlich präziser hergestellt werden. Trotz höherem Elastizitätsmodul ($E_s = 210.000$ MPa) entstehen infolge kleinerer Querschnittsabmessungen (Entwurf: $A_s = 300$ cm², 4 x U320, Druckstrebe) aber ähnlich hohe elastische Verformungen ($u_y = 2,2$ mm, $m_t = 1.000$ kNm/m), die eine unzulässige Beeinflussung der Versuche darstellen. Die mittels Stabwerkprogramm überschlägig ermittelte Lagersteifigkeit beträgt $c_p \approx 550.000$ kNm/rad/m. Weiterhin ist die Stahlvariante aufgrund des hohen Bearbeitungsaufwands (Zuschnitt, Schraubenverbindungen, Montage) und hoher Materialkosten voraussichtlich am unwirtschaftlichsten. Folglich bietet es sich auch nicht an, die Verformungen durch stark vergrößerte Querschnittsabmessungen zu reduzieren.

Die dritte und für den Großversuchsstand abschließend gewählte Lagervariante ist in Abbildung 3.13c dargestellt. Sie sieht vor, die Symmetrielager über eine Quertraverse direkt mit dem Hallenboden zu verspannen. Durch den deutlich verkürzten Hebelarm sind zwar wesentlich höhere Abspannkräfte als bei beiden vorigen Lagerkonzepten nötig, was den Anwendungsbereich einschränkt. Hauptvorteil und Grund für die Wahl ist aber, dass durch die direkte Aktivierung des massiven Spannungsbodens ($h = 1,2$ m) eine deutlich höhere Lagersteifigkeit ($c_p \approx 1.100.000$ kNm/rad/m) erzielt wird, was für die Symmetriereduktion von essentieller Bedeutung ist. Weiterhin sind die höchsten Herstellgenauigkeiten realisierbar, da die Lagerelemente an einem Stück mittels CNC-Fräse bearbeitet werden können. Außerdem ist die Variante sehr wirtschaftlich, da der Spannungsboden der Versuchseinrichtung wesentlich zum Lastabtrag genutzt wird. Tabelle 3.4 fasst die genannten Vor- und Nachteile der drei Lagervarianten zusammen.

Tabelle 3.4: Übersicht der Bewertungskriterien für die Lagerausbildung

Kriterium	Betonlager	Stahlkonstruktion	direkte Abspannung
Herstellpräzision	-	o	+
Lagersteifigkeit	o	-	+
Variabilität	-	o	+
Abspannlasten	+	+	-
Wirtschaftlichkeit	o	-	+
Demontierbarkeit	-	+	+

+ = gut, o = durchschnittlich, - = schlecht

Lagerposition

Neben der Lagerausbildung ist auch die Lagerposition auf dem Spannfeld von entscheidender Bedeutung für die Konzeption des Versuchsstands. Sie hat nicht nur wesentlichen Einfluss auf die Abspannkräfte und die Beanspruchung der Versuchsinfrastruktur, sondern auch auf die Prüflastaufbringung und das Auflagerungs- und Ausrichtungskonzept der Lagerkonstruktion. Letzteres ist definiert nur auf den Spanntöpfen möglich, da nur diese beim Bau präzise eingemessen wurden. Der zwischenliegende Betonboden weist deutlich größere Unebenheiten auf und ist daher für eine präzise Ausrichtung ungeeignet.

In Abbildung 3.14 ist die gewählte Lagervariante (Abbildung 3.13c) in drei verschiedenen Positionen auf dem Spannfeld der Versuchseinrichtung dargestellt. Die Lagerpositionen unterscheiden sich primär durch die Ausrichtung der Symmetrieebenen. Letztere orientieren sich in Position 1 in West-Ost und Nord-Süd Richtung und somit parallel und senkrecht zu den Spanntöpfen des Spannfelds. Im Gegensatz dazu sind bei beiden anderen Lagerpositionen (2 und 3) die Ebenen diagonal zu dem Raster der Spanntöpfe ausgerichtet. Hierbei sind sie jeweils um 90° gedreht. Bei allen drei Lageranordnungen werden dieselben zwei Ziele verfolgt:

- Platzierung des Stützenstumpfs nahe der mittleren Wandscheibe, um das Spannfeld infolge der hohen Querkräfte minimal zu belasten.
- Erzeugung eines größtmöglichen Hebelarms zwischen Abspannstellen und Lagerfrontplatte.

Abbildung 3.14 zeigt, dass bei der Positionierung der Lager ein Zielkonflikt aus minimalem Realisierungsaufwand und größtmöglichem Anwendungsbereich entsteht. In Lagerposition 3 verlaufen beide Aufstandsflächen der Lager entlang der Spanntopfreihe und können hierdurch mit minimalem Arbeits- und Materialaufwand präzise ausgerichtet werden. Des Weiteren kann nur in dieser eine stufenlose Prüflastaufbringung durch die vorhandenen Belastungsrahmen der Versuchseinrichtung realisiert werden (Abschnitt 3.3.1). Insbesondere letzterer stellt einen erheblichen Kostenfaktor bei der technischen Umsetzung des Konzepts dar. Hauptnachteil von Lagerposition 3 ist jedoch, dass lediglich zwei Abspannstellen je Symmetrieachse angeordnet werden können und hierdurch die geringsten Abspannkräfte zur verformungsarmen Ableitung der Symmetriekräfte zur Verfügung stehen.

Lagerposition 1 bildet den Gegenentwurf zu Lagerposition 3. Durch die orthogonale Ausrichtung der Symmetrieebenen entlang der Spanntopfreihe sind vier Abspannstellen je Achse vorhanden. Folglich ist eine deutlich höhere Gesamtvorspannkraft realisierbar. Nachteile der

Anordnung sind jedoch, dass die vorhandenen Belastungsrahmen der Versuchshalle nicht einsetzbar sind, da die Resultierende der Prüflast (rote Linie) nicht entlang einer Topfreihe in Nord-Süd Richtung verläuft. Weiterhin sind zur Ausrichtung der Lagerelemente großformatige Fundamentplatten zwingend erforderlich, da andernfalls ihre Frontplatte ausschließlich auf dem unebenen Betonboden angeordnet ist. Lagerposition 2 stellt einen Kompromiss aus beiden zuvor beschriebenen Varianten dar.

In Abbildung 3.15 werden die maximalen Anwendungsbereiche der drei Lagerpositionen (1 = blau, 2 = rot und 3 = grün) untersucht. Hierzu wird das Rückhaltemoment m_R für die Abspannkkräfte von $F_{p,v} = 1 \text{ MN}$ (a) und $F_{p,v} = 2 \text{ MN}$ (b) je Abspannstelle mit dem einwirkenden Tangentialmoment m_t von Plattenvierteln unterschiedlicher Dicke nach Tabelle 3.2 verglichen. m_R wird für die Darstellung nach Gleichung 3.2 überschlägig aus dem Produkt aus $F_{p,v}$ und dem Hebelarm a zwischen Abspannstelle und Lagerfront berechnet. Die gewählten Abspannkkräfte stellen dabei die Obergrenzen für das regulär verfügbare Spannsystem der Versuchseinrichtung ($P_{0,max} = 1 \text{ MN}$) und die aus technischer Sicht maximal realisierbare Vorspannkraft ($P_{0,max} \approx 2 \text{ MN}$) dar.

$$m_R = F_{p,v} \cdot a \quad (3.2)$$

Die Gegenüberstellung in Abbildung 3.15 verdeutlicht, dass für die Konzeption des Experimentalkonzepts allein eine Anordnung nach Position 1 zielführend ist. Unter der Voraussetzung, dass m_R an jeder Stelle m_t überschreitet, können für Abspannkkräfte von 2 MN Platten mit Dicken von etwa $h = 70 \text{ cm}$ geprüft werden. Dies entspricht etwa der Begrenzung aus dem Probekörperentwurf (Abschnitt 3.3.2) und rechtfertigt damit gleichzeitig den signifikant höheren Realisierungsaufwand. Zum Vergleich: Trotz maximaler Abspannkkräfte ist in Lagerposition 3 der Anwendungsbereich des Konzepts auf Plattendicke bis $h = 50 \text{ cm}$ begrenzt, was zum Erreichen der Zielsetzung der Arbeit ungeeignet ist.

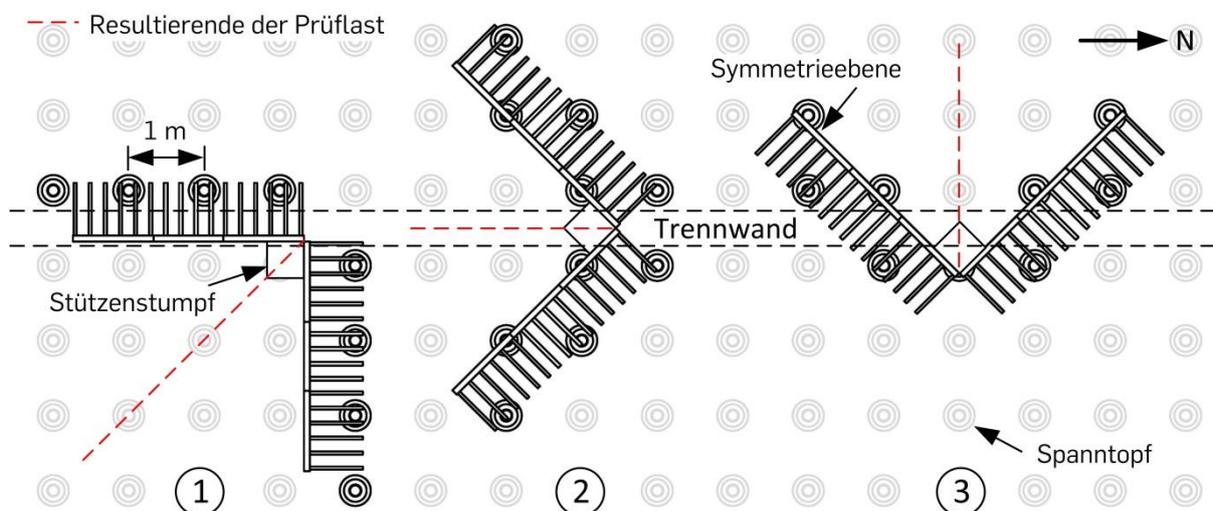


Abbildung 3.14: Lagerpositionen auf dem Spannfeld

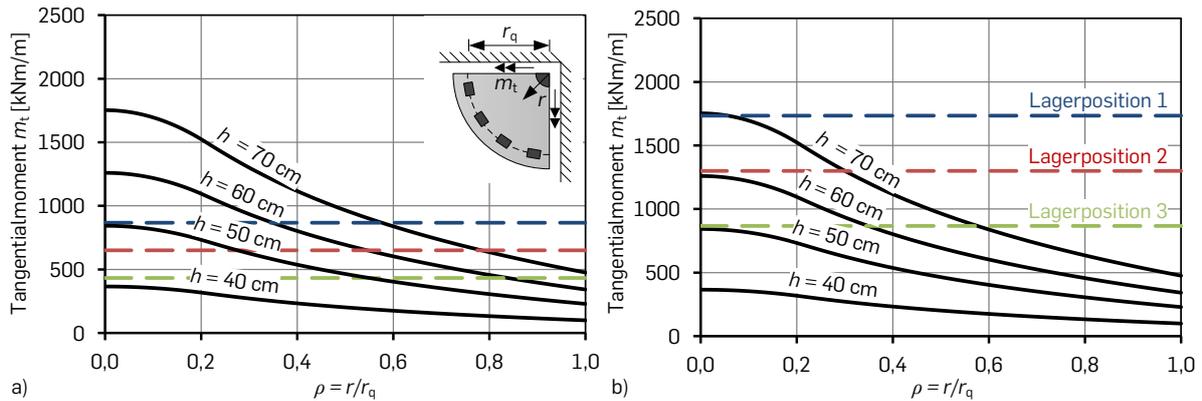


Abbildung 3.15: Gegenüberstellung der einwirkenden Tangentialmomente m_t (schwarz) für verschiedene Plattendicken h mit den Rückhaltmomenten m_R für unterschiedliche Lagerpositionen (1 = blau, 2 = rot und 3 = grün) für Abspannkkräfte von a) 1 MN und b) 2 MN

3.3.5 Gesamtentwurf

Abbildung 3.16 überführt das Experimentalkonzept für großformatige Durchstanzversuche in einen Gesamtentwurf. Er erfüllt sämtliche Anforderungen aus Abschnitt 3.3.1 und dient als Ausgangspunkt für die technische Umsetzung in der Arbeit.

Das Kernstück des Entwurfs ist die massive biegesteife Widerlagerkonstruktion. Sie dient zur Erzeugung der Einspannwirkung und Aufnahme der Kräfte aus der Symmetriereduktion. Die Symmetrieebenen sind aufgrund herstellungsbedingter Randbedingungen modular aus sechs Lagerelementen ($h \approx 1,2$ m; $b \approx 1$ m) aufgebaut. Dies ermöglicht die Prüfung von Stahlbetonplatten mit Radien bis maximal $r_s = 3$ m. Aufgrund der spezifischen Lagerpositionierung auf dem Spannfeld sind zur präzisen Ausrichtung großformatige Fundamentplatten zwingend notwendig.

Die Erfüllung der Symmetrierandbedingungen erfordert zusätzlich die Anordnung räumlicher Querkraftgelenke zwischen Versuchskörper und -stand. Für deren technische Umsetzung werden eine Anschlusskonstruktion und kammerartige Widerlagerrahmen mit Aussparungen nach Abschnitt 3.2 eingesetzt. Letztere werden für die Erzeugung maximaler Steifigkeit sowie wegen entscheidender Vorteile bei der Herstellung, Wirtschaftlichkeit und Variabilität direkt mit dem Hallenboden verspannt.

Die Realisierung der direkten Abspannung der Lagerelemente erfordert sehr hohe Vorspannkkräfte von etwa 2 MN/m. Sie gilt es durch ein geeignetes Spannsystem herzustellen. Aufgrund der geringen Spannweiten ($l_{\text{span}} \approx 3$ bis 4 m) eignen sich hierfür in erster Linie Stabspannglieder. In Gegensatz dazu ist eine Nutzung von Litzenspanngliedern infolge des deutlich höheren Verankerungsschlupfs unwirtschaftlich.

Die induzierten Abspannkkräfte müssen sowohl auf der Oberseite, als auch auf der Unterseite des Spannfelds aufgenommen bzw. abgetragen werden. Auf der Oberseite sorgen dafür elastisch gebettete Quertraversen. Sie wirken als Durchlaufträger und verteilen die Lasten von den 8 Abspannstellen auf die Fahnenbleche der Symmetrielager. Auf der Unterseite des Spann-

3.3 Konzept für großformatige Durchstanzprüfungen

felds werden hingegen Abspannelemente als Einfeldträger angeordnet. Sie dienen dazu, die hohen Kräfte möglichst gleichmäßig in den Spannboden abzuleiten. Die Ankerhülsen des Spannungsfelds eignen sich für diese Aufgabe nicht. Sie sind nur für Vorspannkkräfte bis 1 MN ausgelegt.

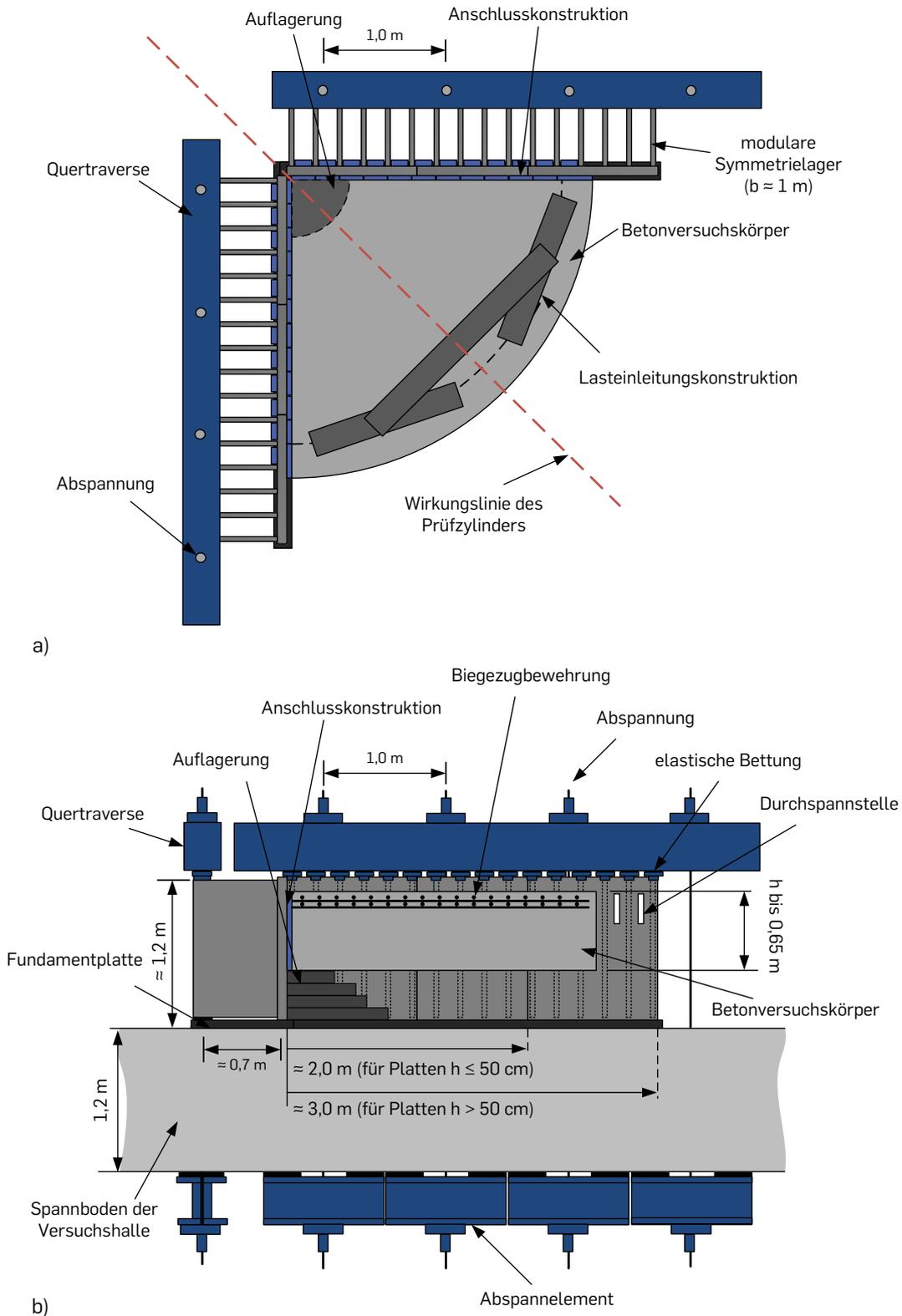


Abbildung 3.16: Visualisierung des entwickelten Experimentalkonzepts für großformatige Durchstanzversuche a) Draufsicht mit Lasteinleitungsstruktur und b) Ansicht ohne Lasteinleitungsstruktur

Der Versuchskörper wird entsprechend der Methode der Symmetriereduktion als Plattenviertel hergestellt. Aufgrund seiner Größe und der hohen Genauigkeitsanforderungen wird er im Versuchsstand selbst betoniert (Match-Cast-Verfahren). Unter anderem ist das hohe Eigengewicht der Plattenviertel dabei für die Begrenzung des Anwendungsbereichs des Experimentalkonzepts auf Plattendicken bis $h = 65$ cm verantwortlich.

Das Plattenviertel lagert im Schnittpunkt beider Symmetrieebenen auf einem Stützenstumpf. Dieser wird als gesonderte Konstruktion entworfen, welche nicht mit dem Widerlager verbunden ist. Um variabel auf verschiedene Plattendicken anpassbar zu sein, wird der Stumpf modular aus geschichteten Stahlplatten ($t_i \approx 10$ cm) hergestellt. Hierdurch genügt es, auch bei stark unterschiedlichen Plattendicken nur ein oberes Passstück neu anzufertigen, welches sowohl die exakte Höhenlage, als auch den genauen Stützenradius r_c definiert.

Die Lastaufbringung erfolgt im Versuch am freien Plattenrand vertikal von oben auf den Probekörper. Ein Belastungsrahmen wird so entworfen, dass sich der Prüfzylinder entlang der Mittellinie des Plattenviertels verschieben lässt. Hierdurch ist der Rahmen universal und stufenlos für alle Probekörperdicken anwendbar. Unterhalb des Prüfzylinders wird eine Lasteinleitungskonstruktion aus zwei Ebenen gekoppelter Einfeldträger entsprechend [163] angeordnet. Die Träger verteilen die Last steifigkeitsunabhängig auf vier Lastpunkte und simulieren so eine linienförmige Randlast.

3.4 Zusammenfassung des Entwicklungsbedarfs

Das theoretisch erarbeitete Experimentalkonzept gilt es im Folgenden technisch zu realisieren. Aus Kapitel 3 können dafür drei zentrale Entwicklungspunkte abgeleitet werden. Ihre Umsetzung wird in Kapitel 4 präsentiert. Es handelt sich um:

- Die Beseitigung der ungewollten Aussteifungseffekte im Verbundbereich zwischen Betonversuchskörper und Stahlgleitblech, damit beim mehraxialen Tragverhalten ganze und symmetrisch reduzierte Versuchskörper gleiche Tragwiderstände aufweisen.
- Die Hochskalierung aller Komponenten der Anschlusskonstruktion, die bislang ausschließlich für kleinformatige Versuchskörper konzipiert und realisiert wurden. Hierbei sind ihre relevanten Funktionen und Eigenschaften auch bei stark steigenden Belastungen zu erhalten.
- Die Entwicklung eines Großversuchsstands, der sämtliche Anforderungen an die Versuchsinfrastruktur, den Herstellprozess und die Symmetriereduktion erfüllt und dabei flexibel auf stark unterschiedliche Plattendicken anwendbar ist.

Alle Entwicklungen in dieser Arbeit werden entsprechend des Probekörperentwurfs nach Tabelle 3.2 mindestens für eine Plattendicke von $h = 65$ cm ausgelegt.

4 Entwicklungen für großformatige Durchstanzversuche

Kapitel 4 stellt die wesentlichen Entwicklungen für die technische Umsetzung des Experimentalkonzepts vor. Sie werden systematisch, getrennt nach Komponenten, präsentiert. Abschnitt 4.1 behandelt zunächst die Optimierung des Verbundbereichs, der bei doppelter Symmetrienutzung noch stark schubversteifend wirkt. Anschließend werden in Abschnitt 4.2 zentrale Komponenten der Anschlusskonstruktion auf Großversuchskörper erweitert und die Eigenschaften an Stahlbetonbalken verifiziert. Dies betrifft insbesondere die Gleitebenen, einen mehrlagigen Bewehrungsanschluss sowie das Rückspannsystem. Abschließend wird in Abschnitt 4.3 ein Großversuchsstand neuentwickelt, dimensioniert und umgesetzt, der für die stark steigenden Abmessungen und Belastungen von dicken Plattenvierteln geeignet ist. Alle Prozessphasen bei der Entwicklung des Standes werden aufgrund der Sensitivität und Komplexität konsequent am digitalen Prototypen vollzogen.

4.1 Optimierung des Verbundbereichs

Der Verbundbereich zwischen Beton und Stahl an den Symmetrieebenen stellt eine der zentralen Schnittstellen des Experimentalkonzepts dar. Er ist konstruktiv und statisch genau so zu durchbilden, dass er sich wie eine Ergänzung des Versuchskörpers verhält, also weder das Tragverhalten verstärkt noch schwächt. Bei dem verwendeten Ansatz zur experimentellen Symmetriereduktion (Abschnitt 3.2) zeigte sich jedoch genau dieser Bereich als Ursprung einer ungewollten Verstärkung. Sie manifestiert sich u. a. in einer deutlichen Überschreitung der zu erwartenden Tragfähigkeit im Durchstanzversuch. In diesem Abschnitt wird ein Probekörperanschluss mit dem Ziel entwickelt, diese Versteifungswirkung aufzuheben. Verifiziert wird dies durch umfangreiche experimentelle Untersuchungen.

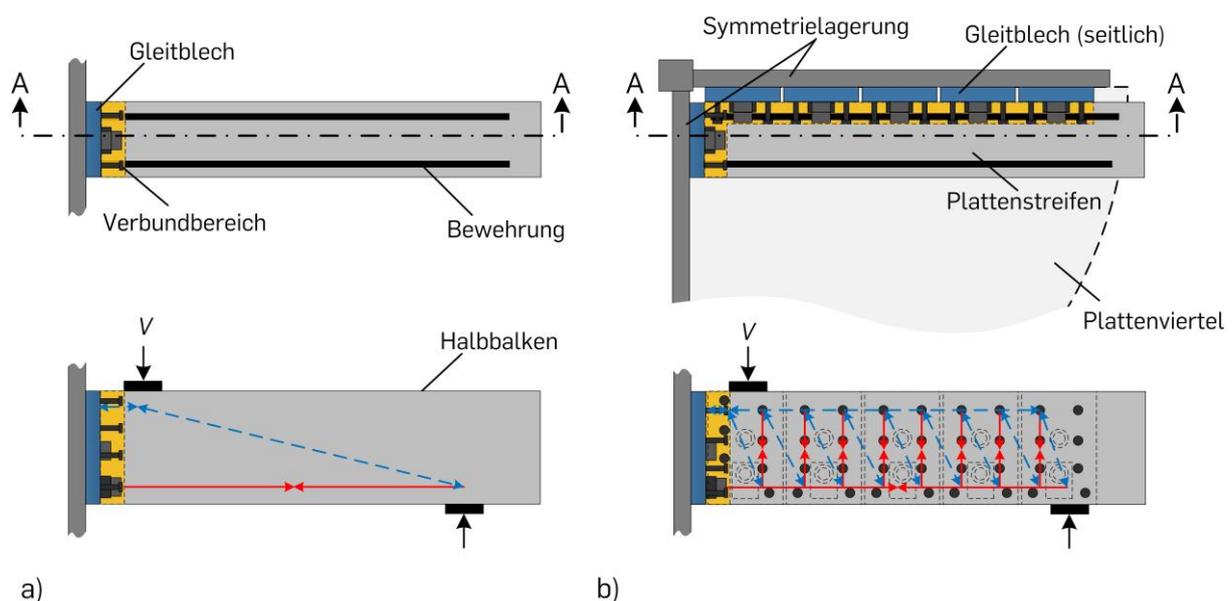


Abbildung 4.1: Gegenüberstellung des Tragverhaltens symmetrisch reduzierter Bauteile mit ausgeprägtem Verbundbereich bei a) einfacher und b) doppelter Symmetrienutzung

4.1.1 Versteifungseffekte

Die Ursache für die ungewollten Versteifungseffekte ist die konstruktive Ausbildung des Verbundbereichs. Sie wurde in [163] anhand einfachsymmetrischer Halbbalken entwickelt. Hierbei wurde u. a. die Idee verfolgt, ein Versagen in der Fuge zwischen Beton und Stahl durch eine massive Verbundsicherung mittels Kopfbolzen auszuschließen und dieses auf den dahinterliegenden Beton zu verlagern. Abbildung 4.1a zeigt, dass bei Balken mit nur einer Symmetrieebene der maßgebende Versagensmechanismus (Biege- oder Schubversagen) ausschließlich im ungestörten Betonbereich (grau) auftritt und nicht im Verbundbereich (gelb). Hierdurch wird das Tragverhalten der Balken nicht unzulässig beeinflusst [165].

Im Gegensatz zu Halbbalken entstehen in Durchstanzversuchen an Plattenvierteln jedoch durch die zwei orthogonal zueinander verlaufenden Symmetrieebenen geneigte Druckspannungen, die nicht nur senkrecht, sondern auch entlang beider Symmetrieebenen verlaufen. Wie in Abbildung 4.1b dargestellt, können sich dadurch Druckstreben an den Komponenten im Verbundbereich abstützen. In Verbindung mit den Stahlgleitblechen führt dies zu einer schubbügelartigen Wirkung, welche ungewollt den Tragwiderstand erhöht.

Um eine Versteifungswirkung im Durchstanzversuch zu verhindern, muss der Probekörperanschluss folglich so ausgebildet werden, dass Momente senkrecht zur Symmetrieebene aufgeteilt in Biegezug- (Bewehrung) und Biegedruckkräfte (Kontaktpressung) übertragen werden, eine ausreichende Verbundsicherung zwischen Beton und Stahl besteht, jedoch keine ungewollten Versteifungseffekte durch geneigte Druckstreben auftreten können. Abbildung 4.2 zeigt zwei hierfür entwickelte Anschlussvarianten (AV1/AV2) sowie die Ausgangskonfiguration des prototypischen Durchstanzversuchs von WINKLER (P) aus Abschnitt 3.2 mit acht Kopfbolzen. Bei der Entwicklung wurden zwei Strategien verfolgt:

- Reduktion von Anzahl und Größe der Kopfbolzen im Anschlussbereich unter Ablösevermeidung des Betons (Abbildung 4.2b),
- Vollständiger Entfall der Verbundsicherung sowie richtungsabhängige Schlupferhöhung der übrigen Stahlteile durch Weichschichten für eine minimale Versteifungswirkung (Abbildung 4.2c).

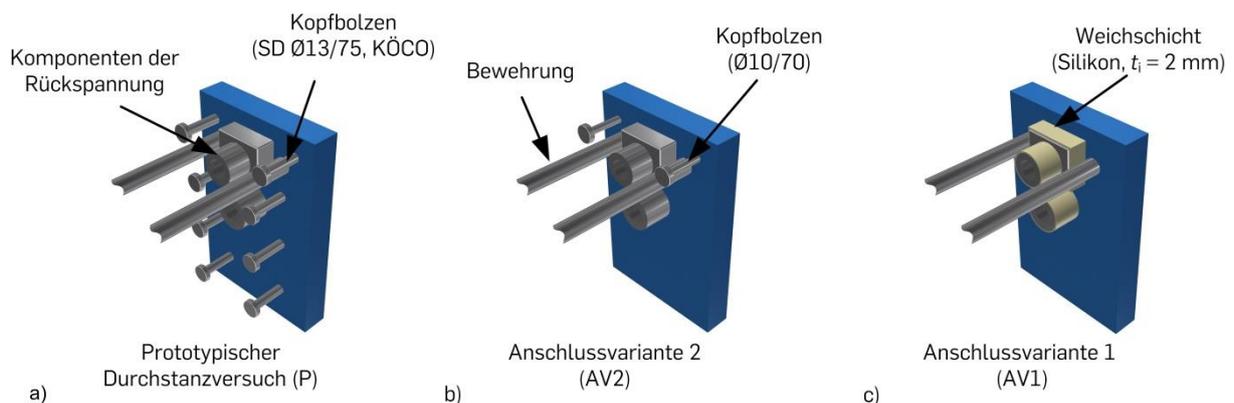


Abbildung 4.2: Entwickelte Probekörperanschlüsse für symmetrisch reduzierte Durchstanzversuche

Tabelle 4.1: Bezeichnungen und wesentliche Parameter der Versuche zum Ausschluss von Versteifungseffekten

Versuchskörpertyp	Anzahl [n]	Bezeichnung [-]	h [m]	d [m]	b [m]	l_{eff} [m]	A_{s1} [cm ²]	a_{sw} [cm ² /m]
Vollbalken	2	VBV-IIe-A1/A2	0,3	0,25	0,2	1,8	6,28	0
Halbbalken	1	HBV-IIe-A3	0,3	0,25	0,2	0,9	6,28	0
Plattenstreifen	4	HBV-IIe-B1 bis B4	0,3	0,25	0,2	0,9	6,28	0

h : Balkenhöhe; d : statische Nutzhöhe; b : Breite; l_{eff} : effektive Stützweite; A_{s1} : Querschnittsfläche der Biegezugbewehrung; a_{sw} : Querschnittsfläche der Schubbewehrung

Bewertung der Versteifungswirkung

Die versteifenden Eigenschaften der Anschlussvarianten wurden kosten- und aufwandsreduziert für Durchstanzversuche an symmetrisch halbierten Balken mit seitlich angebauten Verankerungselementen (sog. Plattenstreifen) erfasst. Abbildung 4.1b zeigt das prinzipielle Vorgehen. Analog zu symmetrisch reduzierten Halbbalken (Abbildung 4.1a) erfolgt die Prüfung als Drei-Punkt-Biegeversuch mit Lasteinleitung nahe der stirnseitigen Symmetrieebene. Zusätzlich sind entlang einer seitlichen Flanke fünf Gleitbleche verbaut. Alle Balken sind nicht querkraftbewehrt und auf ein sprödes Schubversagen ausgelegt. Ziel ist es, ein zu den Referenzversuchen (Vollbalken und Halbbalken) ohne seitliche Elemente vergleichbares Tragverhalten zu erlangen. Genau dann hat der Verbundbereich keinen verstärkenden Einfluss. Maßgebende Parameter der Versuche und ihre Bezeichnungen sind in Tabelle 4.1 und dem Anhang A zusammengefasst.

Eine ausführliche Beschreibung der Versuchsserie, der Modifikationen, der Ergebnisse und eine Analyse ist in [21] enthalten. Abbildung 4.3 zeigt dazu die drei genutzten Versuchsaufbauten für die Vollbalken (Abbildung 4.3a), den Halbbalken (Abbildung 4.3b) sowie die Plattenstreifen (Abbildung 4.3c) im Labor.



Abbildung 4.3: Versuchsaufbauten für die Untersuchung der ungewollten Versteifungseffekte am Probekörperanschluss a) Referenzvollbalken, b) Halbbalken und c) Plattenstreifen

4.1 Optimierung des Verbundbereichs

Tabelle 4.2: Zusammenfassung der Ergebnisse zum Ausschluss ungewollter Versteifungseffekte und Konfigurationen der seitlichen Gleitbleche [21]

Versuchskörper	$V_{R, \text{test}}$ [kN]	Versagensart [-]	seitliche Kopfbolzen	Weichschicht	seitliche Rückspannung
VBV-IIe-A1	59,6*	Schubversagen	-	-	-
VBV-IIe-A2	61,1*	Schubversagen	-	-	-
HBV-IIe-A3	56,1	Schubversagen	-	-	-
HBV-IIe-B1	98,0	Biegeversagen	Ja	Nein	Ja
HBV-IIe-B2	103,9	Biegeversagen	Ja	Nein	Nein
HBV-IIe-B3	75,5**	Schubversagen	Nein	Nein	Ja
HBV-IIe-B4	52,2**	Schubversagen	Nein	Ja	Ja

* entsprechend Konzept halbiert

** Last bei Schubrissbildung

Die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchungen sind in Tabelle 4.2 unter Angabe der Konfigurationen der seitlichen Anschlüsse zusammengefasst. Abbildung 4.4 präsentiert korrespondierend dazu die nachgezeichneten Rissbilder der Versuchskörper nach dem Versagen. Die drei Referenzversuchskörper (A1 bis A3) weisen ein sehr vergleichbares Tragverhalten auf, welches typisch für ein Schubversagen ist. Weiterhin zeigt sich erwartungsgemäß, dass alle Anschlussvarianten mit seitlichen Kopfbolzen stark schubversteifend und tragfähigkeits-erhöhend wirken. Die Plattenstreifen B1 und B2 versagen, ähnlich querkraftbewehrter Balken, duktil auf Biegung. Bereits der Verzicht auf die seitlichen Kopfbolzen (B3) führt zu einer deutlichen Reduktion der Versteifung, gekennzeichnet durch den Übergang vom Biege- zum Schubversagen. Jedoch erst die zusätzliche Entkopplung der seitlichen Stahleinbauteile (B4) mit Weichschichten ($t_i = 2$ mm, Silikon), entsprechend Anschlussvariante AV1 (Abbildung 4.2c), führt zu einem Schubversagen ohne Zusatzversteifung und dem typischen S-förmigen Schubriss entlang der Seitenfläche. Das Versagen entspricht dem der drei Referenzversuchskörper A1 bis A3 und erfüllt damit die Zielsetzung der Untersuchungen.

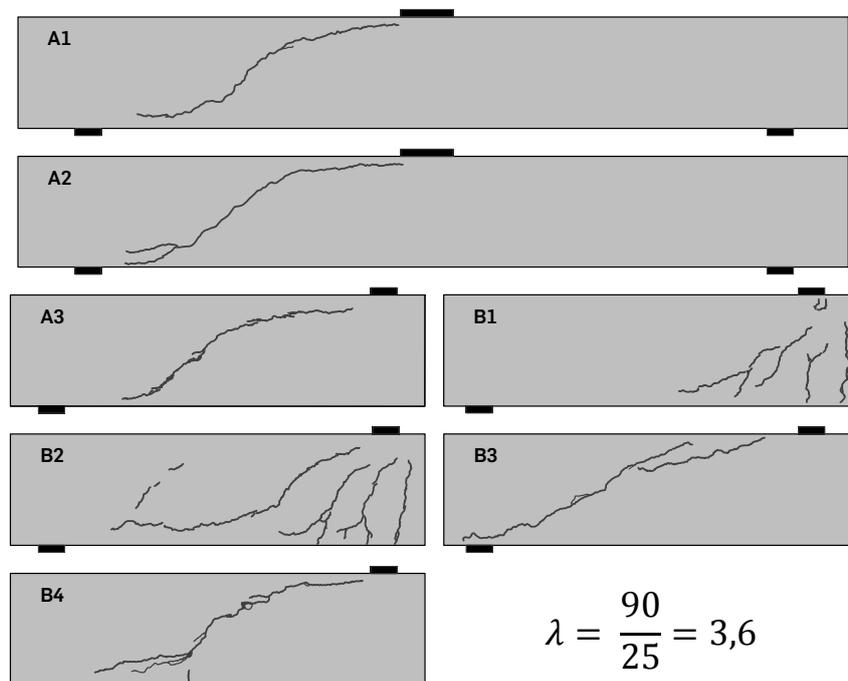


Abbildung 4.4: Versuchsreihe zur Untersuchung ungewollter Versteifungseffekte am Probekörperanschluss - Gegenüberstellung der Rissbilder nach dem Versagen

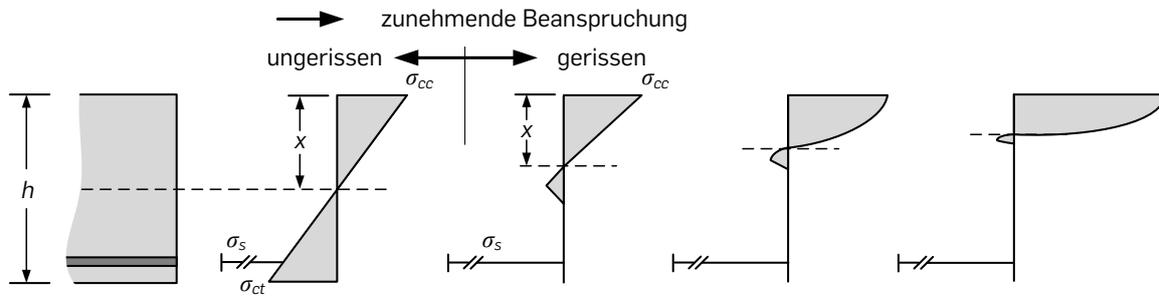


Abbildung 4.5: Spannungsverteilung eines ungestörten Stahlbetonbalkens für verschiedene Stadien der Biegebeanspruchung nach [169]

Tabelle 4.2 gibt für die Versuche B3 und B4 die Last bei Schubrissbildung an. In beiden Versuchen kreuzte ein Transportanker ungewollt den Schubriss, was nach Plateaubildung weitere Laststeigerungen ermöglichte. Die Last entspricht der Bruchlast im Referenzversuch.

4.1.2 Verbundsicherung

Bei der Optimierung des Verbundbereichs ist neben den ungewollten Versteifungseffekten auch die gewollte Verbundsicherungswirkung in Richtung der Symmetrieebene zu betrachten. Die Anschlusskonstruktion darf keine unzulässige Beeinflussung am Gleitblechanschluss verursachen, die zu einer signifikanten Zusatzdehnung der Bewehrung und damit verbunden zu einer Einschnürung der Druckzone führt. Genau hierfür wurde der Bereich ursprünglich entwickelt.

Biegetragverhalten ungestörter Querschnitte

Das gewollte Tragverhalten senkrecht zur Symmetrieebene ist in Abbildung 4.5 zunächst theoretisch anhand der Spannungsverteilung eines ungestörten Stahlbetonbalkens für verschiedene Stadien der Biegebeanspruchung dargestellt. Bei geringen Beanspruchungen ist der Betonquerschnitt ungerissen, befindet sich also in Zustand I. Die Spannungen sind proportional zu den Dehnungen und linear über die Höhe verteilt. Zugspannungen werden sowohl über die Bewehrung als auch über den Beton übertragen. Die Dehnungsnulllinie befindet sich mittig im Querschnitt.

Mit Überschreiten der Betonzugspannung f_{ct} am gezogenen Rand treten Risse auf. Im Riss stehen zur Gleichgewichtsbildung im Wesentlichen nur Betondruckspannungen σ_{cc} und Stahlzugspannungen σ_s zur Verfügung. Die Betonzugspannungen σ_{ct} bleiben aufgrund ihrer geringen Größe üblicherweise unberücksichtigt. Mit steigender Belastung wandert die Dehnungsnulllinie immer weiter zum gedrückten Rand. Es besteht kein linearer Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen mehr.

Die Spannungsverteilungen in Abbildung 4.5 verdeutlichen, dass die Verbundsicherung hauptsächlich für den ungerissenen Zustand I relevant ist. Mit einsetzender Rissbildung und damit einhergehend mit dem Übergang in Zustand II übertragen die Kopfbolzen nur noch geringe Zugkräfte und werden für den gewollten Lastabtrag senkrecht zur Symmetrieebene zunehmend überflüssig. Druckspannungen werden hingegen unabhängig von der Ausprägung der Verbundsicherung über direkten Kontakt zwischen Stahl und Beton abgetragen.

4.1 Optimierung des Verbundbereichs

Tabelle 4.3: Abschätzung der Stahlspannungen bei Erstrissbildung mit und ohne Verbundsicherung für verschiedene Querschnittshöhen ($f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$, $\rho_1 \approx 1,3 \text{ [-]}$, $E_s = 210.000 \text{ MPa}$, $E_s/E_c \approx 7 \text{ [-]}$)

	ohne Verbundsicherung			mit Verbund		Differenz
h [m]	A_{ct} [m ²]	F_{ct} [kN]	A_s [cm ²]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	$\Delta\sigma_s$ [MPa]
30	0,03	36	6,3	52,5	15,4	37,1
50	0,05	55	10,5	52,5	15,4	37,1
65	0,065	71	14,7	52,5	15,4	37,1

h : Bauteilhöhe; A_{ct} : gezogene Betonfläche; F_{ct} : Betonzugkraft; A_s : Querschnittsfläche der Längsbewehrung; σ_s : Stahlgzugspannung

Auswirkungen fehlender Verbundsicherung

Basierend auf den Überlegungen aus Abbildung 4.5 schätzt Tabelle 4.3 die maximale Zusatzbelastung der Bewehrung ab, die bei einem Verzicht auf die Verbundsicherung zu erwarten ist. Konservativ ist hierzu die gesamte Betonzugkraft F_{ct} eines ungestörten Betonquerschnittsteils bei Rissentstehung ermittelt und ausschließlich auf die Biegezugbewehrung angesetzt worden. Diese wird dann mit der zum gleichen Zeitpunkt erwarteten Stahlspannung σ_s bei idealer Verbundsicherung verglichen. In beiden Fällen findet die Betrachtung anhand eines Gleitblechs ($b = 0,2 \text{ m}$) und mit einem konstanten Längsbewehrungsgrad von $\rho_1 = 1,3 \text{ %}$ statt. Dies entspricht den Parametern der Durchstanzversuche in Kapitel 5 und 6.

Die Betonzugkraft F_{ct} in Tabelle 4.3 wird nach Gleichung 4.1 als Integral aus der Zugspannung eines ungerissenen Querschnitts ermittelt (Abbildung 4.5). Bei reiner Biegebeanspruchung besitzt die gezogene Betonquerschnittsfläche A_{ct} (Gl. 4.2) genau die halbe Querschnittshöhe h . Die maximale Betonzugspannung vor Rissbildung wird mit $f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$ angenommen.

$$F_{ct} = A_{ct} \cdot \frac{f_{ctm}}{2} \quad (4.1)$$

$$A_{ct} = b \cdot \frac{h}{2} \quad (4.2)$$

Die Stahlspannung bei idealem Verbund wird nach [169] mittels Gleichung 4.3 abgeschätzt. Da der Bewehrungsstahl die Dehnung des Betons ($\approx 0,1 \text{ ‰}$) nicht überschreitet, erreicht er bei beginnender Rissbildung nur einen Bruchteil seiner Fließspannung. Das Verhältnis E_s/E_c wird vereinfacht mit 7 angenommen.

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_c} \cdot f_{ctm} \quad (4.3)$$

Der Variantenvergleich in Tabelle 4.3 zeigt, dass bei einem Verzicht auf die Verbundsicherung etwa dreimal so große Stahlspannungen zu erwarten sind wie bei einem ungestörten Querschnitt. Diese Zusatzbelastung ($\Delta\sigma_s = 37,1 \text{ MPa}$) entspricht jedoch nur 6,7 % der Fließspannung üblicher Bewehrungsstähle ($f_{ym} = 550 \text{ MPa}$) und stellt somit relativ betrachtet eine geringe Größe dar. Darüber hinaus ist ihr Einfluss nur zum Zeitpunkt der Rissbildung maximal und nimmt anschließend mit steigender Versuchslast ab. Mit Blick auf die geplanten

Großversuche relevant zeigt Tabelle 4.3 zudem, dass die Zusatzbelastung der Bewehrung bei steigender Querschnittshöhe konstant bleibt. Zwar nimmt infolge der vergrößerten Abmessungen die Betonzugkraft F_{ct} zu, jedoch gilt dies -durch den konstanten Bewehrungsgrad ρ_1 - auch im gleichen Maße für den Bewehrungsquerschnitt A_s .

Tragverhalten der Kopfbolzendübel im Experiment

Abbildung 4.6 veranschaulicht das zuvor theoretisch diskutierte Tragverhalten anhand von Messungen im Experiment. Je drei Messstellen befinden sich an einem stirnseitigen Gleitblech eines Halbbalkens im Schaftbereich der Dübel (DMS 8-10) sowie auf dessen oberer und unterer Längsbewehrung (DMS 1-2, 7). Die Messstellen am Gleitblech sind über die Querschnittshöhe verteilt angeordnet und erfassen die Dübelkräfte, welche in die Anschlusskonstruktion eingeleitet werden. Sowohl die Dehnungen ε_s , als auch die daraus abgeleiteten Dübelkräfte $F_{Dü}$ sind im Diagramm in Abhängigkeit der vertikalen Prüflast V_{test} aufgetragen. Die relevanten Versuchsparameter sowie die Positionen der Messstellen sind in Abbildung 4.6 zusammengefasst.

Im Versuch steigen die Dübelkräfte $F_{Dü}$ in der Zugzone (DMS 8/9) erwartungsgemäß nur bis zum Erreichen des Rissmoments an (Gl. 4.4, $M_{cr} = 7,8 \text{ kNm} \triangleq V_{test} \approx 17,3 \text{ kN}$) und fallen anschließend infolge der einsetzenden Rissbildung wieder ab. Die aufsummierten Dübelkräfte der unteren beiden Kopfbolzenreihen betragen zum Zeitpunkt der Rissbildung etwa 14 kN. Dies entspricht 4 % (14 kN/346 kN) der Kraft der Biegezugbewehrung (2Ø20) bei Fließbeginn. Nach einsetzender Rissbildung reduzieren sich die Dübelkräfte zunehmend bis zum Erreichen der Bruchlast ($V_{test} \approx 60 \text{ kN}$) auf etwa 4 kN und somit nur noch ≈ 1 % der Kraft zu Fließbeginn. Die Messungen bestätigen zudem, dass die Kopfbolzen in der Druckzone (DMS 10) von Versuchsbeginn für die Zugkraftübertragung wirkungslos sind.

$$M_{cr} = W \cdot f_{ctm} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot f_{ctm} \quad (4.4)$$

Bewehrungsdehnung und Einschnürung der Druckzone

Eine Bewertung des Einflusses der Verbundsicherung auf die Dehnungsentwicklung der Biegezugbewehrung und die Druckzonenhöhe eines symmetrisch reduzierten Bauteils findet in Abbildung 4.7 anhand von drei Halbbalken mit unterschiedlichen Anschlussvarianten und einem Referenzbalken im Drei-Punkt-Biegeversuch statt. Hierzu werden sowohl die gemessenen Betonstahldehnungen ε_s nahe der Symmetrieebene in Feldmitte (Abbildung 4.7a) und im Lastanschnitt (Abbildung. 4.7b), als auch die dort gemessenen Druckzonenhöhen x nach Gleichung 4.5 verglichen. Zur Ermittlung der Druckzonenhöhe wird die Dehnung ε_{c2} am gedrückten Betonrand mittels Strahlensatz aus der Stahldehnung der Biegezugbewehrung ε_{s1} und der oberen konstruktiven Bewehrung berechnet. Alle Versuchskörper sind schubbewehrt und auf ein Biegeversagen ausgelegt. Damit bilden sie die obere Belastungsgrenze im Durchstanzversuch ab. Die relevanten Geometrie- und Materialparameter wurden für alle Versuchskörper konstant gehalten und sind entweder in Abbildung 4.7 oder im Anhang A angegeben.

$$x = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{s1}} \cdot d \quad (4.5)$$

4.1 Optimierung des Verbundbereichs

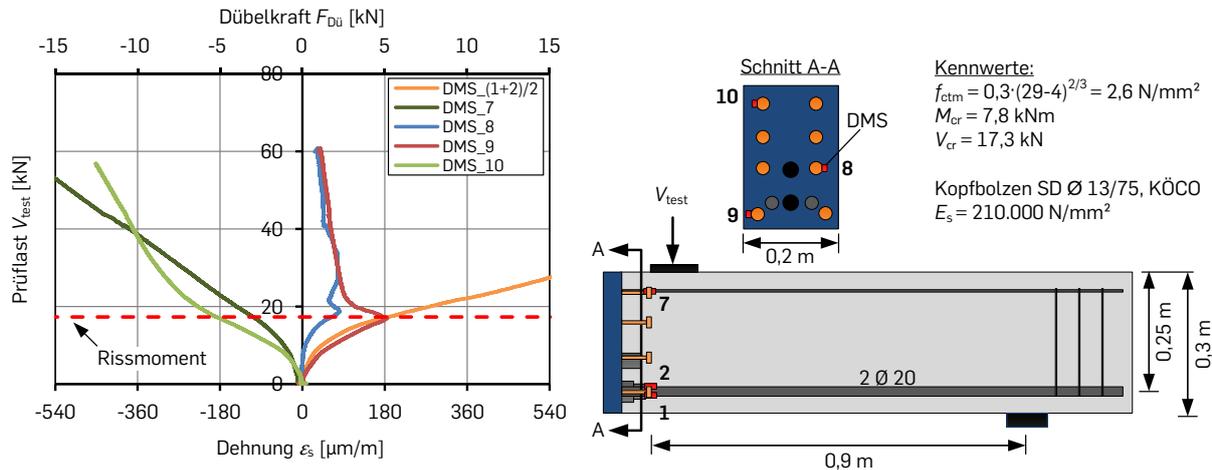


Abbildung 4.6: Gemessene Stahldehnungen ε_s und Dübelkräfte $F_{Dü}$ im Halbbalkenversuch HBV-IIe-A3

Abbildung 4.7 verdeutlicht, dass die Dehnungsentwicklungen der Biegezugbewehrung sowohl zwischen Voll- und Halbbalken, als auch zwischen den Anschlussvarianten (P, AV1 und AV2) global betrachtet sehr gut übereinstimmen. Zwar entstehen durch die verschiedenen Anschlussvarianten erwartungsgemäß leichte Dehnungsunterschiede, diese sind jedoch insbesondere im anschlussnahen Bereich (Abbildung 4.7a) und nur bis zum Beginn der Rissbildung ausgeprägt. Bereits im Lastanschnitt ist die Dehnungsentwicklung der Balken nahezu kongruent (Abbildung 4.7b).

Ein analoges Verhalten ist auch bei der Entwicklung der Druckzonenhöhe x feststellbar. Im anschlussnahen Bereich (Abbildung 4.7c) bildet Variante AV2 mit zwei Kopfbolzen die Entwicklung des Referenzvollbalkens am besten ab. Im Lastanschnitt (Abbildung 4.7d) zeigt jedoch die kopfbolzenlose Ausführung (AV1) eine ebenso gute Annäherung an den Referenzversuch. Anschlussvariante P stellt in beiden Fällen nur im unteren Prüflastbereich die beste Annäherung an den Referenzversuch dar. Eine unzulässige Einschnürung der Druckzone ist für keine der drei Anschlussvarianten erkennbar.

4.1.3 Zwischenfazit

Zusammenfassend zeigt Abschnitt 4.1, dass bei der Optimierung des Verbundbereichs nur ein ingenieurmäßiger Kompromiss mit dem Zielkonflikt aus maximaler Verbundwirkung und minimalen Versteifungseffekten erfolgen kann. Für doppelsymmetrische Durchstanzversuche eignet sich dabei die entwickelte kopfbolzenlose Ausführung mit zusätzlichen Weichschichten (AV1) nach Abbildung 4.2c besonders. Zwar treten bei ihr infolge des fehlenden Verbunds leichte Klaffungen und somit Zusatzdehnungen im Anschlussbereich auf, diese bewirken jedoch aufgrund ihrer geringen Größe keine wesentlichen Veränderungen im Bauteiltragverhalten und können somit im Durchstanzversuch als frühzeitig auftretende Radialrisse interpretiert werden. Gleichzeitig hebt sie jedoch die ungewollten Versteifungswirkungen parallel zur Symmetrieebene nahezu vollständig auf. Eine abschließende Verifikation der Anschlussvarianten findet in Kapitel 5 direkt im Durchstanzversuch statt.

4. Entwicklungen für großformatige Durchstanversuche

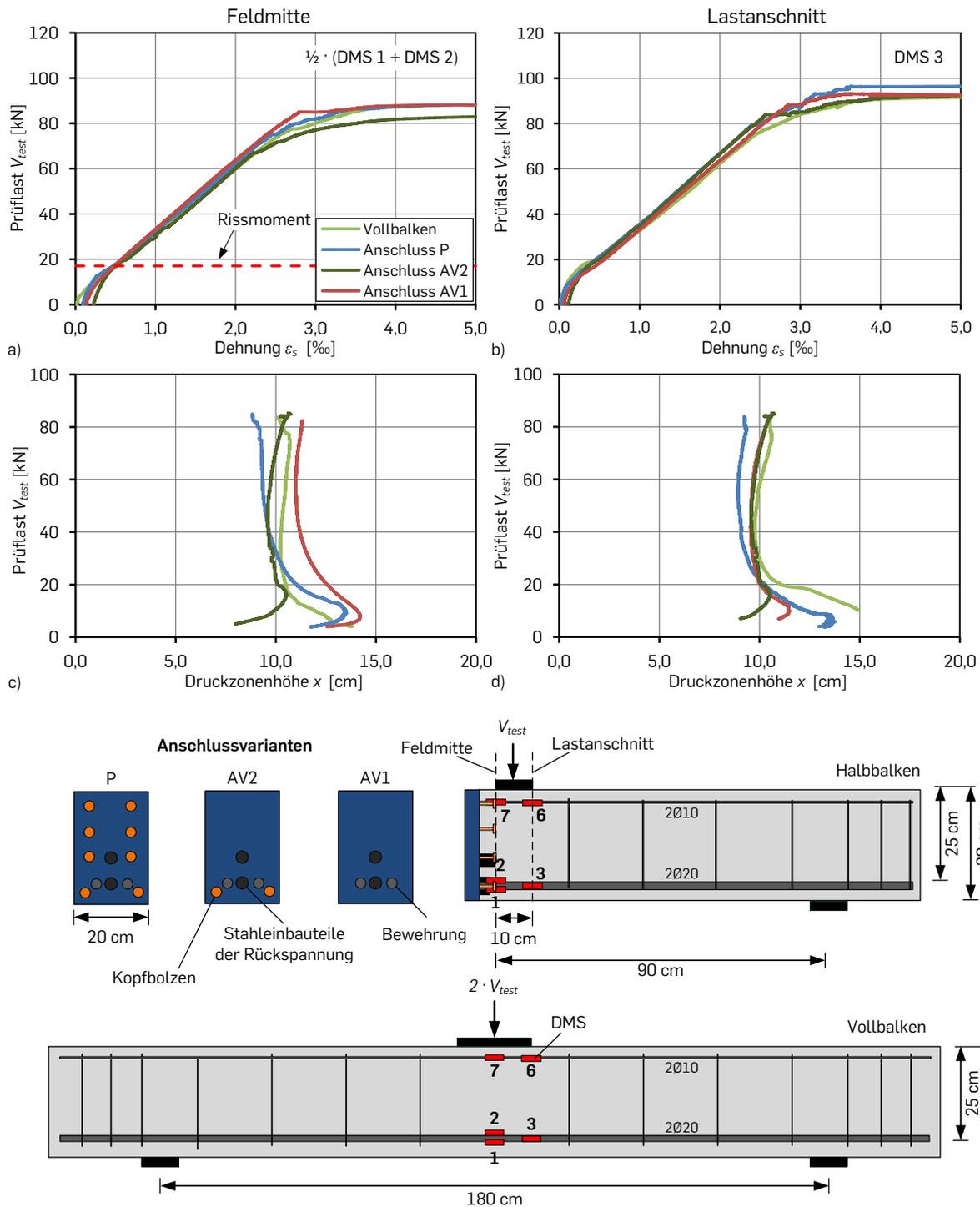


Abbildung 4.7: Gegenüberstellung der gemessenen Betonstahldehnungen ϵ_s für verschiedene Anschlussvarianten im Halbbalken- und Referenzversuch a) in Feldmitte und b) im Lastanschnitt sowie Darstellung der Entwicklung der Druckzonenhöhen x c) in Feldmitte und d) im Lastanschnitt (Versuchsreihe VPh-IIe-C)

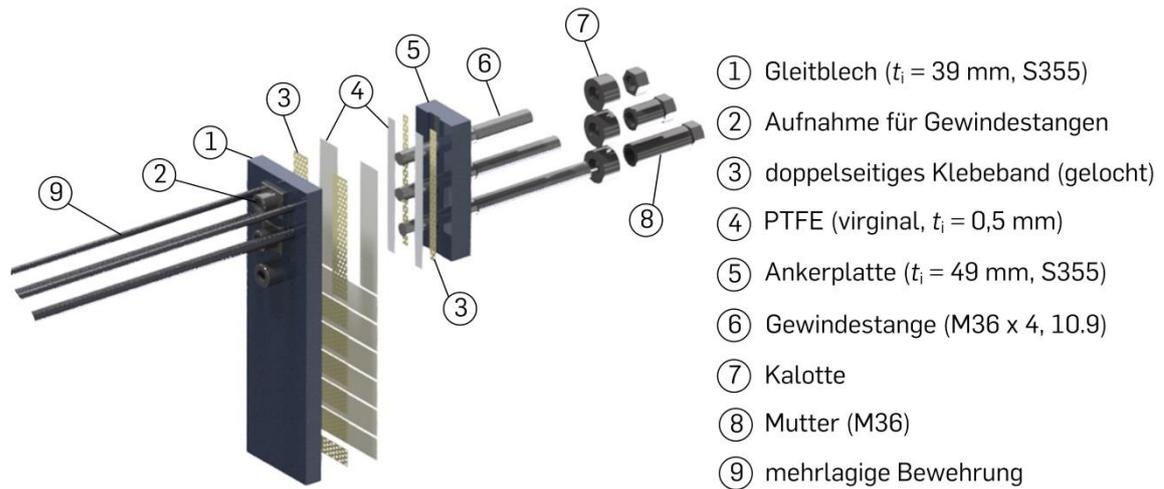


Abbildung 4.8: Entwickelte Anschlusskonstruktion für großformatige Durchstanzuntersuchungen mit mehrlagigem Bewehrungsanschluss

4.2 Hochskalierung der Anschlusskonstruktion

Die Anschlusskonstruktion verbindet den symmetrisch reduzierten Probekörper mit dem Versuchsstand und vereint den Bewehrungsanschluss, das Rückspannsystem und die Gleitebenen. Im Folgenden wird sie für die deutlich vergrößerten geometrischen Abmessungen und stark steigenden Lastniveaus von Großversuchen erweitert. Wichtige Aspekte neben der Funktionalität sind die Herstellbarkeit und Wirtschaftlichkeit. Eine abschließende Verifikation der Konstruktion an symmetrisch reduzierten Balken verringert gezielt den weiten Schritt von kleinen hin zu großen Plattendicken, für die keine Möglichkeit der experimentellen Überprüfung besteht. Abbildung 4.8 zeigt eine Explosionszeichnung der final entwickelten Anschlusskonstruktion in Durchstanzkonfiguration mit mehrlagigem Bewehrungsanschluss, drei Rückspannebenen und einer großflächigen Gleitebene für eine Versuchskörperhöhe von $h = 65$ cm.

4.2.1 Mehrlagiger Bewehrungsanschluss

Ein mehrlagiger Bewehrungsanschluss wird bei steigenden statischen Nutzhöhen d zur Sicherstellung eines konstanten Längsbewehrungsgrads ρ_l benötigt. Er überträgt die Zugkräfte resultierend aus den Biegemomenten in die Anschlusskonstruktion. Tabelle 4.4 fasst basierend auf dem Probekörperentwurf aus Tabelle 3.2 die theoretisch erforderlichen ($\rho_{l,req}$) und baupraktisch umsetzbaren ($\rho_{l,vorh}$) Bewehrungsgrade für verschiedene Plattendicken h zusammen.

In Tabelle 4.4 sorgt die Zwangsbedingung eines fixen horizontalen Bewehrungsabstandes ($a = 10$ cm) infolge der technischen Umsetzung der Anschlusskonstruktion dafür, dass ab einer Plattendicke von $h = 50$ cm eine zweite Bewehrungslage eingeführt werden muss. Der vertikale Abstand vom gezogenen Rand zum Schwerpunkt der Bewehrung ist bei einlagiger Bewehrungsführung mit $d_1 = 5$ cm angenommen. Bei zweilagiger Bewehrungsführung erhöht er sich um weitere 5 cm auf $d_1 = 10$ cm. Der Abstand beinhaltet explizit die Rippung der Beweh-

rung. Sie vergrößert den Nenndurchmesser des Stabes um etwa $\varnothing_A = 1,15 \cdot \varnothing_s$ [84] und muss insbesondere infolge der starren und beim Zusammenbau der Plattenviertel (Match-Cast-Verfahren) unveränderlichen Lager der Bewehrung berücksichtigt werden.

Am Gleitblech wird der Bewehrungsanschluss durch geschraubte Verbindungen realisiert. Abbildung 4.9a zeigt dazu den Kopf eines Anschlussstabs mit metrischem Regelgewinde. Er ist industriell hergestellt und wird im Rahmen der Arbeit für die Großversuchskörper genutzt. Tabelle 4.5 beinhaltet eine Zusammenstellung kommerziell verfügbarer Anschlussstäbe verschiedener Größe mit Angaben zur Gewinde- und Stablänge, ihrer Steigung P sowie der bezogenen Nettoquerschnittsfläche a_{sl} . Hinsichtlich der technischen Umsetzung sind alle Bewehrungsdurchmesser bis $\varnothing_s = 25$ mm verwendbar. Bei größeren Durchmessern übersteigt die Gewindelänge die Gleitblechdicke ($t_i = 39$ mm) und durchdringt dadurch unzulässig die rückseitige Gleitebene.

Als Alternative zu Regelgewinden können Anschlussstäbe auch mit Feingewinden ausgeführt werden (Abbildung 4.9b). Letztere besitzen im Vergleich eine kleinere Steigung P , also ein engeres Gewindeprofil. Hierdurch sind Feingewinde schlupfärmer und für höhere Tragfähigkeiten geeignet [91; 149]. Beides sind Hauptgründe dafür, dass dieser Gewindetyp von WINKLER [164] für symmetrisch reduzierte Bauteile empfohlen und verwendet wird. Anschlussstäbe mit Feingewinde werden jedoch nicht kommerziell angeboten und müssen daher individuell aus Halbfertigteilen mit aufgestauchtem Gewindebereich gefertigt werden. Für Großversuchskörper ist dies aus zwei Gründen nicht praktikabel:

- **Herstellbarkeit:** Im Rahmen der Arbeit stehen keine Fertigungsmöglichkeiten zur Verfügung, die Gewinde in Halbfertigteile mit $l_i > 2$ m einbringen können. Für größere Stablängen müssen folglich zwei Stäbe gekoppelt werden. Hierdurch entstünden ein massiver Kopplungsbereich innerhalb des Bauteils und damit die Gefahr einer ungewollten Druckbogenausbildung.
- **Wirtschaftlichkeit:** Bei Großversuchskörpern erhöht sich sowohl die Stabanzahl, als auch die Gewindeanzahl pro zusammengesetzten Anschlussstab erheblich. Bei einer Individualfertigung steigt dadurch der Arbeits- und Zeitaufwand stark an, was den Bewehrungsanschluss mit Feingewinden unwirtschaftlich macht.

Tabelle 4.4: Zusammenstellung theoretisch erforderlicher und baupraktisch umsetzbarer Bewehrungsgrade für verschiedene Plattendicken

h [m]	d [m]	theoretisch erforderlich		baupraktisch umsetzbar		
		$\rho_{l,req}$ [%]	$a_{sl,req}$ [cm ² /m]	\varnothing_s [mm]	$\rho_{l,vorh}$ [%]	$a_{sl,vorh}$ [cm ² /m]
0,30	0,25	1,30	32,5	20	1,26	31,4
0,40	0,35	1,30	45,5	25	1,40	49,1
0,50	0,40	1,30	52,0	16/20	1,29	51,5
0,65	0,55	1,30	71,0	16/25	1,27	69,2
0,70	0,60	1,30	78,0	20/25	1,34	80,5

$h < 0,5$ m : $d_1 = 5$ cm (einlagige Bewehrung)

$h \geq 0,5$ m : $d_1 = 10$ cm (zweilagige Bewehrung)

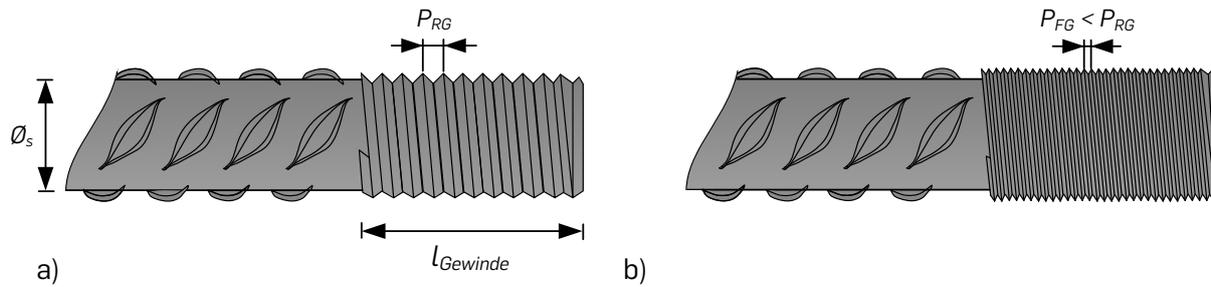


Abbildung 4.9: Gewindetypen für den Bewehrungsanschluss a) Regelgewinde und b) Feingewinde

Das Verhalten beider Gewindetypen wird in den Verifikationsversuchen in Abschnitt 4.2.4 für eine zweilagige Bewehrungsführung gegenübergestellt und bewertet.

4.2.2 Rückspannsystem für hohe Zugkräfte

Die Einführung eines mehrlagigen Bewehrungsanschlusses und das damit einhergehende erhöhte Lastniveau erfordert die Erweiterung des in Abschnitt 3.2 vorgestellten Rückspannsystems. Hierbei sind insbesondere die drei folgenden Anforderungen einzuhalten:

- Sicherstellung einer verformungsarmen Kraftübertragung
- Einhaltung konstruktiver und montagebedingter Randbedingungen
- Vorhaltung ausreichender Verschiebefreiräume

Verformungsarme Kraftübertragung

Eine verformungsarme Kraftübertragung wird durch die Vorwegnahme von Dehnungen der Gewindestangen realisiert. Hierzu wird eine Rückspannkraft $P_{0,R}$ aufgebracht, die möglichst exzentrizitätsfrei die resultierende Zugkraft F_s aus der Bewehrung übersteigt. Die Auslegung erfolgt nach Gleichung 4.6 unter Annahme von Bewehrungsfließen ($f_{y,s} = 550 \text{ kN}$). Sie ist konservativ und entspricht der Obergrenze (= Biegeversagen) im Durchstanzversuch. Die tatsächliche Ausnutzung der Bewehrung ist i. d. R. geringer und kann beispielsweise anhand der Biegetragfähigkeit V_{flex} nach der Bruchlinientheorie abgeschätzt werden (Abschnitt 2.3).

$$P_{0,R} \geq F_{s,y} = a_{sl,vorh} \cdot f_{y,s} \quad (4.6)$$

Tabelle 4.5: Übersicht kommerziell hergestellter Anschlussstäbe nach [37; 122]

ϕ_s [mm]	Gewinde [-]	Gewindelänge [mm]	Steigung P [mm]	max. Stablänge [cm]	a_{sl} [cm ² /m]
12	M16	17	2,0	150	11,3
14	M18	20	2,5	150	15,4
16	M20	23	2,5	200	20,1
20	M24	30	3,0	300	31,4
25	M30	38	3,5	360	49,1
28	M36	40	4,0	360	61,6

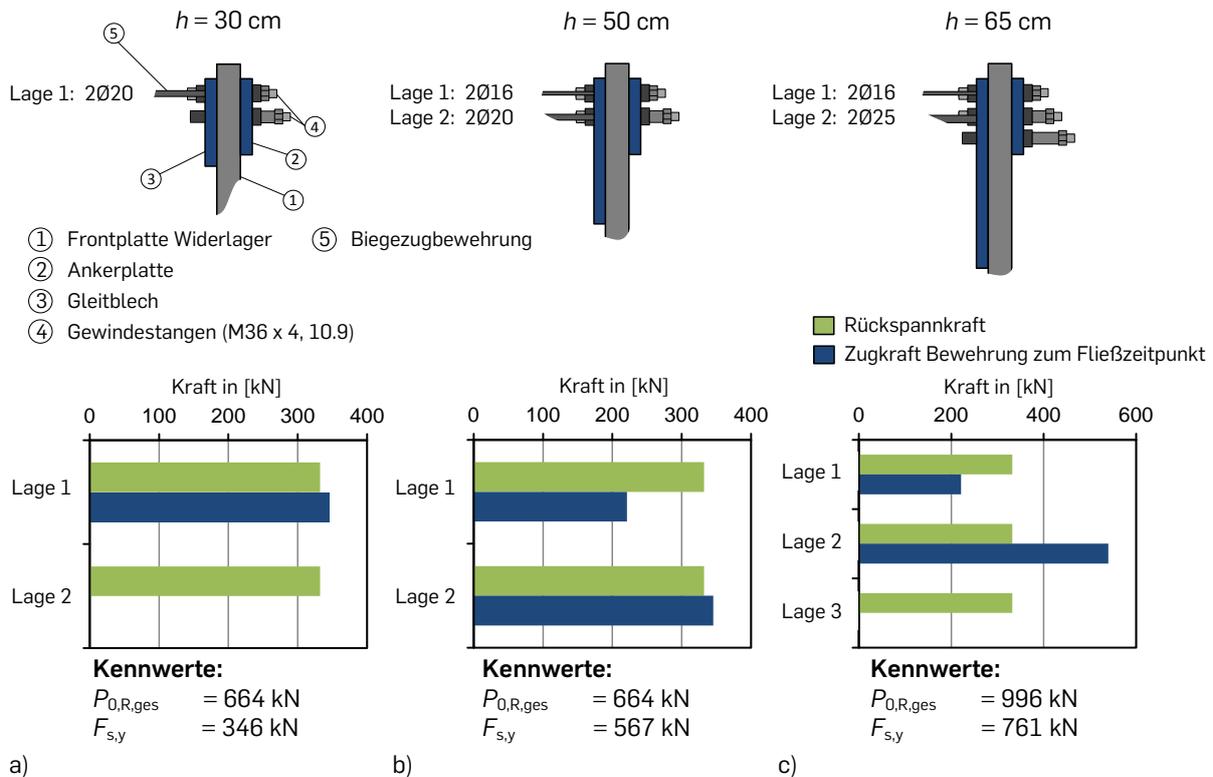


Abbildung 4.10: Auslegung des Rückspannsystems für verschiedene Plattendicken

Abbildung 4.10 zeigt die Auslegung des Rückspannsystems beispielhaft für die drei Plattendicken, die in dieser Arbeit realisiert werden. Begonnen wird in Abbildung 4.10a mit dem Rückspannsystem für eine Plattendicke von $h = 30 \text{ cm}$. Je Gleitblech sind zwei Bewehrungsstäbe ($2\text{Ø}20$) mit einer Gesamtstahlzugkraft zu Fließbeginn von $F_{s,y} = 346 \text{ kN}$ vorhanden. Zwei Gewindestangen (M36 x 4, 10.9) werden zur Rückspannung genutzt. Sie besitzen einen Kerndurchmesser von $d_{Kern} = 32 \text{ mm}$ und eine Streckgrenze von $f_y = 900 \text{ MPa}$, was zu einer rechnerischen Fließkraft von 724 kN führt. Die tatsächlich induzierbare Rückspannkraft ist jedoch durch die Kapazität des Vorspannequipments begrenzt. Bei den Versuchen wird aus Platzgründen ein Hohlkolbenzylinder vom Typ ENERPAC RCH 306 (700 bar, $P_{0,HKZ,max} = 334 \text{ kN}$) [52] verwendet. Die Zieldehnung je Gewindestange liegt bei $\varepsilon_{R,Ziel} = 2,2 \text{ ‰}$ (332 kN) und somit bei einer Gesamt-rückspannkraft von $P_{0,R,ges} = 664 \text{ kN}$. Die erzielbare Rückspannkraft überschreitet $F_{s,y}$ deutlich.

Abbildung 4.10b zeigt das gleiche Rückspannsystem, angewendet auf einen mehrlagigen Bewehrungsanschluss eines Platten Viertels mit einer Dicke von $h = 50 \text{ cm}$. Für eine verformungsarme Kraftübertragung steigt die erforderliche Gesamt-rückspannkraft auf $F_{s,y} = 567 \text{ kN}$, was mit zwei Gewindestangen noch realisierbar ist. Die Kraftweiterleitung je Bewehrungslage erfolgt nahezu exzentrizitätsfrei. Die leichte Überschreitung der Vorspannkraft in der zweiten Lage ($2\text{Ø}20$) wird unter Annahme eines ausreichend steifen Gleitblechs durch Lage 1 ($2\text{Ø}16$) kompensiert.

Für eine Plattendicke von $h = 65 \text{ cm}$ ist die Anwendung des Rückspannsystems mit zwei Rückspannebenen nicht mehr möglich (Abbildung 4.10c). Die Stahlzugkraft zum Fließzeitpunkt von $F_{s,y} = 761 \text{ kN}$ überschreitet die maximale Rückspannkraft um etwa 100 kN . Zur

Vermeidung von Klaffungen wird deshalb eine dritte Rückspannebene eingeführt. Mit dieser presst das Rückspannsystem das Gleitblech und die Ankerplatte mit einer Gesamtrückspannkraft von $P_{0,R,ges} \approx 1 \text{ MN}$ gegen das Widerlager. Unter der Voraussetzung ausreichend steifer Gleitbleche genügt dies, um auch bei eintretendem Bewehrungsfließen jegliche Klaffungen zu vermeiden.

Konstruktive Randbedingungen und Montage

Neben der Sicherstellung einer verformungsarmen Kraftübertragung sind bei der Erweiterung des Rückspannsystems vielfältige geometrische Randbedingungen zu berücksichtigen. Sie resultieren hauptsächlich aus der kammartigen Struktur der Widerlager sowie dem Rückspannvorgang mittels Hohlkolbenzylinder (ENERPAC RCH 306) [52]. Letzterer wird bei der Montage rückseitig auf die Gewindestangen aufgefädelt. Dabei muss sichergestellt werden, dass die Muttern von oben mit einem Ratschenringschlüssel nachgespannt werden können.

Das Nachspannen ist zum Aufbringen der Rückspannkraft zwingend erforderlich, da die Gewindestangen durch den hydraulischen Druck nur gelängt, aber nicht fixiert werden. Der Vorteil zu herkömmlichen Anzugsverfahren mit Schrauben- oder Drehmomentenschlüssel ist die sehr gute Steuerbarkeit des Öldrucks und damit einhergehend der Vorspannkraft sowie die Vermeidung des Eintrags von ungewollten Biegemomenten oder Torsionskräften durch ein starkes Anziehen der Mutter. Das eingesetzte Rückspannequipment wird in Abschnitt 6.3 genauer beschrieben.

Abbildung 4.11 zeigt den finalen Entwurf der Rückspannkonstruktion mit drei Rückspannebenen. Die Gewindestangen (M36 x 4, 10.9) sind stufenweise angeordnet, sodass die Muttern auf der versuchskörperabgewandten Seite von oben nachgespannt werden können. Zum Fixieren der unteren beiden Gewindestangen werden handelsübliche Muttern (M36) mittels unterschiedlich langer Distanzstücke verlängert. Bei dem Entwurf wird zudem darauf geachtet, dass der Überstand der Gewindestangen ($a_{max} = 300 \text{ mm}$) nicht zu groß wird, um eine Kollision beim Auffädeln des Hohlkolbenzylinders mit den Abspannstangen der Widerlagerelemente (Abschnitt 4.3) zu verhindern. Gleichzeitig ist jedoch ausreichend Gewindeüberstand hinter den Muttern vorgesehen ($a_G = 40 \text{ mm} \approx 1,0 \cdot d_{Gewi}$), um den Zylinder sicher mit dem Rückspannsystem zu koppeln und so ein Ausreißen des Gewindes zu verhindern.

Verschiebefreiräume

Zusätzlich zum Platzbedarf der erweiterten Rückspannkonstruktion steigen mit zunehmenden Plattendicken auch die vertikalen und horizontalen Verschiebungswege im Experiment. Folglich sind bei dem Entwurf der hochskalierten Anschlusskonstruktion und der Symmetrielager ausreichende Freiräume vorzuhalten. Ein Aufsetzen der Gewindestangen an den Rändern der Widerlageraussparungen muss unbedingt verhindert werden, da es die Versuche unzulässig beeinflussen und Schäden am Versuchskörper und der Lagerung verursachen kann.

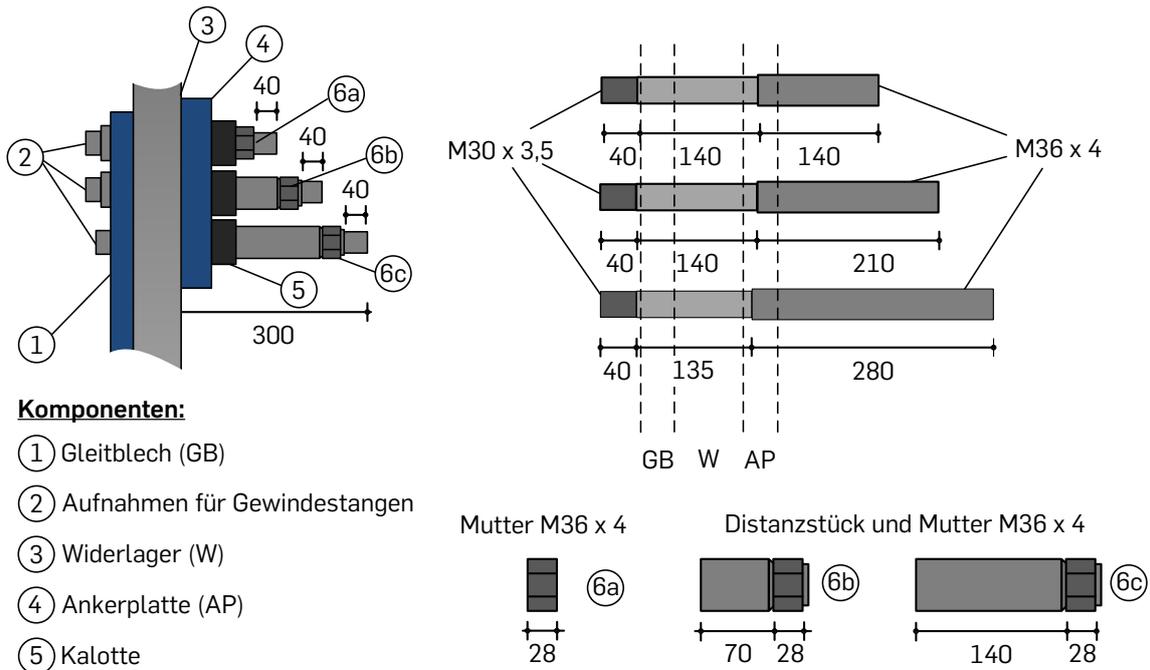


Abbildung 4.11: Entwurf des Rückspannsystems mit drei Rückspannebenen (Maße in mm)

Eine Abschätzung der vertikalen Plattenverschiebung w kann dabei auf verschiedene Weisen erfolgen (z. B. numerisch oder analytisch). Im Rahmen der Arbeit wird die Auslegung des Rückspannsystems konservativ im reinen Zustand II mit Hilfe der Modelle von MARKUS [106] durchgeführt. Die maximal erwartete Verschiebung für die untersuchten Plattenkonfigurationen ergibt sich so zu $w_{\max} \approx 30$ mm. Sie ist am äußeren Plattenrand maximal nach unten gerichtet. Abbildung 4.12a stellt korrespondierend dazu die zur Verfügung stehenden maximalen vertikalen Verschiebungsfreiräume mit zwei und drei Rückspannebenen am Großwiderlagerelement (Abbildung 4.26) dar. Die Abmessungen der Aussparungen am Lager betragen $h \times b = 250 \times 46$ mm. In beiden Fällen wird ein Montagespiel von $a_M = 10$ mm zur Oberkante belassen. Dieses ist u. a. für den Einbau und die Verlegung der DMS-Kabel notwendig. Bei zwei Rückspannebenen verbleibt ein vertikaler Verschiebungsweg von $w_{\max} = 134$ mm zur unteren Kante der Aussparung. Bei drei Ebenen beträgt dieser nur noch $w_{\max} = 49$ mm, was für die geplanten Großversuche noch ausreichend ist.

Auch der horizontale Verschiebungsweg u der Platte ist beim Entwurf der Rückspannkonstruktion zu berücksichtigen. Verglichen mit den vertikalen Verschiebungen w ist er jedoch bedeutend kleiner. Durch den planmäßigen Ausschluss von Bewehrungsfließen werden die maximalen horizontalen Dehnungen am gezogenen Plattenrand (oben) zu ca. 2 ‰ geschätzt. Hieraus ergibt sich für einen Plattenradius von $r_s = 2,45$ m (Tabelle 3.2, $h = 65$ cm) eine maximale Radialverformung von $u_{\max} = 5$ mm (Dehnung integriert über die Länge). Der Verschiebungsweg nimmt von der Plattenmitte nach außen hin zu, tritt also maximal nur in Bereichen geringer Biegewirkung auf. Da die Verschiebung einseitig gerichtet ist, werden die Gewindestangen beim Einbau leicht zur Plattenmitte versetzt. Dies erlaubt bei einer Aussparungsbreite von $b = 46$ mm einen zulässigen Verschiebungsweg von $u_{\max} = 11$ mm. Er ist unabhängig von der Anzahl der Gewindestangen. Abbildung 4.12b stellt die Zusammenhänge dar.

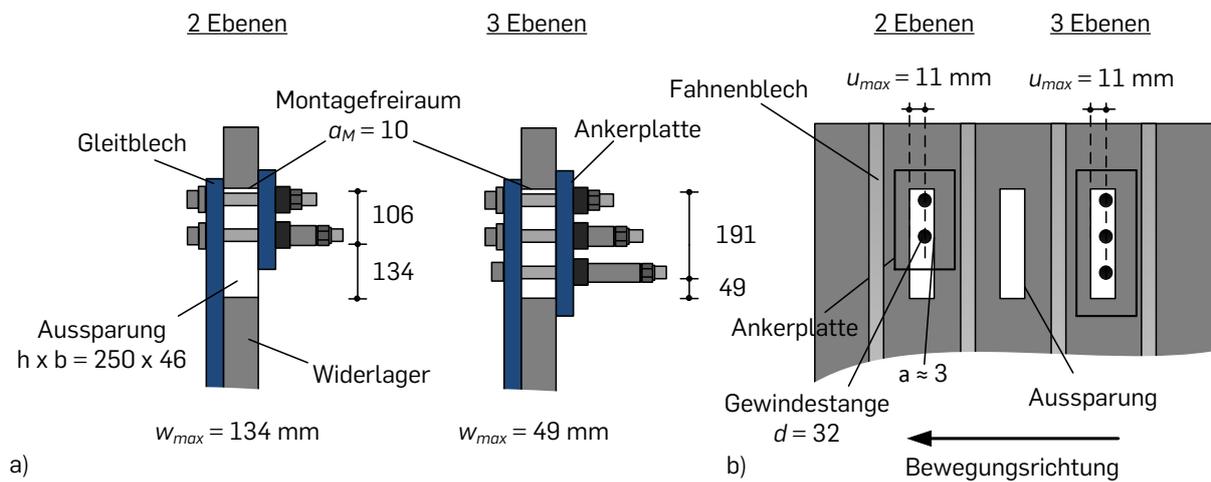


Abbildung 4.12: Verschiebefreiraum im Durchstanzversuch bei zwei und drei Rückspannebenen für a) vertikale und b) horizontale Verschiebungen (Maße in mm)

4.2.3 Gleitebenen

Die Hochskalierung der Anschlusskonstruktion führt unweigerlich zu vergrößerten Gleitebenen. Mit dem Ziel, die Symmetrierandbedingungen (Tabelle 3.1) auch für großformatige Probekörper zu erfüllen, werden bei ihrer technischen Umsetzung die folgenden Grundsätze verfolgt:

- Verformungsminimierung durch dünne PTFE-Streifen ($t_1 = 0,5 \text{ mm}$).
- Begrenzung der maximal zulässigen Pressung ($\sigma_{max} = 60 \text{ MPa}$).
- Vorhalten eines ausreichenden Abstands zwischen PTFE und den Aussparungen am Widerlager.

Abbildung 4.13 zeigt den Entwurf der Gleitebenen für verschiedene Probekörpergrößen. Dargestellt wird jeweils die Rückseite des Gleitblechs (links) sowie die dazugehörige Ankerplatte (rechts). Die Ausbildung der Gleitebene am Gleitblech hängt dabei in erster Linie von der Probekörperhöhe h ab. Für eine verformungsarme Übertragung von Druckkräften ist sie nahezu vollflächig über die Querschnittshöhe angeordnet. Lediglich der Bereich um die Rückspannstangen wird ausgespart, damit das PTFE auch bei großen Verschiebungswegen nicht in die Aussparungen am Widerlager gerät und hierdurch ungewollt den Reibungskoeffizienten erhöht. Die PTFE-Streifendicke von $t_1 = 0,5 \text{ mm}$ wird unabhängig von der Plattendicken konstant gehalten.

Tabelle 4.6: Zusammenfassung des Gleitebenenentwurfs der Ankerplatten

Rückspannebenen [n]	Rückspannkraft [kN]	Anzahl PTFE-Streifen [n]	Abmessung [mm]	Pressung [MPa]
2	664	2	200 x 28	59,3
3	996	2	300 x 28	59,3

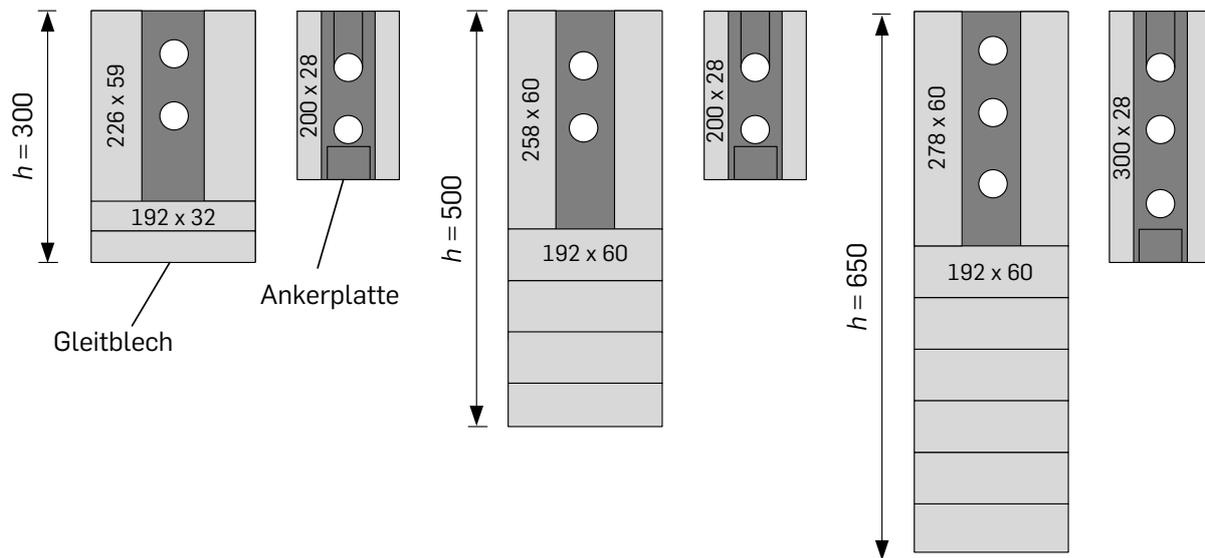


Abbildung 4.13: Ausbildung der Gleitebenen für verschiedene Probekörpergrößen (Maße in mm)

Zur Sicherstellung der Formstabilität des PTFEs wird die bewährte Kammerstruktur mit steigender Plattendicke erweitert (Abschnitt 3.2). Hierbei wird die absolute Kammergröße nur unwesentlich verändert. Bei dem Entwurf wird zudem darauf geachtet, dass je Probekörper möglichst wenig unterschiedliche Kammergrößen vorhanden sind. Dies ist sowohl bei der Herstellung der PTFE- und Klebestreifen, als auch bei deren späteren Montage vorteilhaft.

Im Gegensatz zum Gleitblech ist die Gleitebene an der rückseitigen Ankerplatte nur indirekt abhängig von der Probekörpergröße. Ihre Fläche wird vielmehr durch die Rückspankräfte $P_{0,R}$ und die damit verbundene Pressung bestimmt. Um Schäden an den Gleitebenen zu vermeiden wird der Grenzwert nach [24; 163] mit $\sigma_{\max} = 60$ MPa festgelegt. Bei der technischen Umsetzung der Gleitebenen kann die Breite der PTFE-Streifen infolge der kammartigen Lagerstruktur (Abbildung 4.26) in Kombination mit der Vorhaltung von Verschiebungsfreiräumen nicht vergrößert werden, sodass zur Einhaltung des Grenzwerts ausschließlich die Streifenhöhe angepasst wird. Tabelle 4.6 fasst den finalen Entwurf der Gleitebenen der Ankerplatte für zwei und drei Rückspannebenen zusammen. Die Rückspankräfte entsprechen den Zielwerten aus Abbildung 4.10.

Tabelle 4.7: Übersicht der wesentlichen Parameter der Versuchsreihe VPh-IVa

Versuch	h [m]	d [m]	A_{s1} [cm ²]	\varnothing_s [mm]	Bew. Anschluss [-]	a_{sw} [cm ² /m]
VBV-IVa-A	0,70	0,62	12,57	4Ø20	-	10,48
HBV-IVa-A1	0,70	0,62	12,57	4Ø20	M24 x 3,0	10,48
HBV-IVa-A2	0,70	0,62	12,57	4Ø20	M22 x 1,5	10,48

h : Balkenhöhe; d : statische Nutzhöhe; A_{s1} : Querschnittsfläche der Biegezugbewehrung; \varnothing_s : Durchmesser der Biegezugbewehrung; a_{sw} : Querschnittsfläche der Schubbewehrung

4.2 Hochskalierung der Anschlusskonstruktion

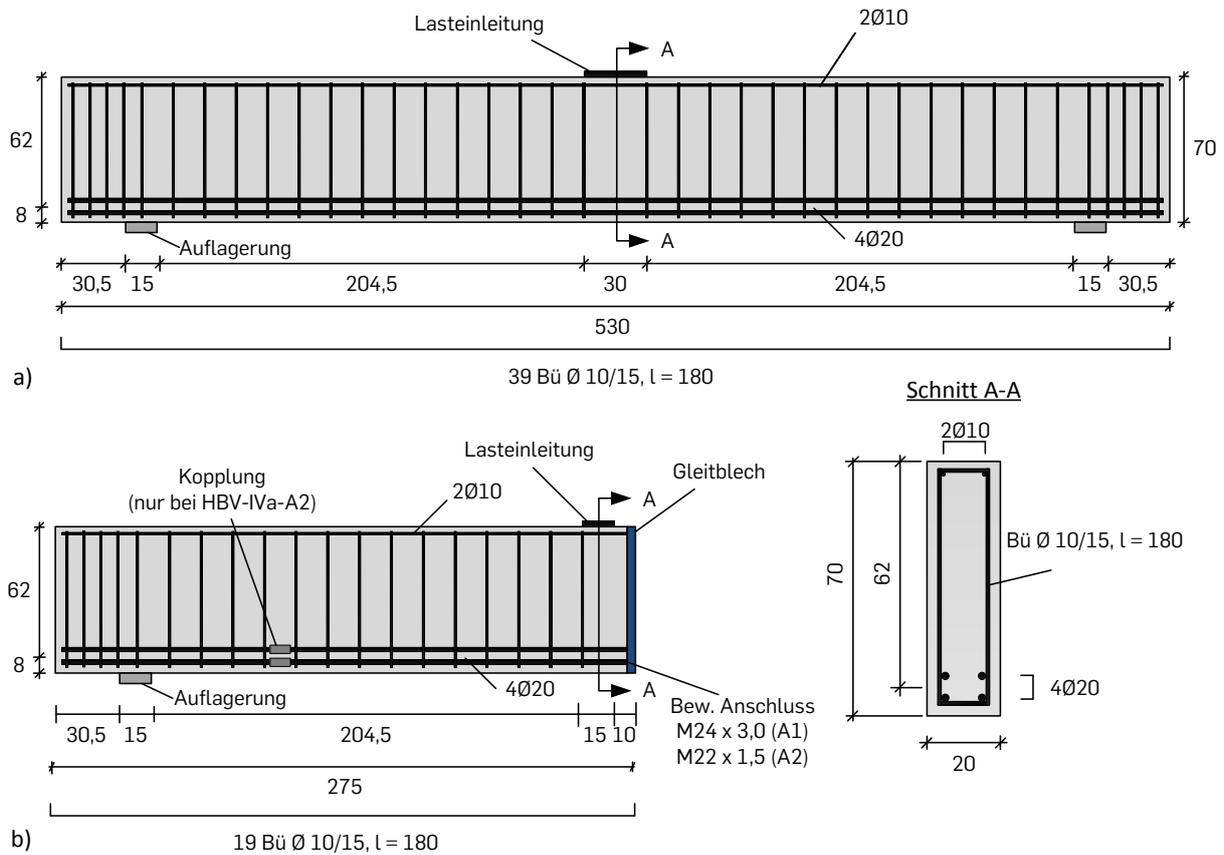


Abbildung 4.14: Geometrie und Bewehrung der Verifikationsversuche a) Referenzvollbalken VBV-IVa-A und b) Halbbalken HBV-IVa-A1 und A2 (Maße in cm)

4.2.4 Verifikation

Die Verifikation der wesentlichen Eigenschaften der hochskalierten Anschlusskonstruktion ist bei der Entwicklung des Experimentalkonzepts von essentieller Bedeutung, da planmäßig keine Referenzversuche an ganzen Stahlbetonplatten möglich sind. Im Rahmen der Arbeit wurde deshalb eine Versuchsserie (VPh-IVa) an drei großformatigen Balkenversuchen durchgeführt. Analog zu Abschnitt 4.1 lässt ihr Vergleich eine Aussage über die Funktionalität der Anschlusskonstruktion zu. Geprüft wurden zwei Halbbalken (HBV-IVa-A1 und A2) sowie ein Referenzvollbalken (VBV-IVa-A). Konservativ sind die Versuchskörper mit einer Bau-teilhöhe von $h = 70$ cm und einer statischen Nutzhöhe von $d = 62$ cm konstruiert. Abbildung 4.14 zeigt die Geometrie beider Probekörpertypen. Tabelle 4.7 fasst die Bezeichnungen und die maßgebenden Parameter der Versuchsserie zusammen.

Tabelle 4.8: Materialparameter und Längsbewehrungsgrad der Versuchsserie VPh-IVa

Versuch	Beton		Biegezugbewehrung		
	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	E_{cm} [MPa]	f_{ym} [MPa]	ρ_l [%]	E_{sm} [MPa]
VBV-IVa -A	26,6		582	1,02	199.412
HBV-IVa-A1	25,8	22.887	550	1,02	201.373
HBV-IVa-A2	26,2		553	1,02	202.108

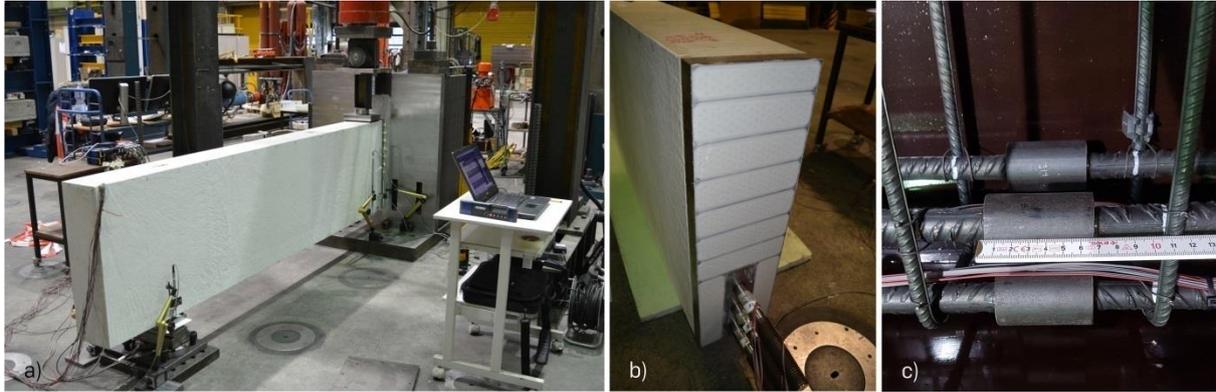


Abbildung 4.15: Verifikationsversuche mit hochskalierter Anschlusskonstruktion a) Versuchsaufbau der Halbbalkenversuche, b) Anschlusskonstruktion mit Gleitebene und drei Rückspannebenen und c) Bewehrungskopplung im Bauteil für Feingewindeanschluss (HBV-IVa-A2)

Bewehrung und Material

Die Bewehrungsanordnung beider Probekörpertypen ist in Abbildung 4.14 dargestellt. Die Biegezugbewehrung besteht jeweils aus $4\text{Ø}20$ ($A_{s1} = 12,57 \text{ cm}^2$). HBV-IVa-A1 und A2 unterscheiden sich dabei ausschließlich durch den Bewehrungsanschluss. Entsprechend Abschnitt 4.2.1 enthält HBV-IVa-A1 kommerziell gefertigte Anschlussstäbe mit Regelgewinde (M24 x 3,0), wohingegen HBV-IVa-A2 aus insgesamt 8 Stäben ($l_i < 2 \text{ m}$) mit nachträglich eingebrachten Feingewinden (M22 x 1,5) zusammengesetzt wird. Letztere müssen infolge des Herstellprozesses innerhalb des Bauteils gekoppelt werden (Abbildung 4.15c). Weiterhin sind alle Balken bügelbewehrt ($a_{sw} = 10,48 \text{ cm}^2/\text{m}$), um ein Schubversagen zu vermeiden und so die obere Belastungsgrenze im Durchstanzversuch abzubilden.

In Tabelle 4.8 sind die maßgebenden Materialparameter der Versuche zusammengefasst. Alle Versuchskörper wurden zeitgleich aus derselben Betoncharge hergestellt. Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ wurde jeweils am Anfang und Ende des Prüfzeitraums anhand von drei Zylinderproben gemessen und entsprechend des Versuchstags interpoliert. Die Betonrezeptur und die Dokumentation der Lieferung sind in Anhang A enthalten. Für den Vollbalken wurde handelsüblicher Betonstahl ($\text{Ø}20$) der Duktilitätsklasse B500 B eingesetzt. Die Halbbalken wurden aus Anschlussstäben (PH-A 20, [122]) konstruiert, sie entstammen derselben Charge.

Versuchsaufbauten und -durchführung

Alle Versuchskörper wurden als Drei-Punkt-Biegeversuch analog zu Abschnitt 4.1 und [163] geprüft. Die Montage- und Rückspannprozedur sowie der Prüfablauf werden daher an dieser Stelle nicht wiederholt. Die Lasteinleitungs- und Auflagerungspunkte sind in Abbildung 4.14 eingezeichnet. In allen drei Versuchen erfolgte die Lastaufbringung weggeregelt mit einer konstanten Geschwindigkeit von $v = 0,5 \text{ mm}/\text{min}$ bis zum Erreichen einer Durchbiegung von mindestens $w = 25 \text{ mm}$ in Kombination mit ausgeprägtem Bewehrungsfließen. Als Symmetriemoment für die Halbbalkenversuche diente ein Element des Großversuchsstands aus Abschnitt 4.3 (Lagertyp 1, Abbildung 4.26). Zur Aufnahme des Symmetriemoments wird es im vorderen Bereich mittels zwei Gewindestangen mit dem Hallenboden verspannt. Alle relevanten

Informationen zu den Versuchsaufbauten und der Anordnung der Messtechnik sind für den Referenzversuch und die Halbbalkenversuche in Anhang B zusammengefasst. Abbildung 4.15a zeigt zudem beispielhaft den Aufbau des Halbbalkenversuchs HBV-IVa-A1.

Last-Verformungsverhalten

In Abbildung 4.16a sind die gemessenen Last-Verformungskurven der Verifikationsversuche gegenübergestellt. Der Tragwiderstand des Vollbalkens (grün) wird sehr gut von beiden Halbbalken (blau und rot) abgebildet. Hingegen sind die Durchbiegungen w der beiden symmetrisch reduzierten Versuchskörper erhöht. Dieses Verhalten ist bereits aus kleinformatigen Balkenversuchen bekannt [21] und entsteht hauptsächlich durch die Weichheit des Symmetrielagers sowie der leicht unterschiedlichen Systemlängen ($l_{\text{sym}} = 10 \text{ cm}$).

Abbildung 4.17 verdeutlicht beide Einflüsse anhand der idealisierten statischen Systeme für Voll- und Halbbalken. Die Wahl der leicht unterschiedlichen Systemlängen ist in erster Linie durch die technische Umsetzung der Symmetriereduktion begründet, bei der die Vergleichbarkeit der Prüflast bzw. Momentenbeanspruchung im Vordergrund steht. Sie ist in [163] näher erläutert und wird in dieser Arbeit beibehalten. Die Lagerweichheit resultiert hingegen aus der technischen Umsetzung der Symmetrielager und ist unvermeidbar. Im statisch bestimmten System führt sie zu keinen Lastumlagerungen.

Eine Bewertung beider Effekte erfolgt in Abbildung 4.16b. Hierzu wird für die Halbbalken eine modifizierte Durchbiegung w_{mod} nach Gleichung 4.7 berechnet und der Durchbiegung w des Vollbalkens gegenübergestellt. Der Unterschied zwischen den statischen Systemen wird durch den Modifikationsfaktor α_{mod} nach Gleichung 4.8 korrigiert. α_{mod} ist dabei der Quotient aus der Durchbiegung eines Vollbalkens ($w_{\text{calc,VBV}}$) und eines Halbbalkens ($w_{\text{calc,HBV}}$), welcher durch eine linear-elastische Berechnung ermittelt wird. Durch die Modifikation der Durchbiegung weisen Voll- und Halbbalken in Abbildung 4.16b ein vergleichbares Verformungsverhalten auf und belegen so die gute Funktionalität der Anschlusskonstruktion. Bestätigt wird dies auch durch den Vergleich der nachgezeichneten Rissbilder, welche im Anhang C enthalten sind.

$$w_{\text{mod}} = \alpha_{\text{mod}} \cdot w \quad (4.7)$$

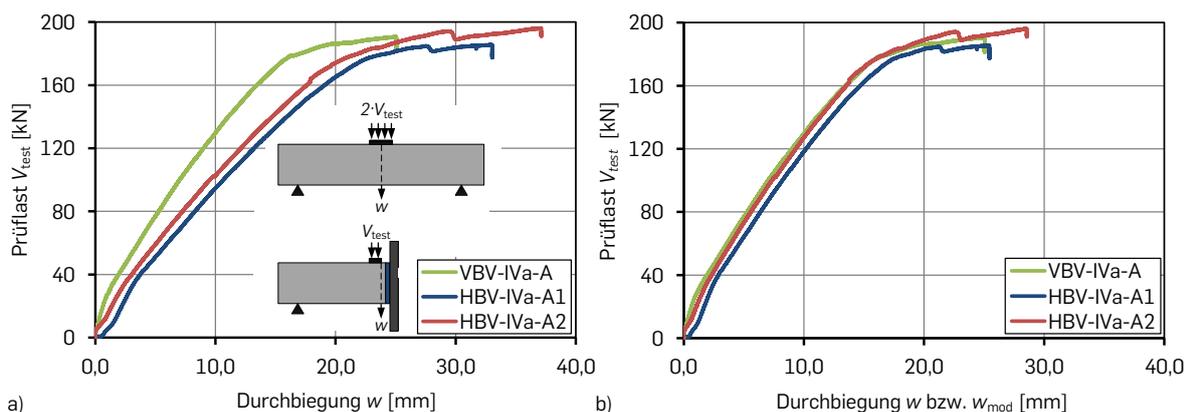


Abbildung 4.16: Gegenüberstellung des Last-Verformungsverhaltens der Verifikationsversuche a) gemessenes Verhalten im Versuch und b) Verformung, korrigiert um Systemeinflüsse

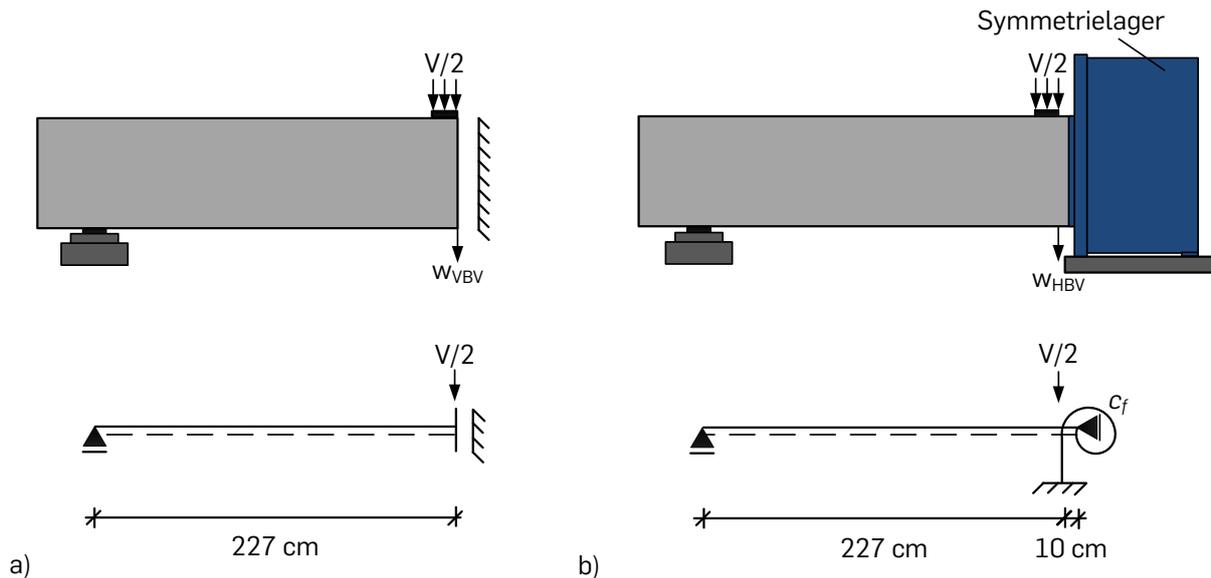


Abbildung 4.17: Idealisierte statische Systeme für hochskalierten a) Vollbalken und b) Halbbalken

$$\alpha_{\text{mod}} = \frac{w_{\text{calc,VBV}}}{w_{\text{calc,HBV}}} = 0,78 \quad (4.8)$$

Für die Berechnung von $w_{\text{calc,HBV}}$ wird die Lagersteifigkeit mit $c_f = 500.000 \text{ kNm/rad}$ angesetzt. Sie wurde in separaten Vorversuchen mit einem an den Lagern verspannten Kragarm ermittelt. Der vergleichsweise große Steifigkeitsunterschied zu Abschnitt 4.3 ist damit zu erklären, dass die Fundamentplatte des Symmetrielagers ($t_i = 10 \text{ cm}$) in den Versuchen nicht vergossen war, sodass sie durch die Beschaffenheit des Spannungsfelds (Abschnitt 3.3) nicht vollflächig auflag und sich infolge der Last vergleichsweise stark verformte.

Bewertung des mehrlagigen Bewehrungsanschlusses

Zur Bewertung des mehrlagigen Bewehrungsanschlusses vergleicht Abbildung 4.18 die Dehnungsverteilung des Betonstahls der drei Versuchskörper über die Querschnittshöhe h für verschiedene Laststufen (blau = 50 kN, rot = 100 kN und grün = 150 kN). Die Messstellen befinden sich sowohl an der unteren Biegezugbewehrung (DMS 3 und 10), als auch an der oberen konstruktiven Bewehrung (DMS 16) im Abstand von $a = 15 \text{ cm}$ zur Symmetrieebene. Die genaue Lage der DMS im Balken kann den Messtechnikplänen im Anhang B entnommen werden.

Abbildung 4.18 zeigt, dass der Halbbalken mit Feingewinde (HBV-IVa-A2, Dreiecke) die Dehnungsentwicklung des Vollbalkens (VBV-IVa-A, Rechteck) etwas besser approximiert. Global betrachtet führen jedoch beide Varianten zu sehr guten Näherungen und können als geeignet angesehen werden. Für großformatige Durchstanzversuche bietet sich deshalb der Einsatz von Regelgewinden (HBV-IVa-A1, Kreis) an. Erstens stellen sie die deutlich kosten- und aufwandsreduziertere Variante dar, was bei Großversuchen zunehmend relevant wird, und zweitens würde der Kopplungsbereich (Abbildung 4.15c) der Stäbe mit Feingewinden teilweise im durchstanzrelevanten Bereich liegen und diesen ggf. unzulässig verstärken.

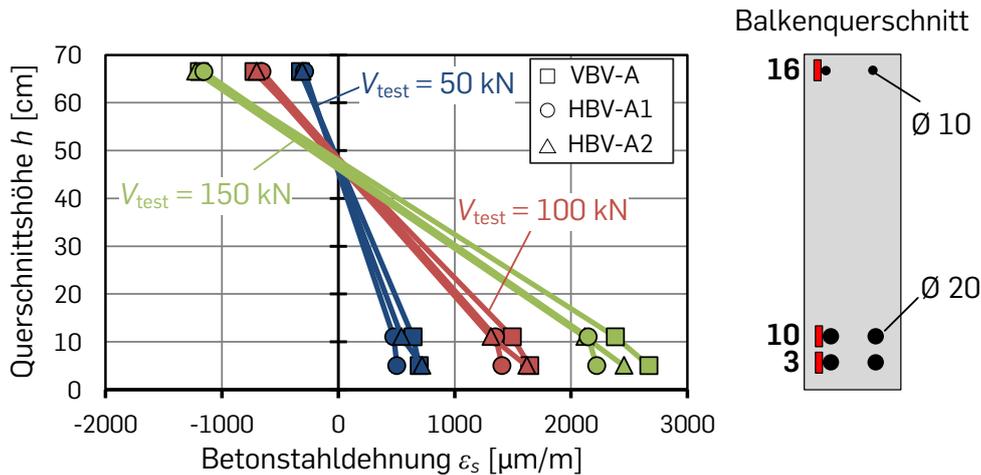


Abbildung 4.18: Vergleich der Dehnungsebenen zwischen Vollbalken und Halbbalken zu verschiedenen Laststufen (Versuchsreihe VPh-IVa)

Bewertung der Gleitebenen

Für die Bewertung der Reibungseigenschaften der Anschlusskonstruktion stellt Abbildung 4.19a die gemessenen Reibungskräfte F_μ über die Prüflast V_{test} im Versuch HBV-IVa-A1 dar. F_μ wird hierfür nach Gleichung 4.9 aus der Differenz zwischen der aufgetragenen Prüflast V_{test} und der gemessenen Auflagerlast V_A berechnet, welche durch das reibungswirksame Eigengewicht des Probekörpers $\Delta G_{(t=0)}$ zum Zeitpunkt des Versuchsstarts bereinigt ist (Gl. 4.10). Erwartungsgemäß verbleibt F_μ nach dem Übergang von Haft- zu Gleitreibung und einem damit verbundenen Kraftabfall über den kompletten Versuchsverlauf nahezu konstant bei 4 kN. Dies entspricht bei einer Rückspannkraft von $P_{0,R,\text{ges}} \approx 1 \text{ MN}$ einem Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,4 \%$.

Abbildung 4.19b ordnet den Reibungskoeffizienten μ der hochskalierten Anschlusskonstruktion (grün) im Vergleich zu den bisherigen kleinformatischen Reibungsversuchen (rot) aus [24; 163] ein. Hierzu wird μ nach Gleichung 3.1 immer gleich über den Gleitweg im Versuch dargestellt. Die senkrecht zur Kontaktfläche wirkende Vorspannkraft ist dabei aus den gemessenen Dehnungswerten der Gewindestangen berechnet. Die Gegenüberstellung bestätigt, dass der Reibungskoeffizient μ der hochskalierten Gleitkonstruktion gleichwertig zu der kleinformatischen Anschlusskonstruktion ist.

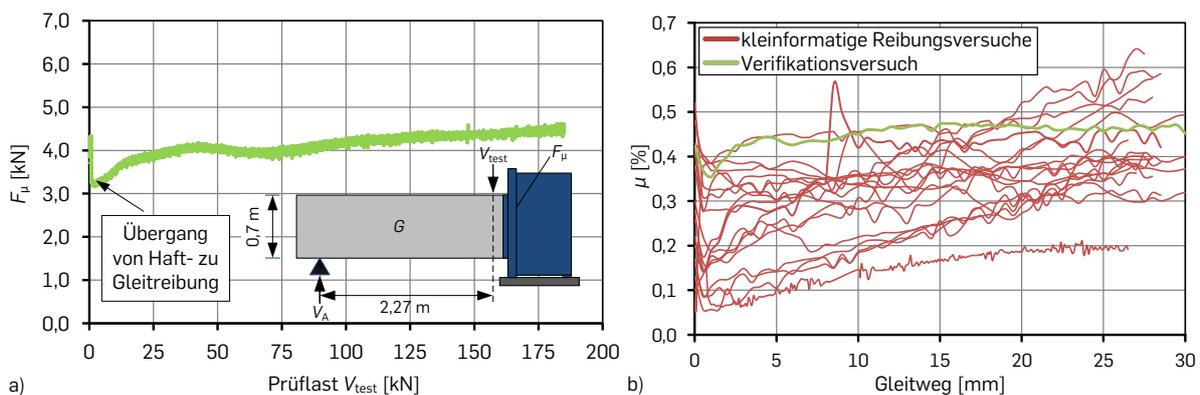


Abbildung 4.19: Gemessene Reibungseigenschaften der hochskalierten Gleitebene a) Reibungskraft F_μ im Verifikationsversuch HBV-IVa-A1 und b) Reibungskoeffizient μ im Vergleich zu kleinformatischen Reibungsversuchen aus [24; 163]

$$F_{\mu} = V_{\text{test}} - V_A + \Delta G_{(t=0)} \quad (4.9)$$

$$\Delta G_{(t=0)} = G - V_{A(t=0)} \quad (4.10)$$

Bewertung des Rückspannsystems

Das erweiterte Rückspannsystem mit drei Rückspannebenen wird anhand seiner Dehnungsentwicklung im Versuch bewertet. Abbildung 4.20 stellt dafür die Dehnungsverläufe für beide Halbbalken HBV-IVa-A1 (a) und HBV-IVa-A2 (b) je Gewindestange (oben = blau, mittig = rot, unten = grün) in Abhängigkeit der Versuchsdauer t dar. Die Dehnungen wurden mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) jeweils auf der Ober- und Unterseite der Gewindestangen gemessen.

Die Auswertung in Abbildung 4.20 verdeutlicht, dass die Dehnung sowohl bei der oberen, als auch bei der mittleren Gewindestange nahezu konstant ist. Dies ist ein Beleg für eine ausreichend hohe Rückspannkraft. Ein anderes Verhalten zeigt jedoch die untere Gewindestange. In beiden Halbbalkenversuchen nimmt ihre Dehnung um $\Delta \epsilon \approx 350 \mu\text{m}$ zu. Die ungewollte Dehnungszunahme kann aus zwei unterschiedlichen Effekten resultieren. Entweder überschreitet die Zugkraft der Biegezugbewehrung F_s in der unteren Lage die Vorspannkraft $P_{0,R}$ der Gewindestangen. Hierbei findet trotz eines steifen Gleitblechs keine ausreichende Lastumlagerung auf die zwei darüber liegenden Stangen statt. Oder die Vorder- und Rückseite der Lagerfrontplatte verlaufen nicht planparallel zueinander, sodass sie wie ein Keil wirkt und mit zunehmender Balkendurchbiegung w die Dehnung der Gewindestangen erhöht. Letztes ist unabhängig von der Zugkraft der Biegezugbewehrung und führt zu keinen ungewollten Zusatzverformungen bzw. Klaffungen zwischen Versuchskörper und -stand.

Abbildung 4.21 analysiert beide genannten Effekte. Dazu vergleicht Abbildung 4.21a zunächst die Dehnungsentwicklungen der unteren Gewindestangen beider Halbbalken in Abhängigkeit der Balkendurchbiegung w , wohingegen Abbildung 4.21b die gemessenen Kräfte in der Biegezugbewehrung und den Gewindestangen beispielhaft für Versuch HBV-IIV-A1 zum Zeitpunkt der Dehnungszunahme (Abbildung 4.20a, $t = 3000 \text{ s}$) gegenüberstellt.

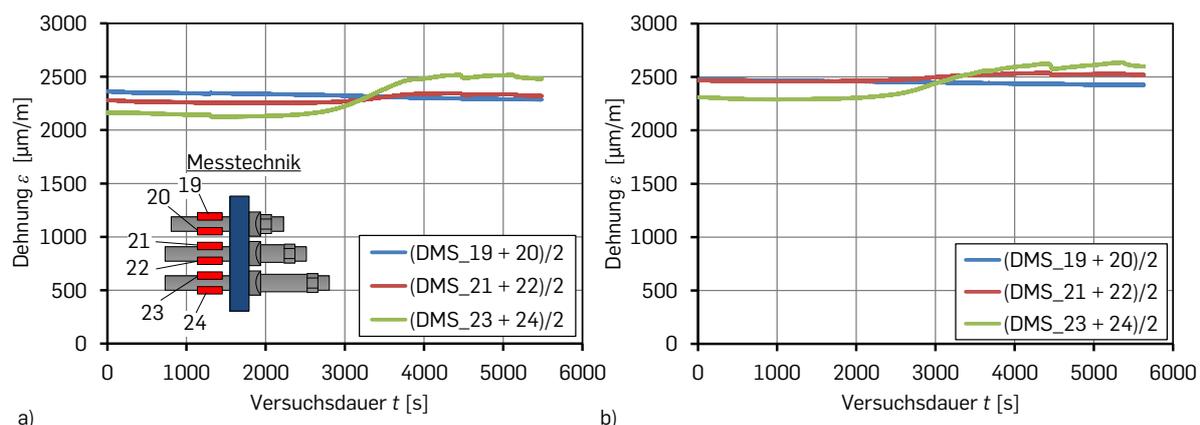


Abbildung 4.20: Dehnungsentwicklung der Gewindestangen über die Versuchsdauer für Halbbalken a) HBV-IVa-A1 und b) HBV-IVa-A2

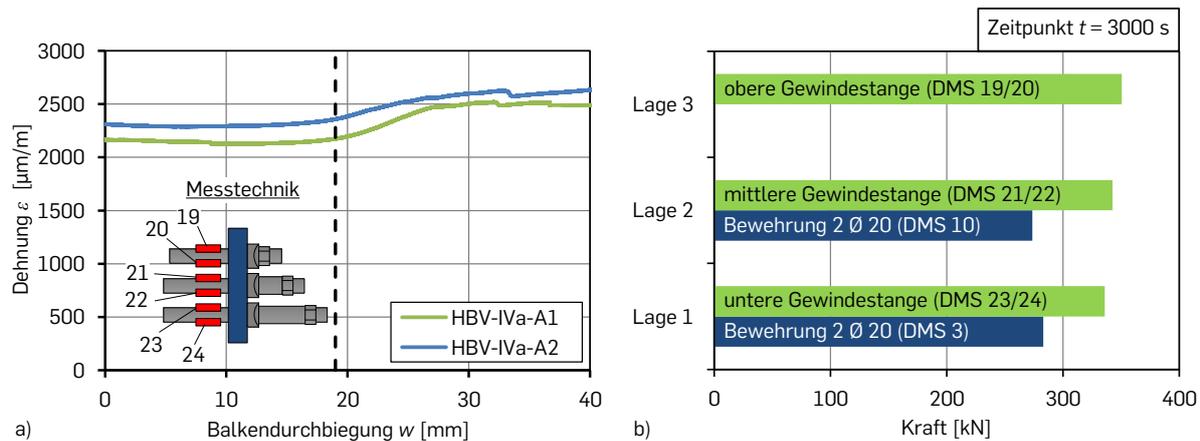


Abbildung 4.21: Analyse der ungewollten Dehnungszunahme an der unteren Gewindestange a) Dehnungsentwicklung in Abhängigkeit der Balkendurchbiegung w und b) Gegenüberstellung der gemessenen Rückspankräfte mit den Zugkräften resultierend aus der Biegezugbewehrung für Versuch HBV-IVa-A1 ($E_s = 200.000$ MPa, vgl. Tabelle 4.8)

Aus Abbildung 4.21 wird deutlich, dass die Keilwirkung der Lager die wahrscheinliche Ursache für die Dehnungszunahme ist. So steigt die Dehnung in beiden Halbbalkenversuchen nahezu gleichzeitig ab einer Durchbiegung von etwa $w \approx 19$ mm an. Im Gegensatz dazu zeigt die Gegenüberstellung der Kräfte in der Biegezugbewehrung und den Gewindestangen, dass die Rückspannung sowohl absolut, als auch je Lage nicht überschritten wird. Letzteres wurde auch für Versuch HBV-IIIV-A2 untersucht und trifft gleichermaßen zu.

Fazit

Schlussfolgernd lässt sich aus den Verifikationsversuchen an Balken festhalten, dass die hochskalierte Anschlusskonstruktion alle wesentlichen Anforderungen resultierend aus großformatigen Durchstanzversuchen erfüllt. Einzig sollte bei der Herstellung des Großversuchsstands darauf geachtet werden, dass die Vorder- und Rückseite der Lagerfrontplatte möglichst planparallel verlaufen. Gleichzeitig belegen die Ergebnisse jedoch auch, dass die Anschlusskonstruktion ausreichend robust ist, sodass der Dehnungsanstieg im Rückspannsystem vernachlässigbare Auswirkungen auf den Versuchsverlauf und insbesondere die Reibungseigenschaften hat. Weitergehende Voruntersuchungen an der Anschlusskonstruktion oder den Lagern sind daher nicht erforderlich.

4.3 Großversuchsstand – theoretische Entwicklung am digitalen Prototypen

4.3.1 Entwicklungsziele

Die Realisierung des Experimentalkonzepts erfordert die Entwicklung und Herstellung eines Großversuchsstands. Im Folgenden wird dieser für den maximalen Anwendungsbereich nach Kapitel 3 ausgelegt. Dies entspricht einer Prüfkörperdicke von $h = 65$ cm, einem Plattenradius von $r_s \approx 2,5$ m und einem damit einhergehenden maximalen Plattenmoment von $m_t \approx 1500$ kNm/m. Verglichen mit der bestehenden technischen Umsetzung aus Abschnitt 3.2 bedeutet dies eine Verzehnfachung des Versuchskörpervolumens und eine Vervierfachung der Bean-

spruchungen. Der Großversuchsstand ist in Abbildung 4.22 dargestellt, seine Entwicklung erfolgte mittels Digital Prototyping [73].

4.3.2 Digital Prototyping

Das Digital Prototyping ist eine Methode der technischen Produktentwicklung und stammt ursprünglich aus dem Bereich des Maschinenbaus. Die Grundidee ist es, den zu entwickelnden Prototypen zunächst ausschließlich virtuell als 3D-Modell zu erzeugen und an ihm alle relevanten Eigenschaften, Funktionen und Arbeitsgänge zu untersuchen bzw. nachzuvollziehen. Möglichkeiten hierzu bieten beispielsweise Finite-Elemente Simulationen (FEM), numerische Methoden der Fluidodynamik (CFD) oder Einbau- und Montagesimulationen. Infolge der Untersuchungen am digitalen Prototypen verschieben sich die bei Entwicklungsprozessen zwangsläufig auftretenden Konstruktionsänderungen in frühe Projektphasen und werden bereits vor der Fertigung des physischen Modells erkannt und umgesetzt. Insbesondere durch die Kombination aus Komplexität, Sensitivität und hohen Herstellkosten ist das Vorgehen bei der Entwicklung des Großversuchsstands unumgänglich.

Abbildung 4.23 zeigt das grundlegende Vorgehen bei der Entwicklung des Großversuchsstands. Der digitale Prototyp wird durchgehend vom Konzeptdesign über das Entwurfsdesign und die Bemessung bis hin zur Bestellung und Herstellung der einzelnen Komponenten verwendet. Hierzu sind alle geometrischen Abmessungen und Materialdaten zentral in einer Datenbank hinterlegt. Der kontinuierliche Datenfluss zwischen allen Entwicklungsstufen ermöglicht es, den Innovationsprozess deutlich zu verkürzen und iterative Änderungen ganzheitlich zu betrachten.

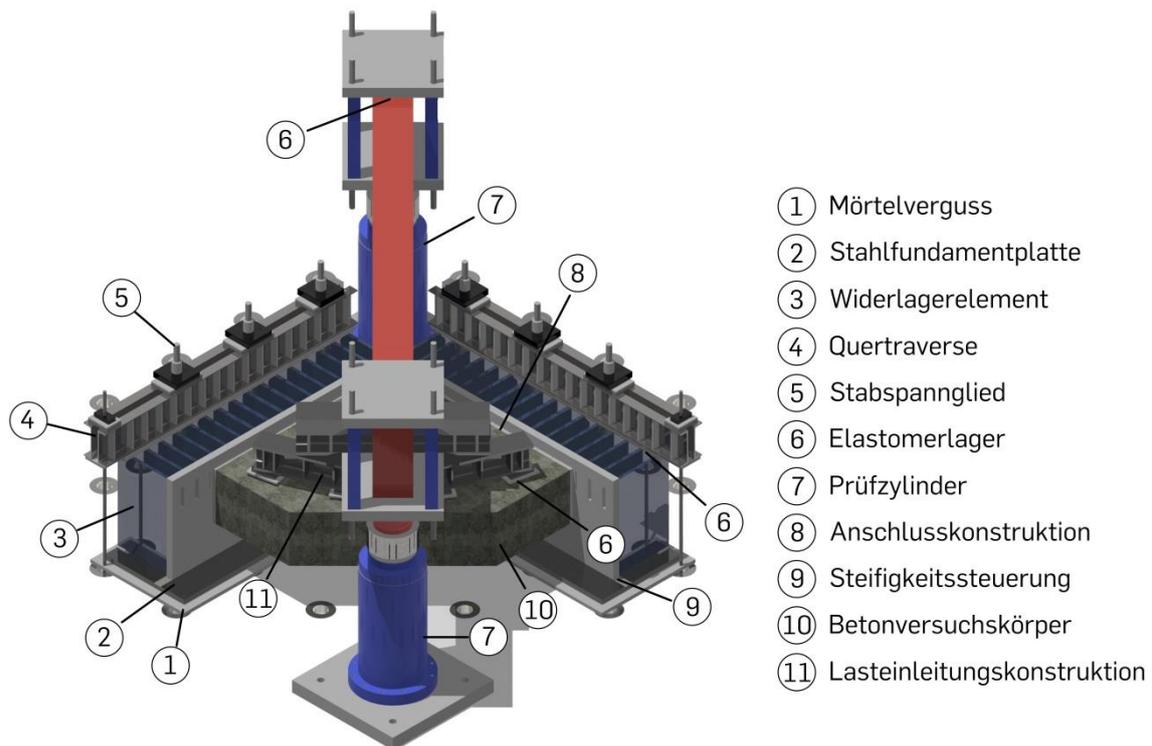


Abbildung 4.22: Visualisierung des entwickelten Großversuchsstands nebst Versuchskörper und Lastaufbringung

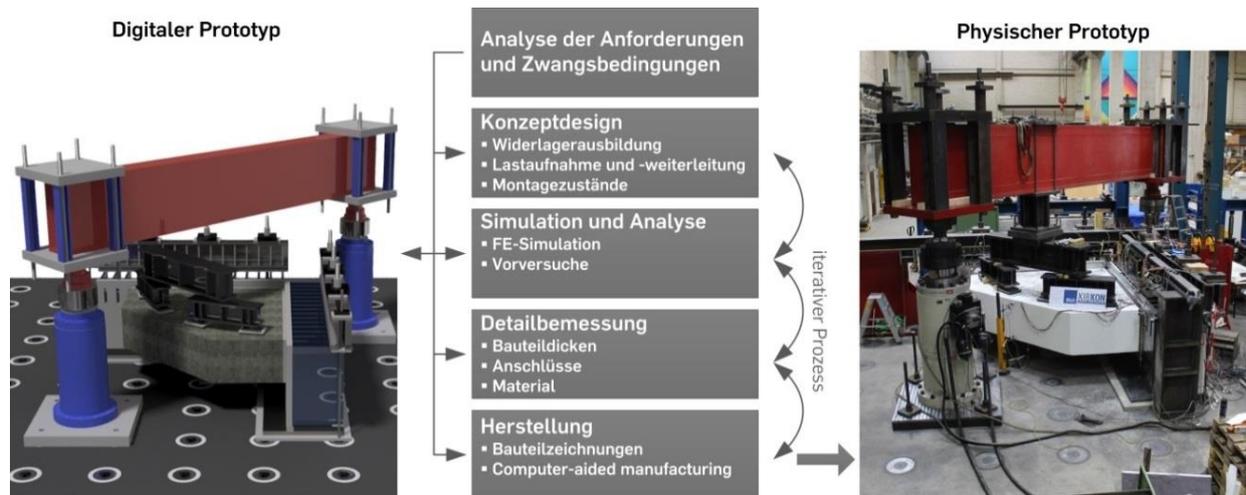


Abbildung 4.23: Entwicklungsprozess des Großversuchsstands am digitalen Prototyp

Der Aufbau des digitalen Prototyps erfolgte mittels Bottom-up-Methode [154]. Das bedeutet, dass zunächst jedes Bauelement einzeln abgebildet und anschließend über Unterbau- und Baugruppen zu einem komplexen Gesamtmodell zusammengeführt wird. Der finale digitale Prototyp des Versuchsaufbaus besteht aus mehr als 1.700 Einzelkomponenten, die mehrere Größenebenen (multi-level) umfassen (Abbildung 4.24). Das Modell beinhaltet:

- alle Komponenten des Großwiderlagers (z. B. Fundamentplatten, modulare Stahlelemente, Abspannkonstruktion, Steifigkeitssteuerung),
- alle Elemente der Versuchskörper (z. B. Anschlusskonstruktion, Bewehrungsanordnung, Lage der Transportanker, temporäre Betonierhilfen),
- alle Komponenten der Lastaufbringungskonstruktion (z. B. Prüfzylinder, Quertraverse, Montagehilfen),
- und sämtliche Bauzustände (z. B. Verguss der Fundamentplatten und Ausrichtung der Lager, Abspannvorgang, Schalung und Betonage der Versuchskörper, Aufbau der Lastaufbringung).

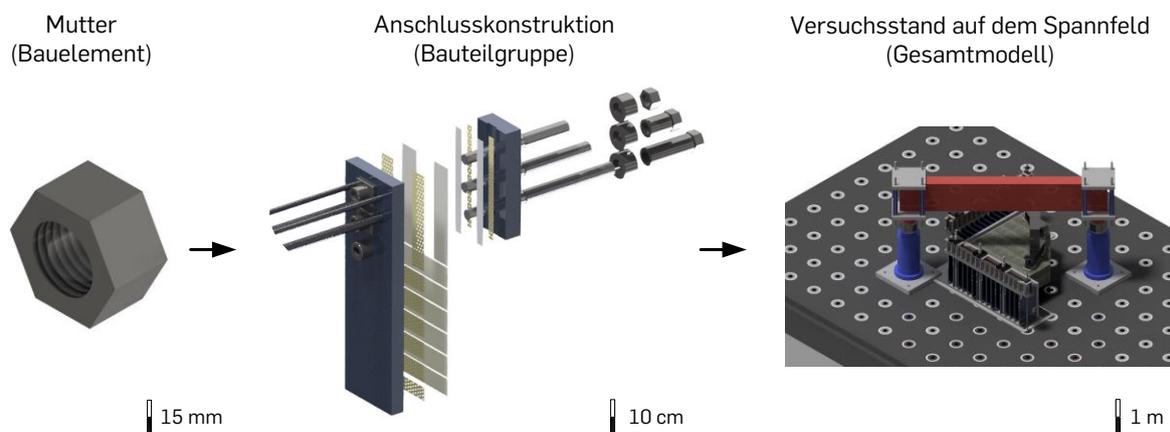


Abbildung 4.24: Schematische Darstellung des Modelliervorgangs mittels Bottom-up-Methode über mehrere Größenebenen

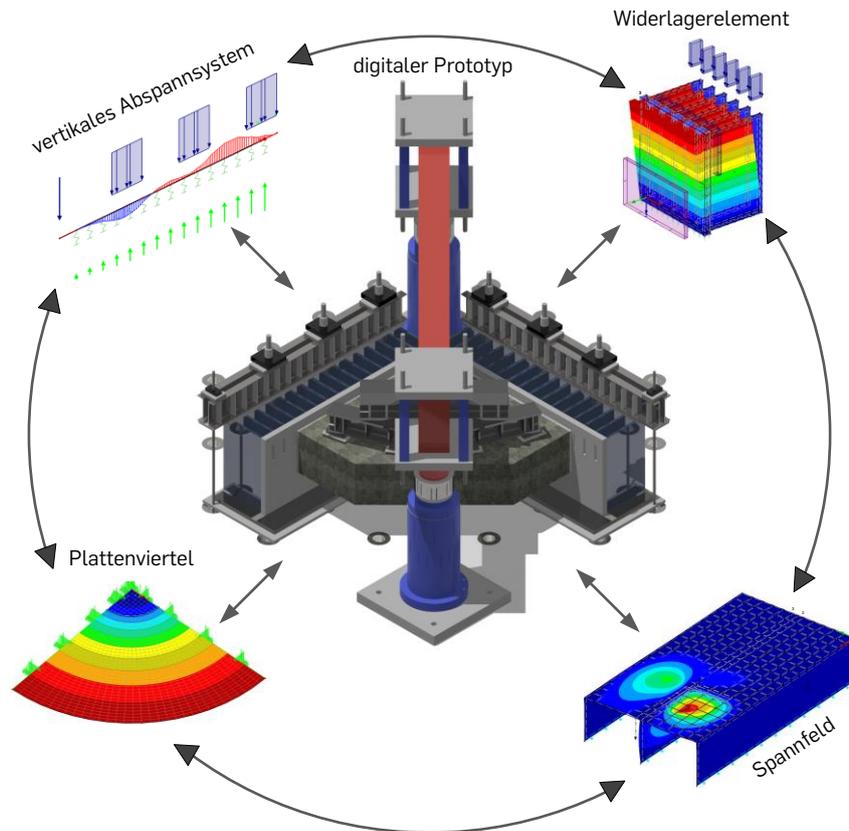


Abbildung 4.25: Schematische Darstellung des gekoppelten Entwicklungsprozesses mit idealisierten Teilsystemen am digitalen Prototyp

4.3.3 Komponentenentwicklung

Entsprechend der Methode des Digital Prototypings wurde die Komponentenentwicklung durch umfangreiche Voruntersuchungen begleitet. Die Untersuchungen werden dabei idealisiert an Teilsystemen vollzogen, welche sowohl untereinander als auch mit dem digitalen Prototyp selbst gekoppelt sind. Diese Kopplung erlaubt einerseits eine zielgerichtete Untersuchung wesentlicher Eigenschaften und andererseits liegt das Modell ständig in der aktuellsten Variante vor. Letzteres ist insbesondere für die Überprüfung der vielen geometrischen Abhängigkeiten (z. B. Abspannraster, Lasteinleitungspunkte und Ausrichtung auf dem Spannfeld) zwingend erforderlich.

Abbildung 4.25 zeigt schematisch den digitalen Entwicklungsprozess der Komponenten. Hauptsächlich vier von ihnen wurden untersucht. Es sind die modularen Widerlagerelemente, das vertikale Abspannsystem, das Spannfeld der Versuchshalle sowie das Plattenviertel selbst. An letzterem wurde der Einfluss aus begrenzter Widerlagersteifigkeit analysiert, um darauf aufbauend eine Steifigkeitssteuerung für die Widerlagerelemente entwickeln zu können. Die wichtigsten Aspekte der Komponentenentwicklung werden im Folgenden vorgestellt.

Tabelle 4.9: Flächenträgheitsmomente der verwendeten Lagertypen

Lager	n_{FB} [Stk./Lager]	t_{FB} [mm]	b [m]	I_{Front} [cm ⁴ /Lager]	I_{FB} [cm ⁴ /Lager]	I_{Lager} [cm ⁴ /Lager]	I_{Lager} [cm ⁴ /m]
Lagertyp 1	6	40	1,08	$0,58 \cdot 10^6$	$0,98 \cdot 10^6$	$1,56 \cdot 10^6$	$1,44 \cdot 10^6$
Lagertyp 2	4	50	0,92	$0,48 \cdot 10^6$	$0,82 \cdot 10^6$	$1,31 \cdot 10^6$	$1,42 \cdot 10^6$

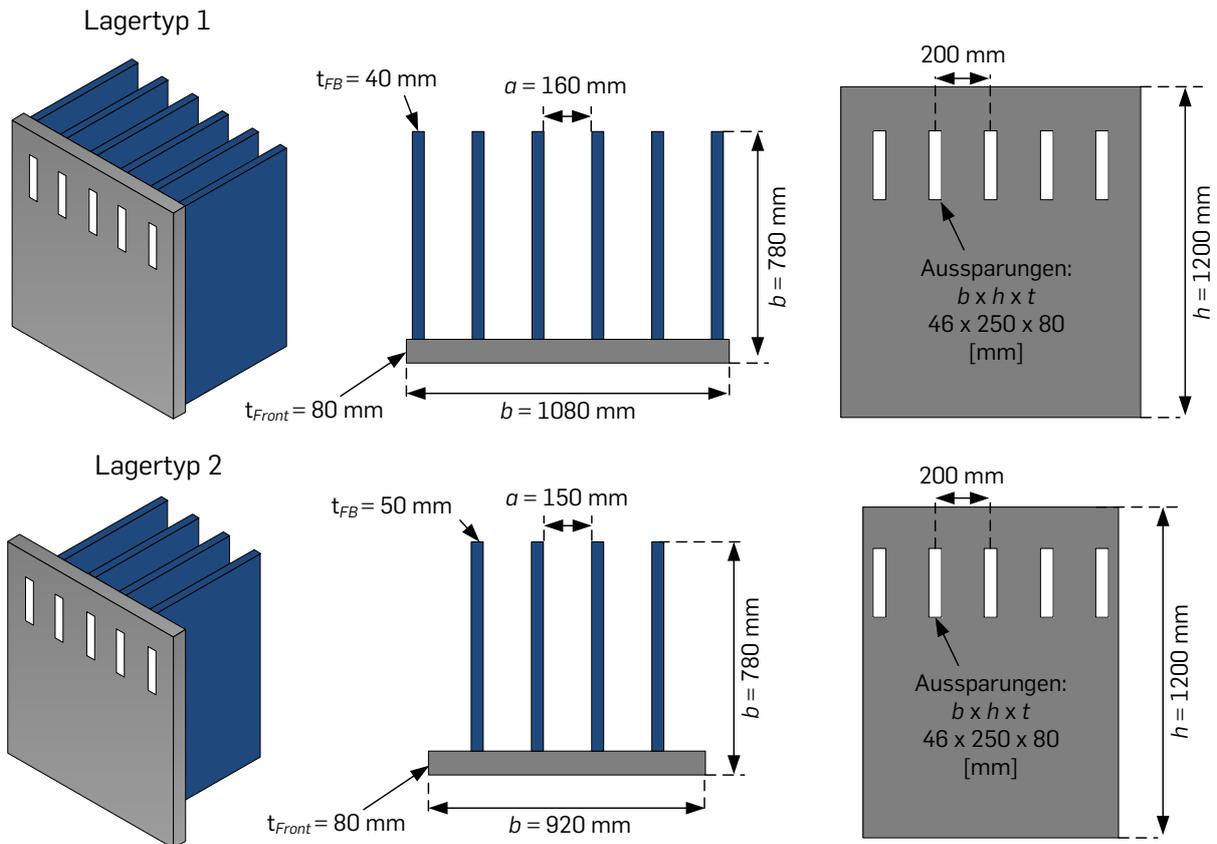


Abbildung 4.26: Geometrie der Widerlagerelemente für den Großversuchsstand

Widerlagerelemente

Die biegesteife Symmetrielageung des Großversuchsstands ist herstellungs- und transportbedingt (Abschnitt 4.3.4) modular aufgebaut und besteht aus zwei unterschiedlichen Widerlagertypen: zwei gleich ausgebildete Randlager sowie einem mittleren Passstück (Abbildung 4.27). Letzteres ist aus zwei Gründen abweichend konstruiert. Erstens konnte nur so unter Berücksichtigung aller Anforderungen das gleichmäßige Rückspannraster des Probekörperanschlusses ($a = 200$ mm) eingehalten und gleichzeitig das rückseitige Abspannraster ($a = 1.000$ mm) getroffen werden. Und zweitens wird das mittlere Passstück gezielt größer als benötigt entworfen, um den Materialverlust bei der Oberflächennachbearbeitung ausgleichen zu können. Dies stellt sicher, dass bei gleicher Gleitblechausbildung ($b = 200$ mm) keine Zwängungen infolge Biegeverformungen entlang der Symmetrieebene auftreten (Abbildung 3.9).

Abbildung 4.26 zeigt die Geometrie beider Lagervarianten im Vergleich. Sie besitzen die bewährte kammerartige Struktur mit einer massiven Frontplatte und sechs (Lagertyp 1) bzw. vier (Lagertyp 2) Fahnenblechen, welche orthogonal mit der Frontplatte verschweißt sind. Die gewählten Abmessungen sind in erster Linie ein Kompromiss aus den Anforderungen aus Abschnitt 3.2.

Ein zentrales Kriterium bei dem Entwurf der Lagervarianten ist ihre Steifigkeit. Sie beeinflusst den Lastabtrag im Versuch und wird für beide Lager je Längeneinheit identisch definiert. Tabelle 4.9 präsentiert dazu die Flächenträgheitsmomente I_{Lager} der Lagertypen. Ihre

Konstruktion unterscheidet sich sowohl in der Breite b als auch in der Anzahl der angeschweißten Fahnenbleche n_{FB} . Um das Verformungsverhalten anzunähern wird die Dicke der Fahnenbleche t_{FB} variiert. Sie beträgt für Lagertyp 1 $t_{\text{FB}} = 40$ mm und für Lagertyp 2 $t_{\text{FB}} = 50$ mm.

Lastabtragung und vertikales Abspannsystem

Das Lastabtragungskonzept ist zentraler Bestandteil des Entwicklungsprozesses. Durch die Anwendung des Symmetrieprinzips treten in den Symmetrieebenen planmäßig nur Tangentialmomente m_t auf. Sie werden aufgeteilt in Druck- und Zugkomponente in die Lager eingeleitet und müssen verformungsarm in den Spannboden der Versuchshalle abgeleitet werden. Letzteres erfolgt durch eine vertikale Abspannung der Lagerelemente an den rückseitigen Fahnenblechen. Querkräfte aus Reibung können aufgrund ihrer geringen Größe von maximal $F_{\mu} = 4 \text{ kN} \cdot 5 \text{ stk/m} = 20 \text{ kN/m}$ (Abschnitt 4.2) unberücksichtigt bleiben. Sie werden über direkten Kontakt der Lagerfrontplatte in die Fundamentplatten eingeleitet. Die Aufnahme der Querkraftkomponente der Prüflast erfolgt wiederum über direkte Pressung an einen Stützenstumpf, welcher nicht mit den Lagerelementen verbunden ist.

Zur Sicherstellung eines verformungsarmen Lastabtrags wird das Rückhaltemoment m_R konservativ so ausgelegt, dass es das einwirkende Tangentialmoment m_t an jeder Stelle entlang des Plattenradius übersteigt. m_R berechnet sich dabei nach Gleichung 4.11 aus den individuellen Abspannkräften je Fahnenblech $F_{p,vi}$, welche numerisch bestimmt werden, dem Hebelarm a und der individuellen Lagerbreite b_i .

$$m_R = \frac{\sum F_{p,vi} \cdot a}{b_i} \quad (4.11)$$

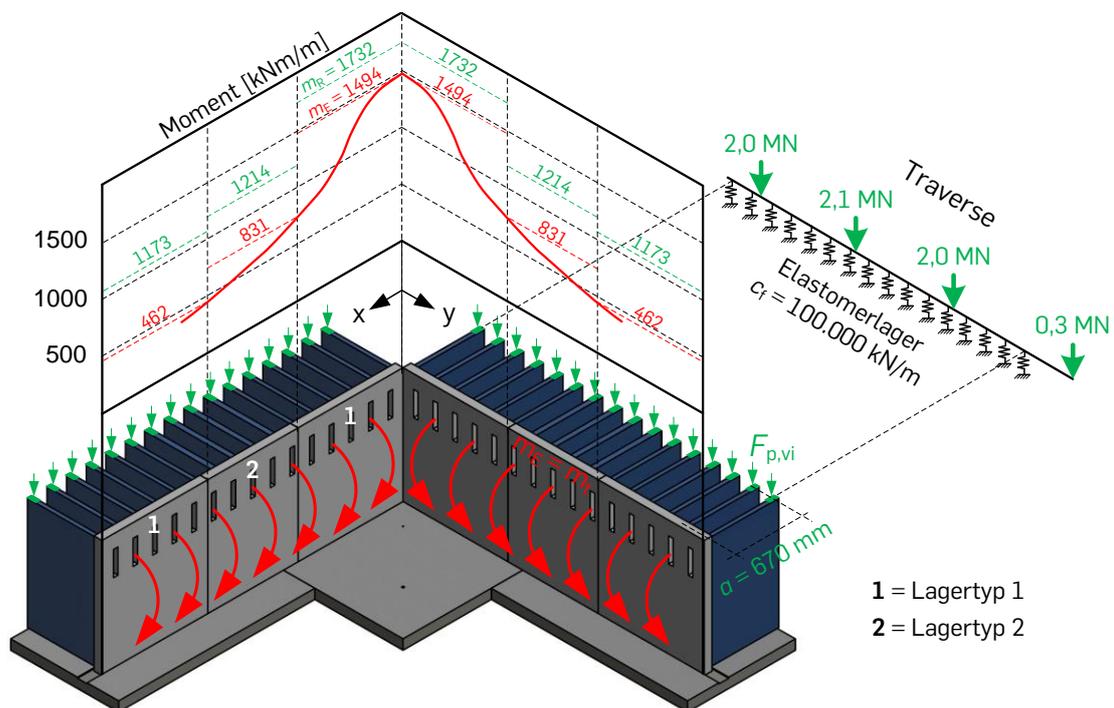


Abbildung 4.27: Abspannkonzep der Großwiderlager mit Verteilung der einwirkenden Biegemomente (rot) und statisches System der Abspannung nebst Rückhaltemomente (grün)

Abbildung 4.27 zeigt das entwickelte vertikale Abspannsystem am Beispiel eines $h = 65$ cm dicken Plattenviertels mit der Parameterkonfiguration aus Tabelle 3.2. Es stellt die obere Belastungsgrenze für den Versuchsstand dar und ist folglich maßgebend für seine Auslegung. An beiden Symmetrieflächen wird das Tangentialmoment (rot) über die Anschlusskonstruktion in die Lager eingetragen. In Plattenmitte beträgt es bei Maximallast $m_t = 1.494$ kNm/m. Die Abspannung erfolgt je Symmetrieebene durch vier vertikale Abspannstangen mit einem Hebelarm von $a = 670$ mm. Die Stangen sind je Symmetrieebene durch eine Quertraverse gekoppelt. Infolge der statisch unbestimmten Lagerung wird die Traverse auf Elastomeren gebettet. Dies ermöglicht die Abspannkräfte gezielt auf die 16 einzelnen Fahnenbleche aufzuteilen. Die erforderliche Steifigkeit ist numerisch anhand von elastisch gelagerten Stäben ermittelt worden. Sie beträgt $c_f = 100.000$ kN/m. Das resultierende Rückhaltemoment m_R je Lager ist in grün dargestellt. Die Limitierungsfaktoren des Lastabtragungskonzepts sind auf der einen Seite die maximal aufbringbaren Abspannlasten und auf der anderen Seite die Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit des Spannfelds.

Spannfeld

Das Spannfeld der Versuchshalle ist essenzieller Bestandteil des Lastabtragungskonzepts und wird daher als Komponente des Großversuchsstands betrachtet. Es ist planmäßig nicht für die Einleitung hoher lokaler Momente konstruiert und begrenzt hierdurch den Anwendungsbereich des Experimentalkonzepts. Im Rahmen des Entwicklungsprozesses ist das Tragverhalten des Spannfelds detailliert untersucht worden.

In Abbildung 4.28 ist das erstellte linear-elastische dreidimensionale Finite-Elemente Modell, welches sowohl die Kastenstruktur, als auch die genau Lage und Lastgrößen des Versuchsstandes und der Prüflinien berücksichtigt, dargestellt. Eine dreidimensionale Betrachtung war nötig, um die Scheibentragwirkung der mittleren Trennwand abbilden zu können. Eine konservative Betrachtung im zweidimensionalen Raum führt im Bereich der Wandscheiben zu Lastspitzen, die den Anwendungsbereich des Versuchsstands zu stark einschränken.

Tabelle 4.10 fasst die ermittelten maximalen Momentenbelastungen m_{Ed} , die Vorspannkräfte $F_{p,d}$ und die daraus resultierenden Spannungen σ_{Ed} an den unteren und oberen Querschnittsrändern im maßgebenden Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zusammen. Die Einwirkungen sind abgestuft je Lagerelement entsprechend Abbildung 4.27 angesetzt. Der Widerstand der zweiachsig vorgespannten Stahlbetonplatte ($h = 1,2$ m) ist basierend auf Planunterlagen aus dem Archiv der Ruhr-Universität Bochum [133] ermittelt worden. Aufgrund unterschiedlicher Spanngliedführungen wird zwischen Längs- und Querrichtung unterschieden. Als Beton wird ein Bn 350 angesetzt, welcher der heutigen Festigkeitsklasse C25/30 entspricht [30]. Die Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit erfolgt durch eine Begrenzung der Betonzugspannungen auf $1/2 \cdot f_{ctm} = 1,3$ MPa (beschränkte Vorspannung).

Tabelle 4.10: Zusammenfassung des Gebrauchstauglichkeitsnachweises für das Spannfeld der Versuchseinrichtung an den maßgebenden Stellen (Versuchskörper: $h = 65$ cm, $r_q = 2,2$ m, $V = 1,62$ MN)

Richtung	Querschnittsrand	m_{Ed} [kNm/m]	$F_{p,d}^*$ [MPa]	σ_{Ed} [MPa]	$\sigma_{Ed}/(0,5 \cdot f_{ctm})$ [-]
Längsrichtung	Unten	541	1,17	1,33	≈ 1
Längsrichtung	Oben	421	1,17	0,78	0,60
Querrichtung	Unten	540	2,34	0,16	0,12
Querrichtung	Oben	481	2,34	-0,11	-

* SUSPA V 42 Ø 7 mm

Die Zusammenfassung in Tabelle 4.10 verdeutlicht, dass die Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit des Spannfelds zu einer weiteren und nicht zu vernachlässigenden Beschränkung des Anwendungsbereichs des Experimentalkonzepts führt. Insbesondere in Spannfeldlängsrichtung ist aufgrund der geringeren Vorspannkraft rechnerisch keine Laststeigerung mehr zulässig, was die in dieser Arbeit genutzte Parameterkonfiguration auf eine maximale Plattendicke von $h \approx 65$ cm begrenzt.

Steuerung der Lagersteifigkeiten

Die Lagerung der Plattenviertel entlang der Symmetrieebenen ist hochgradig statisch unbestimmt. Folglich beeinflussen die Lagersteifigkeiten c_φ maßgeblich den Lastabtrag und damit die Schnittgrößenverteilung im Versuch. Theoretisch ist für die Symmetrienutzung eine unendlich hohe Lagersteifigkeit erforderlich (Abschnitt 3.1). Diese ist aus technischer Sicht jedoch nicht realisierbar. Als Folge findet eine Schnittgrößenumverteilung proportional zu den Lagersteifigkeiten statt. Um dem entgegenzuwirken wird für den Großversuchsstand eine Steifigkeitssteuerung entwickelt. Sie reduziert gezielt die Steifigkeit einzelner Widerlager, um den gewollten Lastabtrag und damit einhergehend die Schnittgrößenverläufe zu erhalten.

Die Funktionsweise der Steifigkeitssteuerung wird in Abbildung 4.29a beispielhaft anhand einer Gegenüberstellung von drei verschiedenen tangentialen Momentenverläufen eines Plattenviertels ($h = 65$ cm) bei Maximallast veranschaulicht. Die verwendete Parameterkombination entspricht dem Probekörperentwurf aus Tabelle 3.2.

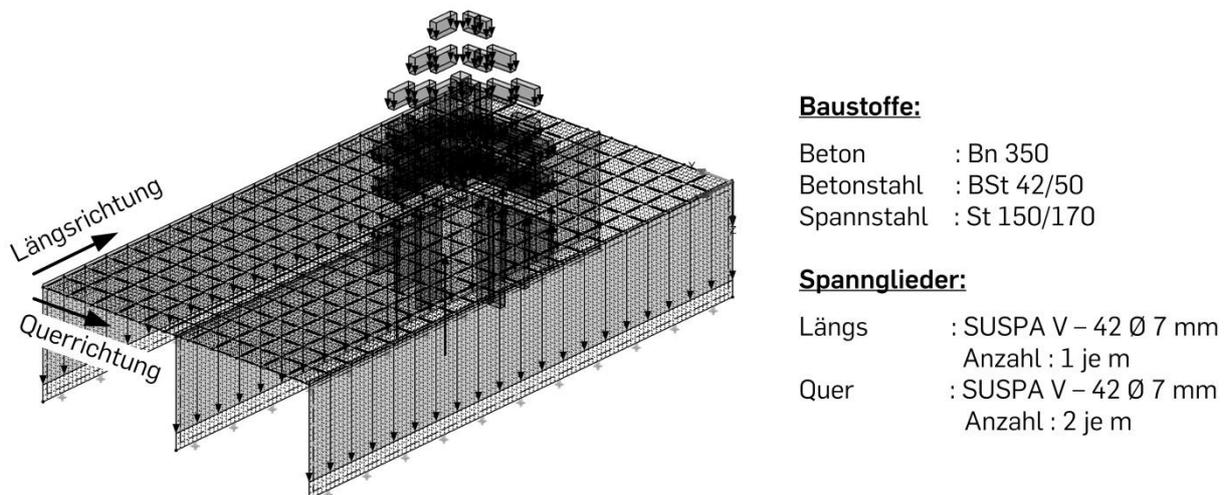


Abbildung 4.28: Dreidimensionales Finite-Elemente Modell des Spannfelds der Versuchseinrichtung

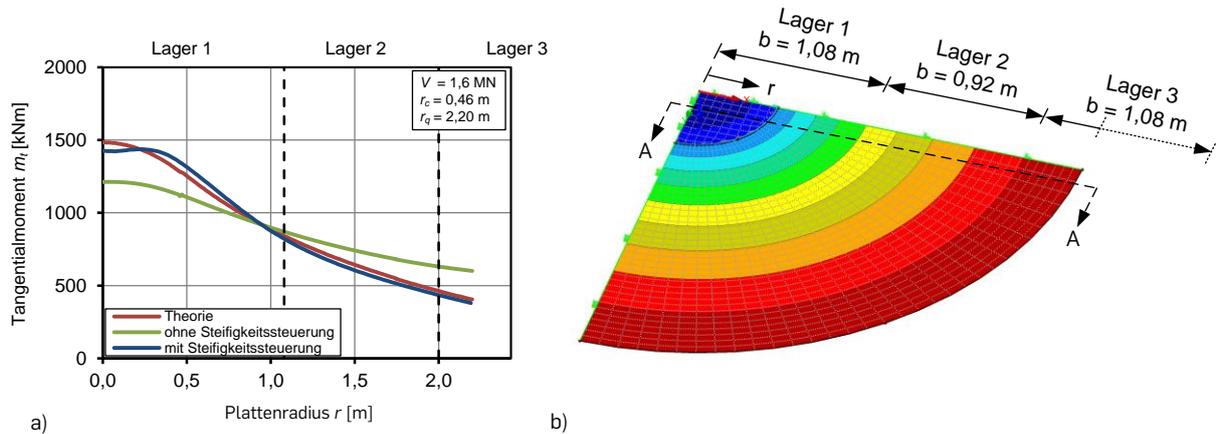


Abbildung 4.29: Steuerung der Lagersteifigkeiten a) Gegenüberstellung des tangentialen Plattenmoments für drei verschiedene Steifigkeitsverteilungen und b) Finite-Elemente Modell des Plattenviertels

Die rote Kurve in Abbildung 4.29a repräsentiert zunächst den idealen Momentenverlauf bei unendlicher Lagersteifigkeit ($c_\phi = \infty$) und stimmt hierdurch mit dem theoretischen Ansatz von MARKUS (Modell 2, Abschnitt 2.2) überein. Abweichend dazu zeigt die grüne Kurve die Auswirkungen der begrenzten Widerlagersteifigkeit ohne Steifigkeitssteuerung. Sie ist mit Hilfe eines zweidimensionalen FE-Modells (Abbildung 4.29b) ermittelt, bei dem alle Lagersteifigkeiten in den Symmetrieebenen gleich, nämlich entsprechend der maximalen technisch umsetzbaren Lagersteifigkeit ($c_\phi = 1.100.000$ kNm/rad/m) sind. Die grüne Kurve verdeutlicht, dass sich das Plattenmoment m_t vom hochbelasteten Stützenbereich zum freien Rand des Versuchskörpers hin umverteilt. Dies stellt eine unzulässige Beeinflussung der Versuche dar. Unter anderem wird hierdurch die Entwicklung des mehraxialen Spannungszustands und damit einhergehend die Ausbildung des Druckrings (Abschnitt 2.1) im Stützbereich behindert. Die blaue Kurve repräsentiert abschließend den Momentenverlauf mit der entwickelten Steifigkeitssteuerung. Die Steifigkeiten der beiden Lager 2 ($c_\phi = 391.000$ kNm/rad/m) und 3 ($c_\phi = 203.000$ kNm/rad/m) werden gezielt durch Weichschichten reduziert, um den ursprünglichen Lastabtrag zu approximieren. Dargestellt wird dies durch die Annäherung der blauen an die theoretisch ideale rote Momentenkurve. Der komplexe dreidimensionale Spannungszustand im Stützbereich bleibt erhalten.

Tabelle 4.11 fasst alle Lagersteifigkeiten, die bei der Berechnung in Abbildung 4.29 verwendet werden, zusammen. Darüber hinaus präsentiert Tabelle 4.12 genaue Details zu den eingesetzten Weichschichten (Flächenloch-Lager 205, CALENBERG INGENIEURE [32]) bei der technischen Umsetzung der Steifigkeitssteuerung und verdeutlicht den proportionalen Zusammenhang zwischen den Lagersteifigkeits- und Momentenverhältnissen.

Tabelle 4.11: Lagersteifigkeiten c_ϕ für die Momentenberechnung

Ansatz	Lager 1 [kNm/rad/m]	Lager 2 [kNm/rad/m]	Lager 3 [kNm/rad/m]
Theorie	unendlich	unendlich	unendlich
ohne Steifigkeitssteuerung	1.100.000	1.100.000	1.100.000
mit Steifigkeitssteuerung	1.100.000	391.000	203.000

Tabelle 4.12: Ermittelte Tangentialmomente m_t verglichen mit den Lagersteifigkeiten c_ϕ und Weichschichten für die Steifigkeitskontrolle

Position	m_t		Lagersteifigkeit c_ϕ		Weichschicht*	
	[kNm/m]	[%]	[kNm/rad/m]	[%]	Dicke	E-Modul**
Lager 1	1.352	100	1.100.000	100	-	-
Lager 2	488	36	391.000	36	5 mm	80 MPa
Lager 3	242	18	203.000	18	8 mm	55 MPa

*Typ: Flächenloch-Lager 205 [32]

** linear approximiert

Mit einsetzender Rissbildung und damit lokal abnehmender Plattensteifigkeit findet auch im Versuch eine Schnittgrößenumlagerung statt. Typisch für statisch unbestimmte Systeme verschiebt sich dabei der Abtrag der zusätzlichen Lasten hin zu den steiferen, ungerissenen Bereichen, also zum freien Plattenrand. Vergleichsrechnungen zeigen, dass auch hier mit der Steuerung der Lagersteifigkeit die theoretisch idealen Schnittgrößenverläufe besser approximiert werden. Entsprechend [54] wurde die Plattensteifigkeit nach Rissbildung als näherungsweise konstant angenommen.

Im Rahmen der Arbeit ist die Steifigkeitssteuerung so ausgelegt, dass bei den Großversuchen (vgl. Kapitel 6) ein maximaler Unterschied von $\Delta m_{i,max} = 10\%$ zwischen theoretisch idealem und gesteuertem Moment zugelassen wird. Der Unterschied ist anhand von numerischen Berechnungen ermittelt. Sie sind für verschiedene Plattendicken in Anhang D zusammengefasst. Aufgrund des hohen Aufwands beim Aufbau des Großversuchsstands war eine spezifische Anpassung auf die jeweilige Plattendicke wirtschaftlich nicht realisierbar.

Berechnung der Lagersteifigkeiten und Momentenverläufe

Das Vorgehen zur Berechnung der Lagersteifigkeiten c_ϕ und damit verbunden der Momentenverläufe ist in Abbildung 4.30 schematisch zusammengefasst. Es werden drei Einzelfedersteifigkeiten berücksichtigt:

- das Spannfeld als Struktur,
- der Spannboden aus Beton sowie
- die zur Steifigkeitssteuerung eingesetzten Weichschichten.

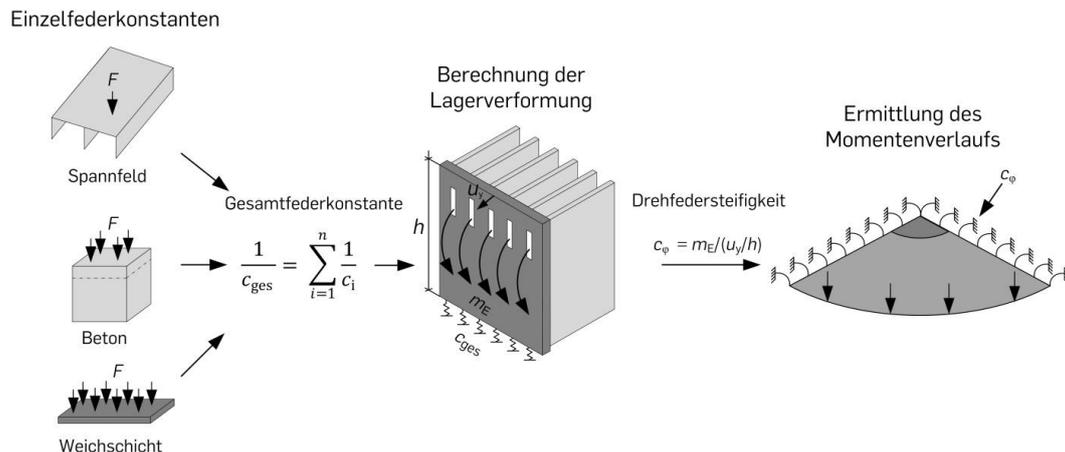


Abbildung 4.30: Konzept für die Berechnung der Lagersteifigkeiten c_ϕ und der Momentenverläufe

Die Einzelfederkonstanten c_i werden nach Gleichung 4.12 in Abhängigkeit der Druckkraft F sowie der Einfederung Δs berechnet.

$$c_i = \frac{F}{\Delta s} \quad (4.12)$$

Für die Ermittlung der Lagerverformungen werden die Einzelfedersteifigkeiten c_i anschließend nach Gleichung 4.13 in Reihe geschaltet. Dabei ergibt sich der Kehrwert der Gesamtfederkonstanten c_{ges} als Summe der Kehrwerte der Einzelfederkonstanten c_i . Charakteristisch für Reihenschaltungen ist hierbei, dass c_{ges} immer kleiner als die kleinste Einzelfederkonstante ist, da sich die Federwege addieren [36]. Folglich dominiert die geringste Federsteifigkeit (hier die Weichschicht) die Gesamtfederkonstante c_{ges} (vgl. Tabelle 4.13).

$$\frac{1}{c_{\text{ges}}} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{c_i} = \frac{1}{c_1} + \frac{1}{c_2} + \dots + \frac{1}{c_n} \quad (4.13)$$

Für die numerische Berechnung am Lagermodell muss die Gesamtfederkonstante c_{ges} in eine Ersatz-Federsteifigkeit überführt werden [109]. Dabei wird vorausgesetzt, dass sich die Frontplatte an jeder Stelle starr und die Bettung linear-elastisch verhalten. Das Bettungsmodul c_B ergibt sich dann nach Gleichung 4.14 aus der Gesamtfederkonstante c_{ges} sowie der Aufstandsfläche der Frontplatte A_{Front} . Letztere kann aus Abbildung 4.26 entnommen werden.

$$c_{\text{ges}} = c_B \cdot A_{\text{Front}} \quad (4.14)$$

Die Lagersteifigkeit c_φ berechnet sich abschließend nach Gleichung 4.15 unter Annahme einer linearen Drehfeder aus dem Quotienten zwischen einwirkendem Moment m_E und der Lagerverdrehung φ [36]. Die Lagerverdrehung und damit die Steifigkeit ist abhängig von dem Bettungsmodul c_B . Für beide Lagertypen ist der Zusammenhang in Abbildung 4.31 dargestellt. Er ist anhand von FE-Modellen ermittelt. Hierbei wird die Frontplatte als unendlich steif betrachtet. Wie bei der Auslegung der Lager nach Tabelle 4.9 gewollt, ist ihr Verhalten identisch. Die Einzelfederkonstanten c_i , die resultierenden Gesamtfedersteifigkeiten c_{ges} , die Bettungsmoduln c_B sowie die Lagersteifigkeiten c_φ sind in Tabelle 4.13 für die Steifigkeitssteuerung zusammengefasst. Die Lagersteifigkeit c_φ wird entsprechend des Konzepts für die Schnittgrößenermittlung am numerischen Plattenmodell angesetzt.

$$c_\varphi = \frac{m_E}{\varphi} = \frac{m_E}{(u_y/h)} \quad (4.15)$$

Tabelle 4.13: Zusammenstellung der Federkonstanten für die Berechnung der Lagersteifigkeit c_φ

Parameter Elastomere		Einzelfederkonstanten c_i			Gesamtfedersteifigkeit c_{ges}	Bettungsmodul c_B	Lagersteifigkeit c_φ
Dicke [mm]	E-Modul [MPa]	Elastomer* [kN/m]	Beton** [kN/m]	Spannfeld [kN/m]			
0	-	0	$2,6 \cdot 10^7$	$1,1 \cdot 10^7$	$7,73 \cdot 10^6$	$8,95 \cdot 10^7$	1.100.000
5	80	$1,58 \cdot 10^6$	$2,6 \cdot 10^7$	$1,1 \cdot 10^7$	$1,31 \cdot 10^6$	$1,7 \cdot 10^7$	391.000
8	55	$6,97 \cdot 10^5$	$2,6 \cdot 10^7$	$1,1 \cdot 10^7$	$6,36 \cdot 10^5$	$7,4 \cdot 10^6$	203.000

* linear aus Produktspezifikationen approximiert [32]

**Bn 350 = C25/30 = 31000 MPa [30; 133]

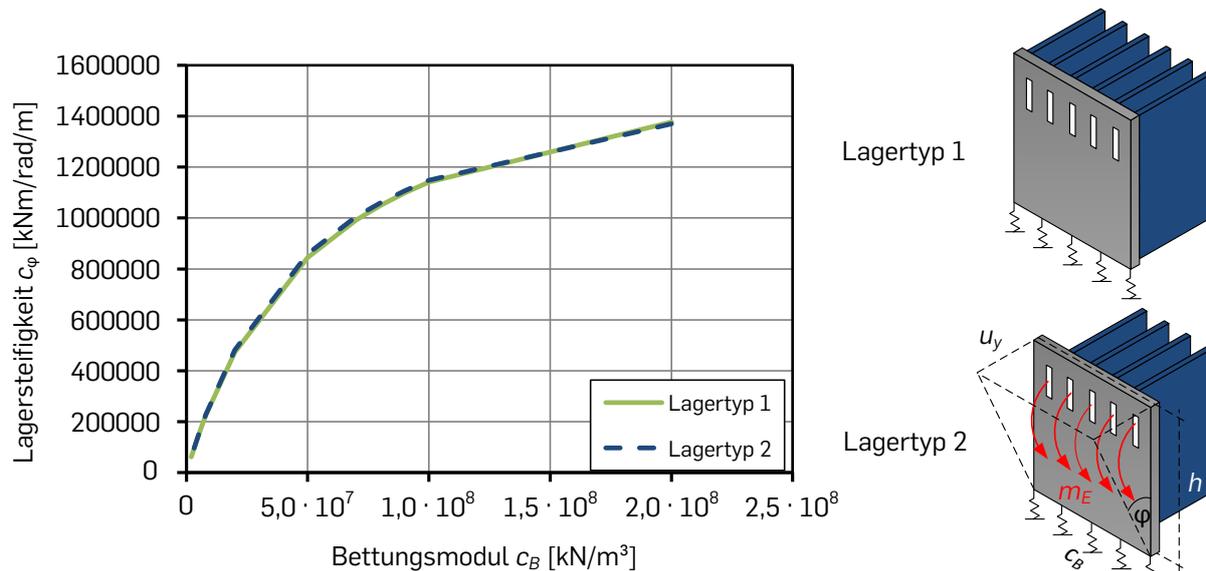


Abbildung 4.31: Zusammenhang zwischen Bettungsfedersteifigkeit c_B und Lagersteifigkeit c_ϕ für die verwendeten Lagertypen

4.3.4 Aspekte der technischen Umsetzung

Der Abschnitt präsentiert gezielt herausfordernde Aspekte bei der technischen Umsetzung des Großversuchsstands. Sie wurden bereits bei der theoretischen Entwicklung am digitalen Prototypen erkannt und berücksichtigt. Im Folgenden wird konkret auf die Herstellung großformatiger und gleichzeitig hochpräziser Stahlteile, die Umsetzung des Abspannsystems sowie die Realisierung der Steifigkeitssteuerung eingegangen.

Herstellung großformatiger Stahlteile mit Submillimeter-Präzision

Die Fertigung der Stahlteile für den Großversuchsstand erfolgte sowohl in den universitätseigenen Werkhallen (KIBKON) als auch durch externe Partner. Teilweise wurden die Modelldaten des digitalen Prototyps mittels CAM-Software (Computer-Aided Manufacturing) direkt in Maschinencode überführt und digital an den Maschinenpark übertragen. Hierdurch konnten die Arbeitsvorbereitungen gerade bei detailreichen Komponenten deutlich verkürzt und Übertragungsfehler ausgeschlossen werden.

Die relevanten Oberflächen aller Stahlteile wurden mittels CNC-Maschinen im Submillimeterbereich nachbearbeitet. Abbildung 4.32 zeigt dazu beispielhaft den Nachbearbeitungsprozess eines Widerlagerelementes (780 x 1.080 x 1.200 mm) und einer Fundamentplatte (2.000 x 2.000 x 96 mm). Die Abmessungen beider Elemente sind im Entwicklungsprozess jeweils auf den maximalen Bearbeitungsbereich der Fräse ausgelegt worden. Sowohl die Ausbildung der Fundamentplatte, als auch die Realisierung der Symmetrieebenen erfolgt aus diesem Grund modular aus mehreren Elementen, welche erst bei der Montage zusammengefügt werden. Die Kopplung der Module wird zur Sicherstellung maximaler Präzision immer über direkten Kontakt beispielsweise mit Hilfe von gefrästen Nuten durchgeführt. Das Aufbaukonzept der Experimente ist in Abschnitt 6.3 beschrieben.

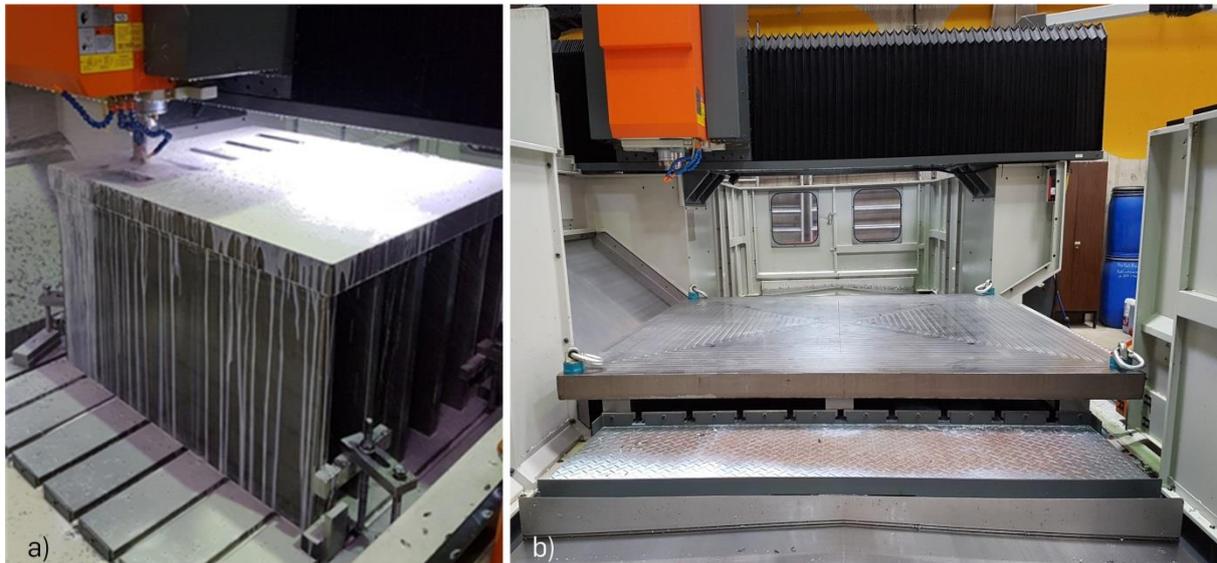


Abbildung 4.32: Nachbearbeitungsprozess mittels CNC-Portalfräse a) am Widerlagerelement und b) am Element der Fundamentplatte

Abspannsystem

Das Abspannkonzept (Abbildung 4.27) erfordert sehr hohe Vorspannkräfte von über 2 MN je Abspannstelle. Dies übersteigt sowohl die maximale Kapazität des regulär zur Verfügung stehenden Spannsystems der Versuchseinrichtung, als auch die Tragfähigkeit der Aufspannhülsen des Spannfelds (beides ca. Faktor 2). Aus diesem Grund wurden sechs Spannstanzen (St 835/1035, WR65) [47] und die Dienstleistung des Vorspannens von der Firma DYWIDAG-Systems International GmbH bezogen. Weiterhin sind zur Vermeidung von Schäden am Spannboden und an den Hülsen Lasteinleitungsstrukturen auf der Unterseite des Spannfelds angeordnet. Sie ankern ausschließlich auf dem umliegenden Beton und stellen durch großflächige Elastomerlager ($A = 2 \times 0,34 \times 0,32 \text{ m} = 0,22 \text{ m}^2$) durchgehend -auch beim Überspannen ($P_{\max} \approx 2,25 \text{ MN}$)- eine maximale Pressung von $\sigma_{\max} \approx 10 \text{ MPa}$ sicher. Abbildung 4.33a zeigt die montierten Lasteinleitungsstrukturen auf der Spannfeldunterseite.

Die Kraftverteilung auf der Oberseite des Spannfelds wird durch Elastomerlager ($t_1 = 16 \text{ mm}$, Calenberg CR 2000 [31]) realisiert. Sie werden unterhalb der statisch unbestimmt gelagerten Quertraverse angeordnet (vgl. Abbildung 4.33b und c) und verteilen die vier Einzellasten auf die 32 Fahnenbleche. Um ein Kippen infolge der elastischen Bettung zu verhindern und um gezielt sofortige Spannkraftverluste ausgleichen zu können, erfolgt der Abspannvorgang der durch die Traversen gekoppelten Spannstanzen stufenweise.

Tabelle 4.14: Zielwerte und tatsächlich gemessene Abspannkräfte des Spannsystems zu verschiedenen Zeitpunkten t während der Standzeit des Versuchsstands

Zeitpunkt	Bezeichnung der Spannstanzen								Σ [kN]
	1 [kN]	2 [kN]	3 [kN]	4 [kN]	5 [kN]	6 [kN]	7 [kN]	8 [kN]	
P_{calc}	2.000	2.100	2.000	2.000	2.100	2.000	300	300	12.800
P_{max}	2.265	2.231	2.214	2.241	2.265	2.257	357	344	14.174
$P_{(t=1d)}$	2.043	2.067	1.943	2.060	2.070	1.996	266	291	12.736
$P_{(t=85d)}$	1.911	2.000	1.891	1.964	2.004	1.963	262	278	12.273

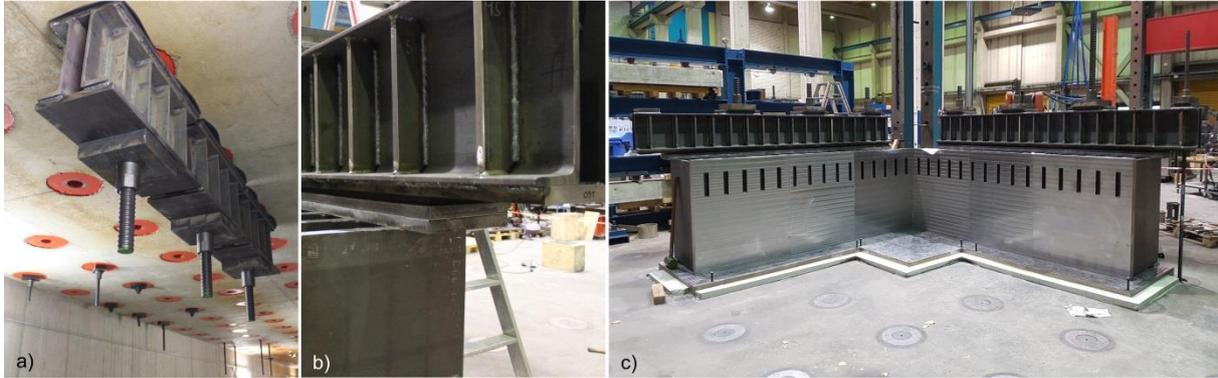


Abbildung 4.33: Technische Umsetzung des Abspannkonzpts a) Einleitungskonstruktion auf der Unterseite des Spannungsfelds b) Stahltraverse mit elastischer Bettung und c) gesamte Lagerkonstruktion mit Abspannstangen

Tabelle 4.14 fasst die gemessenen Spannkkräfte während der Standzeit des Versuchsstands zu verschiedenen Zeitpunkten t zusammen. Sie wurden anhand von Dehnungsmessungen an den Spannstrangen ermittelt. Für eine größtmögliche Genauigkeit sind die Messungen mit Hilfe einer geeichten Spannpresse kalibriert worden. Für sie liegt ein Prüfzeugnis [48] in Anlehnung an DIN 51308 [38] vor. Die Kopplung der Dehnungsmessungen mit den Pressenkräften führt zu einem mittleren Elastizitätsmodul von $E_s = 211.470 \text{ MPa}$, was den Erwartungen entspricht. Die Benennung und Lage der Spannstrangen sowie der Messtechnik kann Abbildung 6.9 entnommen werden.

Der Zielwert der Vorspannung P_{calc} in Tabelle 4.14 ist entsprechend des Abspannkonzpts aus Abbildung 4.27 berechnet. Um diesen zu erzielen werden die Strangen beim Abspannvorgang mit einer Maximalkraft von $P_{\text{max}} \approx 14.2 \text{ MN}$ vorgespannt. Die wechselseitige Beeinflussung sowie das Kriechen der Elastomerlager auf der Ober- und Unterseite des Spannungsfelds sorgen jedoch bereits nach einem Tag dafür, dass die Abspannkraft ($P_{(t=1d)} \approx 12,7 \text{ MN}$) dem Zielwert P_{calc} nahezu genau entspricht. Über die komplette Standzeit des Versuchsstands von $t = 85$ Tagen nimmt die Spannkraft anschließend nur noch leicht ab, nämlich auf $P_{(t=85d)} \approx 12,3 \text{ MN}$. Letzteres führt durch die konservative Auslegung der Abspannkkräfte zu keiner ungewollten Beeinflussung der Versuche (Abschnitt 6.7).

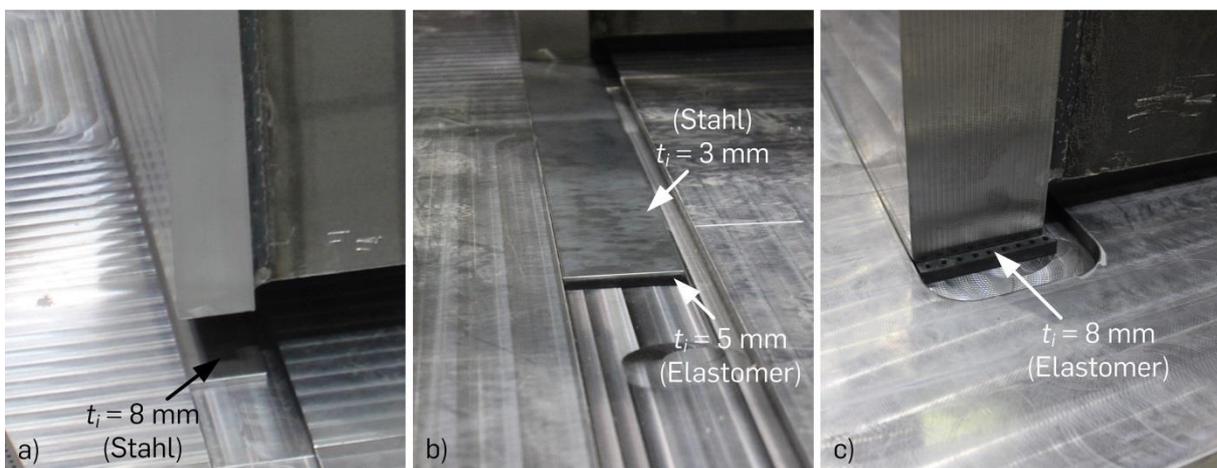


Abbildung 4.34: Technische Umsetzung der Steifigkeitssteuerung unterhalb der Lagerfrontplatte am a) inneren Lager 1, b) mittleren Lager 2 und c) Randlager 3

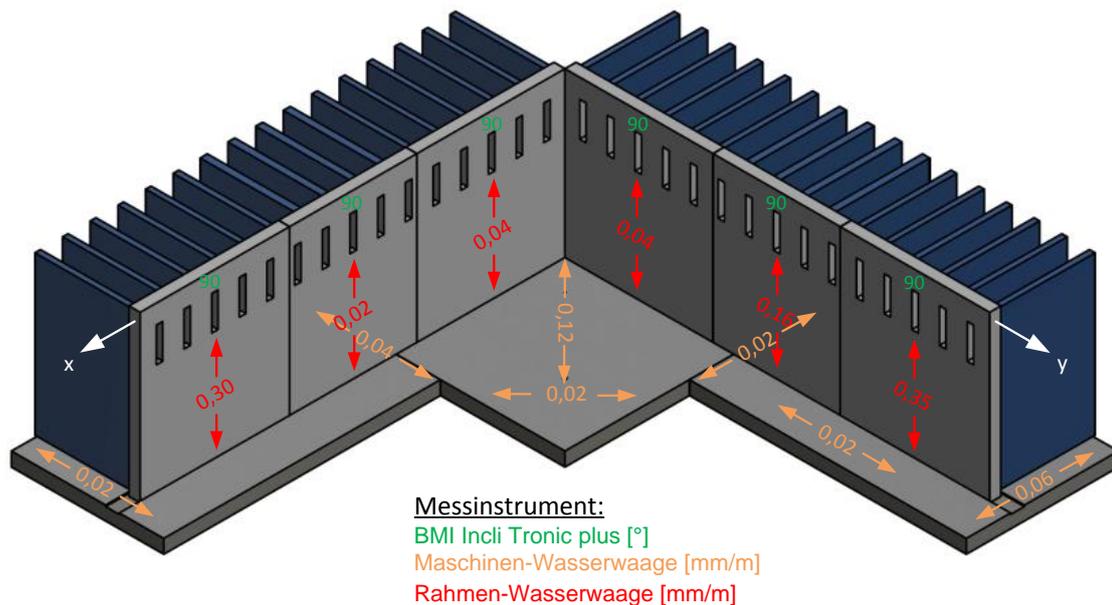


Abbildung 4.35: Fertigungs- und Montagegenauigkeit des Großversuchsstands

Realisierung der Steifigkeitssteuerung

Abbildung 4.34 zeigt die technische Umsetzung der Steifigkeitssteuerung unterhalb der Frontplatten der Lagerelemente. Die Weichschichten sind entsprechend Abschnitt 4.3.3 dimensioniert. Folglich werden beide innere Lagerelemente (Tabelle 4.12, Lager 1) ausschließlich zum Höhenausgleich mit blankgezogenen Stahlblechen (S235, $t_i = 8$ mm) unterfüttert (Abbildung 4.34a). Der Stahl wird hierbei in gefräste Nuten ($t_i = 10$ mm) in den Fundamentplatten eingelegt. Der verbleibende Überstand von 2 mm dient als Anschlag für die Lagerfront und stellt eine präzise und orthogonale Lagerausrichtung der Symmetrieebenen sicher. Das Vorgehen wird analog auch bei dem mittleren (Tabelle 4.12, Lager 2) und Randlager (Tabelle 4.12, Lager 3) verfolgt (Abbildungen 4.34b und c).

4.3.5 Fertigungs- und Montagegenauigkeit

Für die experimentelle Symmetriereduktion gelten sehr hohe Präzisionsanforderungen. Sie werden für Durchstanzuntersuchungen in [23] diskutiert. Zur Bewertung des entwickelten Großversuchsstands wurden deshalb nach dem Zusammenbau und der Ausrichtung der Lagerkonstruktion die Fertigungs- und Montagegenauigkeiten überprüft. Drei verschiedene Messinstrumente mit unterschiedlichen Anwendungsbereichen kamen zum Einsatz. Eine Übersicht ihrer Bezeichnungen und Messgenauigkeiten ist in Tabelle 4.15 enthalten.

Abbildung 4.35 zeigt eine Zusammenfassung der Messungen. Im Fokus der Untersuchungen steht die vertikale Neigung beider Symmetrieebenen. Sie wurde je Lagerelement mittig an der Vorderseite der Frontplatte durch zwei Instrumente erfasst. Pro Messstelle sind drei Einzelmessungen gemittelt. Dabei genügt die Messgenauigkeit der elektronischen Wasserwaagen [6] nicht, um eine Schiefstellung festzustellen. Bei allen Einzelmessungen beträgt der Neigungswinkel 90° . Erst mittels deutlich präziserer Rahmen-Wasserwaage ist eine Neigung feststellbar. Sie liegt zwischen $0,02$ mm/m und $0,35$ mm/m und somit nahe der Empfindlichkeit des Präzisionsmessgerätes. Insbesondere die Neigungen der inneren Lager bewegen sich

im Bereich der Erwartungen, sie entsprechen der Fertigungsgenauigkeit der CNC-Portalfräse [23; 156]. Die äußeren Lager weisen durch die Weichschichten der Steifigkeitssteuerung etwas größere Ungenauigkeiten auf. Basierend auf den Messergebnissen und infolge der Anwendung des Match-Cast-Verfahrens bei der Versuchskörperherstellung, wird ein Einfluss resultierend aus der Fertigungs- und Montagegenauigkeit auf den Versuchsverlauf als vernachlässigbar klein bewertet und deshalb nicht weiter verfolgt.

Tabelle 4.15: Übersicht der Messinstrumente zur Feststellung der Fertigungs- und Montagegenauigkeit

Messinstrument	Messgenauigkeit	
	[mm/m]	[°]
BMI [®] incli tronic plus*	0,87	0,05 (bei 90°)
Maschinen-Wasserwaage**	0,02	0,0011
Rahmen-Wasserwaage**	0,02	0,0011

* Fa. Bayerische Maßindustrie A. Keller GmbH [6]

**Fa. C.Stiefelmayer K.G. Esslingen am Neckar

5 Verifikation gegenüber Vollplatten

In Kapitel 5 erfolgt die Verifikation der experimentellen Symmetriereduktion im Durchstanversuch. Zwei Plattenviertel werden einer Vollplatte mit gleichen Parametern gegenübergestellt. Die Plattenviertel unterscheiden sich ausschließlich durch die in Abschnitt 4.1 entwickelten Anschlussvarianten. Im Folgenden werden die Versuchsziele (Abschnitt 5.1), Versuchskörper (Abschnitt 5.2), Materialkennwerte (Abschnitt 5.3), Versuchsaufbauten (Abschnitt 5.4), Messkonzepte (Abschnitt 5.5), Versuchsdurchführung (Abschnitt 5.6), Ergebnisse (Abschnitt 5.7) und deren Analyse (Abschnitt 5.8) präsentiert. Die Versuche belegen die versteifende Wirkung der Kopfbolzendübel sowie die gute Funktionalität des Konzepts mit den optimierten Anschlussvarianten.

5.1 Zielsetzung und Vorgehen

Das Ziel der Versuchsserie ist es, die Neutralität der Ergebnisse bei zweiachsiger Symmetriereduktion im Durchstanversuch zu belegen sowie die entwickelten Anschlussvarianten zu verifizieren. Zu diesem Zweck weisen alle Versuchskörper gleiche Parameter auf, lediglich der Verbundbereich der beiden Plattenviertel ist entsprechend der Erkenntnisse aus Abschnitt 4.1 variiert. Damit ein Referenzversuch an einer Vollplatte realisierbar ist, werden die Untersuchungen an noch kleinformatigen Versuchskörpern durchgeführt.

5.2 Versuchskörper

Das Versuchsprogramm umfasst drei Körper: zwei Plattenviertel und eine Referenzvollplatte. Die Benennung der Versuchskörper entspricht dem Typ der Platte $s \triangleq$ Vollplatte (engl. slab), $sq \triangleq$ Plattenviertel (engl. slab quarter), ihrer Dicke in [cm] sowie bei den Plattenvierteln zusätzlich ihrer Anschlussvariante (Abschnitt 4.1).

Abbildung 5.1 zeigt die Geometrie beider Plattentypen. Die Plattenviertel sind in Anlehnung an den radialen Momentenverlauf bei Rotationssymmetrie (Abschnitt 2.2) als Kreisplatten ausgeführt und entsprechend der zweifachen Achsensymmetrie geviertelt. Sie besitzen eine Dicke von $h = 30$ cm bei einer mittleren statischen Nutzhöhe von $d = 0,24$ m und einem Plattenradius von $r_s = 1,12$ m. Die Last wird in einem Abstand von $a_v = 0,77$ m zum Stützenrand eingeleitet. Dies entspricht einer Schubslankheit von $\lambda = a_v/d = 3,2$. Der Stützenradius beträgt $r_c = 0,20$ m und führt zu einem Verhältnis des Stützenumfangs zur statischen Nutzhöhe von $u_0/d = 5,24$.

Tabelle 5.1: Geometrieparameter der Verifikationsversuche

Versuch	h [m]	d [m]	r_c [m]	r_q [m]	r_s [m]	a_v/d [-]	u_0/d [-]
s30	0,30	0,24	0,20	0,97	1,12	3,21	5,24
sq30-AV1	0,30	0,24	0,20	0,97	1,12	3,21	5,24
sq30-AV2	0,30	0,24	0,20	0,97	1,12	3,21	5,24

Die Referenzvollplatte s30 ist entsprechend den Parametern der Plattenviertel entworfen. Dabei ist die Symmetrieachse in die Fuge zwischen Beton und Gleitblech gelegt worden. Diese Wahl basiert auf zwei Überlegungen. Einerseits verstärken die eingesetzten Anschlussvarianten AV1 und AV2 den symmetrienahen Bereich deutlich weniger als die Ausgangskonfiguration P (vgl. Abbildung 4.2). Hierdurch kann ein Versagen auch dort erfolgen und es entsteht kein zusätzlicher Tragwerksteil mit veränderten Eigenschaften. Andererseits ist das Steifigkeitsverhältnis zwischen Betonversuchskörper und Stahlgleitblech so groß ($E_{\text{Stahl}}/E_{\text{Beton}} \approx 10$), dass die Stahlbleche nicht dem Versuchskörper zugerechnet werden sollten. Unter Berücksichtigung ihrer geringen Dicke ($t_i = 39 \text{ mm}$) ist ihre Verformung, verglichen mit dem Beton, vernachlässigbar klein.

Im Unterschied zu den Plattenvierteln besitzt die Vollplatte einen oktogonalen Grundriss. Dieser wurde gewählt, um die Schalungs- und Bewehrungsarbeiten zu vereinfachen. Wie in Abbildung 5.1a deutlich zu erkennen ist, betreffen die Geometrieabweichungen lediglich kleine Teile des Verankerungsbereichs und haben somit keine Auswirkungen auf die Vergleichbarkeit im Durchstanzversuch. Die relevanten Geometrieparameter beider Plattentypen sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst.

Abbildung 5.1 stellt neben der Probekörpergeometrie auch die Bewehrungsanordnung dar. Beide Versuchskörpertypen sind gleich ausgelegt und zwar auf ein sprödes Durchstanzversagen ohne Schubbewehrung. Die untere Biegezugbewehrung ($\text{Ø}20/100$) ist kreuzweise verlegt und ergibt einen Längsbewehrungsgrad von $\rho_1 = 1,31 \%$. Als obere konstruktive Längsbewehrung in der Druckzone ist Stabstahl ($\text{Ø}8/100$) je Richtung angeordnet. Das gleiche Raster wird auch für die Steckbügel ($\text{Ø}10$) gewählt. Letztere sind am freien Plattenrand angeordnet und stellen eine ausreichende Verankerung der Biegezugbewehrung sicher. Hierdurch können Verankerungsplatten am Ende der Stäbe entfallen, die einen massiven Verankerungsbereich erzeugen und zur Entstehung von Membrankräften führen könnten [166]. Die freien Ränder beider Plattentypen sind zudem umlaufend mit Stabstahl ($2\text{Ø}10$) verstärkt.

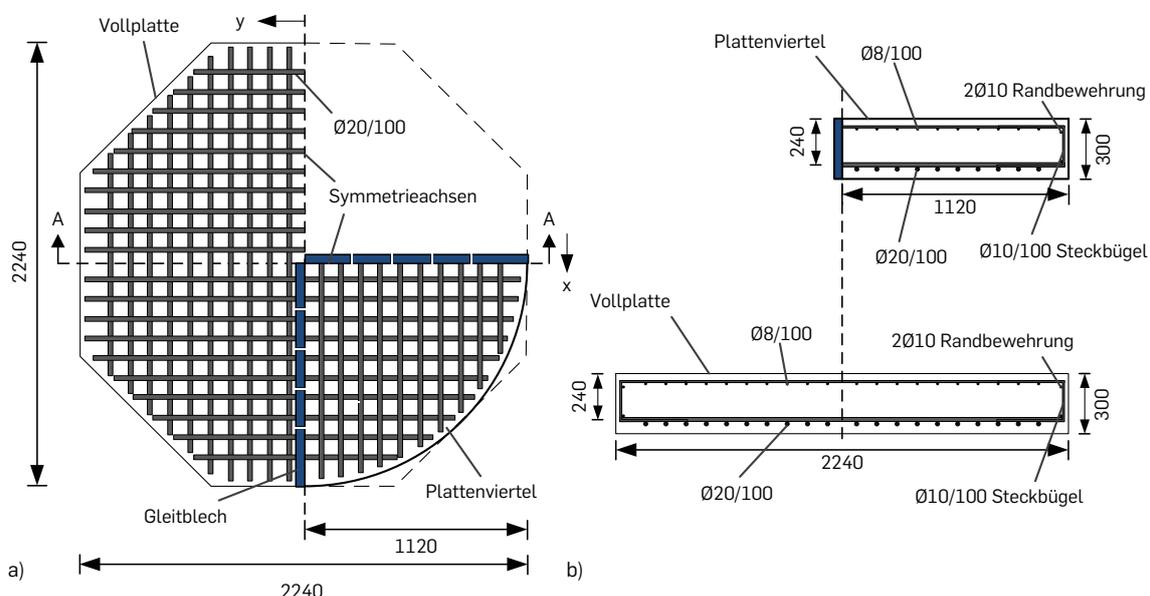


Abbildung 5.1: Geometrie und Bewehrungsanordnung der Verifikationsversuche a) Draufsicht und b) Schnitt A-A (Maße in mm)

Tabelle 5.2: Materialparameter und Bewehrung

Versuch	Beton		Bewehrung			
	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	E_{cm} [MPa]	f_{ym} [MPa]	ρ_1 [%]	E_{sm} [MPa]	\varnothing_1 [mm]
s30	22,8	21.700	552	1,31	206.200	20
sq30-AV1	22,6	22.300	522	1,31	207.800	20
sq30-AV2	22,7	22.800	522	1,31	207.800	20

5.3 Materialkennwerte

5.3.1 Beton

Die Versuchskörper wurden zeitgleich aus derselben Charge Transportbeton mit der Festigkeitsklasse C25/30 hergestellt. Zudem sind die Platten in gleicher Lage (Biegezugbewehrung unten) betoniert. Erst nach Erhärten des Betons wurden die Plattenviertel für die Prüfung gedreht. Das Betongrößtkorn hat einen Durchmesser von $d_g = 16$ mm. Die Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ wurde gemäß [39] jeweils am Tag des Versuchs ermittelt, der Elastizitätsmodul E_{cm} nur beim chronologisch ersten (sq30-AV2) und letzten (s30) Versuch. Der Zwischenwert für sq30-AV1 ist linear interpoliert. Die wesentlichen Materialparameter sind in Tabelle 5.2 zusammengefasst. Weitergehende Angaben zur Betonrezeptur, eine Zusammenfassung der Festbetonprüfungen sowie die Dokumentation der Lieferung sind dem Anhang A zu entnehmen.

5.3.2 Bewehrungsstahl

Als Biegezugbewehrung kommen zwei verschiedene Chargen Betonstahl ($\varnothing 20$) mit der Duktilitätsklasse B500 B zum Einsatz. Für die Ausbildung des Anschlussbereichs der Plattenviertel wurden Anschlussstäbe PH-A 20 [122] mit aufgestauchtem Gewindebereich verwendet. In diese wurde ein Feingewinde (M22 x 1,5) eingebracht. Hingegen wurde für die Vollplatte handelsüblicher Betonstabstahl verwendet. Die Bestimmung der Streckgrenzen f_{ym} sowie des Elastizitätsmoduls E_{sm} erfolgte nach [43]. Die Ergebnisse sind getrennt nach Charge für die Anschlussstäbe in Abbildung 5.2a und für den Betonstabstahl in Abbildung 5.2b dargestellt. Die abgeleiteten Materialparameter sind in Tabelle 5.2 zusammengefasst.

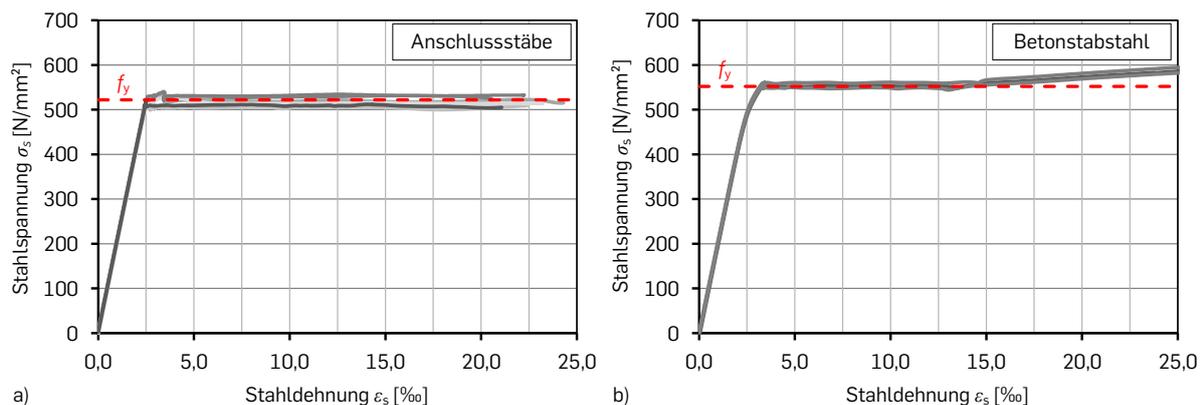


Abbildung 5.2: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Längsbewehrung a) Anschlussstäbe PH-A 20 und b) Betonstabstahl

5.4 Versuchsaufbauten

Die Verifikationsversuche werden an zwei unterschiedlichen, aber vergleichbaren Versuchsständen durchgeführt. Für die Plattenviertel wird der in Abschnitt 3.2 beschriebene und von WINKLER in [163] entwickelte Versuchstand genutzt. Die Prüfung der Vollplatte erfolgt hingegen an einem eigenen, zweiten Versuchstand. Letzterer ist speziell für den Referenzversuch entworfen und hergestellt worden und erfüllt drei essenzielle Kriterien. Erstens berücksichtigt er alle Anforderungen konventioneller Durchstanzprüfungen [14; 59]. Zweitens projiziert er die wesentlichen Eigenschaften (z. B. Stützgeometrie, Lagerung, Belastungsart) der symmetrisch reduzierten Plattenversuche auf Vollplatten. Und drittens nutzt er die vorhandene experimentelle Infrastruktur der Versuchseinrichtung. Prinzipskizzen der Drauf- und Ansicht beider Versuchsstände sind in Abbildung 5.3 gegenübergestellt. Die wesentlichen Elemente beider Stände werden im Folgenden zusammenfassend beschrieben.

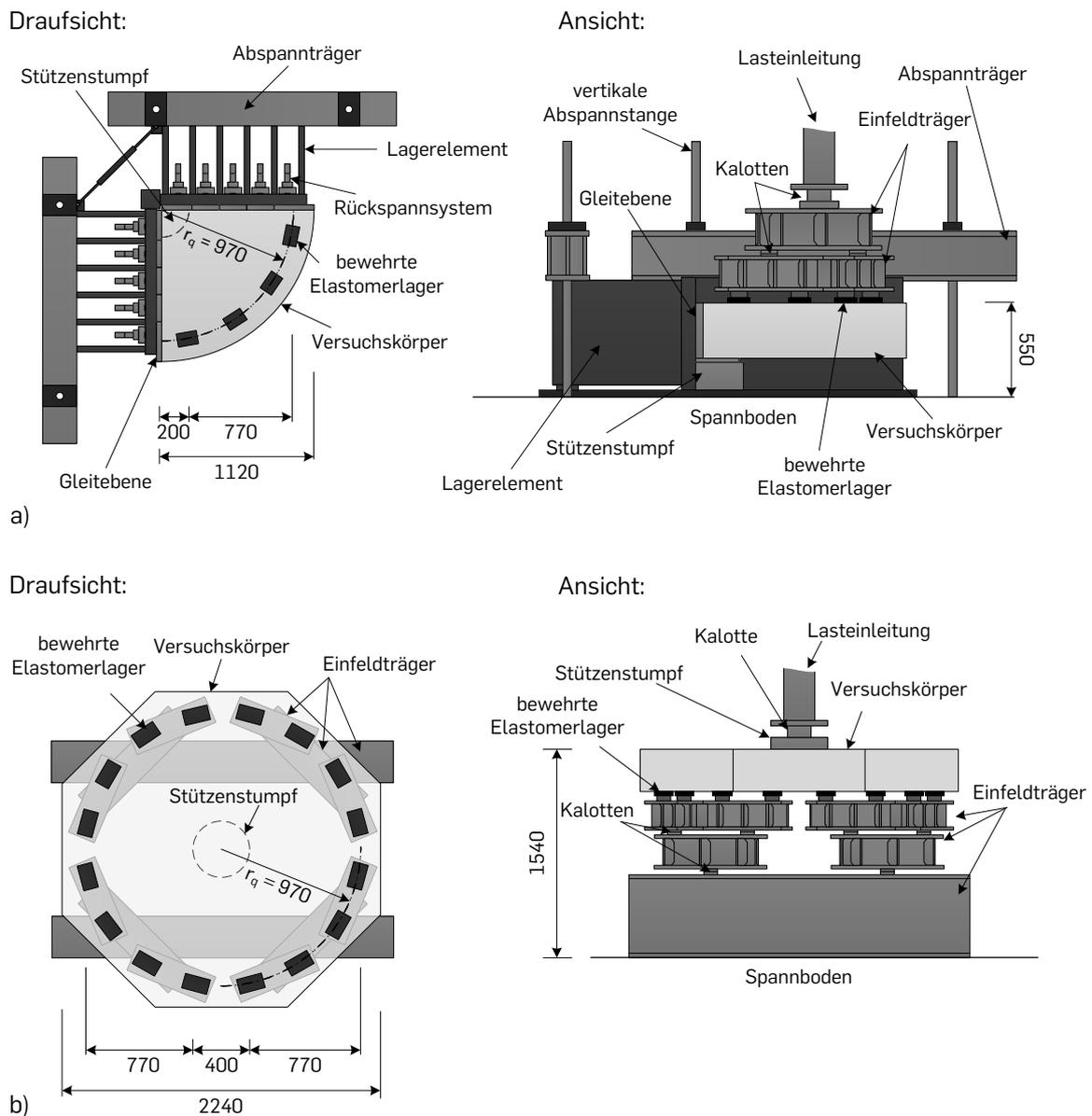


Abbildung 5.3: Prinzipskizzen beider Aufbauten der Verifikationsversuche a) Plattenviertel und b) Vollplatte (Maße in mm)

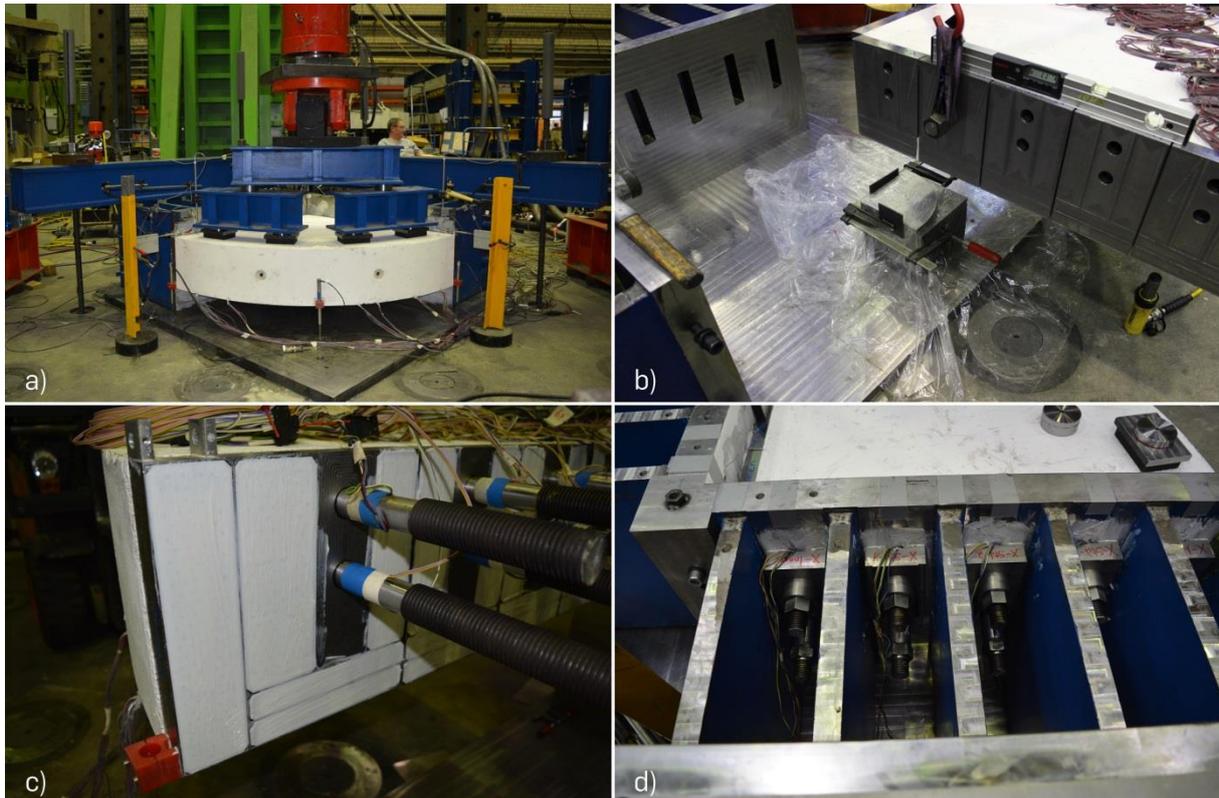


Abbildung 5.4: Versuchsstand Plattenviertel a) Versuchsaufbau mit Lasteinleitung, b) Mörtebett am Stützenstumpf, c) Gleitebene ausgestattet mit PTFE und Fett und d) rückseitige Verankerung aus [22]

5.4.1 Versuchsstand Plattenviertel

In Abbildung 5.4a ist der Versuchsaufbau der Plattenviertel dargestellt. Die Last wird am freien Plattenrand durch einen hydraulischen Zylinder ($V_{\max} = 630 \text{ kN}$) aufgebracht. Ein Traversensystem aus zwei Ebenen gekoppelter Einfeldträger sorgt dafür, dass sich die Last gleichmäßig und steifigkeitsunabhängig auf vier Lastpunkte in einem Lastradius von $r_q = 0,97 \text{ m}$ verteilt. Um eine ausreichende Rotationsfähigkeit des Traversensystems sicherzustellen sind zwischen und unter den Trägerebenen gefettete sphärische Kalotten ($\varnothing_k = 100 \text{ mm}$) und am Prüfzylinder selbst ein Kardangelenk angeordnet.

Die Verbindung zwischen Lasteinleitungsstruktur und Versuchskörper bilden $t_1 = 30 \text{ mm}$ dicke, bewehrte Elastomerlager (150×100 , Sandwichlager Q, Calenberg Ingenieure). Sie sind unter Lastverteiplatten ($170 \times 120 \times 20$, S235) angeordnet und erfüllen gleich drei Funktionen. Erstens erlauben sie durch ihre geringe Schubfedersteifigkeit zwangsarme radiale Lateralverformungen der gezogenen Plattenoberseite infolge zunehmender Rissbildung im Versuch. Zweitens sorgen sie für eine nahezu gleichmäßige Pressung an der Betonoberfläche im Lasteinleitungsbereich und drittens verbessern sie die Fähigkeit der Lasteinleitungsstruktur sich an die zunehmende Plattenneigung im Versuch anzupassen.

Die Auflagerung der Plattenviertel erfolgt im Schnittpunkt beider Symmetrieebenen durch einen Stützenstumpf aus Stahl, der als Viertelkreis ($r_c = 200 \text{ mm}$) ausgebildet ist. Die Höhe des Stumpfs ist so gewählt, dass unter Berücksichtigung der Lage der Gewindestangen und

der Rückspannöffnungen ein maximaler vertikaler Verschiebungsweg im Versuch zur Verfügung steht. Zum Ausgleich von Unebenheiten der Betonoberfläche (Betonierseite) des Versuchskörpers wird in der Kontaktfläche zwischen Beton und Stahl ein Mörtelbett (Vergussmörtel V1/10, Pagel [120]) erstellt (Abbildung 5.4b). Zusätzlich sind jeweils zwei Lagen Hartfaserplatten ($t_1 = 2,0$ mm) und PTFE ($t_1 = 1,0$ mm) im Kontaktbereich angeordnet.

Abbildung 5.4c zeigt die vollständig präparierte Gleitebene am Versuchskörper. Wie in Abschnitt 3.2 beschrieben, besteht sie aus gekammerten $t_1 = 0,5$ mm dicken PTFE-Streifen, welche zur Verbesserung der Reibungseigenschaften zusätzlich mit Schmierfett (Synthesso 8002, Klüber Lubrication [92]) versehen sind. Lagerseitig komplettieren großformatige Edelstahltafeln ($t_1 = 1$ mm, Werkstoff 1.4301/2R) das tribologische System. Für möglichst einheitliche Gleiteigenschaften werden alle Komponenten der Gleitebene nur einmalig eingesetzt und vor dem Einfetten gründlich gereinigt.

Abbildung 5.4d zeigt abschließend die rückseitige Verankerung der Plattenviertel am Widerlager. Zwanzig Gewindestangen und zehn Ankerplatten sorgen für eine Zugkopplung im Versuch. Um Zusatzverformungen infolge der Versuchsbelastung vorwegzunehmen, werden die Gewindestangen vor Versuchsstart vorgespannt. Die Zieldehnung beträgt $\varepsilon_{s,Ziel} = 2.200$ $\mu\text{m}/\text{m}$. Die Vorspannprozedur ist in [163] detailliert beschrieben und wird daher an dieser Stelle nicht wiederholt.

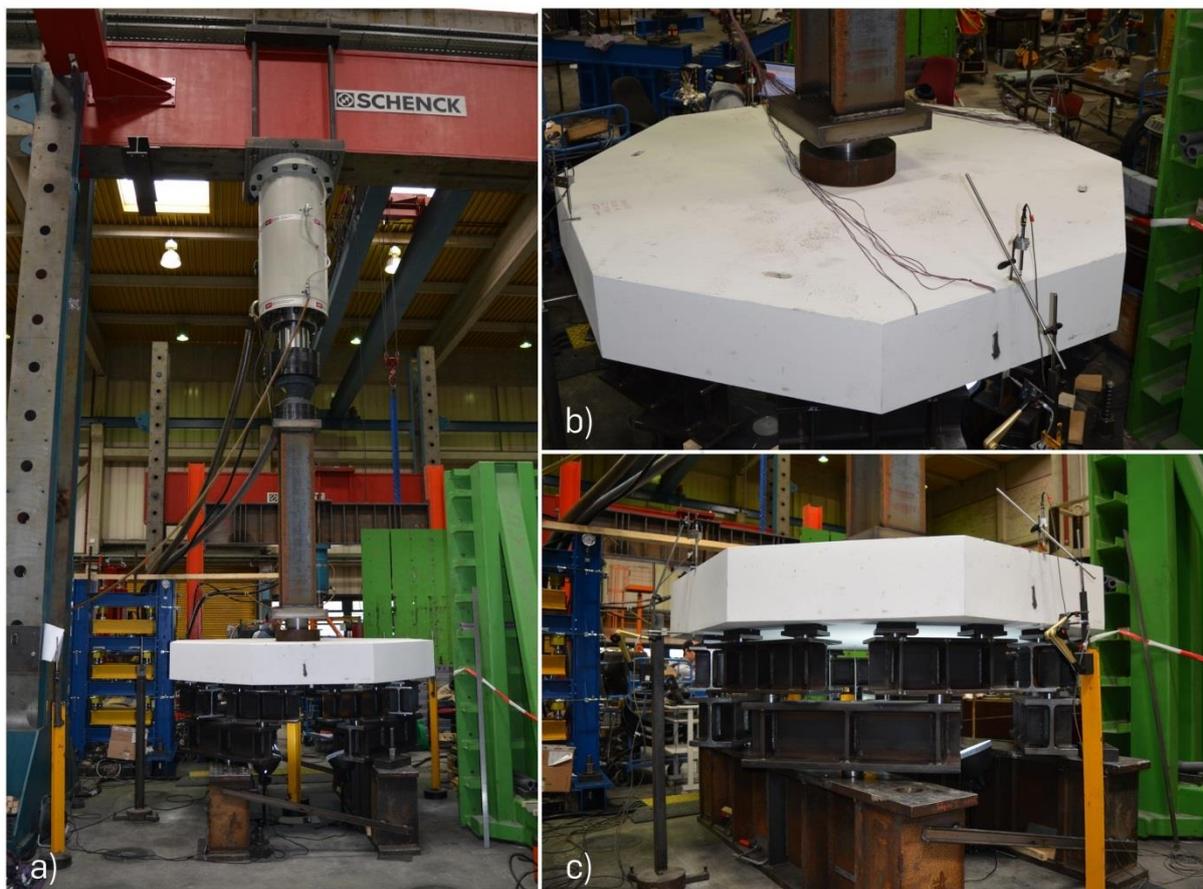


Abbildung 5.5: Versuchsstand Vollplatte a) Ansicht des Versuchsstands mit Prüfzylinder und Belastungsrahmen, b) Lasteinleitung auf der Plattenoberseite und c) Auflagerkonstruktion

5.4.2 Versuchsstand Vollplatte

Der Versuchsstand für die Vollplatte ist in Abbildung 5.5a dargestellt. Die Prüfung erfolgt invers zum Plattenviertel. Die Last wird in Plattenmitte zentral von oben durch einen servohydraulischen Prüfzylinder (3 MN, Hydropuls-Zylinder, Fa. IST) aufgebracht. Ausgehend von diesem wird sie über einen Druckstab (HEM 340) und eine Kalotte ($\varnothing_k = 200$ mm) in ein Vollrund ($\varnothing 400$ mm, $l = 100$ mm) übertragen (Abbildung 5.5b). Letzteres dient als Stützenstumpf. Analog zum Plattenviertel sind zum Ausgleich von Unebenheiten zwischen Lasteinleitung und Betonoberfläche jeweils zwei Lagen Hartfaserplatten ($t_i = 2,0$ mm) und PTFE ($t_i = 1,0$ mm) angeordnet. Aufgrund der hohen Oberflächenqualität (Schalseite) konnte hier auf einen Verguss verzichtet werden.

Die Lagerung der Vollplatte ist in Abbildung 5.5c dargestellt. Sie erfolgt auf der Unterseite des Versuchskörpers durch ein System aus statisch bestimmten Einfeldträgern. Insgesamt 14 von ihnen werden in drei Ebenen angeordnet, hierbei bilden acht Träger die obere, vier Träger die mittlere und zwei Träger die untere Ebene. Die Vollplatte wird hierdurch auf 16 Punkten mit einer (nahezu) einheitlichen Lagerkraft von $V_{\text{test}}/16$ im Abstand von $r_q = 0,97$ m zur Plattenmitte gelagert. Analog zum Plattenviertel sind zwischen den Trägerebenen sphärische Kalotten ($\varnothing_k = 100$ mm) platziert. Auch sind zwischen Versuchskörper und Auflagersystem bewehrte Elastomerlager (150 mm x 100 mm x 30 mm, Sandwichlager Q) auf Lastverteilungsplatten (170 x 120 x 20, S235) angeordnet.

Tabelle 5.3: Übersicht des Messkonzepts der Plattenviertel sq30-AV1 und AV2

Bezeichnung	Messstelle	Messziel	Messtechnik
u_1, u_4	Gleitblech (Zugseite)	horizontale Verschiebung	Wegaufnehmer
u_2, u_3	Widerlagerfrontplatte	horizontale Verschiebung	Wegaufnehmer
w_5, w_6, w_8-w_{12}	Versuchskörper	vertikale Verschiebung	Wegaufnehmer
w_7	Ankerplatte (Y-Achse)	vertikale Verschiebung	Wegaufnehmer
DMS 01 - 28	Biegezugbewehrung	Stahldehnung	DMS*
DMS 29 - 39	Bewehrung (Druckzone)	Stahldehnung	DMS*
DMS 40 - 79	Gewindestangen	Rückspannkraft	DMS*
KMD	Prüfzylinder	Prüflast	Kraftmessdose
Kamera	gezogene Plattenoberfläche	Rissbildung	Canon EOS 600D

* Typ: HBM LY-11-3/120

Tabelle 5.4: Übersicht des Messkonzepts der Vollplatte s30

Bezeichnung	Messstelle	Messziel	Messtechnik
u_1-u_4	Betonoberfläche (Zugseite)	horizontale Verschiebung	Wegaufnehmer
w_5-w_{12}	Betonoberfläche (Zugseite)	vertikale Verschiebung	Wegaufnehmer
DMS 01 - 31	Biegezugbewehrung	Stahldehnung	DMS*
DMS 31 - 41	Bewehrung (Druckzone)	Stahldehnung	DMS*
KMD	Prüfzylinder	Prüflast	Kraftmessdose
Kamera	gezogene Plattenoberfläche	Rissbildung	Canon EOS 600D

* Typ: HBM LY-11-3/120

5.5 Messkonzepte

5.5.1 Plattenviertel

Das Messkonzept der Plattenviertel ist in Tabelle 5.3 zusammengefasst. Es dokumentiert sowohl das Verhalten der Versuchskörper, als auch des Versuchsstandes. Das Konzept besteht dafür aus insgesamt 12 induktiven Wegaufnehmern und 79 Dehnungsmessstreifen (DMS). Letztere sind verteilt auf der oberen Biegezugbewehrung, der unteren konstruktiven Bewehrung sowie auf den Gewindestangen für die Rückspannung angebracht. Die Prüflast wird über eine Kraftmessdose (KMD) am Prüfzylinder gemessen. Eine direkte Messung der Auflagerlast am Stützenstumpf war hingegen aufgrund der geringen Aufbauhöhe und der Form der Auflagerung nicht möglich. Des Weiteren ist eine Kamera am Belastungsrahmen montiert, um die Rissbildung während des Versuchs auf der gezogenen Plattenoberfläche zu dokumentieren. Eine Zusammenstellung aller relevanten Messtechnikpläne ist im Anhang B hinterlegt.

5.5.2 Vollplatte

Die Anordnung der Messtechnik im Vollplattenversuch ist auf die Plattenviertel abgestimmt. Sie berücksichtigt hierbei die inverse Lage des Versuchskörpers. Tabelle 5.4 fasst das Messkonzept zusammen. Die relevanten Messtechnikpläne sind auch hier im Anhang B zusammengestellt.

5.6 Versuchsdurchführung

Die Prüfung aller Versuchskörper erfolgte innerhalb von 4 Tagen. Hierbei nimmt der Auf- und Abspannvorgang der Plattenviertel die meiste Zeit in Anspruch. Zunächst wurden beide Plattenviertel getestet, anschließend die Referenzvollplatte. Die Versuchsvorbereitungen und die Prüfung der Plattenviertel sind nach dem empfohlenen Vorgehen aus [163] unter zur Hilfenahme von Checklisten durchgeführt worden. In allen drei Versuchen erfolgte die Lastaufbringung weggeregelt mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von $v = 0,5$ mm/min. Nach einem deutlichen Abfall der Prüflast wurde die Lastaufbringung gestoppt und die Versuche fotografisch dokumentiert. Aus Sicherheitsgründen ist das vollständige Bruchbild erst nach der Entlastung bzw. Ausbau aus dem Versuchsstand aufgenommen worden.

Tabelle 5.5: Ergebnisse der Verifikationsversuche und Vergleich zur theoretischen Biegetragfähigkeit nach [67]

Versuch	V_{test} [kN]	F_{μ} [kN]	$V_{R,\text{test}}$ [kN]	V_{flex} [kN]	$V_{R,\text{test},\text{sq30-i}}/$ $V_{R,\text{test},\text{s30}}$ [-]	$V_{\text{flex}}/$ V_{test} [-]
s30*	323	0	323	680	-	2,1
sq30-AV1	364	30	334	650	1,03	1,8
sq30-AV2	398	30	368	650	1,14	1,6

* Werte entsprechend des Konzepts geviertelt

5.7 Ergebnisse

5.7.1 Last-Verformungsverhalten und Versagensart

Abbildung 5.6 zeigt eine Gegenüberstellung des Last-Verformungsverhaltens der drei Verifikationsversuche. Zur einheitlichen Darstellung ist jeweils die Plattendurchbiegung w als Differenz aus vertikaler Verschiebung im Lasteinleitungsradius r_q und in der Plattenmitte über die Querkraft am Stützenstumpf $V_{R,\text{test}}$ aufgetragen. Letztere muss aufgrund der unterschiedlichen Versuchsaufbauten verschiedenartig ermittelt werden. Während die Kraft im Referenzversuch s30 direkt am Stützenstumpf eingeleitet und daher mit einer Kraftmessdose am Prüfcylinder abgenommen werden kann, muss die im Randbereich eingeleitete Zylinderkraft V_{test} der Plattenviertel sq30-AV1 und sq30-AV2 durch die anfallende Reibungskraft F_μ der Gleitebenen rechnerisch reduziert werden (vgl. Abschnitt 5.5). Sowohl die gemessenen Zylinderkräfte V_{test} als auch die korrespondierenden rechnerischen Querkräfte an der Stütze $V_{R,\text{test}}$ können aus Tabelle 5.5 entnommen werden. Die Kräfte der Vollplatte sind hierbei entsprechend des Experimentalkonzepts geviertelt, also auf ein Plattenviertel bezogen.

Die Last-Verformungsverläufe aller drei Platten in Abbildung 5.6 weisen das typische Schema eines Durchstanzversagens auf. Insbesondere die Vollplatte s30 zeigt zunächst einen linearen Anstieg der Durchbiegung bis etwa $V_{R,\text{test}} = 100$ kN. Nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit auf der Plattenunterseite und damit einhergehender Rissbildung reduziert sich ihre Steifigkeit anschließend merklich. Nach dem Erreichen der Höchstlast tritt ein schlagartiges Versagen mit einer deutlichen Verformungszunahme ein. Der beschriebene Verlauf ist auch bei beiden Plattenvierteln erkennbar, er wird jedoch durch ungewollte Zusatzverformungen und Reibung überlagert und ist daher weniger ausgeprägt. Zur Bewertung der Versagensart ist in Tabelle 5.5 die rechnerische Biegetragfähigkeit V_{flex} nach Abschnitt 2.3 angegeben. Laut STALLER [148] kann von einem reinen Durchstanzversagen ausgegangen werden, wenn der Quotient aus Biegetragfähigkeit und Versagenslast $V_{\text{flex}}/V_{\text{test}} > 1,25$ beträgt. Dies trifft auf alle drei Versuche zu.

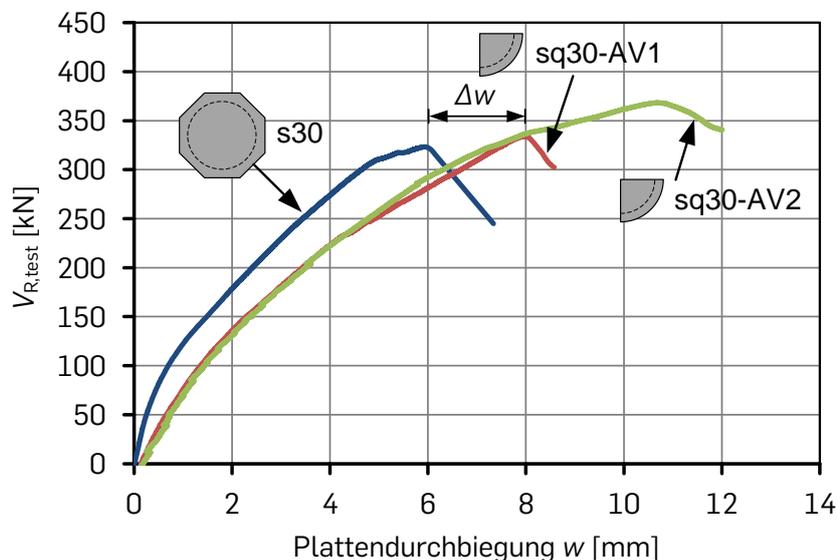


Abbildung 5.6: Last-Verformungsverläufe der Verifikationsversuche unter Abzug der Reibung

Die Gegenüberstellung der Versuche in Abbildung 5.6 verdeutlicht weiterhin, dass das Durchstanzverhalten von ganzen Stahlbetonplatten durch die Plattenviertel sowohl qualitativ, als auch quantitativ sehr gut abbildet wird. Die Vollplatte s30 versagt bei $4 \cdot 323$ kN, die Plattenviertel bei 334 kN (sq30-AV1) und 368 kN (sq30-AV2). Dies entspricht Abweichungen von 3 % bzw. 14 %. Folglich zeigt Anschlussvariante AV1 ohne Kopfbolzen nahezu keine und AV2 mit zwei verbleibenden Kopfbolzen nur noch geringe Traglaststeigerungen im Vergleich zur Referenzplatte.

Die Durchbiegung w beider Plattenviertel ist im Vergleich zum Referenzversuch deutlicher erhöht. Die Differenz ist für beide Plattenviertel in ihrer Größe gleich und steigt mit zunehmender Prüflast an. Da das Verformungsverhalten der Plattenviertel identisch ist, kann ein Einfluss resultierend aus den Anschlussvarianten ausgeschlossen werden. Weiterhin belegt die Auswertung der Dehnungsmessungen an den Gewindestangen der Rückspannung (vgl. Anhang C) durch ihren konstanten Verlauf, der unabhängig von der Prüflast V_{test} ist, dass in beiden Versuchen keine Rotationen zwischen Anschlusskonstruktion und Versuchsstand auftreten. Folglich ist davon auszugehen, dass die Verformungsdifferenz durch die vergleichsweise weichen Symmetriewiderlager entsteht, es sich also um eine lastproportionale Zusatzrotation aus begrenzter Widerlagersteifigkeit handelt.

$$\Delta w = \tan(\alpha) \cdot \left(r_q + \frac{t_{\text{Front}}}{2} \right) \quad (5.1)$$

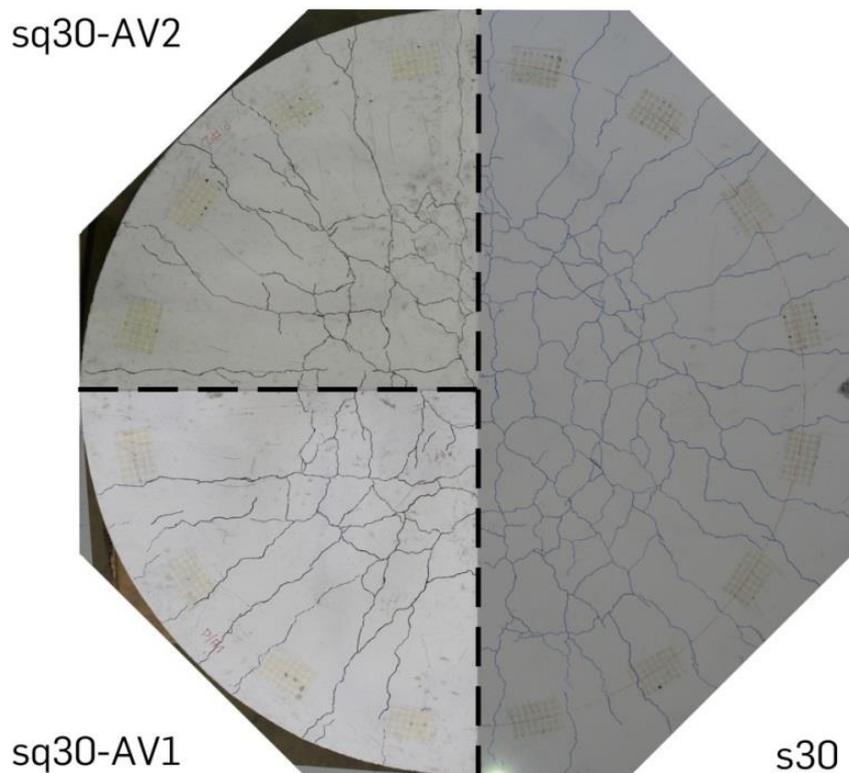


Abbildung 5.7: Rissbilder auf den gezogenen Oberflächen der Versuchskörper s30, sq30-AV1 und sq30-AV2

Für eine exakte Quantifizierung dieser Zusatzrotationen stehen für die Verifikationsversuche keine geeigneten Messungen zur Verfügung. Sie wurden erst bei den Großversuchen in Kapitel 6 implementiert. Werden jedoch lastinduzierte Lagerneigungen von $\alpha = 0,05^\circ$ bis $0,1^\circ$ unterstellt, welche in ihrer Größenordnung sowohl in dem symmetrisch reduzierten Durchstanzversuch aus [163], als auch bei den Großversuchen gemessen wurden, lässt sich bereits 44 % bis 88 % der Durchbiegungsdifferenz Δw auf sie zurückführen (Gleichung 5.1).

5.7.2 Rissbilder und Sägeschnitte

In Abbildung 5.7 ist eine Gegenüberstellung der abgeschlossenen Rissbilder aller drei Versuchskörper auf der gezogenen Plattenseite dargestellt. Alle sichtbaren Risse wurden nach dem Ausbau aus dem Versuchsstand mit einem Filzstift nachgezeichnet. Die Rissbilder sind nahezu kongruent und zeigen das typische Bild eines Durchstanzversagens [144; 169]. Die radialen Risse sind gleichmäßig über den Umfang der Versuchskörper verteilt und verlaufen sternförmig von der Stütze bis zum Plattenrand. Im Gegensatz dazu beschränken sich die tangentialen Risse aller Versuchskörper auf den stütznahen Bereich. Der direkte Vergleich zwischen den Plattenvierteln und der Vollplatte verdeutlicht dabei, dass die äußeren Tangentialrisse in Form, Lage und Abmessung sehr gut übereinstimmen. Sie bilden mit den inneren Schrägrissen üblicherweise den Durchstanzkegel.

Erwähnenswert ist, dass die Rissbildung der Plattenviertel nahe den Symmetrieebenen eine leichte Beeinflussung durch die Anschlussvarianten aufweist. Während sich bei sq30-AV1 durch den Verzicht auf die Verbundmittel eine Öffnung von max. 0,45 mm (gemessen durch ein Extensometer) in der Kontaktfuge zwischen Gleitblech und Versuchskörper bildet, entstehen bei sq30-AV2 sichtbare Radialrisse entlang beider Symmetrieebenen direkt hinter dem Verbundsicherungsbereich. Das nahezu identische Verhalten der Versuchskörper in Abbildung 5.6 belegt jedoch, dass beide Effekte etwa von gleicher Größe sind und das Verformungsverhalten nicht beeinflussen. Dies steht im Einklang mit den Erkenntnissen aus Abschnitt 4.1.

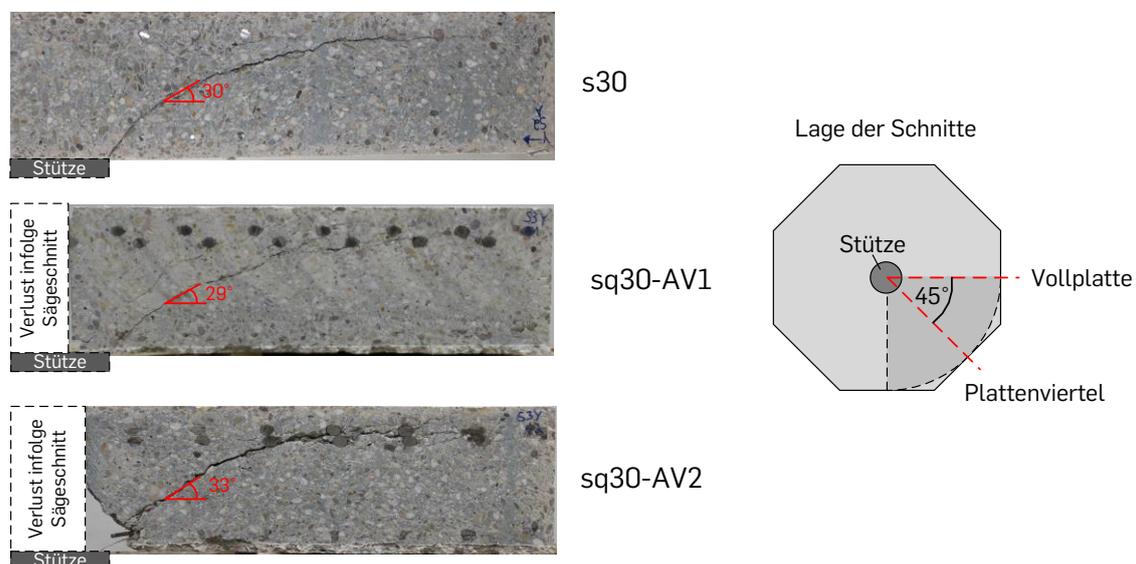


Abbildung 5.8: Sägeschnitte der Verifikationsversuche mit Angabe der Rissneigung

Zusätzlich zu der Rissbildung auf der Plattenoberfläche wurde auch die innere Rissbildung der Versuchskörper durch Sägeschnitte dokumentiert (Abbildung 5.8). Die Plattenviertel wurden hierzu zunächst seitlich von den Gleitblechen befreit und anschließend diagonal getrennt. Um das Sägeblatt durch die Stahleinbauteile der Rückspannung nicht zu beschädigen, mussten die Schnitte entlang der Symmetrieachsen in einem Abstand von $a \approx 70$ mm geführt werden. Der hierbei entstehende Verlust am Versuchskörper ist in Abbildung 5.8 mit gestrichelten Linien markiert.

Bei der Vollplatte ist das aufwändige Abtrennen der Gleitbleche nicht erforderlich. Sie kann daher direkt entlang der Symmetrieachsen aufgeschnitten werden. Infolge der abweichenden Vorgehensweise sind bei den Plattenvierteln zwei Bewehrungslagen, bei der Vollplatte jedoch nur eine sichtbar.

Die Gegenüberstellung der Sägeschnitte in Abbildung 5.8 zeigt bei allen drei Versuchskörpern das typische Bild eines Durchstanzversagens einer schubunbewehrten Stahlbetonplatte. Ein dominanter Schubriss verläuft ausgehend vom Stützenanschnitt in der Druckzone mit einer Neigung von etwa 30° zur gezogenen Plattenoberseite. Die Ausprägung und der Verlauf der Schubrisse sind bei allen Platten nahezu identisch. Folglich ist weder ein signifikanter Unterschied zwischen Plattenviertel und Vollplatte, noch zwischen den beiden Anschlussvarianten erkennbar.

5.7.3 Betonstahldehnungen im Anschlussbereich

Zur Überprüfung des Einflusses der Anschlussvarianten und der Versagensart werden die Betonstahldehnungen der Biegezugbewehrung im Stützbereich je Richtung am innersten Gleitblech untersucht. Theoretisch treten an dieser Stelle die höchsten Belastungen im Versuchskörper auf. Die Dehnungsentwicklung der Bewehrung ist in Abbildung 5.9a in Richtung der y-Achse und in Abbildung 5.9b in Richtung der x-Achse in Abhängigkeit der Prüfkraft V_{test} dargestellt. Die Positionen der Dehnungsmessstreifen (DMS) sind mit den Nummern 1 bzw. 2 und 6 bzw. 7 gekennzeichnet. Sie messen die Dehnungen jeweils senkrecht zur Symmetrieebene. Im Vollplattenversuch s30 (rot) liegen die DMS exakt auf den Symmetrieachsen, bei beiden Plattenvierteln (AV1: blau, AV2: grün) sind sie aufgrund des Schraubenschlusses der Bewehrung um $a = 20$ mm versetzt. Während des Versuchs sq30-AV1 ist DMS 2 ab etwa 140 kN ausgefallen und daher nur bis zu dieser Laststufe dargestellt. Darüber hinaus zeigen beide Diagramme die Dehnungsverläufe ab Versuchsstart. Vordehnungen resultieren aus der statisch unbestimmten Lagerung der Versuchskörper in Kombination mit geometrischen Unschärfen, die bei der Herstellung und Montage entstehen [22], sind folglich nicht enthalten.

Die Gegenüberstellung in Abbildung 5.9 verdeutlicht, dass die Dehnungsentwicklungen im Stützbereich von Plattenviertel und Vollplatte grundsätzlich vergleichbar sind. Insbesondere entlang der y-Achse (Abbildung 5.9a) weisen die Dehnungsverläufe große Ähnlichkeiten auf. Etwas größere Unterschiede sind entlang der x-Achse erkennbar (Abbildung 5.9b). Bei beiden Plattenvierteln verzeichnet DMS 6 einen deutlich geringeren Dehnungsanstieg als bei der Vollplatte. Dieser Unterschied wird auf lokale Effekte durch die vom Rückspannsystem indu-

zierten Vordehnungen zurückgeführt. So werden während des Vorspannvorgangs Zugkräfte in die Bewehrung eingetragen, welche entgegengesetzt zur Belastung aus dem Versuch wirken. Erst nachdem diese durch die Versuchsbelastung überschritten werden, ist eine Dehnung messbar. Ein signifikanter Unterschied zwischen den beiden Anschlussvarianten ist nicht erkennbar.

Zur Bewertung der Versagensart ist in Abbildung 5.9 zusätzlich die Streckgrenze der Biegezugbewehrung der Plattenviertel ($\varepsilon_y = 522 \text{ N/mm}^2 / 207.800 \text{ N/mm}^2 = 2,5 \text{ ‰}$) eingezeichnet. Der Vergleich zu den Messwerten zeigt, dass die Streckgrenze nur an einer Messstelle (DMS 1) im Versuch (sq30-AV2) ab etwa 350 kN überschritten wird. Die Dehnungsverläufe belegen somit, dass bei allen drei Versuchskörpern von einem Durchstanzversagen ohne ausgeprägtes Bewehrungsfließen ausgegangen werden kann.

5.8 Analyse der Ergebnisse

5.8.1 Einordnung der Tragwiderstände

Zur Analyse der Versuche und der Anschlussvarianten werden die gemessenen Tragwiderstände in die Versuchsdatenbank von VOCKE [155] eingeordnet. Die Datenbank besteht aus ca. 200 Durchstanzversuchen an symmetrischen Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung. In Abbildung 5.10 sind die normierten Bruchschubspannungen v_u nach Gleichung 5.2 über die statische Nutzhöhe d aufgetragen. v_u ist abhängig von der Bruchlast $V_{R,test}$, der Länge des kritischen Rundschnitts u_{crit} , der statischen Nutzhöhe d , der Betondruckfestigkeit f_c und dem Längsbewehrungsgrad ρ_l . Für die Verifikationsversuche können die Parameter den Tabellen 5.1, 5.2 und 5.5 entnommen werden. Zur Normierung der Betonfestigkeit und des Längsbewehrungsgrads werden die Basiswerte $\rho_{l,norm} = 1,0 \text{ ‰}$ und $f_{c,norm} = 25 \text{ MPa}$ verwendet. Die Gleichungen 5.3 und 5.4 geben u_{crit} bezogen auf Plattenviertel für runde und rechteckige Stützen an.

$$v_u = \frac{V_{R,test}}{u_{crit,i} \cdot d} \left(\frac{\rho_{l,norm}}{\rho_{l,test}} \cdot \frac{f_{c,norm}}{f_{c,test}} \right)^{1/3} \quad (5.2)$$

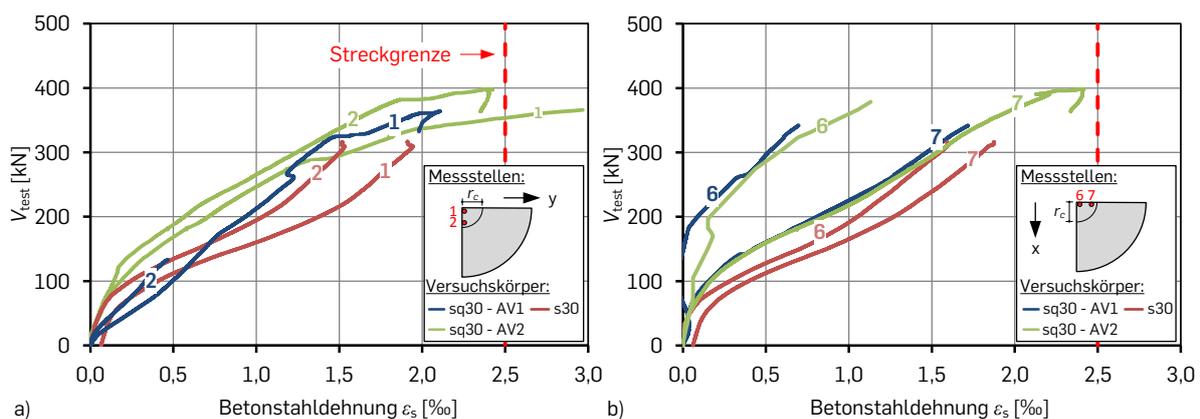


Abbildung 5.9: Dehnungsentwicklung des Betonstahls im Stützbereich nahe der Symmetrieebenen in Richtung der a) y-Achse und b) x-Achse

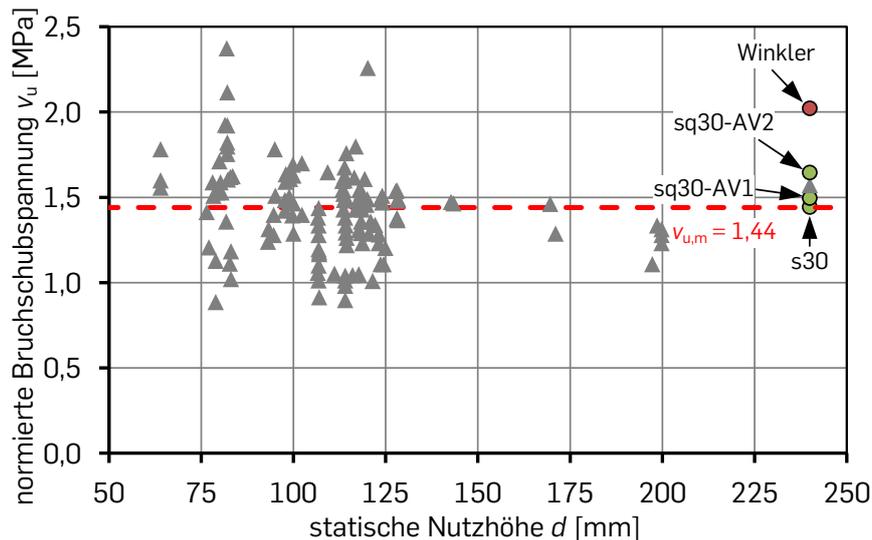


Abbildung 5.10: Vergleich der Verifikationsversuche mit der Datenbank von VOCKE [155]

mit:

$$u_{\text{crit,circ}} = (r_c + 1.5 \cdot d) \cdot \frac{\pi}{2} \quad (5.3)$$

$$u_{\text{crit,rect}} = r_c + 1.5 \cdot d \cdot \frac{\pi}{2} \quad (5.4)$$

In Abbildung 5.10 repräsentieren die grauen Dreiecke die vorhandenen Datenbankeinträge und die grünen Kreise die Ergebnisse der Verifikationsversuche. Der Referenzversuch s30 liegt mit $v_u = 1,44$ MPa exakt im Mittelwert der Datensammlung, die Plattenviertel sq30-AV1 und sq30-AV2 mit Abweichungen von 3 % bzw. 14 % leicht darüber. Zur Bewertung der entwickelten Anschlussvarianten zeigt der rote Kreis zusätzlich den Durchstanzversuch am Plattenviertel von WINKLER aus [163] ($V_{R,\text{test}} = 405$ kN, $d = 0,24$ m, $r_c = 0,2$ m, $\rho_l = 1,31$ %, $f_c = 16,3$ MPa, $v_u = 2,02$ MPa) mit gleichen Geometrieparametern, jedoch noch vorhandenen Versteifungseffekten. Die Verbesserung durch die optimierten Anschlussvarianten ist deutlich erkennbar.

5.8.2 Bewertung der Gleiteigenschaften

Zur Bewertung der Gleiteigenschaften sowie der angenommenen Reibungskräfte F_μ zeigt Abbildung 5.11 die vertikalen Verschiebungen w_i beider Plattenviertel sq30-AV1 (durchgezogene Linien) und sq30-AV2 (gestrichelte Linien) bis zu einer Prüflast von $V_{\text{test}} = 140$ kN. Die Lage der Wegmesser entlang des Plattenradius ist farblich gekennzeichnet, beginnend mit w_9 (blau) im Eckbereich der Platte bis hin zur Lasteinleitung ($r_q = 970$ mm) w_{12} (lila). Die horizontale rote Linie markiert die aus den Vorversuchen abgeleitete Reibung $F_\mu = 30$ kN. Sie entspricht der akkumulierten Haftreibung von zehn Gleitblechen unter Annahme eines Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,4$ % bei einer Rückspannkraft von etwa 350 kN je Gewindestange.

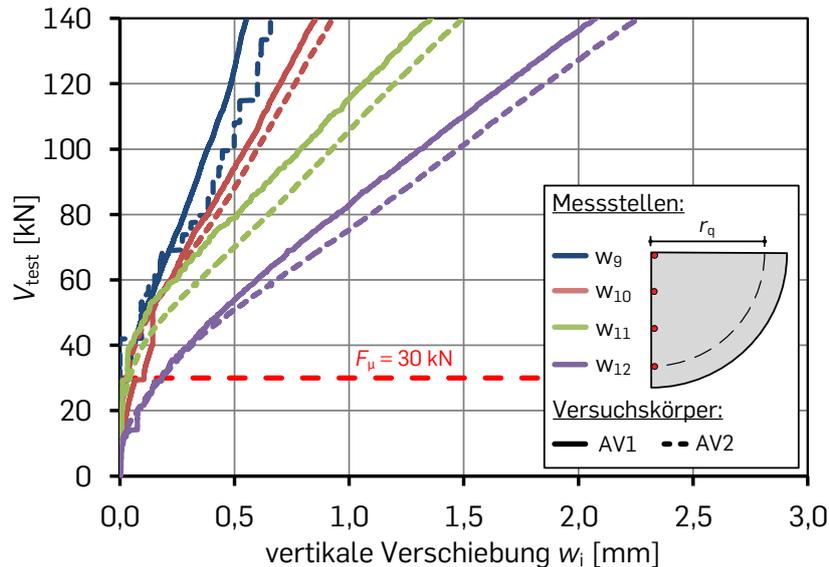


Abbildung 5.11: Darstellung der vertikalen Verschiebungen w_i an verschiedenen Messstellen entlang des Radius für Plattenviertel sq30-AV1 (durchgezogene Linie) und sq30-AV2 (gestrichelte Linie) in Abhängigkeit von der Prüflast

Abbildung 5.11 belegt, dass die angenommene Reibkraft F_μ und die damit ermittelten Tragwiderstände $V_{R,\text{test}}$ in Tabelle 5.5 sehr gut mit dem gemessenen Verhalten im Versuch übereinstimmen. Der Wegaufnehmer w_9 verzeichnet im Versuch sq30-AV1 bei $V_{\text{test}} = 29,5 \text{ kN}$ und im Versuch sq30-AV2 etwas später bei $V_{\text{test}} = 41,9 \text{ kN}$ eine deutliche Verschiebungszunahme und damit verbunden eine Überwindung der Haftreibung im Stützbereich. Erwartungsgemäß verschieben sich die Randbereiche (lila) beider Platten deutlich früher, nämlich bereits ab etwa $V_{\text{test}} = 10 \text{ kN}$ (w_{12}), was ungefähr der theoretischen Reibkraft der ersten beiden Gleitbleche je Achse entspricht ($2 \cdot 2 \cdot 3 \text{ kN} = 12 \text{ kN}$).

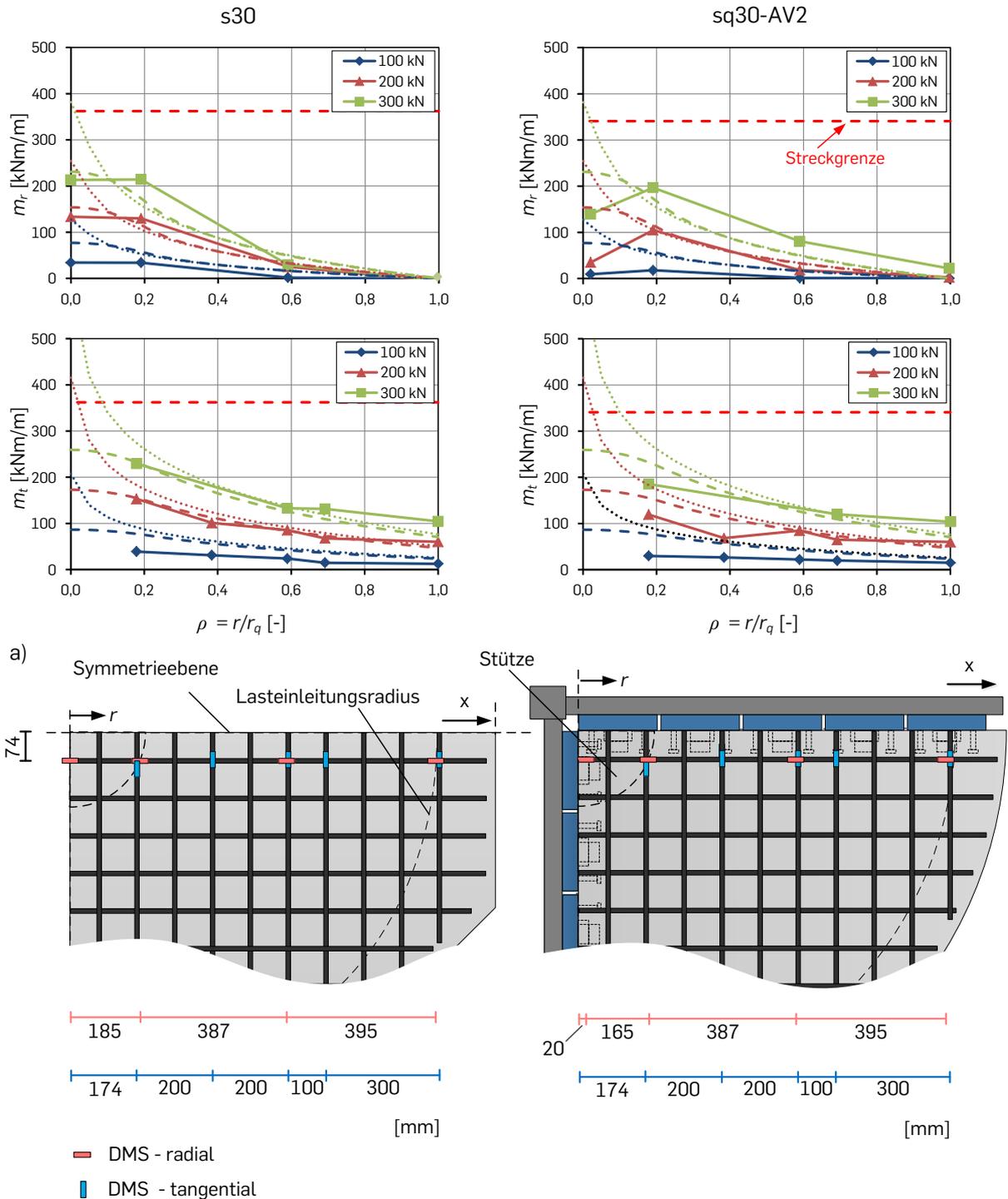
5.8.3 Entwicklung der inneren Kräfte

Die Entwicklung der inneren Kräfte der Versuche s30 (links) und sq30-AV2 (rechts) wird in Abbildung 5.12 durch einen Vergleich von experimentell gemessenen und theoretisch berechneten Biegemomenten untersucht. Abbildung 5.12a zeigt dazu für verschiedene Laststufen (blau: $V_{\text{test}} = 100 \text{ kN}$, rot: $V_{\text{test}} = 200 \text{ kN}$ und grün: $V_{\text{test}} = 300 \text{ kN}$) oben den radialen Momentenverlauf m_r und unten den tangentialen Momentenverlauf m_t . In allen vier Diagrammen repräsentieren die durchgehenden Linien experimentell gemessene Werte, während die gestrichelten und gepunkteten Linien für die theoretisch berechneten Momentenverläufe stehen. Der normierte Plattenradius ρ auf der Abszisse variiert jeweils zwischen 0 (Mittelpunkt der Stütze) und 1 (Lasteinleitungsradius, $r_q = 970 \text{ mm}$).

Die theoretischen Momentenverläufe in Abbildung 5.12a werden für die Gegenüberstellung mit Hilfe der vereinfachten Modelle von MARKUS [106] erzeugt. Die analytischen Näherungslösungen sind in Abschnitt 2.2 beschrieben und idealisieren das Verhalten rotationssymmetrischer Platten. Die Analyse der inneren Kräfte findet dabei durch zwei unterschiedliche Modelle statt. Modell 1 (gepunktete Linien) repräsentiert eine punktförmige Einzellast in Plat-

5.8 Analyse der Ergebnisse

tenmitte, wohingegen Modell 2 (gestrichelte Linien) durch eine flächige Auflagerung eine rechnerische Verteilung der Prüflast über den Stützenstumpf ($r_c = 200$ mm) ermöglicht.



b) **Abbildung 5.12:** Entwicklung der inneren Kräfte a) Vergleich von gemessenen radialen (oben) und tangentialen (unten) Momenten mit theoretisch ermittelten Momenten nach MAR-KUS und b) Lage der Dehnungsmessstreifen in den Versuchskörpern

Im Gegensatz zu den theoretischen Momentenverläufen werden die experimentellen Momentenverläufe aus Dehnungsmessungen erzeugt. Die Positionen der Dehnungsmessstreifen (DMS) sind in Abbildung 5.12b dargestellt. Rote Markierungen stehen für Messstellen, die zur Ermittlung des Radialmoments m_r genutzt werden, blaue Markierungen werden hingegen zur Berechnung des Tangentialmoments m_t herangezogen. Bei beiden Momentenverläufen ist der innere Hebelarm vereinfachend konstant mit $z = 0,9 \cdot d$ entlang des Plattenradius r angenommen. Die benötigten Materialparameter sind aus Tabelle 5.2 entnommen.

Der Vergleich in Abbildung 5.12a verdeutlicht, dass die gemessenen und berechneten Momentenverläufe für beide Versuchskörpertypen sowohl qualitativ als auch quantitativ gut übereinstimmen. Lediglich nahe der Symmetrieebene ($\rho = 0$) weist das radiale Moment des Plattenviertels einen merklichen Abfall auf. Wie bereits zuvor in Abschnitt 5.7.3 diskutiert, wird der Einfluss auf Vordehnungen resultierend aus dem Rückspannsystem zurückgeführt. Erwartungsgemäß kann die Beeinflussung jedoch durch die Anwendung des Match-Cast-Verfahrens (Abschnitt 3.3) bei der Versuchskörperherstellung eliminiert werden, was die Dehnungsverläufe in Abbildung 6.16 belegen.

5.9 Fazit und Bewertung der Anschlussvarianten

Die vorgestellten Verifikationsversuche belegen erstmals, dass Durchstanzexperimente an Deckenausschnitten mit Hilfe der Symmetriereduktion nicht nur qualitativ richtig, sondern auch quantitativ vergleichbar auf Plattenviertel reduziert werden können. Nötig hierfür sind biegesteife Widerlager, reibungsarme Gleitebenen, ein verformungsarmes Rückspannsystem sowie eine spezifische Anschlusskonstruktion. Letztere stellt eine besondere Herausforderung bei der technischen Umsetzung dar, denn sie muss einerseits eine verformungsarme Kraftübertragung zwischen dem Betonversuchskörper und den Stahlgleitblechen sicherstellen und andererseits so ausgebildet werden, dass sie den Tragwiderstand weder erhöht noch verringert.

Durch die gezielte Optimierung der Anschlusskonstruktion in Abschnitt 4.1 werden die im prototypischen Durchstanzversuch eines Plattenviertels aus [163] noch bestehenden, aber ungewollten Versteifungseffekte nahe der Symmetrieebene aufgelöst. Insbesondere Anschlussvariante AV1, ohne Kopfbolzen und mit einer Weichschicht um die Stahleinbauteile, liefert dabei im Vergleich zur Referenzvollplatte einen nahezu identischen Tragwiderstand ($\Delta V_{R,\text{test}} = 3 \%$). Bei Anschlussvariante AV2 mit zwei Kopfbolzen in der Zugzone und ohne Weichschichten steigt der Tragwiderstand bereits um 14 % an. Die Ergebnisse verdeutlichen somit, dass sich Schubrisse erst bei einem kompletten Verzicht auf die Verbundsicherung und der zusätzlichen Ummantelung der Anschlüsse für die Rückspannkonstruktion ungehindert entwickeln können. Dies entspricht den Erkenntnissen aus Abschnitt 4.1.

Im Gegensatz zu den Tragwiderständen ist die Verformung beider Plattenviertel im Versuch erhöht. Dies liegt in erster Linie an dem steifen, aber dennoch verformungsfähigen Versuchstand. Ein wesentlicher Einfluss resultierend aus den Anschlussvarianten ist hingegen nicht festzustellen. Belegt wird dies durch den nahezu identischen Anstieg der Last-

Verformungskurven. Die Analyse der Versuche verdeutlicht, dass Auswirkungen der ungewollten Zusatzrotation aufgrund der Kombination aus ihrer geringen Größe und den Gleitebenen, die nahezu reibungsfreie Verschiebungen zulassen, nicht festzustellen ist. Dies betrifft sowohl den Tragwiderstand und die Rissbildung, als auch die Entwicklung der inneren Kräfte. Folglich ist das optimierte Experimentalkonzept für die Untersuchung des Durchstanzverhaltens von Stahlbetonplatten geeignet.

6 Experimente an dicken Stahlbetonplatten

In Kapitel 6 wird das entwickelte Experimentalkonzept anhand von drei Versuchen an zwei großformatigen Plattenvierteln demonstriert. Sie beinhalten alle Entwicklungen aus Kapitel 4 und Erkenntnisse aus Kapitel 5. Zu Beginn werden in Abschnitt 6.1 die Versuchskörper beschrieben und in Abschnitt 6.2 die Materialdaten zusammengefasst. Der Aufbau der Großexperimente wird in Abschnitt 6.3 detailliert erläutert. Durch die stark steigende Komplexität und Größe unterscheidet er sich wesentlich von den Versuchen aus Kapitel 5. Abschnitt 6.4 präsentiert das Messkonzept bestehend aus optischen, elektrischen und taktilen Messungen. In Abschnitt 6.5 und 6.6 werden die Versuchsdurchführung und deren Ergebnisse präsentiert. Letztere belegen, dass das entwickelte Experimentalkonzept sehr gut für Großversuche geeignet ist. Eine ausführliche Analyse und Diskussion der Ergebnisse mit Fokus auf der Funktionalität des Experimentalkonzepts sowie auf dem größenabhängigen Durchstanzverhalten finden in Abschnitt 6.7 statt. Abschnitt 6.8 fasst die Erkenntnisse des Kapitels zusammen.

6.1 Großversuchskörper und Maßstabskonzept

Das entwickelte Experimentalkonzept wird an zwei Plattenvierteln mit den Dicken von $h = 50$ und 65 cm demonstriert. Ihre Benennung ist in Anlehnung an die kleinformatischen Platten aus Kapitel 5 gewählt und setzt sich folglich aus dem Kürzel sq und der Plattendicke in [cm] zusammen. Bei dem Entwurf der Probekörper wird zudem ein Maßstabskonzept [20] verfolgt, welches die kleinformative Versuchsserie erweitert. Das Maßstabskonzept sieht vor, die Plattengeometrie in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe linear zu skalieren, wohingegen der Längsbewehrungsgrad, die Materialeigenschaften und die Versuchsrandbedingungen (möglichst) konstant gehalten werden.

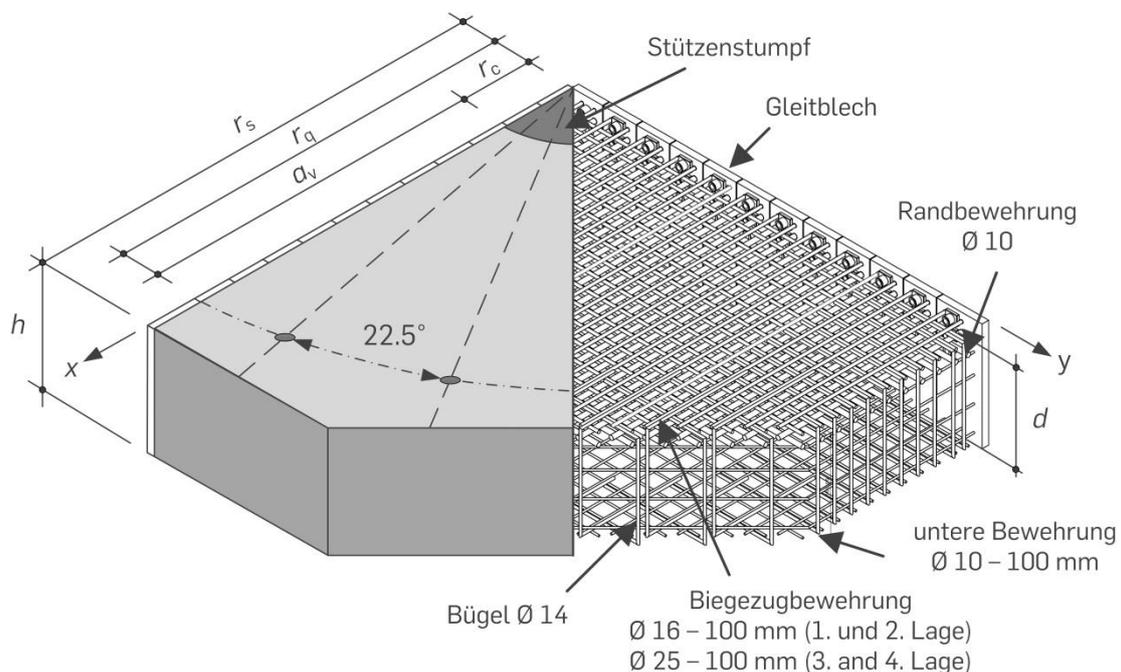


Abbildung 6.1: Geometrie und Bewehrungslayout der Großversuchskörper am Beispiel von Versuch sq65

6.1 Großversuchskörper und Maßstabskonzept

Tabelle 6.1: Geometrieparameter der Großversuchskörper

Versuchskörper	h [m]	d [m]	r_c [m]	r_q [m]	r_s [m]	a_v/d [-]	u_0/d [-]
sq50	0,50	0,40	0,33	1,62	1,87	3,21	5,24
sq65	0,65	0,55	0,46	2,20	2,45	3,21	5,24

Abbildung 6.1 zeigt links die Geometrie der Großversuchskörper. Beide Plattenviertel besitzen einen oktogonalen Grundriss, welcher infolge der Symmetrienutzung zweifach reduziert ist. Der Stützenradius r_c und der Lasteinleitungsradius r_q ergeben sich aus der konstant gehaltenen Schubschlankheit von $\lambda = a_v/d = 3,21$ sowie dem Verhältnis des Stützenumfangs zur statischen Nutzhöhe von $u_0/d = 5,24$. Der Innenkreisradius der Platte r_s beinhaltet zusätzlich eine Verankerungslänge von $l_A = 25$ cm. Tabelle 6.1 fasst die maßgebenden Geometrieparameter der Plattenviertel zusammen.

Die Anordnung der Bewehrung ist in Abbildung 6.1 (rechts) am Beispiel von sq65 dargestellt. Beide Platten sind nicht schubbewehrt und auf ein sprödes Durchstanzversagen ausgelegt. Um den konstant gehaltenen Längsbewehrungsgrad von $\rho_1 \approx 1,3$ % unter Berücksichtigung der Randbedingungen aus der technischen Umsetzung zu realisieren, besteht die obere Biegezugbewehrung aus insgesamt vier Lagen. Versuch sq50 beinhaltet in Lage 1. + 2. $\emptyset 16/10$ und in Lage 3. + 4. $\emptyset 20/10$. Hingegen wird Versuch sq65 mit $\emptyset 16/10$ in Lage 1. + 2. und $\emptyset 25/10$ in Lage 3. + 4. hergestellt. Genaue Angaben zum Abstand des Schwerpunkts der einzelnen Bewehrungslagen zum Bauteilrand $d_{1,i}$, der statischen Nutzhöhe je Bewehrungsrichtung d_i und des damit verbundenen Längsbewehrungsgrads $\rho_{1,i}$ nach Gleichung 6.1 sowie dem mittleren Längsbewehrungsgrad des Versuchskörpers ρ_1 nach Gleichung 6.2 können aus Tabelle 6.2 entnommen werden.

$$\rho_{1,i} = \frac{a_{s1}}{b \cdot d_i} \quad (6.1)$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \quad (6.2)$$

Tabelle 6.2: Auslegung der Biegezugbewehrung der Großversuchskörper

Versuchskörper	Richtung* [-]	Lage [-]	\emptyset_1 [cm]	$d_{1,i}$ [cm]	d_i [cm]	$\rho_{1,i}$ [%]	ρ_1 [%]
sq50	x	1	16	4,9	0,385	1,24	1,29
		3	20	10,7			
	y	2	16	7,7	0,416	1,34	
		4	20	13,9			
sq65	x	1	16	4,9	0,529	1,23	1,27
		3	25	10,45			
	y	2	16	7,4	0,562	1,31	
		4	25	14,05			

*Koordinatenrichtung in die die Längsbewehrung verläuft

Die konstruktive Bewehrung beider Großversuchskörper ist identisch ausgeführt. Zur Verankerung der Biegezugbewehrung sind entlang des freien Plattenrandes U-förmige Bügel ($\varnothing 14$) angeordnet. Sie sind so entworfen, dass sie nicht in den durchstanzrelevanten Bereich hineinreichen und diesen dadurch unzulässig verstärken. Die untere Bewehrung in der Druckzone besteht aus zwei Lagen $\varnothing 10/10$, die analog zur Biegezugbewehrung kreuzweise verlegt sind. Außerdem ist eine Randbewehrung ($\varnothing 10$) über die Höhe des freien Plattenrandes angeordnet. Sie besteht bei sq50 aus drei, bei sq65 aus vier Stäben. Sämtliche konstruktive Bewehrung ist nicht mit den Gleitblechen verbunden.

6.2 Material

Tabelle 6.3 enthält die wesentlichen Materialparameter der Großversuche. Die Betonage beider Plattenviertel erfolgt mittels Match-Cast-Verfahren direkt im Versuchsstand. Hierdurch wird je Versuchskörper eine eigene Betoncharge nötig. Der Größtkorndurchmesser des Betons beträgt für beide Platten $d_g = 16$ mm. Die Materialprüfung zur Bestimmung der Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ und des Elastizitätsmoduls E_{cm} wurde jeweils am Versuchstag vorgenommen. Genaue Angaben zur Betonrezeptur, eine Zusammenfassung der Festbetonprüfungen sowie die Dokumentation der Lieferung können dem Anhang A entnommen werden. In Tabelle 6.3 kennzeichnet sq50-2 die erneute Lastaufbringung auf Versuchskörper sq50 (vgl. Abschnitt 6.6). Bei ihr wurde am Prüftag nur die Betondruckfestigkeit gemessen.

Die Biegezugbewehrung der Versuchskörper wird ausschließlich aus Anschlussstäben vom Typ PH-A der Firma Pfeifer [122] realisiert und besteht je Platte aus zwei unterschiedlichen Durchmesser \varnothing_1 . Die Materialeigenschaften der Stäbe, sowohl ihre mittlere Streckgrenze f_{ym} , als auch der mittlere Elastizitätsmodul E_{sm} , wurden in Zugversuchen an jeweils drei Proben bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.3 zusammengefasst.

6.3 Experimentalaufbau

Abbildung 6.2 zeigt den Aufbau der Durchstanzexperimente. Durch die Verwendung des Match-Cast-Verfahrens ist die Herstellung der Versuchskörper eng mit dem Zusammenbau des Versuchsstands verknüpft und wird daher zusammen präsentiert. Grundsätzlich kann der Aufbau in die folgenden vier Arbeitsschritte eingeteilt werden:

Tabelle 6.3: Materialparameter der Großversuchskörper

Versuch	Beton		Bewehrung		
	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	E_{cm} [MPa]	f_{ym} [MPa]	E_{sm} [MPa]	\varnothing_1 [mm]
sq50	21,5	25.825	556	207.900	16
sq50-2*	24,4	-	514	204.600	20
sq65	20,2	23.688	575 538	209.300 184.700	16 25

* zweite Lastaufbringung

- a) Positionierung und Verguss der Lagerkonstruktion
- b) Aufbau und Einsatz des vertikalen Abspannsystems
- c) Zusammenbau und Betonage der Versuchskörper
- d) Installation der Lasteinleitung

Für die vorliegende Versuchsreihe wurden die Schritte a) und b) nur einmalig beim Errichten des Großwiderlagers durchgeführt, c) und d) hingegen erneut bei jedem Versuch.

Positionierung und Verguss der Lagerkonstruktion

In Abbildung 6.2a ist zunächst die Positionierung und Ausrichtung des Versuchsstands auf dem Spannfeld dargestellt. Drei massive Fundamentplatten ($t_i = 96$ mm, S355) werden auf dem Hallenboden platziert. Ihre exakte Lage wird in Abhängigkeit der Aufspannstellen ermittelt. Eine Kopplung untereinander ist aufgrund des hohen Eigengewichts nicht nötig. Sie wird ausschließlich durch vollflächiges Anpressen an den Kontaktstellen realisiert. Letztere wurden im Vorfeld durch eine CNC-Fräse nachgearbeitet (Abschnitt 4.3.4). Vertikal werden die Platten anschließend mit Hilfe von jeweils 3 Nivellierschrauben (statisch bestimmt) und Präzisionsmessgeräten ausgerichtet. Für einen vollflächigen Lastabtrag und damit einhergehender Verformungsminimierung werden die Platten abschließend in finaler Lage vergossen.

Für den Verguss (Pagel V1/10 [120]) wird ein Spalt von 1,5 cm zur Oberkante des Hallenbodens belassen. Um Lufteinschlüsse oder Hohlräume unterhalb der Platten zu vermeiden, wird der Mörtel von der Vorderseite solange eingebracht, bis er ohne Verdichtungsmaßnahmen auf der Rückseite wieder unter den Platten hervortritt und an keiner Stelle die Unterkante der Platten mehr sichtbar ist. Die während der CNC-Bearbeitung entstanden Spannlöcher dienen zur zusätzlichen optischen Kontrolle des Vergussprozesses. Die Wirksamkeit des Vorgehens konnte nach dem Abbau des Versuchsstandes bestätigt werden. Unterhalb der Fundamentplatten waren keinerlei Lufteinschlüsse feststellbar.

Nach dem Aushärten des Vergusses werden die modularen Lagerelemente aufgebaut. Zunächst werden hierzu die Komponenten der Steifigkeitssteuerung montiert. Die passgenau zugeschnittenen Stahl- und Elastomerstreifen werden in eingefräste Nuten ($t_i = 10$ mm) gelegt und an deren vorderen Kanten ausgerichtet. Anschließend wird auf ihnen die Frontplatte der Lager positioniert. Auch diese wird an der Vorderkante der Nuten formschlüssig angepresst. Hierdurch entstehen zwei exakt orthogonale Symmetrieebenen. Durch die präzise Herstellung aller Komponenten und die sorgfältige Ausrichtung der Fundamentplatten ist keine nachträgliche Justierung der Lager erforderlich. Die gemessenen Fertigungs- und Montagegenauigkeiten sind in Abschnitt 4.3.5 zusammengefasst.

Aufbau und Einsatz des vertikalen Abspannsystems

Abbildung 6.2b zeigt den Aufbau des vertikalen Spannsystems. Die benötigte Abspannkraft je Achse wird durch vier Spannstangen (3 x 65 WR und 1 x 36 WR, DYWIDAG-System International) aufgebracht und über eine elastisch gebettete Quertraverse (2 x U400, stofffreie Achse) auf die 16 Fahnenbleche verteilt. Die Höhe der Abspannkraft sowie der Elastizitätsmodul der elastischen Bettung (Elastomerlager, CR 2000, $t_i = 16$ mm) sind nach Abschnitt 4.3

gewählt. Um eine ungewollte Schiefstellung der Traverse zu vermeiden, wird die Vorspannkraft in 9 Schritten aufgebracht. Die Neigung wird dabei kontinuierlich überwacht.

Zusammenbau und Betonage der Versuchskörper

Abbildung 6.2c präsentiert den Zusammenbau und die Betonagevorbereitungen der Versuchskörper. Beide Plattenviertel werden im Match-Cast-Verfahren erstellt, also direkt gegen das Symmetrielager betoniert. Hierzu wird zunächst die Unterseite der Holzschalung nebst Unterkonstruktion und Stützenstumpf aufgebaut. Der Stützenstumpf besteht aus CNC-bearbeiteten, übereinandergeschichteten Stahlplatten sowie einem oberen Passstück mit Montagehilfe zur exakten Höhenausrichtung der waagerechten Schaltafeln (Abbildung 6.3a). Die pyramidenartige Anordnung der Stahlplatten verteilt die hohen Stützenlasten auf den Untergrund. Einen direkten Kontakt der Gleitbleche mit dem Unterbau wird durch PVC-Füllstücke ($b_i = 40 \text{ mm}$) vermieden. Sie sind zwischen Stütze und Lager angeordnet und werden nach der Betonage wieder entfernt (Abbildung 6.3b).

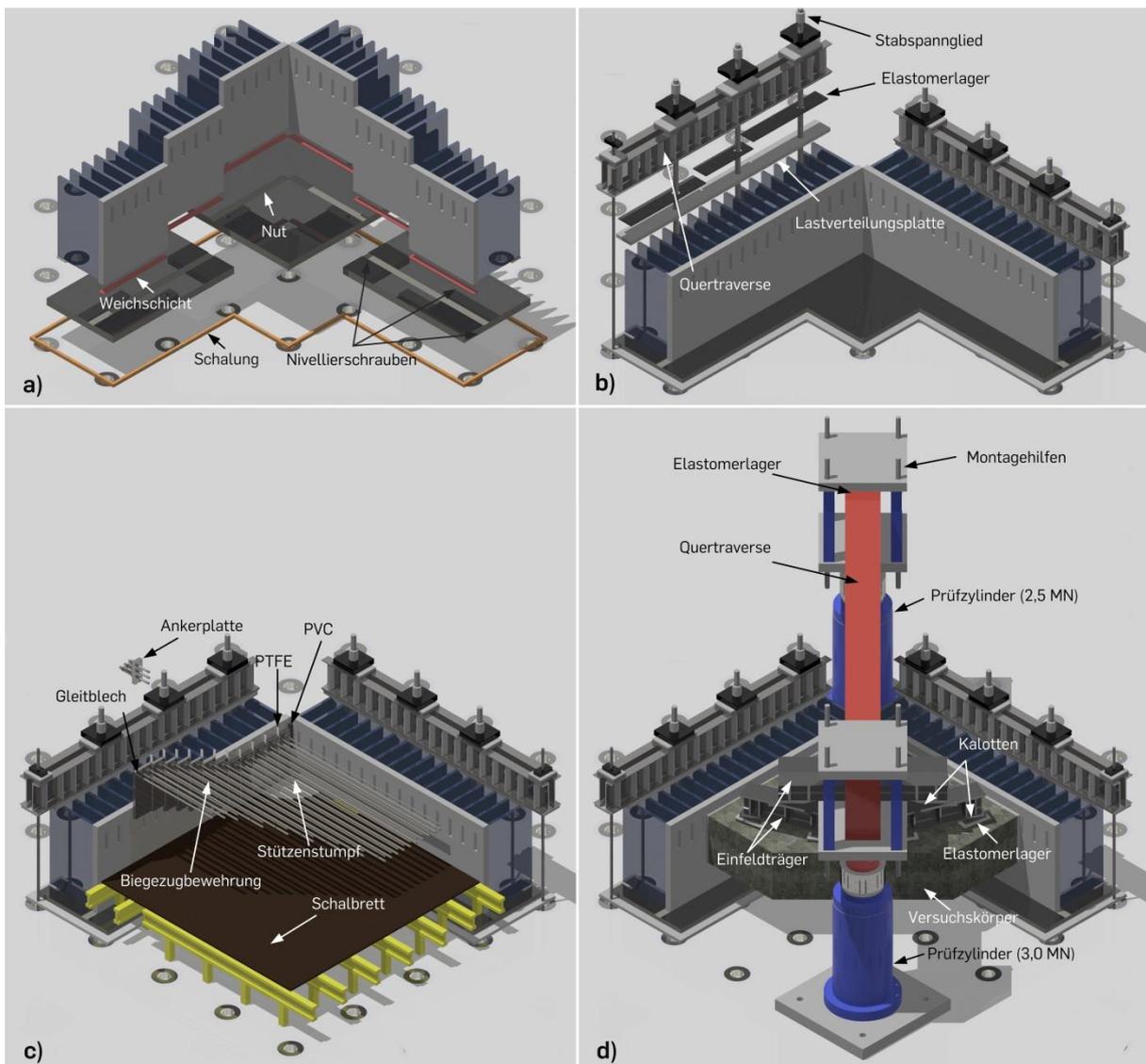


Abbildung 6.2: Aufbau der Großexperimente: a) Positionierung und Verguss der Lager, b) vertikales Abspannsystem, c) Herstellung der Versuchskörper im Match-Cast-Verfahren und d) Installation der Lasteinleitung

6.3 Experimentalaufbau

Nach dem Aufbau der Unterkonstruktion werden schrittweise bis zu 24 Gleitbleche installiert. Die Bleche sind bereits mit allen Komponenten der Gleitebene, der Rückspannung sowie der Biegezugbewehrung nebst Messtechnik ausgestattet (Abbildung 6.3c). Für die Montage sind die Bleche auf der Oberseite mit Kranaufnahmen versehen. Dies ist aufgrund des Eigengewichts von bis zu 66 kg pro Element zwingend erforderlich. Nach der Positionierung werden die Gleitbleche horizontal über das Rückspannsystem fixiert.

Während der Montage der Gleitbleche erzeugen weitere PVC- und PTFE-Füllstücke Fugen zwischen den Blechen und im Eckbereich. Beide sind exakt auf Maß hergestellt, da erstens der Zusammenbau kraftschlüssig erfolgt und sich Ungenauigkeiten vom Eckbereich zum Rand aufsummieren würden und zweitens der komplette Aufbau für die Betonage im Versuchsstand absolut wasserdicht sein muss.

Nach der vollständigen Montage der Gleitbleche wird die restliche Bewehrung bestehend aus der konstruktiven Bewehrung in der Druckzone, Randbewehrung und Steckbügeln eingehoben, ausgerichtet und verrödelt. Sie sind im Gegensatz zur Biegebewehrung nicht mit den Gleitblechen verbunden. Nach Abschluss aller Arbeiten wird die Holzschalung durch die fehlenden Elemente am freien Plattenrand vervollständigt. Zum Schutz der Gleitebenen werden auf der Oberseite der Gleitbleche an den Symmetrieebenen ebenfalls Schaldbretter angeordnet. Sie sind mit Silikon abgedichtet und wirken wie eine Wanne für die Betonage (Abbildung 6.3d).

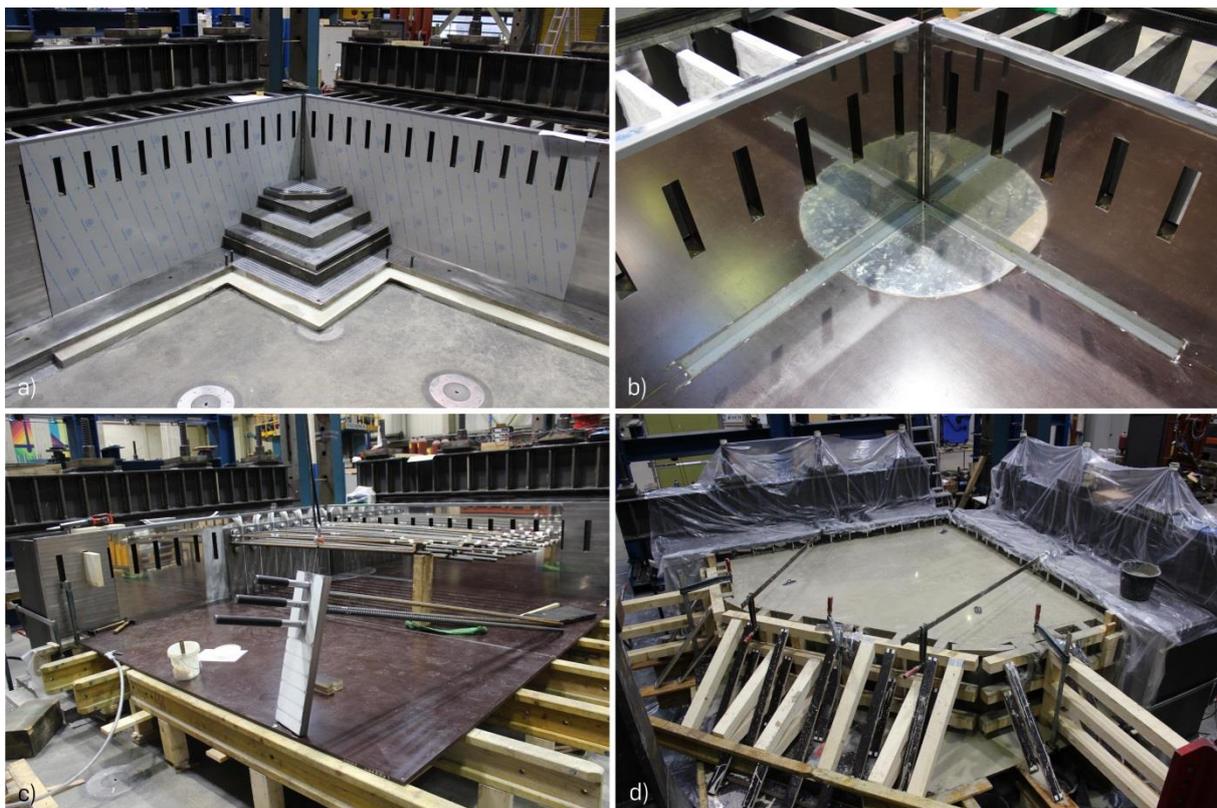


Abbildung 6.3: Betonagevorbereitungen: a) Positionierung des Stützenstumpfs, b) temporäre PVC-Füllstücke für die Betonage, c) schrittweise Montage der Gleitbleche und d) Betonage im Versuchsstand

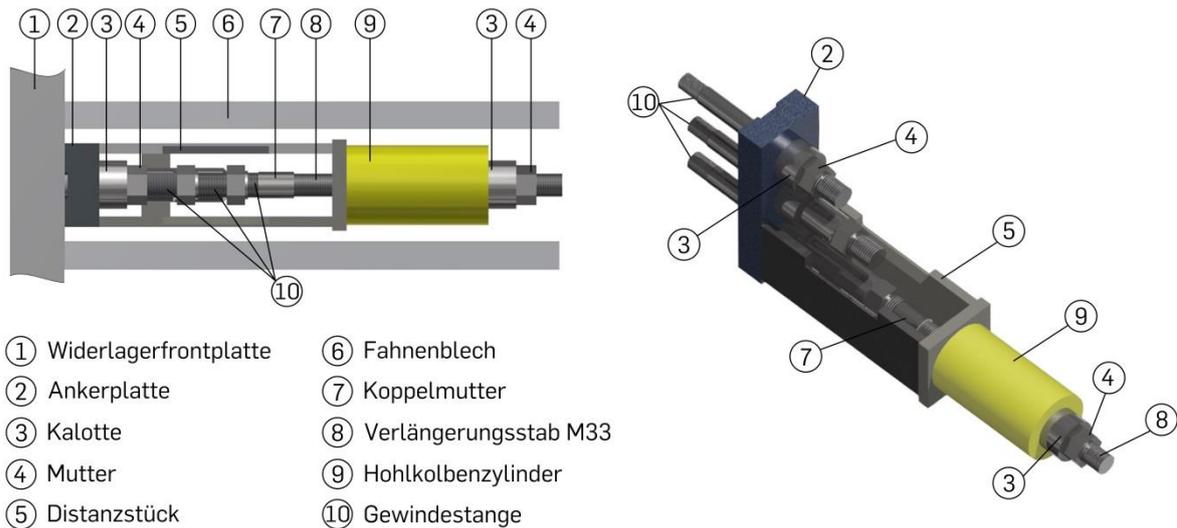


Abbildung 6.4: Rückspannequipment montiert an unterster Gewindestange (3D-Modell)

Zur Vermeidung von Zwangsspannungen wird die Rückspannung schon vor der Betonage des Versuchskörpers aufgebracht. Abbildung 6.4 zeigt hierzu ein 3D-Modell des verwendeten Rückspannequipments, bestehend aus Hohlkolbenzylinder, Distanzstück und einer Gewindestangenverlängerung (M33) mit Koppelmutter, montiert an der untersten von drei Rückspannebenen. Die Höhe der Rückspannkraft wird über den Öldruck des Hohlkolbenzylinders gesteuert und an den inneren vier Gleitblechen je Achse über Dehnmessstreifen (DMS) kontrolliert (Abschnitt 6.4). An allen weiteren Spannstellen wird ein Momentenschlüssel eingesetzt, der bei einem voreingestellten Drehmoment abknickt, sodass auch ohne Dehnmessung beim Anziehen und Nachspannen der Muttern eine definierte Maximallast aufgebracht wird. Das Knickmoment wurde zuvor an den Gewindestangen mit DMS kalibriert.

Ein weiterer und nicht zu vernachlässigender Vorteil bei dem entwickelten Aufbaukonzept ist die vorgezogene Qualitätsprüfung sämtlicher Stahlkomponenten der Plattenviertel. Rückspannsystem und Gleitebenen werden bereits bei der Probekörperherstellung im Versuchsstand montiert und erprobt. Das Vorgehen erlaubt es, fehlerhafte Elemente (z. B. Schiefstellung von Gewinden) sofort zu identifizieren und einzeln auszutauschen. Bei der Betonage in einer Schalung würden solche Fehler zwar auch beim Einbau in den Versuchsstand erkannt werden, jedoch sind dann die Stahlkomponenten bereits einbetoniert und nicht mehr austauschbar. Im schlimmsten Fall führt dies zur Unbrauchbarkeit des kompletten Probekörpers. Gerade bei Großversuchen, bei denen nur wenige, aber dafür sehr kostenintensive Versuche durchgeführt werden, gilt es dies unbedingt zu vermeiden.

Installation der Lasteinleitung

Abbildung 6.2d präsentiert abschließend den Aufbau der Lasteinleitungsstruktur. Die Last wird am freien Plattenrand des Versuchskörpers von oben durch zwei Prüfzylinder (1 x 2,5 MN und 1 x 3,0 MN) mit einer Gesamtkapazität von 5,5 MN aufgebracht. Hierzu sind die Zylinder durch eine Quertraverse ($h = 1,0$ m; $b = 0,4$ m; $l = 6,0$ m) gekoppelt. Für die Sicherstellung einer statisch bestimmten Lastaufbringung werden innerhalb der Montagehilfen

6.3 Experimentalaufbau

oberhalb der Traverse Elastomerlager angeordnet ($t = 20 \text{ mm}$, Compactlager S70). Durch sie verteilen sich die Zylinderkräfte in Abhängigkeit des spezifischen Abstands zur Lasteinleitung. Entsprechend der Anforderungen an das Experimentalkonzept ist die Form der Lastaufbringung sehr flexibel und kann für nahezu alle Probekörpergrößen genutzt werden.



Abbildung 6.5: Versuchsaufbau vom Plattenviertel sq65

Am Probekörper selbst wird eine Linienlast q_r (Abschnitt 2.2) durch vier Lastpunkte simuliert. Zur Lastverteilung, sowie für eine gleichförmige und steifigkeitsunabhängige Lasteinleitung kommt hierbei das aus Kapitel 5 bewährte Lastaufbringungssystem, bestehend aus zwei Ebenen Einfeldträgern, zum Einsatz. Um Zwangskräfte zu vermeiden, sind die Einfeldträger auf Kalotten gelagert und an der Betonoberfläche auf bewehrten Elastomerlagern ($t_i = 30$ mm, Sandwichlager Q) angeordnet. Der finale Versuchsaufbau des Plattenviertels sq65 im Labor ist in Abbildung 6.5 dargestellt.

Update des Versuchsstands

Die Auswertung des ersten Großversuchs sq50 zeigte einen erhöhten Tragwiderstand (Abschnitt 6.7), welcher auf die Entstehung von Zwangskräften bei der Versuchsdurchführung hinweist. Eine Versuchsanalyse ergibt, dass diese durch ungewollte, aber unvermeidbare Verformungen des Versuchsstands in Kombination mit der Lagerung im Stützbereich und den Bereichen der Lasteinleitung hervorgerufen werden. Die Zwangskräfte wirken wie Membrandruckkräfte entlang des Plattenumfangs entgegen der horizontalen Plattenverformung, also radial nach innen gerichtet.

Zur Vermeidung dieser Zwangskräfte wurde der Versuchsstand nach dem Versuch sq50 modifiziert. Gleitebenen ähnlich der Anschlusskonstruktion wurden zwischen Plattenviertel und Stützenstumpf sowie zwischen Plattenviertel und Lasteinleitung installiert. Erstere bestehen aus zwei gefetteten Edelstahlblechen ($t_i = 1,0$ mm) und einer PTFE-Folie ($t_i = 1,0$ mm, blank), zweite ausschließlich aus den PTFE-Folien, die zwischen blankgefrästen Stahlplatten positioniert werden. Beide Modifikationen sind in Abbildung 6.6 dargestellt.

Nach dem Einbau der Modifikationen wurde der Versuchskörper sq50 erneut belastet. Alle Ergebnisse dieser zweiten Belastung sind in dieser Arbeit mit sq50-2 gekennzeichnet. Aufgrund der Vorschädigung geben sie nicht das tatsächliche Stanzverhalten von Versuchskörper sq50 wieder, können aber zu Diskussionszwecken genutzt werden. Im Versuch sq65 sind die genannten Modifikationen bereits vor Versuchsbeginn eingebaut.

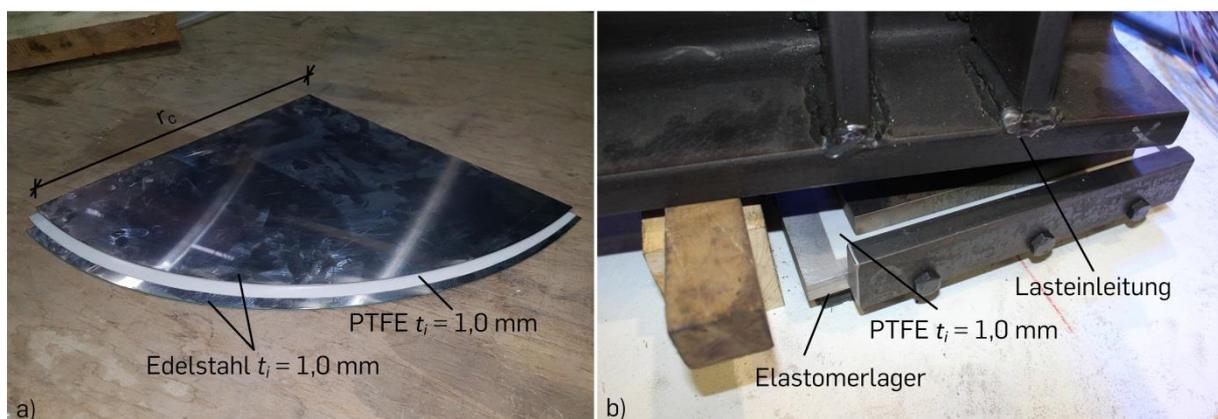


Abbildung 6.6: Modifikation des Experimentalkonzepts zur Minimierung ungewollter Zwangskräfte a) am Stützenstumpf und b) im Bereich der Lasteinleitung

6.4 Messkonzept

Die Großversuche werden durch ein aufwändiges Messkonzept begleitet. Bis zu 18 lineare Wegaufnehmer sind entkoppelt vom Versuchsstand an diversen Totalstationen aufgestellt. Etwa 100 Dehnungsmessstreifen pro Versuch, verteilt auf der Biegezugbewehrung, den Gewindestangen und den Spannstangen zeichnen die Dehnungsentwicklung auf. Die komplette Versuchsdurchführung wird mit Hilfe dreier Videokameras (GoPro Hero 6) aus verschiedenen Perspektiven gefilmt. Zusätzlich werden beim Plattenviertel sq65 die globalen Verformungen durch das optische Messsystem ARAMIS [68] dokumentiert.

6.4.1 Lineare Wegaufnehmer

Die Position der Wegaufnehmer ist in Abbildung 6.7 beispielhaft für Versuch sq65 dargestellt. Die Dokumentation der vertikalen Verformungen am Versuchskörper erfolgt an sieben Messstellen entlang des Plattenradius ($w_1 - w_5$) und im Radius der Lasteinleitung r_q ($w_5 - w_7$). Horizontale Verschiebungen werden jeweils nahe den Symmetrieebenen (u_1 und u_4) am oberen gezogenen Rand (Maximalwert) und in der Versuchskörperhalbierenden auf dem Beton (u_2 und u_3) aufgenommen. Letzteres geschieht sowohl an der Plattenober- als auch -unterkante, sodass neben der Erfassung einer reinen Translationsbewegung auch eine rechnerische Ermittlung der Plattenrotation möglich ist. w_8 zeichnet die vertikale Verschiebung der äußeren Ankerplatte in der y-Achse auf.

Die Kinematik der Symmetrielager wird durch sechs zusätzliche Wegmesser ($L_1 - L_6$) erfasst. Davon sind vier Wegmesser (L_1 und L_3-L_5) rückseitig am oberen Rand der Fahnenbleche angebracht, um die Lagerrotation infolge des einwirkenden Biegemoments aufzuzeichnen. Zwei Wegmesser (L_2 und L_6) dienen hingegen der Kontrolle. Dabei misst L_2 die horizontale Verschiebung der Lager an ihrer Unterseite und L_6 ein potentielles vertikales Abheben der Lager. Beide Messstellen befinden sich am innersten Fahnenblech auf der x-Achse und somit nahe dem rechnerisch maximalen Plattenmoment. Um Messfehler infolge Rissbildung oder unebener Oberflächen zu vermeiden, sind an allen Messstellen am Beton lokal kleine Metallplättchen aufgeklebt, gegen die gemessen wird. Die Anordnung der Wegmesser für sq50 ist vergleichbar gewählt und im Anhang B dargestellt.

6.4.2 Dehnungsmessung der Biegezugbewehrung

Die Dehnungsentwicklung der Biegezugbewehrung wird durch Dehnungsmessstreifen (DMS) vom Typ LY-11-3/120 (HBM GMBH) dokumentiert. Aufgrund der vergleichsweise hohen Anzahl an Messstellen wird auf die Erfassung der Dehnungsentwicklung der konstruktiven Bewehrung in der Druckzone verzichtet. Weiterhin wird je Messstelle nur ein DMS seitlich appliziert. Hierdurch erhalten beide Großversuchskörper 48 DMS. Abbildung 6.8 zeigt die wesentlichen Messziele sowie die Position und Benennung der DMS für die oberen beiden Bewehrungslagen ($\emptyset 16$) am Beispiel des Versuchskörpers sq65. Sie sind für Versuch sq50 analog gewählt.

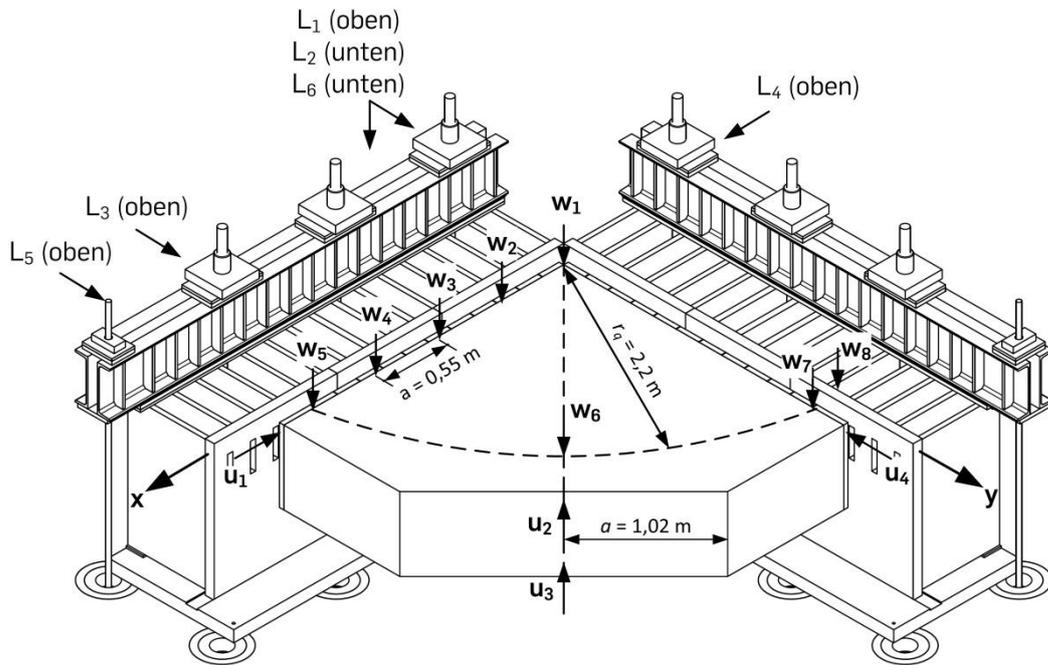


Abbildung 6.7: Position und Nummerierung der Wegaufnehmer am Versuchskörper und -aufbau im Versuch sq65

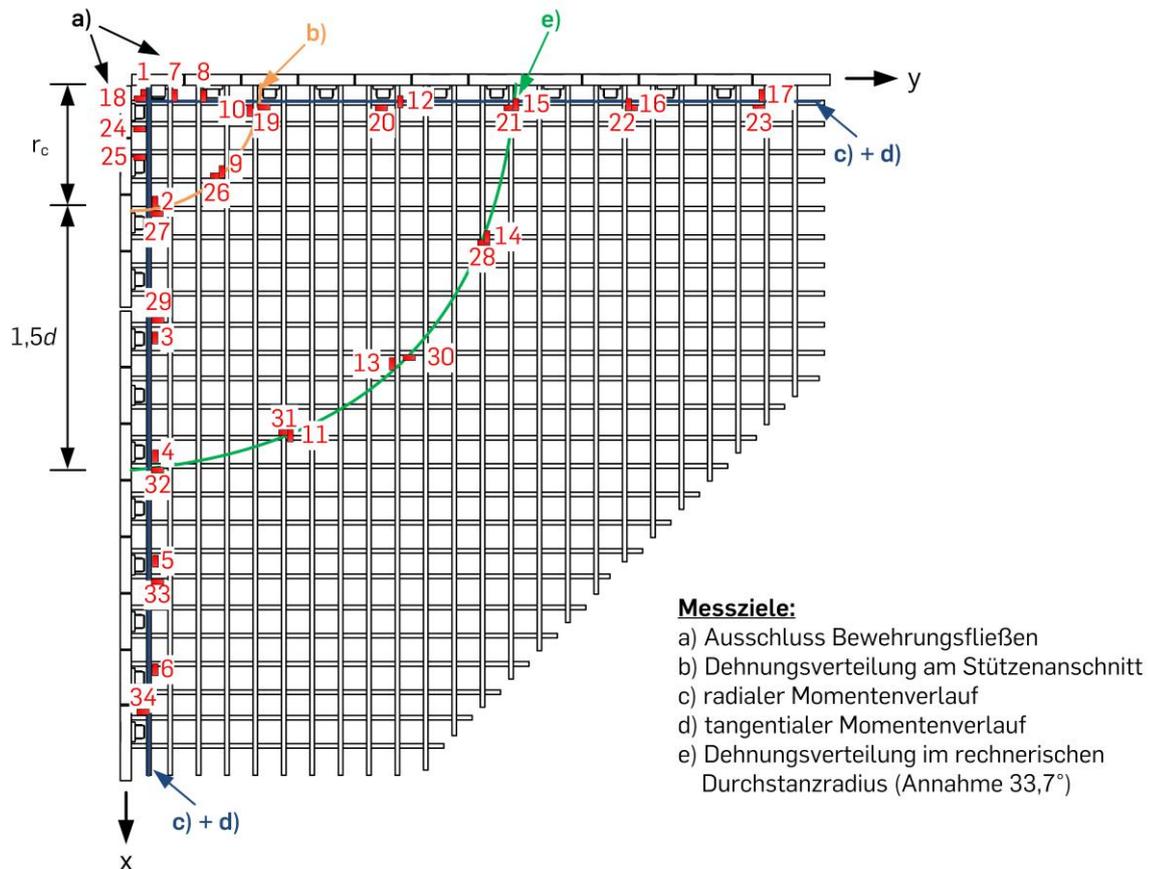


Abbildung 6.8: Messziele sowie Lage und Benennung der Dehnungsmessstreifen an den oberen beiden Bewehrungslagen ($\varnothing 16$) im Versuchskörper sq65

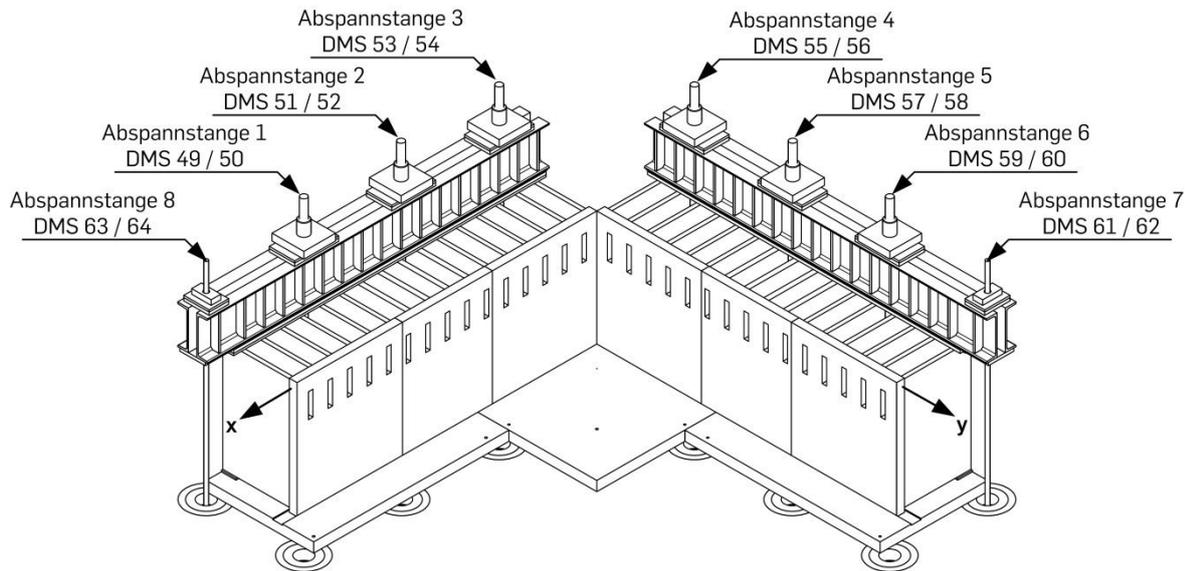


Abbildung 6.9: Anordnung und Benennung der Dehnungsmessstreifen an den vertikalen Abspannstangen

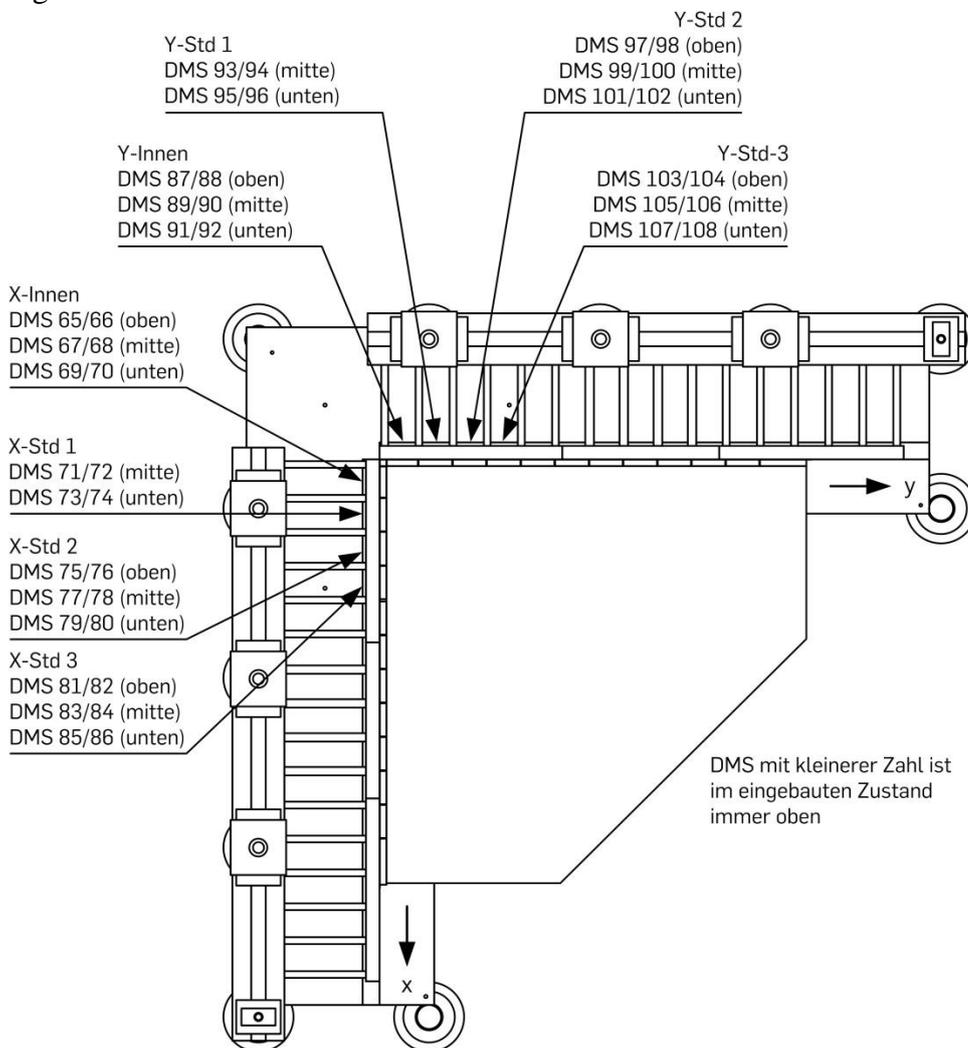


Abbildung 6.10: Anordnung und Benennung der Dehnungsmessstreifen des horizontalen Rückspannsystems am Beispiel des Versuchs sq65

6.4.3 Dehnungsmessung der Abspann- und Gewindestangen

Abbildung 6.9 zeigt die Anordnung und Benennung der acht vertikalen Abspannstangen sowie der verwendeten Dehnungsmessstreifen (Typ LY-11-3/120, HBM GmbH). Insgesamt 16 DMS dokumentieren den Abspannprozess sowie die Dehnungsentwicklung während der Standzeit des Versuchsstands. Pro Spannstange sind jeweils zwei von ihnen auf gegenüberliegenden Seiten angebracht. Für eine exakte Ermittlung der Vorspannkräfte wurden die gemessenen DMS-Werte mit der geeichten Kraftmessung der Spannpresse abgeglichen.

Auch die Dehnungen der horizontalen Rückspannung werden während des Vorspannprozesses und im Versuch aufgezeichnet. Aufgrund der hohen Zahl an Gewindestangen (sq50: $n_{\text{GeWi}} = 36$ Stk.; sq65: $n_{\text{GeWi}} = 72$ Stk.) erfolgt die Messung jedoch nur an den inneren vier Gleitblechen je Achse. Biegeeinflüsse werden eliminiert, indem zwei DMS jeweils auf gegenüberliegenden Seiten appliziert sind. Abbildung 6.10 zeigt die Anordnung und Benennung der Dehnungsmessstreifen am Beispiel von Versuchskörper sq65. Der Messtechnikplan für sq50 ist in Anhang B dargestellt. Er unterscheidet sich aufgrund der geringen Zahl an Rückspannstangen.

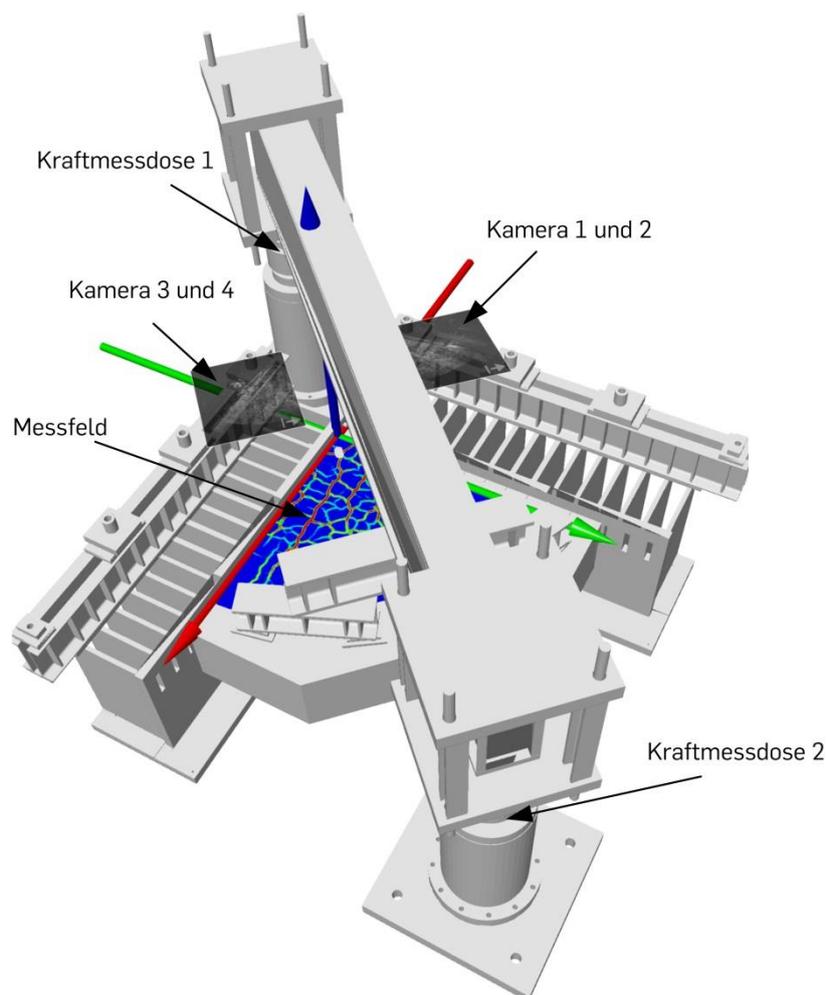


Abbildung 6.11: Messkonzept des optischen Messsystems ARAMIS visualisiert am digitalen Prototypen

6.4.4 Optische Messungen

Der Versuch sq65 wird zusätzlich mit dem optischen Messsystem ARAMIS [68] der Firma GOM GmbH (Braunschweig) verfolgt. Das Messkonzept ist in Abbildung 6.11 dargestellt. Insgesamt vier Kameras (ARAMIS Adjustable 12M) werden an der Quertraverse der Lastaufbringung befestigt. Sie ermöglichen die globale Erfassung des Verformungsverhaltens auf der gezogenen Oberseite des Plattenviertels. Sowohl die Kameras als auch das Signal der Kraftmessdosen beider Prüfzylinder sind mit einem Computersystem verbunden und erlauben eine ganzheitliche Betrachtung des Versuchs.

Die Messungen im Versuch sq65 bestehen aus 252 Intervallen mit je 4 Bildern. Erfasst wird hierbei nur die blau hinterlegte Betonfläche zwischen den Symmetrieebenen und der Lasteinleitung sowie die Oberflächen der angrenzenden Stahllager (Abbildung 6.11). Die Oberfläche des Versuchskörpers wurde hierzu vor dem Versuch mittels Strukturrolle präpariert. Erst durch die Aufbringung eines zufälligen Musters ist eine vollflächige Auswertung mittels digitaler Bildkorrelation [18] (engl. DIC) möglich. Die Verschiebung der Stahllager wird hingegen mit Hilfe einer Schar Punktmessmarken [60] verfolgt.

6.5 Versuchsdurchführung

Die Belastung in allen Versuchen erfolgt weggesteuert. Versuch sq50 und sq50-2 wurden im Abstand von sieben Tagen geprüft, Versuch sq65 etwa zwei Monate später. Die Lastaufbringungskonstruktion mit zwei Prüfzylindern und einer Quertraverse erforderte zunächst das passgenaue Aufsetzen der Quertraverse auf die gestapelten Einfeldträger (Abbildung 6.2). Dieser Vorgang wurde manuell gesteuert und über die Kraftmessdosen an den Prüfzylindern kontrolliert. Anschließend wird der Probekörper kontinuierlich mit einer Geschwindigkeit von $v = 0,5$ mm/min belastet. Die Lastaufbringung erfolgt jeweils bis zu einem deutlichen Lastabfall in Kombination mit einer starken, vertikal nach unten gerichteten Verformungszunahme am äußeren Plattenrand sowie einem hörbaren Betonversagen.

Nach den Versuchen werden sowohl der Versuchskörper, als auch der Versuchsstand sorgfältig dokumentiert. Besonderer Fokus liegt hierbei auf der Rissbildung auf der Plattenoberseite, potentiellen Lagerverschiebungen und Schmiermittelrückständen an den Gleitflächen. Sie sind allesamt wichtige optische Indikatoren für die Bewertung der Funktionalität des Experimentalkonzepts.

Tabelle 6.4: Prüflasten, Reibungskräfte, Durchstanzwiderstände und rechnerische Biegetragfähigkeiten

Versuch	V_{test} [kN]	F_{μ} [kN]	$V_{R,\text{test}}$ [kN]	V_{flex} [kN]
sq50	1.041	54	987	1.851
sq50-2	936	54	891	1.851
sq65	1.593	96	1.497	3.431

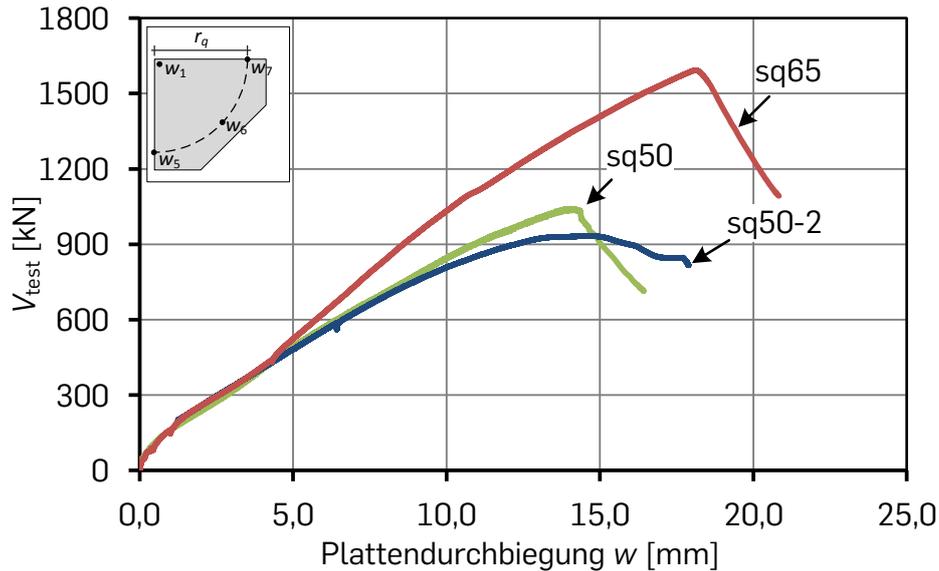


Abbildung 6.12: Last-Verformungskurven der großformatigen Durchstanzversuche

6.6 Ergebnisse der Großversuche

6.6.1 Last-Verformungsverhalten

Das Last-Verformungsverhalten der Großversuche ist in Abbildung 6.12 dargestellt. Die vertikale Prüflast V_{test} beinhaltet die aufgebrachte Zylinderkraft sowie das Eigengewicht der Lastaufbringungsstruktur. Die korrespondierende Plattendurchbiegung w wird aus der Differenz des Mittelwerts der drei Wegmesser (w_5 bis w_7) entlang des Lasteinleitungsradius r_q und der vertikalen Verschiebung am Stützenstumpf w_1 nach Gleichung 6.3 ermittelt.

$$w = \frac{1}{3} \cdot (w_5 + w_6 + w_7) - w_1 \quad (6.3)$$

In Abbildung 6.12 zeigen die Verläufe von sq50 und sq65 das charakteristische Bild eines Durchstanzversuchs einer schubunbewehrten Stahlbetonplatte. In beiden Versuchen steigt die Prüflast kontinuierlich bis zum Erreichen der Maximallast an. Anschließend erfolgt ein sprödes Versagen, gekennzeichnet durch einen deutlichen Lastabfall. Die Einordnung der Traglast des Versuchs sq50 (Abschnitt 6.7.1) deutet auf ungewollte Zwangskräfte hin, weshalb das Experimentalkonzept modifiziert (Abschnitt 6.3) und der Versuchskörper ein zweites Mal belastet wird. Dieser zweite Versuch (sq50-2) dient zur Abschätzung der Tragfähigkeitssteigerung durch die Zwangskräfte sowie der Abbildung der Untergrenze der Durchstanztragfähigkeit. Infolge der Vorschädigung zeigt sq50-2 ein deutlich duktileres Versagen. Die ungewollte Tragfähigkeitssteigerung kann aus dem vertikalen Abstand der Lastmaxima zwischen der Erst- und Zweitbelastung abgeschätzt werden und beträgt höchstens $\Delta V_{\text{test}} = 105 \text{ kN}$.

Auch die Gegenüberstellung des Verformungsverhaltens der Plattenviertel in Abbildung 6.12 weist auf eine Beeinflussung durch das Experimentalkonzept hin. Trotz zunehmender Plattendicke h bei näherungsweise gleichem Elastizitätsmodul E_c (Tabelle 6.3) und damit steigen-

der Plattensteifigkeit k (Gl. 6.4) ist die Steigung aller drei Graphen nahezu gleich. Die Ursache hierfür wird vorrangig zwei Effekten zugeschrieben: erstens, der ungewollten elastischen Verformung der Stahllager, welche durch die Steifigkeitssteuerung noch verstärkt wird, und zweitens, dem mit der Plattendicke wachsenden Abstand zwischen den Messstellen. Letzteres führt dazu, dass die gleiche Lagerrotation φ bei steigender Plattendicke zu höheren Zusatzverschiebungen führt und die Platten dadurch weicher erscheinen. Ein Abheben der Widerlagerelemente und eine damit verbundene unzureichende Abspannung kann hingegen durch kontinuierliche Dehnungs- und Verformungsmessungen ausgeschlossen werden (Abschnitt 6.7).

$$k = \frac{1}{12} \cdot \frac{E_c \cdot h^3}{(1 - \vartheta^2)} \quad (6.4)$$

Nach dem Update des Versuchsstands (Abschnitt 6.3) sind ungewollte Zwangskräfte durch die erhöhte Plattenverformung nicht mehr festzustellen. Die Zusatzverformung wird vielmehr als Starrkörperverschiebung interpretiert, die durch die Gleitebenen nahezu spannungsfrei vollführt werden kann. Die entwickelte Steifigkeitssteuerung wirkt gleichzeitig einer Momentenumverteilung entgegen. Eine Reduktion der ungewollten Lagerverformungen könnte nur durch eine (noch) massivere Lagerkonstruktion erfolgen.

Tabelle 6.4 fasst die Ergebnisse der drei Großversuche zusammen. Der Durchstanzwiderstand $V_{R,test}$ wird aus der Differenz der aufgetragenen Prüflast V_{test} und der anfallenden Reibungskraft F_μ resultierend aus den Gleitebenen nach Gleichung 6.5 berechnet. F_μ wird dabei unter der Annahme eines Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,4 \%$ sowie der jeweiligen Zielvorspannung $P_{0,R,ges}$ (Abschnitt 4.2) ermittelt. Die Annahme wurde in Kapitel 4 und 5 verifiziert und stimmt sehr gut mit Messwerten im Versuch überein. F_μ ergibt sich für beide Versuche mit einer Plattendicke von $h = 50$ cm zu 54 kN, wohingegen für Versuch sq65 eine Reibungskraft von $F_\mu = 96$ kN angesetzt wird. Wesentliche Kennwerte zur Berechnung von F_μ beinhaltet Tabelle 6.5.

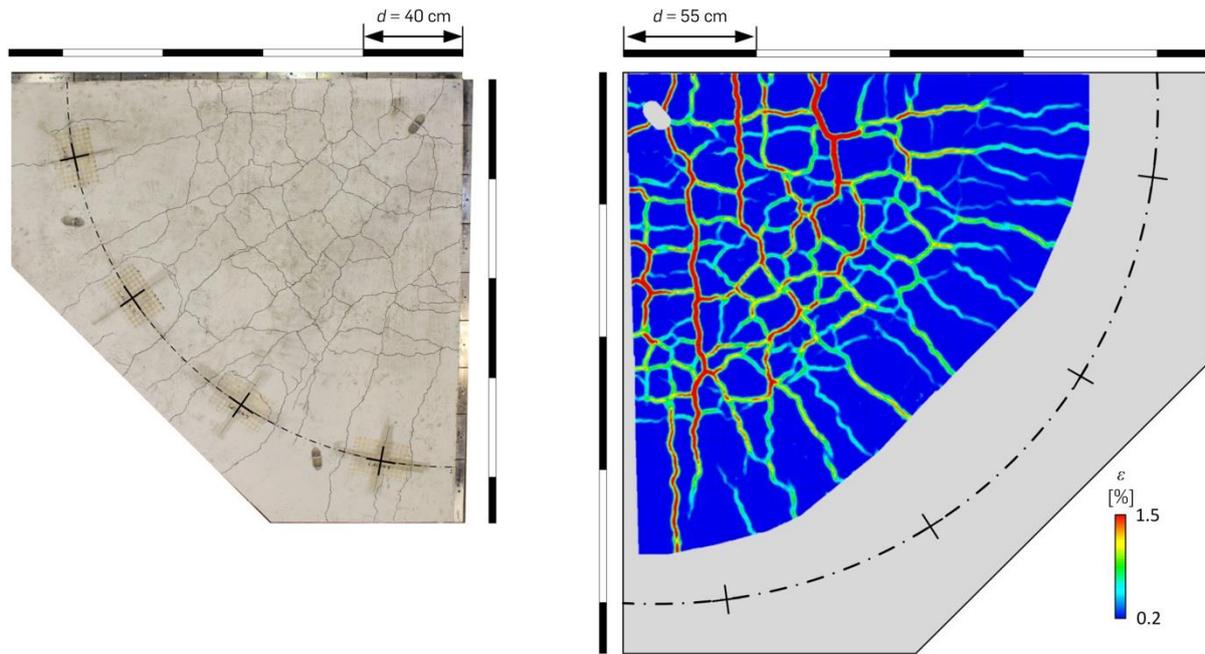
$$V_{R,test} = V_{test} - F_\mu \quad (6.5)$$

6.6.2 Rissbildung

In Abbildung 6.13 sind die Rissbilder auf der gezogenen Oberseite beider Großversuchskörper nach dem Durchstanzen dargestellt. Zunächst zeigt Abbildung 6.13a das Rissbild des Versuchskörpers sq50. Es wurde nach der Demontage aus dem Versuchsstand mittels Filzstift nachgezeichnet. Radialrisse verlaufen sternförmig vom Stützbereich zum freien Plattenrand. Die Tangentialrisse beschränken sich hingegen auf den stütznahen Bereich bis zu einem Abstand von etwa $2,0d$ zum Stützenrand.

Tabelle 6.5: Kennwerte zur Berechnung der Reibungskraft F_μ

Versuchskörper	Gleitblechanzahl [n]	$P_{0,R,ges}$ [kN]	$F_{\mu,i}$ [kN/Gleitblech]	F_μ [kN]
sq50	18	664	3	54
sq65	24	996	4	96



a) **Abbildung 6.13:** Abgeschlossenes Rissbild auf der Plattenoberseite nach dem Durchstanzversagen a) Foto von sq50 mit nachgezeichneten Rissen und b) optische Dehnungsmessung von sq65

Abbildung 6.13b zeigt das Rissbild des Versuchskörpers sq65. Es ist den optischen Messungen von ARAMIS kurz nach dem Durchstanzversagen entnommen. Die Lage und Größe der Risse wird anhand von lokalen Dehnungen ε visualisiert. Letztere sind aus Verschiebungsmessungen an der Plattenoberfläche berechnet. Der graue, ovale Punkt im Stützbereich wird durch einen Transportanker verursacht. Seine Lage ist so gewählt, dass er den kritischen Schubriss nicht kreuzt. Die Risscharakteristik ist analog zum Plattenviertel sq50.

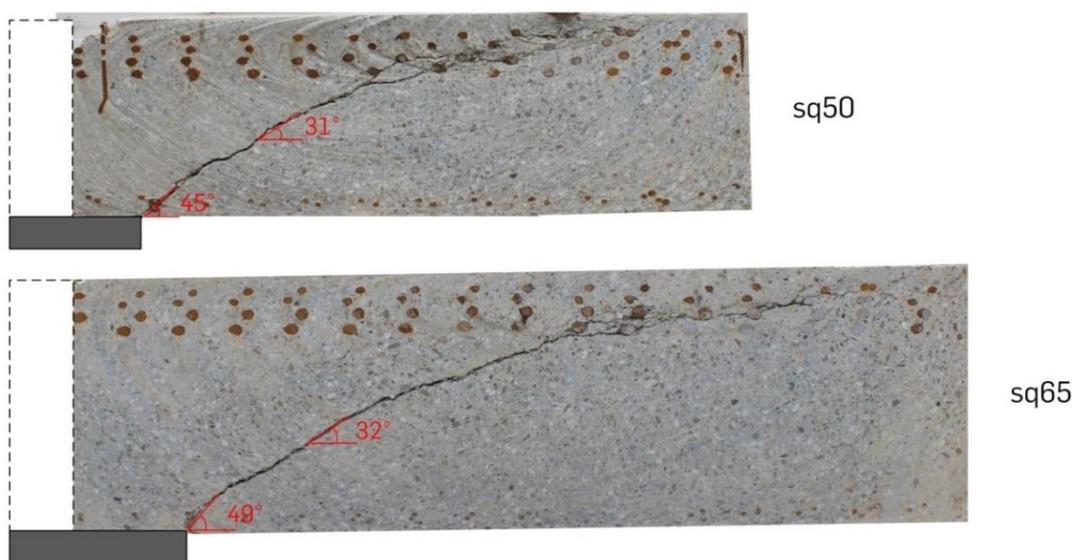


Abbildung 6.14: Sägeschnitte mit eingezeichneter Rissneigung der beiden Großversuchskörper sq50 und sq65

Neben der Darstellung des finalen Rissbilds erlaubt die kontinuierliche optische Messung mit ARAMIS auch die Betrachtung der Rissentwicklung über den Versuchsverlauf von Platte sq65. Die Entwicklung startet mit radialen Rissen, die am Stützenstumpf entstehen und hin zum Plattenrand verlaufen. Die Risse verteilen sich dabei gleichmäßig über den Plattenumfang. Mit steigender Prüflast V_{test} entstehen vermehrt Tangentialrisse. Auch sie entwickeln sich beginnend vom Stützbereich zum freien Plattenrand. Zum Versagenszeitpunkt bildet sich schlagartig ein äußerer Tangentialriss, welcher mit einem deutlichen Lastabfall einhergeht. Der Riss entsteht in einem Abstand von ca. 0,9 m ($1,6d$) vom Stützenrand. Der Versuchsverlauf weist das typische Muster eines Durchstanzversagens auf. Eine Zusammenstellung der Rissbilder für verschiedene Laststufen ist in Anhang C enthalten.

Sägeschnitte

Die Rissbildung im Platteninneren ist in Abbildung 6.14 durch Sägeschnitte dokumentiert. Sie sind analog zur Vorgehensweise in Kapitel 5 entlang der Plattendiagonalen erstellt. Die Schnittführung sorgt dafür, dass im oberen Querschnittsbereich alle vier Lagen der Biegezugbewehrung sichtbar sind. Die große Plattendicke erforderte dabei den Einsatz einer Diamantseilsäge und damit verbunden die Erstellung von Kernbohrungen zur Seildurchführung. Hierdurch sind entlang beider Symmetrieachsen ca. 13,5 cm des Plattenviertels abgetrennt. Der Bereich ist durch gestrichelte Linien gekennzeichnet.

Beide Sägeschnitte in Abbildung 6.14 weisen einen einzigen prägnanten Schubriss auf, welcher von der Stütze zur oberen Bewehrung verläuft. Die Neigung gegenüber der Horizontalen beträgt im Stützbereich 45° (sq50) und 49° (sq65) sowie auf Höhe der Plattenmittellachse 31° (sq50) und 32° (sq65). Insbesondere letztere Neigung entspricht sowohl der typischen Bruchflächenneigung einer schubunbewehrten Stahlbetonplatte im Durchstanzversuch (Abschnitt 2.1), als auch der Bruchflächenneigung der kleinformatischen Plattenviertel, welche zur Verifikation genutzt wurden (Abschnitt 5.7.2).

6.6.3 Optische Verschiebungsmessungen

Abbildung 6.15a stellt die optisch gemessenen vertikalen Verschiebungen w an der Plattenoberseite nach dem Durchstanzversagen für das Plattenviertel sq65 dar. Wie beabsichtigt, verteilen sie sich rotationssymmetrisch entlang des Plattenumfangs und reichen von $w \approx 0$ cm (blau) am Stützenstumpf bis $w \approx 18$ mm (rot) zum freien Plattenrand. Zur Bewertung des rotationssymmetrischen Verhaltens sind zusätzlich zwei exakte Werte für die Durchbiegung jeweils im gleichen Abstand von $r = 1,87$ m nahe der beiden Symmetrieebenen x und y angegeben. Sie unterscheiden sich lediglich um $\Delta w = 0,124$ mm.

In Abbildung 6.15b ist die gemessene vertikale Verformung w für verschiedene Laststufen (V_{test}) entlang der y -Achse dargestellt. Eine Krümmung der Platte ist nur im stütznahen Bereich bis etwa zu einem Abstand von $a = 465$ mm vom Rand der Stütze erkennbar. Die Krümmung entsteht mit steigender Last durch die Entwicklung von Tangentialrissen. Außerhalb des Bereichs findet eine starre Plattenrotation statt. Zum Versagenszeitpunkt tritt nur beim äußeren Plattensegment eine überproportionale Verformungszunahme auf (orange gegen lila). Dieses Verhalten ist charakteristisch für ein Durchstanzversagen [94; 112; 159].

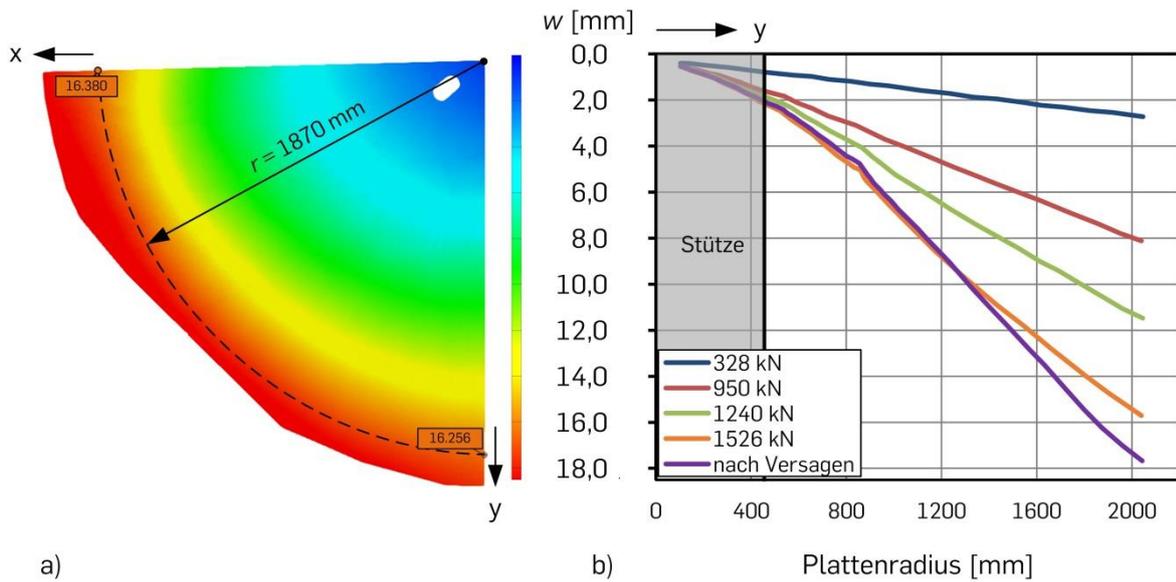


Abbildung 6.15: Ergebnisse der optischen Messung von Versuch sq65 - vertikale Verschiebungen auf der Plattenoberseite a) Flächenmessung nach dem Durchstanzversagen und b) Plattendurchbiegung entlang der y-Achse für verschiedene Laststufen

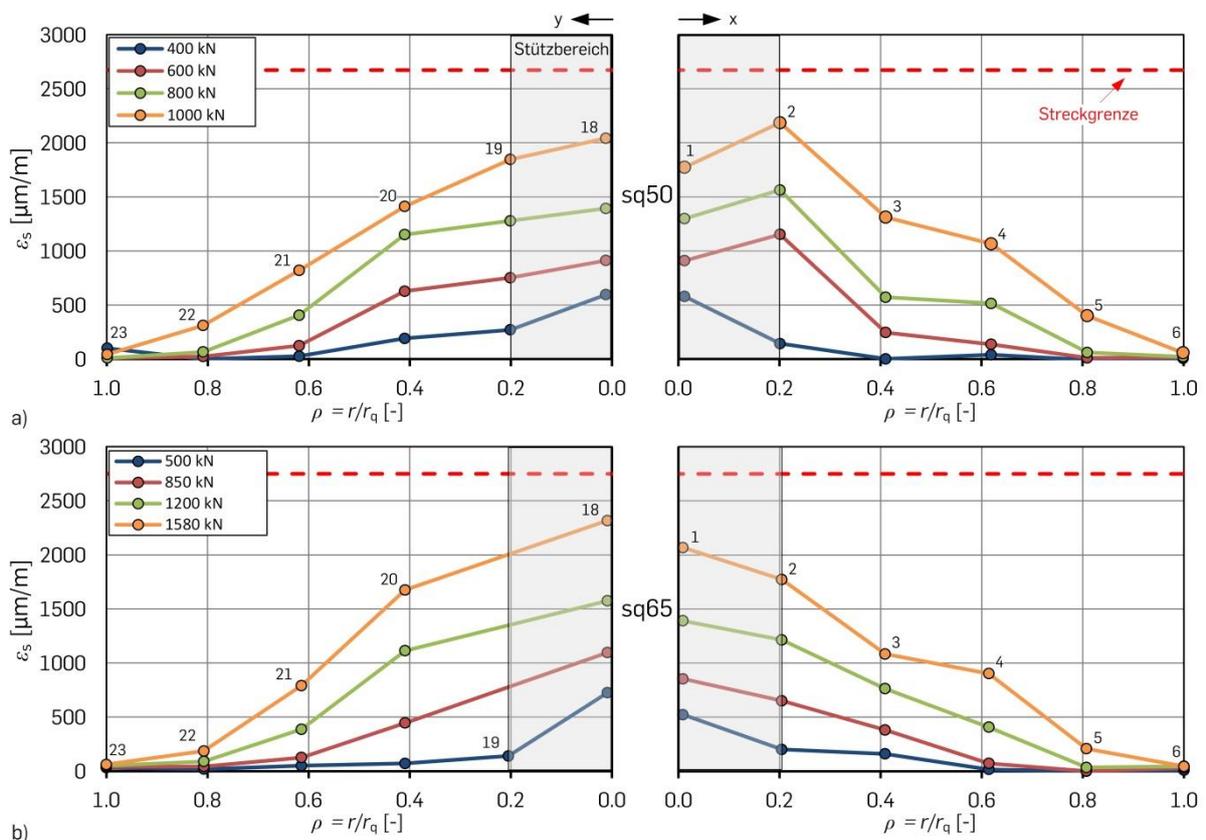


Abbildung 6.16: Radiale Dehnungsentwicklung der ersten und zweiten Bewehrungslage nahe den Symmetrieebenen für die Versuche a) sq50 und b) sq65

6.6.4 Betonstahldehnungen

Abbildung 6.16 zeigt die radiale Dehnungsentwicklung der Versuche sq50 und sq65. Dargestellt sind jeweils die gemessenen Betonstahldehnungen ε_s nahe beider Symmetrieachsen auf den oberen beiden Bewehrungslagen für verschiedene Laststufen entlang des normierten Plattenradius ρ . Der Stützbereich ist grau hinterlegt und reicht von der Symmetrieebene ($\rho = 0$) bis etwa $\rho \approx 0,2$. Für eine bessere Nachvollziehbarkeit ist außerdem die Nummerierung der verwendeten Dehnungsmessstreifen (DMS) über den Messstellen angegeben. Bei beiden Platten sind dies auf der x-Achse (rechts) die Nummern 1 - 6 und auf der y-Achse (links) die Nummern 18 - 23. Im Versuch sq65 ist DMS 19 nur bis zur ersten Laststufe ($V_{\text{test}} = 500 \text{ kN}$) auswertbar und anschließend ausgefallen.

Die Entwicklung der Betonstahldehnungen in Abbildung 6.16 passt qualitativ sehr gut zum radialen Momentenverlauf einer Stahlbetonplatte im Durchstanzversuch. Sie steigt vom freien Plattenrand zur Plattenmitte hin an. Darüber hinaus ist sie je Platte in beiden Achsen quantitativ gut vergleichbar, was ein weiterer Beleg für einen gleichförmigen und rotationssymmetrischen Lastabtrag ist. Wie beabsichtigt überschreitet die Bewehrung zu keiner Zeit ihre Streckgrenze ($\varepsilon_y = 2,7 \text{ ‰}$), sodass von einem reinen Durchstanzversagen ausgegangen werden kann. Dies wird auch durch die Überprüfung der rechnerischen Biegetragfähigkeit V_{flex} nach Gleichung 2.9 bestätigt (Tabelle 6.4). Sie beträgt für beide Platten mehr als $1,25 \cdot V_{\text{test}}$.

6.7 Analyse der Großversuche

6.7.1 Einordnung der Tragwiderstände

Zur Einordnung der Tragwiderstände erweitert Abbildung 6.17 die Datenbank von VOCKE [155] aus Abschnitt 5.8 auf große Plattendicken. Erneut ist die normierte Schubspannung v_u nach Gleichung 5.2 über die statische Nutzhöhe d aufgetragen. Die grauen Dreiecke repräsentieren die vorhandenen Einträge und zeigen dabei eindrucksvoll die fehlenden Durchstanzversuche an Stahlbetonplatten mit statischen Nutzhöhen jenseits von $d \approx 250 \text{ mm}$. Aufgrund der identischen Datenbasis beträgt die mittlere Schubspannung weiterhin $v_{\text{um}} = 1,44 \text{ MPa}$.

Die Großversuche sq50 ($v_u = 1,63 \text{ MPa}$), sq50-2 ($v_u = 1,41 \text{ MPa}$) und sq65 ($v_u = 1,34 \text{ MPa}$) werden in Abbildung 6.17 zusammen mit den eigenen kleinformatischen Durchstanzversuchen s30 und sq30-AV1 aus Kapitel 5 durch grüne Kreise repräsentiert. Da bei ihrem Entwurf ein Maßstabskonzept verfolgt wurde, bilden sie eine maßstäblich skalierte Versuchsreihe.

Um zusätzliche Vergleichsmöglichkeiten zu schaffen, sind in Abbildung 6.17 der prototypische Durchstanzversuch am Plattenviertel von WINKLER ($v_u = 2,02 \text{ MPa}$) [163] (roter Kreis) sowie drei ausgewählte Platten einer Versuchsreihe von GUANDALINI ET. AL. [74] (blaue Dreiecke) hinzugefügt worden. PG-1 und PG-6 (beide $\rho_l = 1,5 \text{ ‰}$, $v_u = 1,36 \text{ MPa}$) wurden gewählt, da sie vergleichbare Eigenschaften zu den eigenen Versuchen aufweisen. PG-3 ($d = 0,456 \text{ m}$, $v_u = 0,98 \text{ MPa}$) hingegen, weil es sich um den bisher größten dem Autor bekannten Durchstanzversuch handelt. Letzterer zeigt eine deutlich geringere normierte Schubspannung, besitzt aber gleichzeitig auch einen deutlich niedrigeren Bewehrungsgrad ($\rho_l = 0,33 \text{ ‰}$).

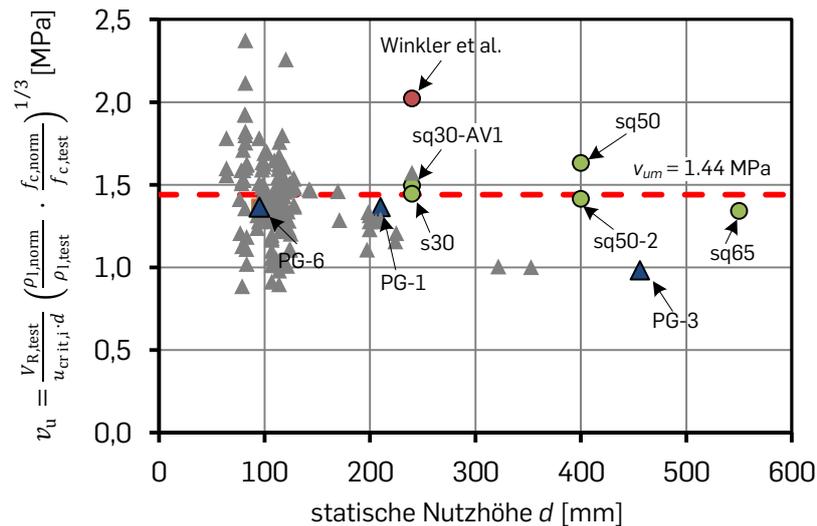


Abbildung 6.17: Gegenüberstellung normierter Schubspannungen v_u mit der Datenbank von VOCKE [155] (graue Dreiecke)

Die Gegenüberstellung der normierten Schubspannungen in Abbildung 6.17 zeigt, dass sowohl die eigenen Durchstanzversuche, als auch PG-1 und PG-6 sehr nah am Mittelwert der Datenbank liegen. Weiterhin nimmt bei der eigenen Versuchsreihe der Schubwiderstand mit zunehmender statischer Nutzhöhe d ab. v_u reduziert sich dabei von sq30 zu sq65 um 10 %. Auffällig ist jedoch, dass diese Abnahme weniger ausgeprägt ist, als Versuch PG-3 und die Maßstabsmodelle ($\approx 16\% - 30\%$) aus Abbildung 2.12 es erwarten lassen.

6.7.2 Vergleich mit Bemessungsansätzen

Für eine weitergehende Traglastanalyse vergleicht Tabelle 6.6 die gemessenen Durchstanzwiderstände mit den rechnerischen Tragfähigkeiten nach EUROCODE 2 (EC2) [41] und der Critical Shear Crack Theory (CSCT) [115]. Anders als die Datenbank von VOCKE berücksichtigen beide Ansätze auch einen Maßstabseinfluss. Für die Auswertung werden erneut die beiden kleinformatischen Versuche s30 und sq30-AV1 aus Kapitel 5 hinzugezogen.

Die Durchstanzwiderstände $V_{R,i}$ werden sowohl nach EC2 (Gl. 2.17), als auch nach CSCT (Gl. 2.25) entlang eines kritischen Rundschnitts u_{crit} ermittelt. Sein Abstand zum Stützenrand ist dabei unterschiedlich definiert. Er beträgt für den EC2 $2,0d$ und für die CSCT $0,5d$. Um eine einheitliche Vergleichsgrundlage zu schaffen, werden alle Tragwiderstände in Tabelle 6.6 im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) ohne Teilsicherheitsbeiwerten aus den Mittelwerten nach Tabelle 6.1 bis 6.3 berechnet. Weiterhin wird der rechnerische Durchstanzwiderstand nach EC2 in Tabelle 6.6 auf Mittelwertniveau angegeben. Hierzu wird der empirische Vorfaktor, welcher aus einem 5%-Quantil abgeleitet ist [159], modifiziert. Sein Mittelwert ist je nach verwendeter Datenbank um den Faktor $1,2 - 1,4$ [77; 144; 163] höher. Um die gemessenen Werte mit mittleren Tragfähigkeiten zu vergleichen, wird deshalb $C_{Rm,c} = 1,3 \cdot C_{Rd,c} = 0,234$ angenommen. Gleichzeitig wird der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit aus den Materialprüfungen mit $f_{ck} = f_{cm} - 4$ MPa angesetzt (Laborbedingungen) [64; 128].

Tabelle 6.6: Gegenüberstellung der gemessenen Durchstanzwiderstände mit den rechnerischen Tragwiderständen nach EUROCODE 2 und der Critical Shear Crack Theory

Versuch	$V_{R,test}$ [kN]	$V_{R,EC2}$ [kN]	$V_{R,CSCT}$ [kN]	$V_{R,test}/$ $V_{R,EC2}$ [-]	$V_{R,test}/$ $V_{R,CSCT}$ [-]
s30	323	334	329	0,97	0,97
sq30-AV1	334	333	328	1,00	1,02
sq50	987	802	757	1,18	1,30
sq50-2	891	843	790	1,06	1,13
sq65	1.497	1.385	1.243	1,08	1,20
			Mittelwert:	1,06	1,13

Die Gegenüberstellung der Tragwiderstände in Tabelle 6.6 verdeutlicht, dass die im Versuch ermittelten Traglasten $V_{R,test}$ global betrachtet gut mit beiden Durchstanzmodellen übereinstimmen. Insbesondere die mittlere Abweichung zum EC2 (6 %) ist gering, die Vorhersage mittels CSCT (13 %) ist etwas konservativer. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass bei der Ermittlung beider Mittelwerte alle Versuchsergebnisse, also auch Versuch sq50 mit Zwangskräften, berücksichtigt wurden. Folglich sind bei einer Versuchsreihe mit sofortiger Implementierung des Updates zur Vermeidung von Zwangskräften (Abschnitt 6.3) noch geringere Unterschiede zu erwarten.

Mit Blick auf den Maßstabseinfluss relevant zeigt Tabelle 6.6, dass bei beiden Ansätzen der Abstand zwischen Vorhersage und Messung mit steigender Plattendicke zunimmt (EC2 = 8 %, CSCT = 18 %). Wie bereits zuvor in Abschnitt 6.7.1 festgestellt wurde, weisen damit die Plattenviertel auch hier einen weniger ausgeprägten Maßstabseffekt auf, als theoretisch vorhergesagt.

6.7.3 Maßstabseinfluss

Als wahrscheinlichste Ursache für den wenig ausgeprägten Maßstabseffekt bei den großformatigen Plattenvierteln wird die Biegezugbewehrung identifiziert. So weisen alle Probekörper einen vergleichsweise hohen Biegebewehrungsgehalt ($\rho_1 \approx 1,3 \%$) auf, dieser wird aus konstruktiven Gründen mit zunehmender Plattendicke durch eine mehrlagige Bewehrung realisiert. Die Ausführungsform verbessert dabei die Verbundeigenschaften im Vergleich zu einlagig angeordneten, aber dafür maßstäblich skalierten Stabdurchmessern und hat dadurch Auswirkungen auf die Rissentwicklung und die Tragwirkungen beim Durchstanzen (Abschnitt 2.1). Insbesondere die Kraftübertragung infolge Rissverzahnung wird verbessert.

Ein Einfluss der Bewehrungsausführung auf die Schubtragfähigkeit und den Maßstabseffekt kann dabei durch Versuche von LEONHARDT und WALTHER [100] an zwei Versuchsserien mit einfeldrigen Stahlbetonbalken unterschiedlicher Größe belegt werden. Sie skalierten bei einer ersten Balkenserie nur den Stabdurchmesser proportional zu den äußeren Bauteilabmessungen. Bei einer zweiten Serie wurde hingegen der Bewehrungsgrad und Stabdurchmesser beibehalten und ausschließlich die Stabanzahl verändert. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bei skaliertem Stabdurchmesser die Schubtragfähigkeit mit der Balkenhöhe abnimmt, wohingegen sie bei erhöhter Stabanzahl und damit einhergehend verbesserter Verbundgüte nahezu unabhängig von der Bauteilhöhe ist. LEONHARDT und WALTHER schlussfolgerten aus ihren

Ergebnissen, dass der Maßstabeffekt in der Praxis bei Bauteilen ab etwa $h = 400$ mm nicht mehr relevant ist, da üblicherweise die Stabdurchmesser auf $\varnothing 26 - 30$ mm beschränkt sind.

6.7.4 Diskussion weiterer Einflüsse

Aufgrund des komplexen Versuchsaufbaus und den damit verbundenen vielfältigen Einflussmöglichkeiten sind neben der Bewehrungsführung weitere ungewollte Auswirkungen auf das Durchstanztragverhalten zu diskutieren. Die Hauptschwierigkeiten stellt hierbei erstens die geringe Anzahl an Versuchen und zweitens die fehlende Möglichkeit großmaßstäbliche Referenzversuche durchzuführen dar. Letzteres ist jedoch genau die Motivation für die Entwicklung des Experimentalkonzepts und daher unumgänglich. Als einzige wirtschaftlich vertretbare Verifikationsmöglichkeit wird im Rahmen der Arbeit das sehr umfangreiche konsekutive Versuchsprogramm in Kapitel 4 und 5 sowie die detaillierte Auswertung des Verhaltens der Großversuchskörper durchgeführt. Beides lässt nach der Beseitigung der Zwangskräfte und trotz erhöhter Plattenverformungen keine weiteren relevanten Beeinflussungen auf das Durchstanztragverhalten erkennen. Gleichzeitig können durch die Untersuchungen jedoch auch keinesfalls sämtliche Einflüsse vollständig ausgeschlossen werden. Deshalb soll im Folgenden eine Analyse des Großversuchsstands die Funktionalität des Konzepts weiter belegen.

6.7.5 Abspannkräfte

Zur Analyse des Abspannkonzpts zeigt Abbildung 6.18 die Kraftentwicklung aller acht Abspannstangen während des Versuchs sq65. Seine Prüfung stellt bei der Großversuchsserie die obere Belastungsgrenze für den Versuchsstand dar. Eine ausreichende Abspannung ist vorhanden, wenn die Zugkomponente des einwirkenden Biegemoments vollständig überdrückt wird, also die Kraft in den Spannstangen während des Versuchs nicht ansteigt.

Die Auslegung und Realisierung des Abspannkonzpts ist in Abschnitt 4.3 beschrieben. Für ihre technische Umsetzung werden zwei verschiedene Typen von Abspannstangen eingesetzt. Die Spannstellen 1 - 6 (grün) erfordern deutlich höhere Vorspannkräfte und werden daher mit Spannstangen vom Typ 65WR (Fa. DYWIDAG) realisiert. Hingegen sind bei den beiden Spannstellen 7 - 8 (blau) ungleich geringere Vorspannkräfte nötig. Sowohl aus wirtschaftlichen, als auch aus technischen Gründen werden diese daher durch kleinere Spannstangen (36WR, Fa. DYWIDAG) eingetragen. In Abbildung 6.18 sind die verschiedenen Stangentypen durch die stark unterschiedlichen Vorspannkräfte P deutlich erkennbar.

Die Kraftentwicklungen in Abbildung 6.18 belegen, dass die aufgebrachten Vorspannkräfte bei allen acht Spannstangen ausreichend hoch sind. Erkenntlich ist dies an den nahezu konstant über den Versuchsverlauf bleibenden Abspannkräften P . Sie sind unabhängig von der aufgebrachten Prüflast V_{test} und damit vom einwirkenden Biegemoment entlang der Symmetrieebenen. Die maximalen Kraftzunahmen ΔP an den höher beanspruchten Spannstangen 1 - 6 betragen zwischen 28 - 38 kN. Bezogen auf die Gesamtvorspannkraft zum Versuchsstart von $P_{(t=0)} \approx 2,0$ MN ist dies eine Steigerung um etwa 1 - 2 %. Der Kraftanstieg in den beiden kleineren Spannstangen 7 - 8 ist deutlich geringer. Er beträgt für Stange 7 maximal $\Delta P = 6$ kN und für Stange 8 $\Delta P = 2$ kN und liegt damit im Bereich der Empfindlichkeit der Messtechnik.

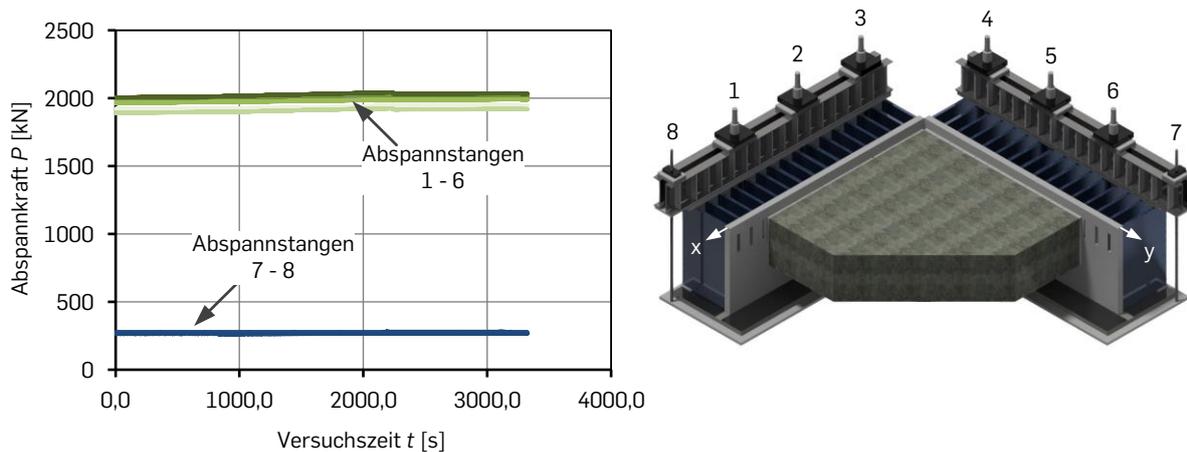


Abbildung 6.18: Kraftentwicklung der acht Abspannstangen über den Verlauf von Versuch sq65

6.7.6 Lagerkinematik und -steifigkeiten

Zur Dokumentation der Kinematik des Großversuchsstands sind entlang der x-Achse an den Symmetrielerementen fünf induktive Wegaufnehmer installiert. Ihre Position und Benennung ist in Abbildung 6.19 (rechts) eingezeichnet. Je Lagerelement wird oben die horizontale Verschiebung rückseitig an den Fahnenblechen durch die Messstellen L_1 , L_3 und L_5 erfasst. Zusätzlich werden an der höchstbelasteten Stelle (rechnerische Plattenmitte) die horizontale Lageverschiebung nahe der Bodenplatte (L_2) und die vertikale Lagerverschiebung im Bereich der Abspannstangen (L_6) aufgezeichnet.

In Abbildung 6.19 (links) ist die Entwicklung der gemessenen Lagerverschiebungen in Abhängigkeit der vertikalen Prüflast V_{test} für Versuch sq65 dargestellt. Die Auswertung verdeutlicht, dass primär Lagerrotationen auftreten. So weisen alle drei Lagerelemente im oberen Bereich deutliche horizontale Verschiebungen (L_1 , L_3 und L_5) in Richtung des Versuchskörpers auf. Hingegen verzeichnen die Messungen im unteren Lagerbereich weder horizontale (L_2) noch vertikale (L_6) Verschiebungen. Letzteres ist gleichzeitig ein weiterer Beleg für die sehr gute Funktionalität des Abspannkonzpts und bestätigt die Erkenntnisse aus Abschnitt 6.7.5.

Erwähnenswert ist, dass die Messstellen L_1 , L_3 und L_5 nach Versuchsbeginn bis etwa $V_{\text{test}} = 400 \text{ kN}$ eine überproportional Verschiebungszunahme verzeichnen und anschließend ein deutlich steiferes Verhalten aufweisen. Dieser Verlauf gleicht dem nichtlinearen Druckspannung-Einfederungsverhalten der Elastomerlager, welche zur Steifigkeitssteuerung eingebaut wurden (Abschnitt 4.3), und ist wahrscheinlich durch eben diese hervorgerufen.

Bewertung der Steifigkeitssteuerung

Für die Bewertung der entwickelten Steifigkeitssteuerung werden aus den gemessenen Lagerverschiebungen u_y überschlägig Steifigkeiten $c_{\varphi, \text{test}}$ bestimmt und den theoretisch ermittelten Lagersteifigkeiten $c_{\varphi, \text{calc}}$ aus Abschnitt 4.3 gegenübergestellt. Bei der Berechnung werden die folgenden drei Annahmen getroffen:

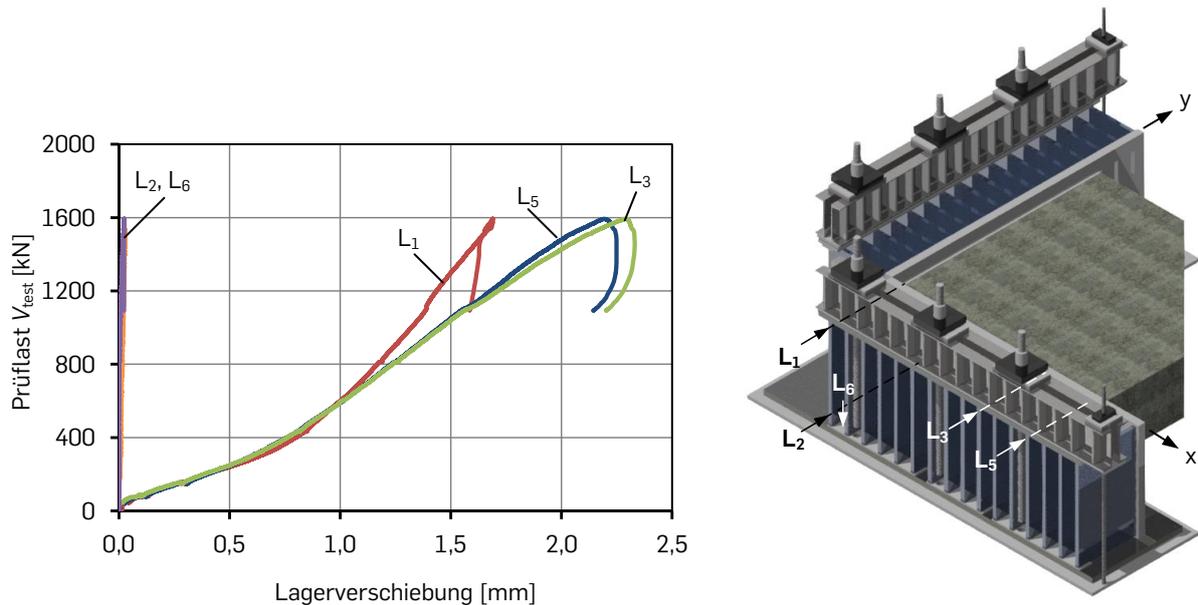


Abbildung 6.19: Entwicklung der Lagerverschiebungen an verschiedenen Messstellen entlang der x-Achse in Abhängigkeit der Prüflast V_{test} im Versuch sq65

- Die gemessenen Lagerverschiebungen u_y an den rückseitigen Fahnenblechen entsprechen denen der Frontplatte.
- Die Frontplatte ist unendlich steif und führt daher nur Starrkörperrotationen aus.
- Das einwirkende Moment m_E entspricht der Theorie und kann folglich einer numerischen Berechnung oder den MARKUS-Tafeln (Abschnitt 2.2) entnommen werden.

Tabelle 6.7 fasst den Vergleich der Lagersteifigkeiten zusammen. $c_{\varphi, \text{test}}$ ist nach Gleichung 4.15 bestimmt. Dabei sind die Lagerverschiebungen u_y für eine Versuchslast von $V_{\text{test}} = 1,2$ MN aus Abbildung 6.19 entnommen. Die Messstellen befinden sich in einem vertikalen Abstand von $h = 1.145$ mm zur Unterkante der Lagerfrontplatte. Für dieselbe Prüflast werden auch die Verschiebungen aus dem optischen Messsystem ARAMIS auf der Oberseite der Lagerfrontplatte ($h = 1.200$ mm) extrahiert. Aufgrund des begrenzten Messfelds können hierbei nur die inneren beiden Lagerelemente erfasst werden. Sie passen sehr gut zu den Messwerten an den rückseitigen Fahnenblechen.

Das einwirkende Plattenmoment m_E wird für V_{test} mit Hilfe eines linear-elastischen FE-Modells ermittelt. Hierzu wird das tangentielle Plattenmoment abschnittsweise je Lagerelement integriert und anschließend infolge der unterschiedlichen Lagerbreiten b normiert. Die verwendeten Geometrieparameter sind Tabelle 6.1 entnommen.

Tabelle 6.7: Vergleich überschlägig ermittelter Lagersteifigkeiten mit ihrer theoretischen Auslegung für Versuch sq65 ($V_{\text{test}} = 1,2$ MN)

Position	u_y^* [mm]	ARAMIS** [mm]	m_E [kNm/m]	$c_{\varphi, \text{test}}$ [kNm/rad/m]	$c_{\varphi, \text{calc}}$ [kNm/rad/m]	Δc_{φ} [%]
Lager 1	1,47	1,52	1.031	803.000	1.100.000	-27
Lager 2	1,78	1,78	506	326.000	391.000	-17
Lager 3	1,74	-	297	196.000	203.000	-4

Höhen der Messstellen: * $h = 1.145$ mm // ** $h = 1.200$ mm

Die Gegenüberstellung der Lagersteifigkeiten in Tabelle 6.7 zeigt eine maximale Abweichung von $\Delta c_\phi = -27\%$ für das hochbeanspruchte innere Lager 1. Das mittlere Lager 2 ($\Delta c_\phi = -17\%$) und das Randlager 3 ($\Delta c_\phi = -4\%$) weisen bereits deutlich geringere Steifigkeitsunterschiede zur theoretischen Auslegung auf. Unter Berücksichtigung der generell hohen Sensitivität der Steifigkeitsbetrachtung (bspw. Lager 1: $\Delta u_y = 0,1\text{ mm} \rightarrow \Delta c_\phi \approx \pm 5\%$) sowie der vielen Einflussfaktoren und sehr spezifischen Anforderungen an das Material, welche nur approximativ erfüllt werden können, stellt dies eine gute Näherung dar. Angesetzt im numerischen Modell (vgl. Abbildung 4.29) steigt der maximale Unterschied zwischen theoretisch idealem und gesteuertem Moment von 6,1 % auf 9,1 %.

6.7.7 Rückspankräfte

Zur Bewertung der eingesetzten Rückspannsysteme zeigt Abbildung 6.20 eine Gegenüberstellung der gemessenen Rückspankräfte je Gleitblech $P_{0,ges}$ mit der theoretischen Zielvorspannung $P_{0,Ziel}$ und der rechnerischen Zugkraft der Bewehrung zum Fließzeitpunkt $F_{s,y}$ ($f_y = 550\text{ MPa}$) für beide Großversuche. Die Lage der Spannstellen und aller Messstellen kann der Abbildung 6.10 und dem Anhang B entnommen werden. Aufgrund der hohen Zahl an Messstellen sind je Symmetrieachse immer nur die Gewindestangen an den inneren vier Gleitblechen mit Dehnungsmessstreifen versehen. Sie sind im Versuch am höchsten belastet.

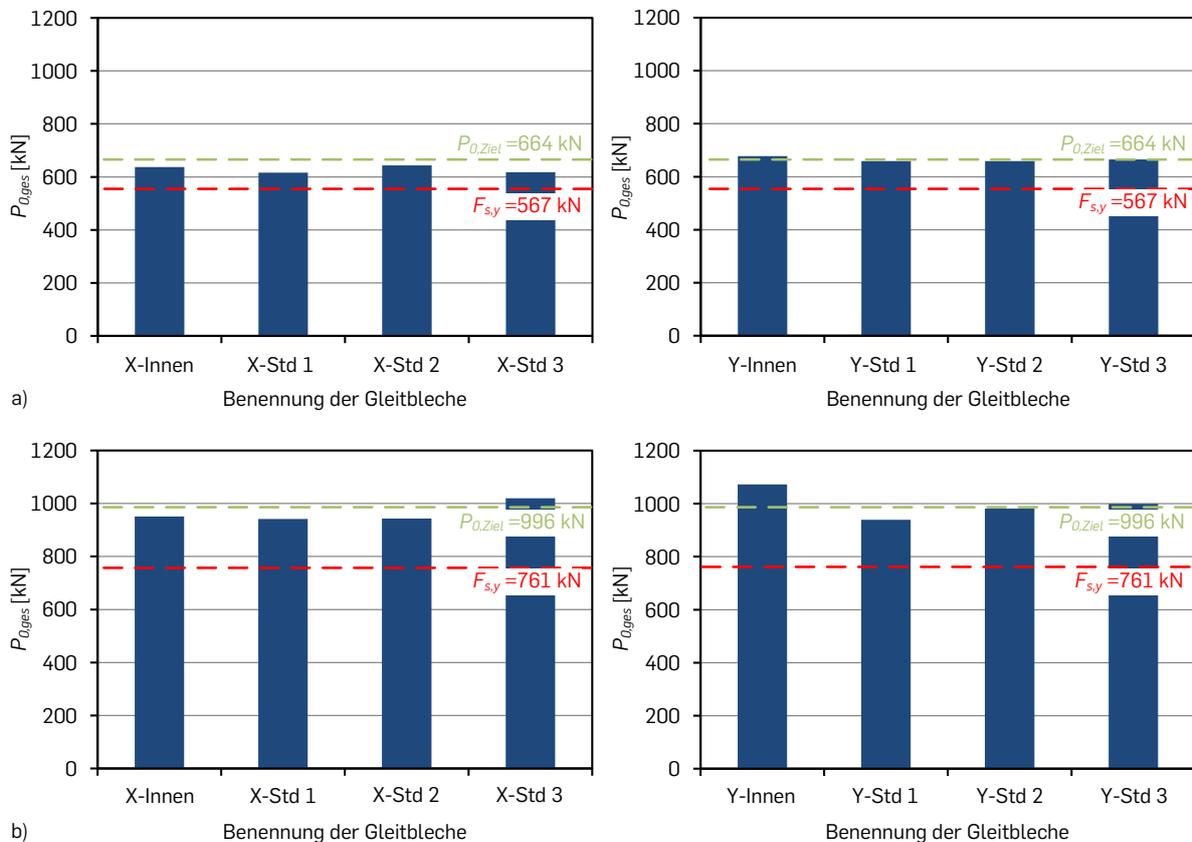


Abbildung 6.20: Gegenüberstellung der gemessenen Rückspankräfte je Gleitblech $P_{0,ges}$ (blau) mit der Zielvorspannung $P_{0,Ziel}$ (grün) und der Zugkraft der Bewehrung zum Fließzeitpunkt $F_{s,y}$ (rot) im Versuch a) sq50 und b) sq65

In Abbildung 6.20 wird $P_{0,ges}$ direkt aus den Dehnungsmessungen an den Gewindestangen ermittelt. Pro Gleitblech werden zwei (sq50) oder drei (sq65) Gewindestangen eingesetzt, welche wiederum mit je zwei gegenüberliegenden Dehnungsmessstreifen (DMS) auf der Ober- und Unterseite versehen sind, sodass zur Berechnung von $P_{0,ges}$ vier oder sechs DMS genutzt werden. Ausgehend vom Eckbereich musste im Versuch sq65 am jeweils zweiten Gleitblech (X-Std 1 und Y-Std 1) infolge der rückseitigen Abspannstange eine verkürzte Gewindestange eingebaut werden. Hierdurch kann an der oberen Gewindestange keine Dehnungsmessung stattfinden. Für die Darstellung wird ihre Dehnung mit dem Zielwert $\varepsilon_{R,Ziel} = 2,2 \text{ ‰}$ angenommen. Die Einhaltung von $\varepsilon_{R,Ziel}$ wurde beim Rückspanprozess mit einem Momentenschlüssel kontrolliert.

Der Vergleich der Kräfte in Abbildung 6.20 zeigt, dass $P_{0,Ziel}$ bei allen Gleitblechen mit hoher Genauigkeit erreicht wird. Die maximale Abweichung zum Zielwert weist im Versuch sq50 die Vorspannung des Gleitblechs X-Std 1 (-7,2 %) und im Versuch sq65 die Vorspannung des Gleitblechs Y-Innen (+7,7 %) auf. Weiterhin verdeutlicht die Abbildung, dass an keiner Spannstelle die rechnerische Zugkraft der Bewehrung zum Fließzeitpunkt $F_{s,y}$ unterschritten wird. Folglich kann in Kombination mit Abbildung 6.16 die Rückspankraft für beide Versuche als ausreichend hoch bewertet werden, sodass ungewollte Klaffungen bzw. Rotationen zwischen Versuchskörper und Versuchsstand ausgeschlossen werden können.

6.8 Zusammenfassung und Fazit

Zusammenfassend zeigt Kapitel 6, dass das entwickelte Experimentalkonzept geeignet ist, um das Durchstanzverhalten dicker Stahlbetonplatten zu untersuchen. Aus den Versuchen lassen sich im Einzelnen die folgenden Schlussfolgerungen ableiten:

Funktionalität des Experimentalkonzepts:

- Mit Hilfe des entwickelten Experimentalkonzepts ist es erstmals gelungen, maßstabsgetreue Durchstanzversuche an schubslanken Platten bis zu einer Dicke von $h = 65 \text{ cm}$ zu realisieren.
- Das entwickelte Aufbau- und Betonierkonzept bietet diverse Vorteile bei der Herstellung großformatiger Plattenviertel und hilft Eigenspannungen aus dem Rückspanprozess vollständig zu vermeiden.
- Die technische Umsetzung der theoretisch erforderlichen unendlich hohen Lagersteifigkeit ist aufgrund physikalischer Grenzen nicht möglich. Dies führt zu ungewollten Verformungen im Versuch. Resultierende Zwangskräfte werden vermieden, indem Gleitebenen am Stützenstumpf und an der Lasteinleitung installiert werden. Einer Momentenumverteilung wird zudem durch den Einsatz einer Steifigkeitssteuerung entgegengewirkt. Die überschlägige Überprüfung der Lagersteifigkeiten führt trotz hoher Sensitivitäten zu einer guten Übereinstimmung mit der theoretischen Auslegung.
- Das vertikale Abspannsystem mit gebetteter Quertraverse funktioniert sehr gut, um die hohen Vorspannkkräfte von 13 MN in die Lagerkonstruktion einzuleiten. Messungen

belegen, dass auch bei maximaler Versuchsbelastung kein rückseitiges Abheben der Lager stattfindet.

- Die Analyse der Rückspannsysteme zeigt, dass ausreichend hohe Kräfte aufgebracht werden können, um auch bei großen Plattendicken mit hohen Bewehrungsmengen ungewollte Klaffungen zwischen Versuchskörper und Versuchsstand zu verhindern. Letzteres stellt eine zentrale Forderung der Symmetriereduktion dar.

Ergebnisse der Durchstanzprüfungen:

- Die gemessenen Durchstanzwiderstände passen global betrachtet sehr gut zu den Mittelwerten der Datenbank von VOCKE und des EUROCODES 2 (EC2). Die Prognose der Critical Shear Crack Theory (CSCT) ist im Vergleich zu den gemessenen Durchstanzwiderständen nur etwas konservativer.
- Die optischen Messungen, die Rissbilder und die Dehnungsmessungen belegen, dass die Versuchskörper das gewollte rotationssymmetrische Durchstanzverhalten aufweisen.
- Die Auswertung der Traglasten zeigt, dass der Maßstabeffekt geringer ausfällt als theoretisch prognostiziert. Sein Einfluss wird sowohl durch den EC2 (8 %), als auch nach CSCT (18 %) überschätzt. Die Analyse der Versuche deutet darauf hin, dass die eingesetzte mehrlagige Bewehrung zu verbesserten Verbundeigenschaften führt, die eine erhöhte Lastübertragung zulässt und dadurch den Einfluss des Maßstabeffekts reduziert.

7 Schlussfolgerungen und Ausblick

7.1 Schlussfolgerungen

Die Methode der Symmetriereduktion kann eingesetzt werden, um die Größenbegrenzung konventioneller Prüfverfahren zu überwinden und das Durchstanzverhalten dicker Stahlbetonplatten im Experiment zu untersuchen. Um dies zu zeigen, wird in der Arbeit ein Experimentalkonzept entwickelt, technisch umgesetzt, verifiziert und im Bauteilversuch demonstriert. Die Nutzung der Bauteilsymmetrie ermöglicht es dabei, ganze Plattenausschnitte auf Viertel zu reduzieren, wodurch bei gleicher Versuchsinfrastruktur und -technik einerseits die Prüflastkapazität um 400 % steigt und andererseits der Materialaufwand und damit das Eigengewicht für Proben gleicher Dicke um nahezu 75 % abnimmt. Im Rahmen der Arbeit wird das entwickelte Experimentalkonzept verwendet, um erstmalig erfolgreich ein Durchstanzexperiment an einer rotationssymmetrischen, schubslanken Stahlbetonplatte mit einer Dicke von 65 cm durchzuführen.

Die zentrale Herausforderung bei der experimentellen Symmetriereduktion ist die technische Umsetzung der Symmetrierandbedingungen. Zu deren Erfüllung wird ein bestehender technischer Lösungsansatz auf die stark steigenden Anforderungen von großen Plattendicken erweitert. Die wesentlichen Entwicklungspunkte sind:

- ein spezifischer Probekörperanschluss, der das Tragverhalten entlang der Symmetrieebenen im Durchstanzversuch weder verstärkt noch schwächt,
- eine großformatige Anschlusskonstruktion, die den Versuchskörper mit dem Versuchsstand verbindet, dabei wie ein Querkraftgelenk wirkt und alle Anforderungen von Großversuchen erfüllt (z. B. Funktionalität, Herstellbarkeit, Wirtschaftlichkeit)
- und ein Großversuchsstand, der universal für verschiedene Plattengrößen geeignet ist, komplexe konstruktive Anforderungen erfüllt und die Lasten aus der Symmetrienutzung verformungsarm aufnimmt und ableitet.

Bei der Entwicklung des Probekörperanschlusses zeigt sich, dass die ursprünglich zur Verbundsicherung eingesetzten Kopfbolzendübel bei mehraxialem Tragverhalten stark schubversteifend wirken und durch ihre bügelartige Tragwirkung den Durchstanzwiderstand ungewollt und unzulässig erhöhen. Im Zielkonflikt aus maximaler Verbundwirkung und minimaler Aussteifungswirkung führt eine Anschlussvariante ohne Kopfbolzendübel und mit zusätzlichen Weichschichten um die Stahleinbauteile der Rückspannkonstruktion zum besten Ergebnis. Zwar muss bei dieser Variante infolge des fehlenden Betonverbunds die Biegezugbewehrung erhöhte Kräfte übertragen, diese führen jedoch aufgrund der geringen Größe sowie des bei Durchstanzversuchen planmäßigen ausgeschlossenen Bewehrungsversagens zu keinen unzulässigen Beeinflussungen am Anschluss.

Die Erweiterung des Experimentalkonzepts zeigt weiterhin, dass bei steigenden Prüfkörpergrößen, neben der reinen Funktionalität vor allem auch die Herstellbarkeit und Wirtschaftlichkeit der Konstruktion in den Vordergrund rückt. Aufgrund der komplexen Zusammenhän-

ge, hohen Sensitivität und enormen Fertigungskosten stellte dabei die Realisierung des Großversuchsstands die größte Herausforderung dar. Sie konnte nur mit Hilfe einer ganzheitlichen Planung am digitalen Prototyp bewältigt werden. Neben der Einbeziehung unzähliger und teilweise gegenläufiger geometrischer Abhängigkeiten im dreidimensionalen Raum ermöglicht das Vorgehen auch die Untersuchung wesentlicher Eigenschaften bereits vor der Produktion digital am Computer.

Die umfangreichen Voruntersuchungen ergeben, dass anders als bei konventionellen Prüfmethoden der maximale Anwendungsbereich des Experimentalkonzepts nicht mehr vorrangig durch die aufbringbaren Prüflasten und den nicht zu bewältigenden Eigengewichten der Versuchskörper bestimmt wird. Vielmehr stellt die Ableitung des Moments in den Symmetrieebenen die wesentliche Herausforderung dar. Relevant für sie sind insbesondere die maximal realisierbaren Abspannkräfte sowie die Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit des Spannungsfelds. Erst nachrangig führt versuchskörperseitig auch das hohe Eigengewicht zu einer Begrenzung des Anwendungsbereichs. Sie entsteht jedoch ausschließlich durch den Transport der Platten nach dem Versuch und lässt sich vergleichsweise einfach durch eine Kopplung von Kranen oder durch die Nutzung eines Autokrans um ein Vielfaches erhöhen.

Eine weitere wesentliche Herausforderung bei der Entwicklung des Experimentalkonzepts stellte die naturgemäß fehlende Verifikationsmöglichkeit zu großformatigen Referenzplatten dar. Aufgrund der komplexen technischen Umsetzung und den damit verbundenen vielfältigen potentiellen Einflussmöglichkeiten ist sie jedoch essentiell wichtig. Als Lösungsansatz wird in der Arbeit deshalb ein konsekutives Verifikationskonzept verfolgt. Kosten- und aufwandsreduziert wurden zunächst möglichst viele Teilaspekte isoliert an vereinfachten Systemen untersucht und erst anschließend zu komplexen Durchstanzversuchen zusammengeführt. Insbesondere der Vergleich zwischen den kleinformatigen Plattenvierteln und der Vollplatte verdeutlicht die Wirksamkeit des gewählten Vorgehens und belegt eindrucksvoll, dass Durchstanzexperimente an isolierten Deckenausschnitten quantitativ vergleichbar auf Plattenviertel reduziert werden können.

Die Auswertung der Verifikationsversuche an Balken und Platten zeigen jedoch auch, dass Experimente mit Symmetriereduktion grundsätzlich größere Verformungen als vergleichbare Referenzversuche an ganzen Bauteilen aufweisen. Insbesondere bei Platten wird als vorrangiger Grund der steife, aber dennoch verformungsfähige Versuchsstand identifiziert. Im statisch bestimmten System (Balken) führen die ungewollten Zusatzverformungen und die damit einhergehenden endlichen Lagersteifigkeiten zu keinen Lastumlagerungen. Dies ändert sich jedoch bei den hochgradig statisch unbestimmt gelagerten Plattenvierteln im Durchstanzversuch. Numerische Studien ergeben, dass insbesondere bei großen Plattendicken die begrenzte Lagersteifigkeit nicht mehr vernachlässigbare Auswirkungen auf den Lastabtrag hat. Um einer ungewollten Beeinflussung entgegenzuwirken, wird deshalb sowohl der Versuchsstand zur Verformungsminimierung mit dem Spannungsfeld vergossen, als auch eine innovative Steifigkeitssteuerung entwickelt. Letztere legt durch den gezielten Einbau von Weichschichten (gegenläufig zur Verformungsminimierung) die Steifigkeit spezifischer Lager fest und nähert hierdurch den gewollten Lastabtrag bei unendlicher Lagersteifigkeit an.

Am Beispiel von zwei Plattenvierteln mit den Dicken von 50 cm und 65 cm wird abschließend das entwickelte Experimentalkonzept an Großbauteilen demonstriert. Bereits der Aufbau der Experimente belegt, dass sowohl das entwickelte Montagekonzept des Versuchsstands, als auch die auf dem Match-Cast-Verfahren basierende Versuchskörperherstellung sehr gut für Großversuche geeignet sind. Beide Vorgehensweisen sind aufgrund der extrem hohen Genauigkeitsanforderungen an den Symmetrieebenen unverzichtbar.

Trotz der umfangreichen Verifikationen traten im ersten Großversuch an einem 50 cm dicken Plattenviertel ungewollt tragfähigkeitserhöhende Zwangskräfte auf. Sie entstanden infolge einer Kombination aus horizontalen Lagerverformungen, resultierend aus endlicher Lagersteifigkeit und der nicht ausreichend verschieblichen vertikalen Lagerung im Stütz- und Lasteinleitungsbereich. Die Zwangskräfte konnten durch die Einführung von Gleitebenen aus PTFE und Edelstahl für die beiden folgenden Großversuche erfolgreich beseitigt werden. Anhaltspunkte für weitere ungewollte Einflüsse resultierend aus der technischen Umsetzung der Symmetriereduktion sind nicht festzustellen. Vielmehr wird die gute Funktionalität des Experimentalkonzepts, sowohl durch die Analyse des Verhaltens der Versuchskörper, als auch des Versuchsstands belegt. So zeigen das Last-Verformungsverhalten, die Rissbildung und die innere Kraftentwicklung das typische Verhalten eines Durchstanzversuchs. Auffällig bei der Auswertung der Durchstanzwiderstände ist jedoch, dass die maßstäblich skalierten Versuchskörper einen weniger ausgeprägt Maßstabeffekt aufweisen, als durch verschiedene Ansätze theoretisch prognostiziert wird. Als wahrscheinliche Ursache dafür wird die geänderte, mehrlagige Bewehrungsführung ermittelt. Sie ist zwingend nötig, um mit steigender Plattendicke den konstant gehaltenen Bewehrungsgrad technisch umzusetzen. Durch die mehrlagige Bewehrungsführung werden jedoch gleichzeitig die Verbundeigenschaften verbessert, was zu kleineren, besser verteilten Rissen führt. Das geänderte Risswachstum hat Einfluss auf die Tragwirkungen im durchstanzrelevanten Bereich und erhält u. a. die Kraftübertragung infolge Rissverzahnung länger aufrecht, wodurch die relative Tragfähigkeitsabnahme geringer ausfällt.

Abschließend bleibt festzuhalten, dass das in dieser Arbeit entwickelte Experimentalkonzept alle Anforderungen an großformatige Durchstanzversuche erfüllt und sein Einsatz bisher unerreichte Dickenbereiche experimentell zugänglich macht. Verglichen mit dem initialen, für die Erweiterung genutzten Ansatz, kann das Probekörpervolumen verzehnfacht und die prüfbare Probekörperdicke mehr als verdoppelt werden. Dabei bieten nahezu alle neu eingeführten Verfahren und Methoden wie bspw. das modulare Aufbaukonzept des Versuchsstands, die Steifigkeitssteuerung für die Symmetrielagerung, das Vorgehen zur Hochskalierung der Anschlusskonstruktion oder das Herstellkonzept für die Versuchskörper das Potential noch deutlich größere Plattendicken zu realisieren. Kann folglich das aufnehmbare Plattenmoment entlang der Symmetrieebenen etwa durch ein verbessertes Abspannkonzept oder eine optimierte Lagerkonstruktion gesteigert werden, sind Durchstanzversuche mit Plattendicken nahe oder sogar jenseits eines Meters technisch umsetzbar.

7.2 Ausblick

Durch die Entwicklungen und Erkenntnisse dieser Arbeit sind folgende Anwendungsperspektiven und Folgeuntersuchungen denkbar bzw. erforderlich:

- Versuche an Stahlbetonbauteilen unterliegen i. d. R. starken Streuungen. Darüber hinaus konnten durch den hohen Prüfaufwand und begrenzten Zeitrahmen der Arbeit nur wenige Durchstanzversuche mit dem entwickelten Experimentalkonzept durchgeführt werden. Deswegen sollten zur Generalisierung der gewonnenen Erkenntnisse weitere Experimente zum Durchstanzen dicker Platten und zum Maßstabeffekt unter Symmetriereduktion vorgenommen werden. Dies beinhaltet explizit auch echte Wiederholungen von bereits durchgeführten Versuchen (true replicates).
- Das Experimentalkonzept kann erweitert werden, um die Wirksamkeit von verschiedenen Durchstanzbewehrungen im Zusammenhang mit großen Plattendicken kosten- und aufwandsreduziert zu untersuchen. Besondere Beachtung sollte hierbei dem Bereich nahe den Symmetrieebenen zukommen. Analog zu den Probekörperanschlüssen darf die Durchstanzbewehrung das Tragverhalten hier nicht ungewollt beeinflussen.
- Die Arbeit zeigt, dass die Symmetrie im Experiment genutzt werden kann, um Prüflasten und Eigengewichte von Probekörpern zu reduzieren. Bei vollständiger Rotations-symmetrie sind im Durchstanzversuch dabei weitere Einsparungen möglich. So könnten die Versuchskörper nicht nur geviertelt, sondern weiter auf Plattenstreifen verkleinert werden. Hierdurch sind bei gleicher Versuchsinfrastruktur noch deutlich größere Dickenbereiche prüfbar. Erforderlich für die technische Umsetzung ist, dass nicht nur die Symmetrierandbedingungen in Feldmitte erfüllt, sondern auch, dass die Schnittkräfte entsprechend zur Belastung und im richtigen Verhältnis zueinander entlang der Plattenlängsrichtung aufgebracht werden.

Anhang A Ergänzende Materialdaten

Anhang A fasst alle für die Arbeit wichtigen Materialdaten, Betonrezepturen und Chargenprotokolle zusammen. Um die Zuordnung zu erleichtern, beinhaltet Tabelle A.1 eine Übersicht der Versuchsreihen und verknüpft diese mit den relevanten Abschnitten der Arbeit.

Tabelle A.1: Übersicht aller Versuchsreihen der Arbeit und Zuordnung zu den relevanten Abschnitten

Bezeichnung	Versuchskörpertypen	Versuchsziele	Abschnitt
VPh-IIe-A+B	Vollbalken	Untersuchung der Versteifungseffekte	4.1
	Halbbalken		
	Plattenstreifen		
VPh-IIe-C	Vollbalken	Untersuchung der Verbundsicherung	4.1
	Halbbalken		
VPh-IVa	Vollbalken Halbbalken	Verifikation großformatiger Anschlusskonstruktionen	4.2
VPh-IIIb	Plattenviertel	Verifikationsversuche zum Durchstanzen	5
VPh-IVb	Plattenviertel	Demonstration im Großversuch	6

A.1 Versuchsreihe VPh-IIe-A+B

Tabelle A.2: Allgemeine Daten, Betonrezeptur und Chargenprotokoll Versuchsreihe IIe-A+B

Allgemeine Daten

Versuchszeitraum: 23.02.2015 – 09.03.2015

Betonagedatum: 04.02.2015

Firma: Heidelberger Beton

Lieferschein-Nr. 58352

Sortennummer: 1.3146.101

Werk: Recklinghausen

Festigkeitsklasse: C16/20

Konsistenzklasse: F3

W/Z_{eq}: 0,63

Liefermenge: 2,0 m³

Zusatzmittel: BV 1065

Zusatzstoffe: keine

	Volumen [m ³]	Gesteinskörnung			Zement	Frishwasser
		0/2 [kg]	2/8 [kg]	8/16 [kg]	CEM III/A 32,5 N [kg]	[kg]
Charge 1	1	770	510	790	288	164
Charge 2	1	770	510	790	282	65
IST	2,0	1540	1020	1580	570	229
SOLL	2,0	1486	982	1454	560	286

Tabelle A.3: Ergebnisse der Betonprüfungen von Versuchsreihe VPh-IIe-A+B

Probekörper	Bezeichnung	Alter	Einzelwerte	Mittelwert
		[d]	[MPa]	[MPa]
Prüfdatum 23.02.2015				
Zylinder 1	$f_{cm,cyl}$	21	27,82	29,22
Zylinder 2		21	32,37	
Zylinder 3		21	27,47	
Zylinder 4	E_{cm}	21	29.973	29.814
Zylinder 5		21	28.831	
Zylinder 6		21	30.637	
Prüfdatum 09.03.2015				
Zylinder 1	$f_{cm,cyl}$	33	28,82	29,27
Zylinder 2		33	29,92	
Zylinder 3		33	29,06	
Zylinder 4	E_{cm}	33	29.077	27.569
Zylinder 5		33	27.260	
Zylinder 6		33	26.368	

Tabelle A.4: Ergebnisse der Betonstahlprüfungen von Versuchsreihe VPh-IIe-A+B

Ø	Anzahl	$f_{y,min}$	$f_{y,m}$	$f_{y,max}$	$E_{s,min}$	$E_{s,m}$	$E_{s,max}$
[mm]	[n]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
20	4	537	559	577	190.588	200.105	205.533
20 (Pfeifer)	12	553	571	595	204.554	207.218	215.480

A.2 Versuchsreihe VPh-IIe-C

Tabelle A.5: Allgemeine Daten, Betonrezeptur und Chargenprotokoll Versuchsreihe VPh-IIe-C

Allgemeine Daten

Versuchszeitraum: 05.10.2015 – 09.10.2015

Betonagedatum: 17.09.2015

Firma: Heidelberger Beton

Lieferschein-Nr. 59720

Sortennummer: 1.3146.101

Werk: Recklinghausen

Festigkeitsklasse: C16/20

Konsistenzklasse: F4

W/Z_{eq}: 0,58

Liefermenge: 1.0 m³

Zusatzmittel: BV 1065

Zusatzstoffe: keine

	Volumen [m ³]	Gesteinskörnung			Zement	Frischwasser
		0/2 [kg]	2/8 [kg]	8/16 [kg]	CEM III/A 32,5 N [kg]	[kg]
Charge 1	0,5	360	280	380	136	76
Charge 2	0,5	360	210	250	146	72
IST	1,0	720	490	630	282	148
SOLL	1,0	720	500	740	280	146

Tabelle A.6: Ergebnisse der Betonprüfungen von Versuchsreihe VPh-IIe-C

Probekörper	Bezeichnung	Alter	Einzelwerte	Mittelwert
		[d]	[MPa]	[MPa]
Prüfdatum 06.10.2015				
Zylinder 1		19	23,68	
Zylinder 2	$f_{cm,cyl}$	19	24,75	24,65
Zylinder 3		19	25,52	
Zylinder 4		19	21.794	
Zylinder 5	E_{cm}	19	21.993	22.818
Zylinder 6		19	24.666	
Prüfdatum 09.10.2015				
Zylinder 1		22	28,75	
Zylinder 2	$f_{cm,cyl}$	22	29,50	29,23
Zylinder 3		22	29,45	
Zylinder 4		22	27.542	
Zylinder 5	E_{cm}	22	25.202	26.449
Zylinder 6		22	26.603	

Tabelle A.7: Ergebnisse der Betonstahlprüfungen der Versuchsreihen VPh-IIe-C und VPh-IIIb

Ø	Anzahl	$f_{y,min}$	$f_{y,m}$	$f_{y,max}$	$E_{s,min}$	$E_{s,m}$	$E_{s,max}$
[mm]	[n]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
20	3	549	552	557	204.675	206.242	207.278
20 (Pfeifer)	12	503	522	540	204.991	207.799	211.130

A.3 Versuchsreihe VPh-IIIb

Tabelle A.8: Allgemeine Daten, Betonrezeptur und Chargenprotokoll Versuchsreihe VPh-IIIb

Allgemeine Daten

Versuchszeitraum: 04.04.2016 – 07.04.2016
 Versuchskörper: s30 : 07.04.2016 / sq30-AV1 : 06.04.2016 /sq30-AV2 : 04.04.2016
 Betonagedatum: 10.03.2016
 Firma: Elskes Transportbeton GmbH & Co. KG
 Lieferschein-Nr. 2924981
 Sortennummer: 905332627
 Werk: Recklinghausen
 Festigkeitsklasse: C25/30
 Konsistenzklasse: F3
 W/Z_{eq}: 0,58
 Liefermenge: 3,0 m³
 Zusatzmittel: keine
 Zusatzstoffe: keine

	Volumen	Gesteinskörnung			Zement	Frischwasser
	[m ³]	0/2 [kg]	2/8 [kg]	8/16 [kg]	CEM III/A 32,5 N [kg]	[kg]
Charge 1	1,5	1200	590	1160	420	137
Charge 2	1,5	1190	570	1160	422	150
IST	3,0	2390	1160	2320	842	287
SOLL	3,0	2395	1159	2312	840	299

Tabelle A.9: Ergebnisse der Betonprüfungen von Versuchsreihe VPh-IIIb

Probekörper	Bezeichnung	Alter [d]	Einzelwerte [MPa]	Mittelwert [MPa]
Versuch s30				
Zylinder 1		28	22,72	
Zylinder 2	$f_{cm,cyl}$	28	23,94	22,76
Zylinder 3		28	21,62	
Zylinder 4		28	23.752	
Zylinder 5	E_{cm}	28	20.712	21.749
Zylinder 6		28	20.783	
Versuch sq30-AV1				
Zylinder 1		27	22,26	
Zylinder 2	$f_{cm,cyl}$	27	21,64	22,62
Zylinder 3		27	23,97	
Versuch sq30-AV2				
Zylinder 1		25	22,25	
Zylinder 2	$f_{cm,cyl}$	25	23,31	22,68
Zylinder 3		25	22,48	
Zylinder 4		25	23.891	
Zylinder 5	E_{cm}	25	22.053	22.792
Zylinder 6		25	22.432	

Hinweis: Bei Versuchsreihe VPh-IIIb wurden dieselben Stahlchargen genutzt wie bei Versuchsreihe VPh-IIe-C

A.4 Versuchsreihe VPh-IVa

Tabelle A.10: Allgemeine Daten, Betonrezeptur und Chargenprotokoll Versuchsreihe VPh-IVa

Allgemeine Daten

Versuchszeitraum: 16.01.2018 - 19.01.2018
 Betonagedatum: 14.12.2017
 Firma: Elskes Transportbeton GmbH & Co. KG
 Lieferschein-Nr. 2941534
 Sortennummer: 905332627
 Werk: Recklinghausen
 Festigkeitsklasse: C25/30
 Konsistenzklasse: F3
 W/Z_{eq}: 0,58
 Liefermenge: 3,5 m³
 Zusatzmittel: keine
 Zusatzstoffe: keine

	Volumen	Gesteinskörnung			Zement	Frischwasser
	[m ³]	0/2 [kg]	2/8 [kg]	8/16 [kg]	CEM III/A 32,5 N [kg]	[kg]
IST	3,5	2782	1363	2702	980	359
SOLL	3,5	2790	1370	2690	978	359

Tabelle A.11: Ergebnisse der Betonprüfungen von Versuchsreihe VPh-IVa

Probekörper	Bezeichnung	Alter [d]	Einzelwerte [MPa]	Mittelwert [MPa]
Prüfdatum 16.01.2018				
Zylinder 1		33	27,20	
Zylinder 2	$f_{cm,cyl}$	33	24,86	25,87
Zylinder 3		33	25,56	
Zylinder 4		33	22,155	
Zylinder 5	E_{cm}	33	23,142	22,887
Zylinder 6		33	23,365	
Prüfdatum 19.01.2018				
Zylinder 1		36	26,92	
Zylinder 2	$f_{cm,cyl}$	36	26,98	26,63
Zylinder 3		36	26,00	

Tabelle A.12: Ergebnisse der Betonstahlprüfungen für Versuchsreihe VPh-IVa

Probekörper	Anzahl [n]	$f_{y,min}$ [MPa]	$f_{y,m}$ [MPa]	$f_{y,max}$ [MPa]	$E_{s,min}$ [MPa]	$E_{s,m}$ [MPa]	$E_{s,max}$ [MPa]
VBV-IVa-A	3	579	582	584	198.653	199.412	199.871
HBV-IVa-A1	3	539	550	565	200.361	201.373	203.344
HBV-IVa-A2	3	549	553	555	201.453	202.108	202.300

A.5 Versuchsreihe VPh-IVb

Versuch sq50

Tabelle A.13: Allgemeine Daten, Betonrezeptur und Chargenprotokoll für Versuchskörper sq50

Allgemeine Daten						
Versuchstage: 1. Versuch: 11.01.2019 // 2. Versuch: 18.01.2019						
Betonagedatum: 19.12.2018						
Firma: Elskes Transportbeton GmbH & Co. KG						
Lieferschein-Nr. 2949555						
Sortennummer: 904232627						
Werk: Recklinghausen						
Festigkeitsklasse: C20/25						
Konsistenzklasse: F3						
W/Z _{eq} : 0,62						
Liefermenge: 2,0 m ³						
Zusatzmittel: keine						
Zusatzstoffe: keine						
	Volumen	Gesteinskörnung			Zement	Frischwasser
		0/2	2/8	8/16	CEM III/A 32,5 N	
	[m ³]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
IST	2,0	1760	768	1380	540	201
SOLL	2,0	1770	770	1360	540	202

Tabelle A.14: Ergebnisse der Betonprüfungen für Versuchskörper sq50

Probekörper	Bezeichnung	Alter [d]	Einzelwerte [MPa]	Mittelwert [MPa]
1. Versuch				
Zylinder 1		23	21,02	
Zylinder 2	$f_{cm,cyl}$	23	21,94	21,46
Zylinder 3		23	21,42	
Zylinder 4		23	26.618	
Zylinder 5	E_{cm}	23	25.694	25.825
Zylinder 6		23	25.163	
2. Versuch				
Zylinder 1		30	24,29	
Zylinder 2	$f_{cm,cyl}$	30	24,28	24,35
Zylinder 3		30	24,47	

Tabelle A.15: Ergebnisse der Betonstahlprüfungen für Versuchskörper sq50

Ø [mm]	Anzahl [n]	$f_{y,min}$ [MPa]	$f_{y,m}$ [MPa]	$f_{y,max}$ [MPa]	$E_{s,min}$ [MPa]	$E_{s,m}$ [MPa]	$E_{s,max}$ [MPa]
16	3	548	556	567	202.356	207.918	211.881
20	3	512	514	515	201.528	204.554	209.248

Versuch sq65

Tabelle A.16: Allgemeine Daten, Betonrezeptur und Chargenprotokoll für Versuchskörper sq65

Allgemeine Daten						
Versuchstag: 28.03.2019						
Betonagedatum: 12.03.2019						
Firma: Elskes Transportbeton GmbH & Co. KG						
Lieferschein-Nr. 2951065						
Sortennummer: 904232627						
Werk: Recklinghausen						
Festigkeitsklasse: C20/25						
Konsistenzklasse: F3						
W/Z _{eq} : 0,62						
Liefermenge: 4,0 m ³						
Zusatzmittel: keine						
Zusatzstoffe: keine						
	Volumen	Gesteinskörnung			Zement	Frischwasser
		0/2	2/8	8/16	CEM III/A 32,5 N	
	[m ³]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
IST	4,0	3469	1553	2770	1080	423
SOLL	4,0	3470	1570	2750	1080	424

Tabelle A.17: Ergebnisse der Betonprüfungen für Versuchskörper sq65

Probekörper	Bezeichnung	Alter	Einzelwerte	Mittelwert
		[d]	[MPa]	[MPa]
Zylinder 1		16	20,57	
Zylinder 2	$f_{cm,cyl}$	16	20,83	20,18
Zylinder 3		16	19,13	
Zylinder 4		16	22.668	
Zylinder 5	E_{cm}	16	23.851	23.688
Zylinder 6		16	24.546	

Tabelle A.18: Ergebnisse der Betonstahlprüfungen für Versuchskörper sq65

Ø	Anzahl	$f_{y,min}$	$f_{y,m}$	$f_{y,max}$	$E_{s,min}$	$E_{s,m}$	$E_{s,max}$
[mm]	[n]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
16	3	556	575	600	207.315	209.319	210.976
25	3	535	538	541	180.446	184.756	187.195

Anhang B Ergänzende Planunterlagen

B.1 Verifikation der hochskalierten Anschlusskonstruktion (VPh-IVa)

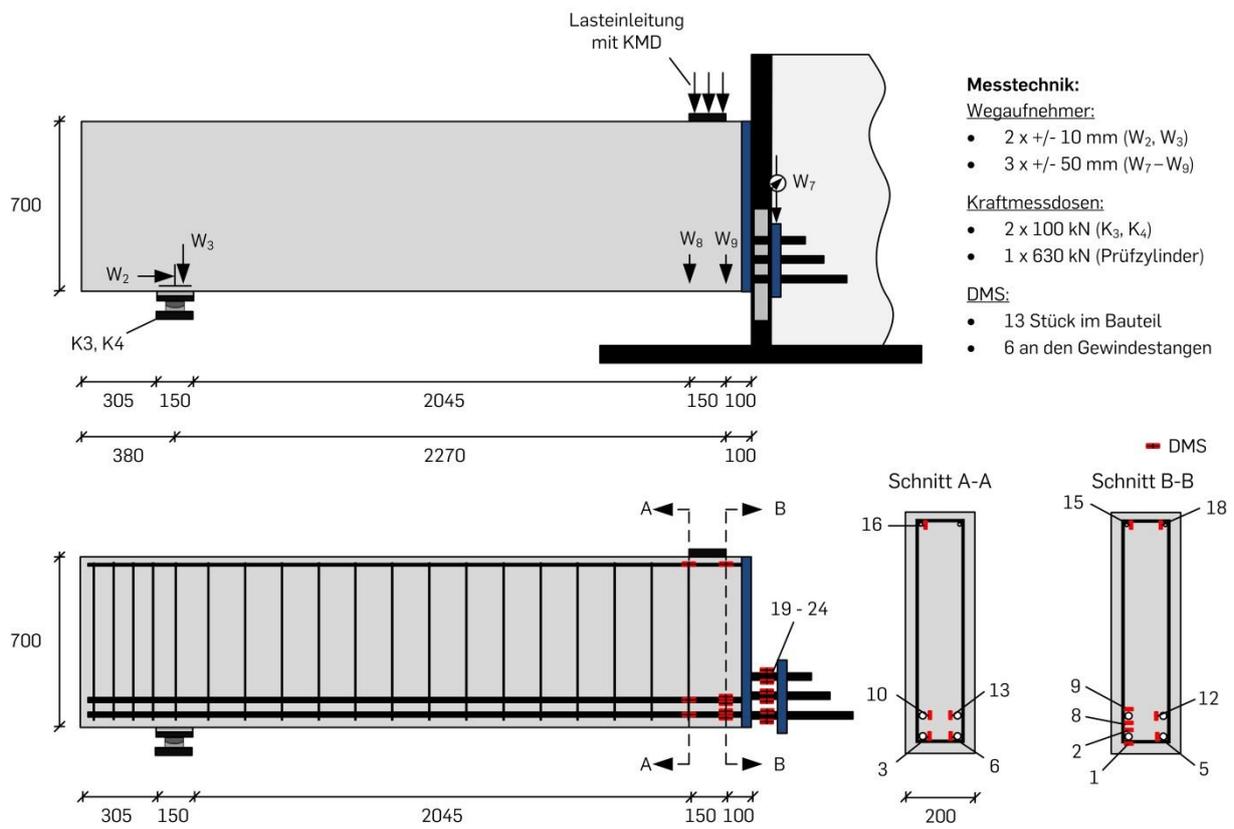


Abbildung B.1: Versuchsaufbauten und Anordnung der Messtechnik für die Halbbalkenversuche HBV-IVa-A1 und HBV-IVa-A2 (Maße in mm)

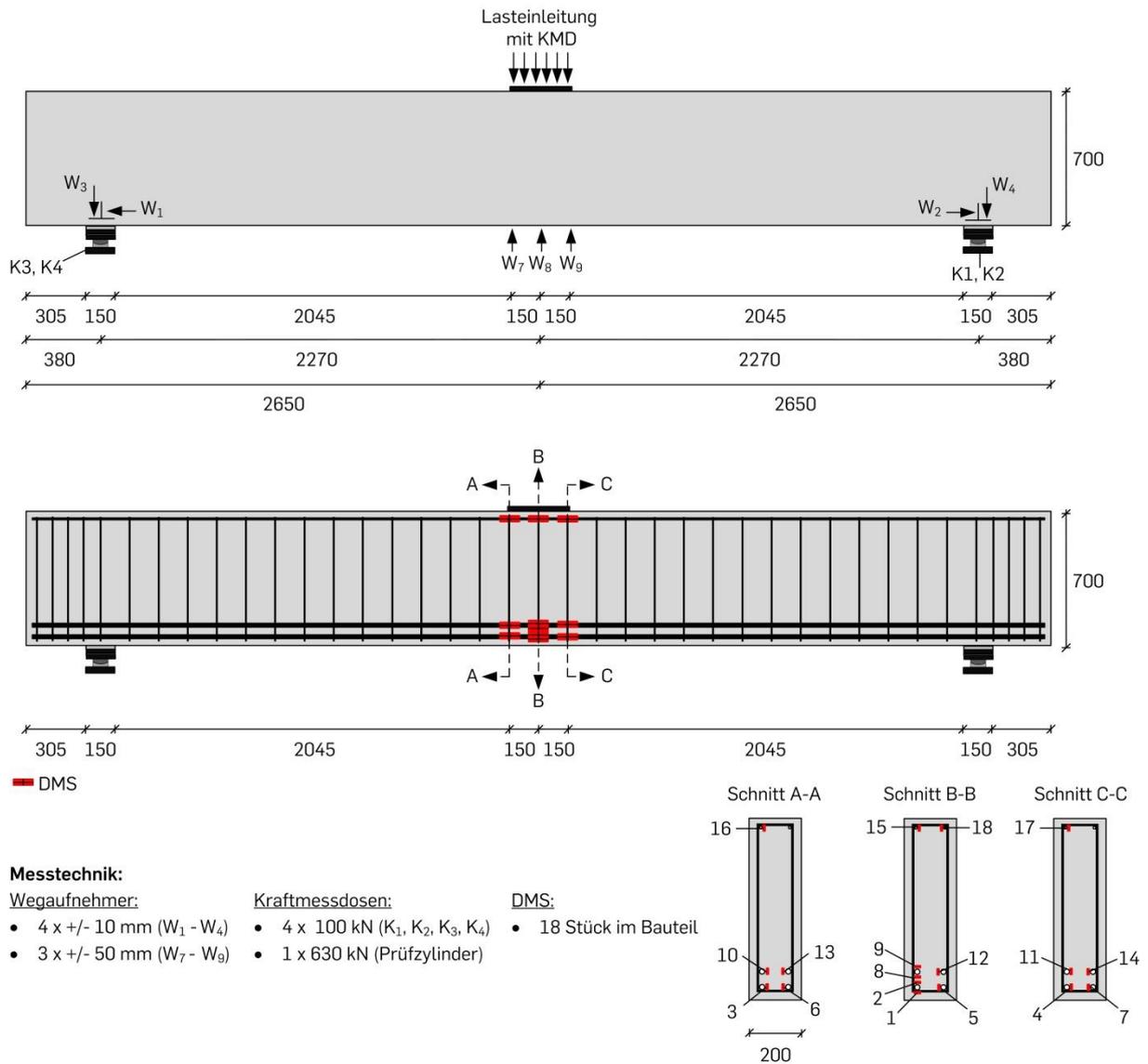


Abbildung B.2: Versuchsaufbau und Anordnung der Messtechnik für den Vollbalkenversuch VBV-IVa-A (Maße in mm)

B.2 Verifikation gegenüber Vollplatten (VPh-IIIb)

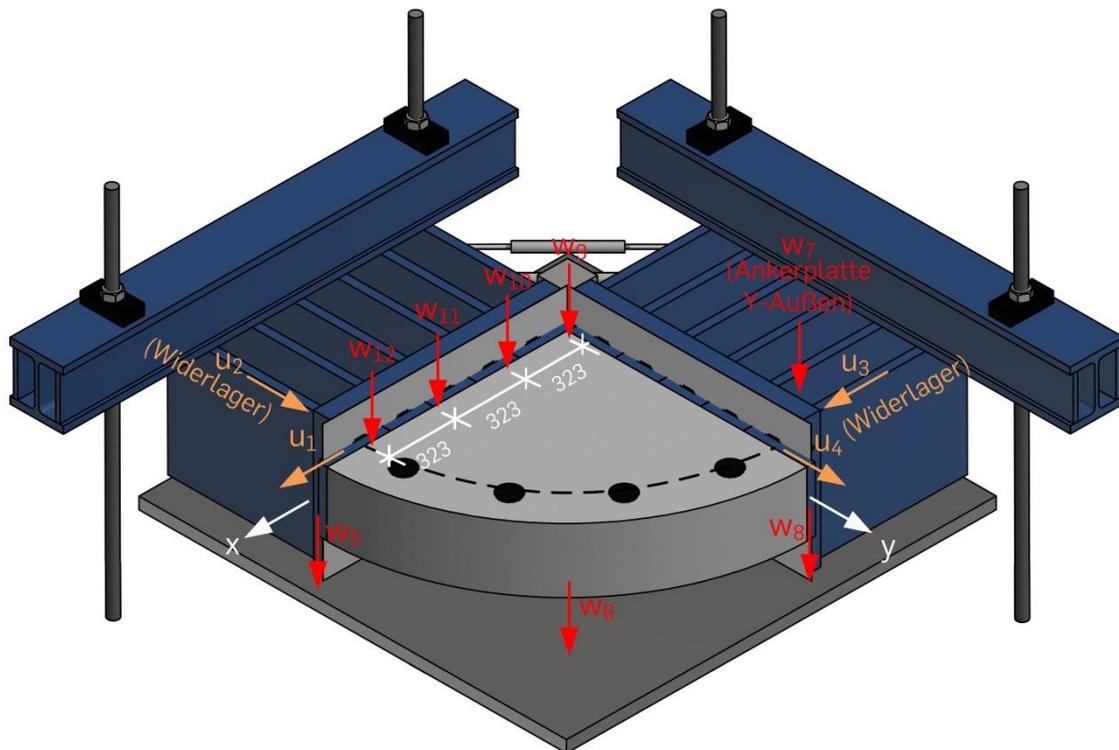


Abbildung B.3: Lage und Bezeichnung der Wegmesser in den Versuchen sq30-AV1 und sq30-AV2 (Maße in mm)

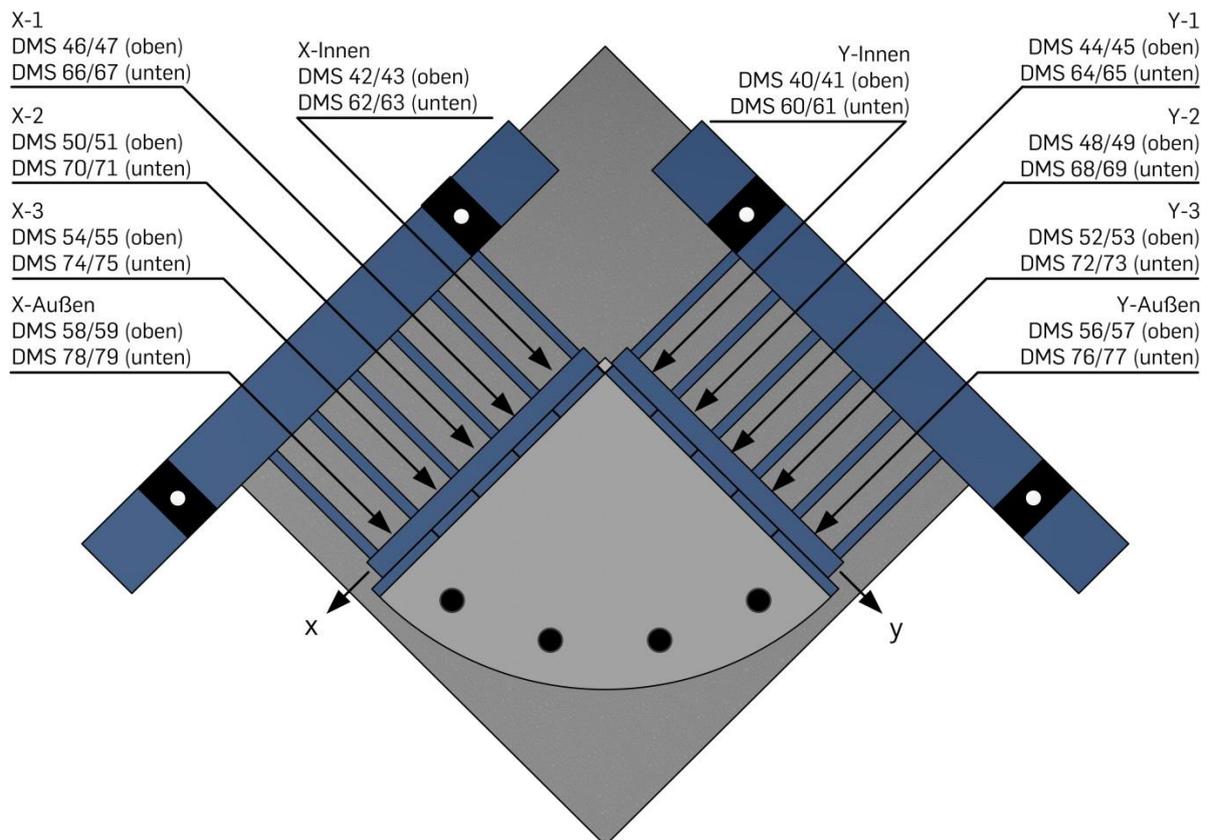


Abbildung B.4: Lage und Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen an den Gewindestangen der Rückspannung in den Versuchen sq30-AV1 und sq30-AV2

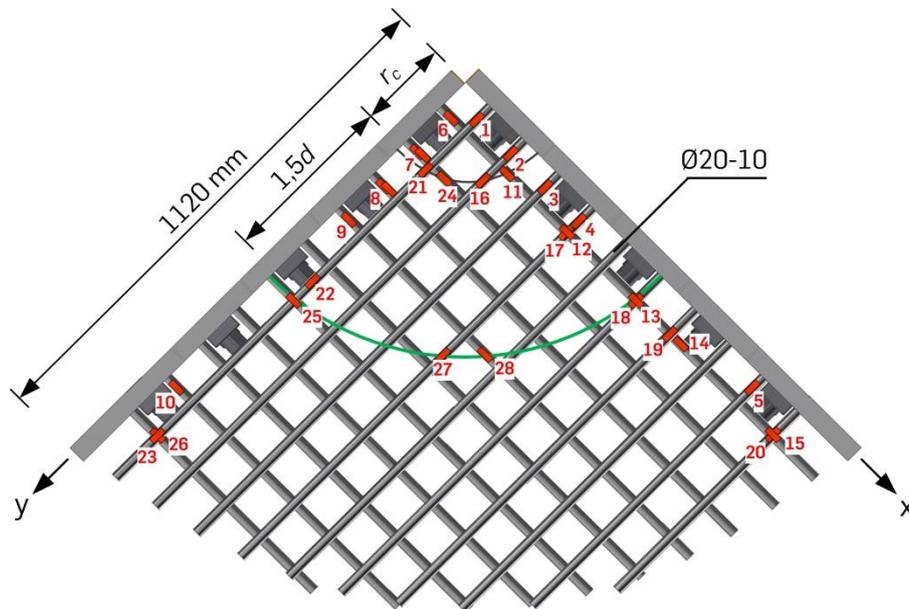


Abbildung B.5: Lage und Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen auf der Biegezugbewehrung in den Versuchen sq30-AV1 und sq30-AV2 (Angaben in Betonierlage, d. h. gedreht zum Aufbau)

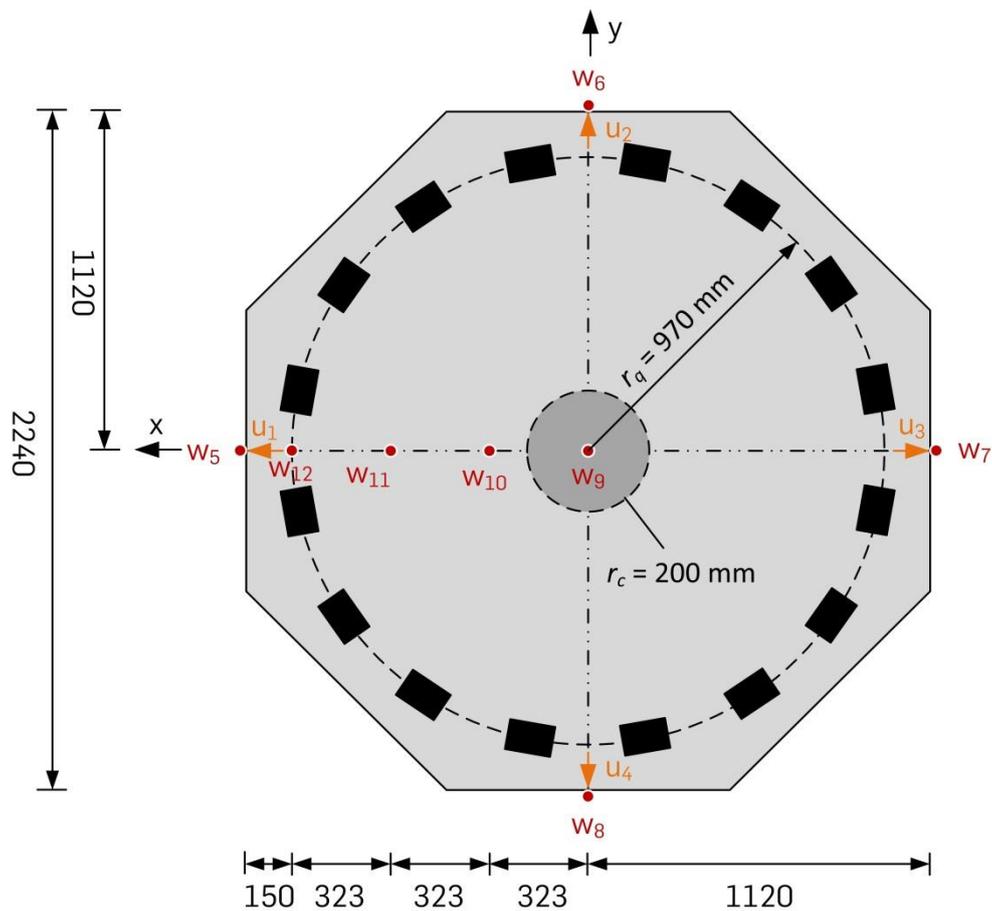


Abbildung B.6: Lage und Bezeichnung der Wegmesser im Referenzversuch s30 (Ansicht Unterseite, Maße in mm)

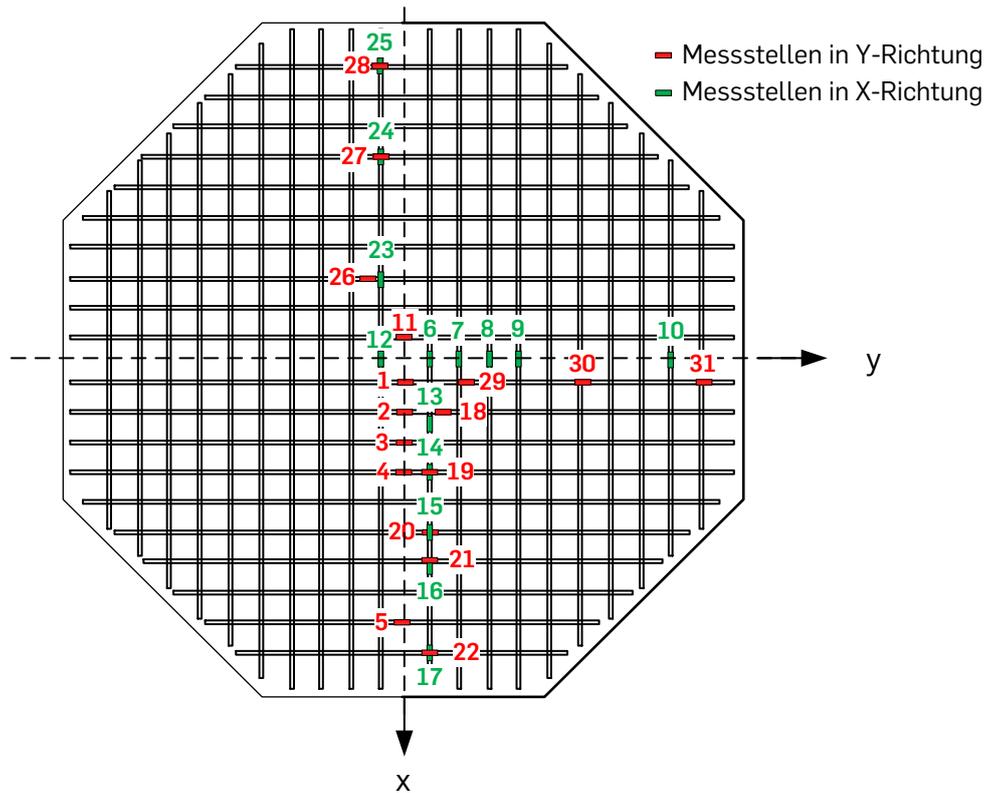
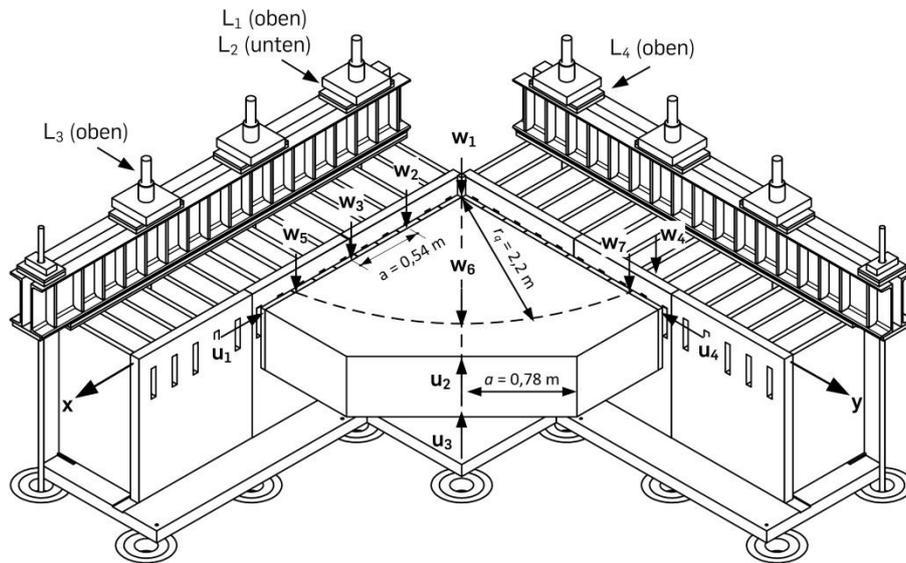


Abbildung B.7: Lage und Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen auf der Biegezugbewehrung des Referenzversuchs s30

B.3 Experimente an dicken Stahlbetonplatten (VPh-IVb)



Messtechnik:

Wegaufnehmer:

- 9 x +/- 10 mm ($u_1 - u_4$; $L_1 - L_4$; w_1)
- 6 x +/- 50 mm ($w_2 - w_7$)

Hinweis: Die Wegmesser L1-L4 sind rückseitig an den Fahnenblechen im Abstand von 3 cm zur Ober- bzw. Unterkante positioniert.

Abbildung B.8: Lage und Bezeichnung der Wegmesser im Durchstanzversuch sq50

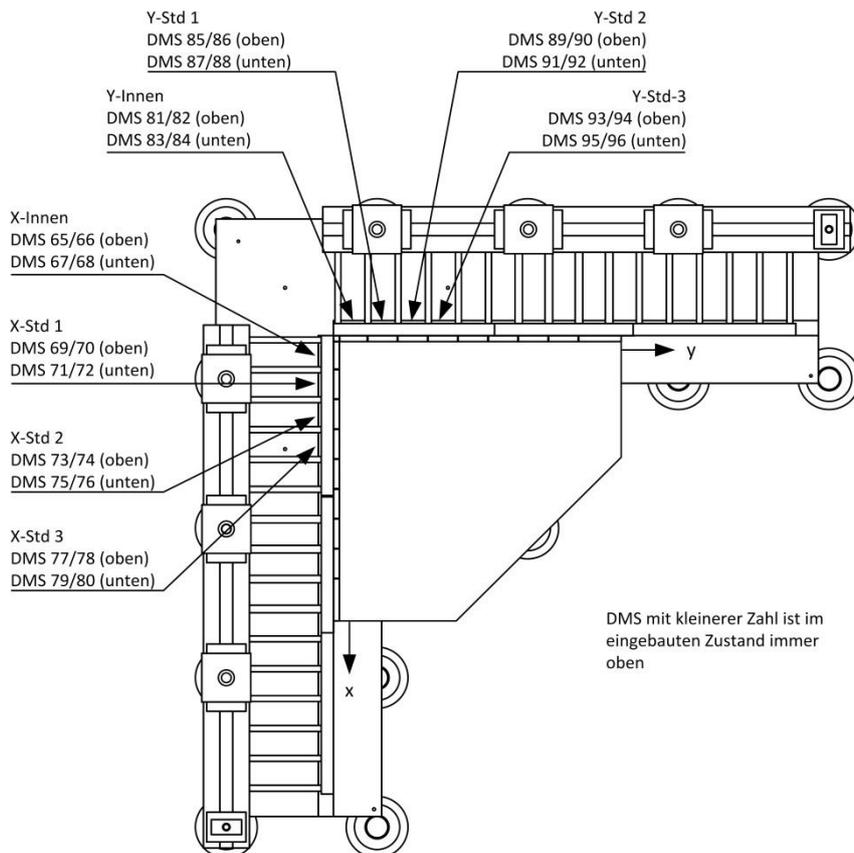


Abbildung B.9: Anordnung und Benennung der Dehnungsmessstreifen des horizontalen Rückspannsystems im Durchstanzversuch sq50

Anhang C Ergänzende Versuchsdaten

C.1 Verifikationsversuche an hochskalierten Balken (VPh-IVa)

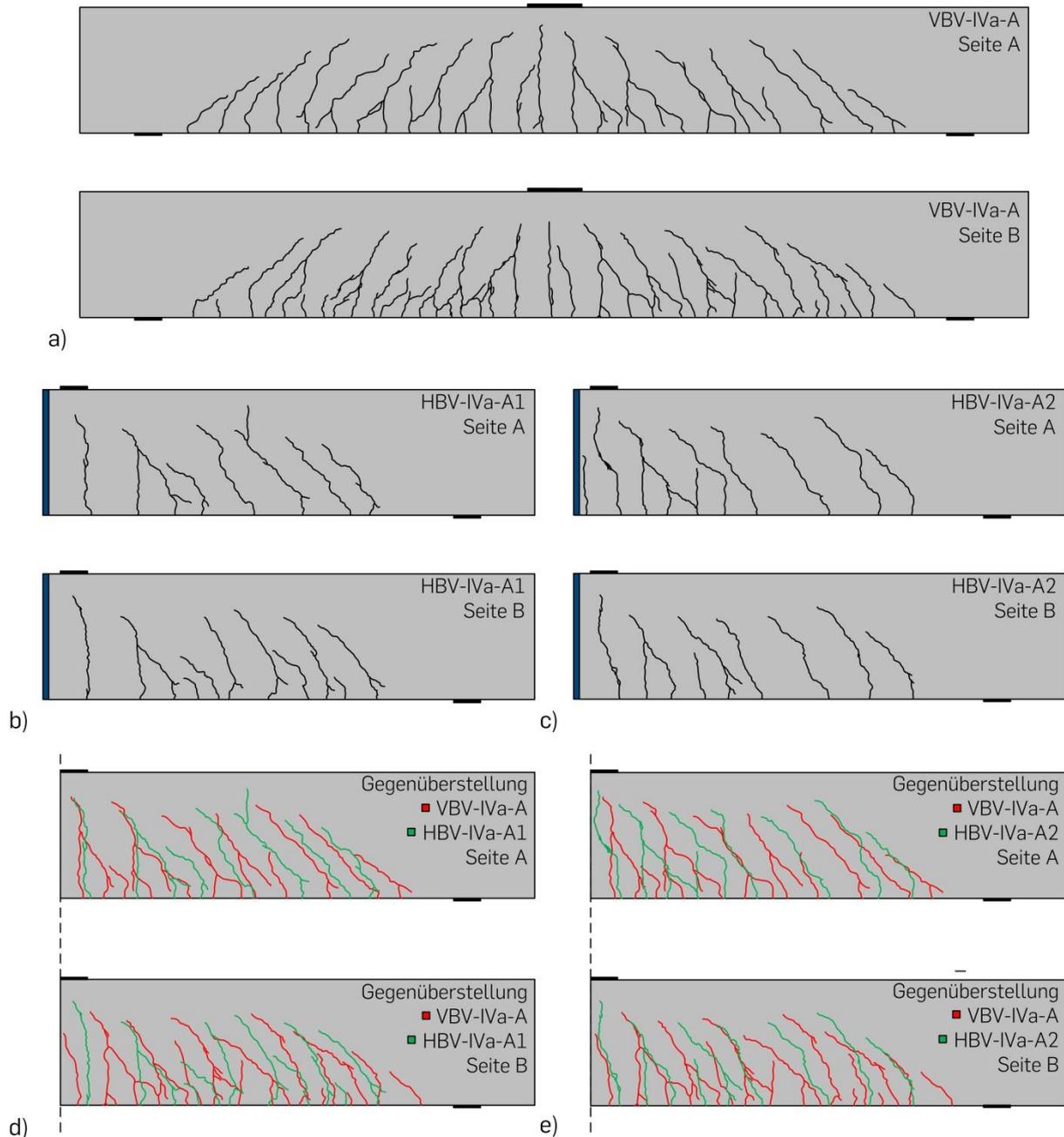


Abbildung C.1: Nachgezeichnete Rissbilder der Versuchsreihe VPh-IVa a) Referenzversuch VBV-IVa-A, b) Halbballenversuch HBV-IVa-A1 c) Halbballenversuch HBV-IVa-A2 sowie Gegenüberstellung der Rissbilder von Referenzversuch und d) Halbballenversuch HBV-IVa-A1 und e) Halbballenversuch HBV-IVa-A2

C.2 Verifikation gegenüber Vollplatten (VPh-IIIb)

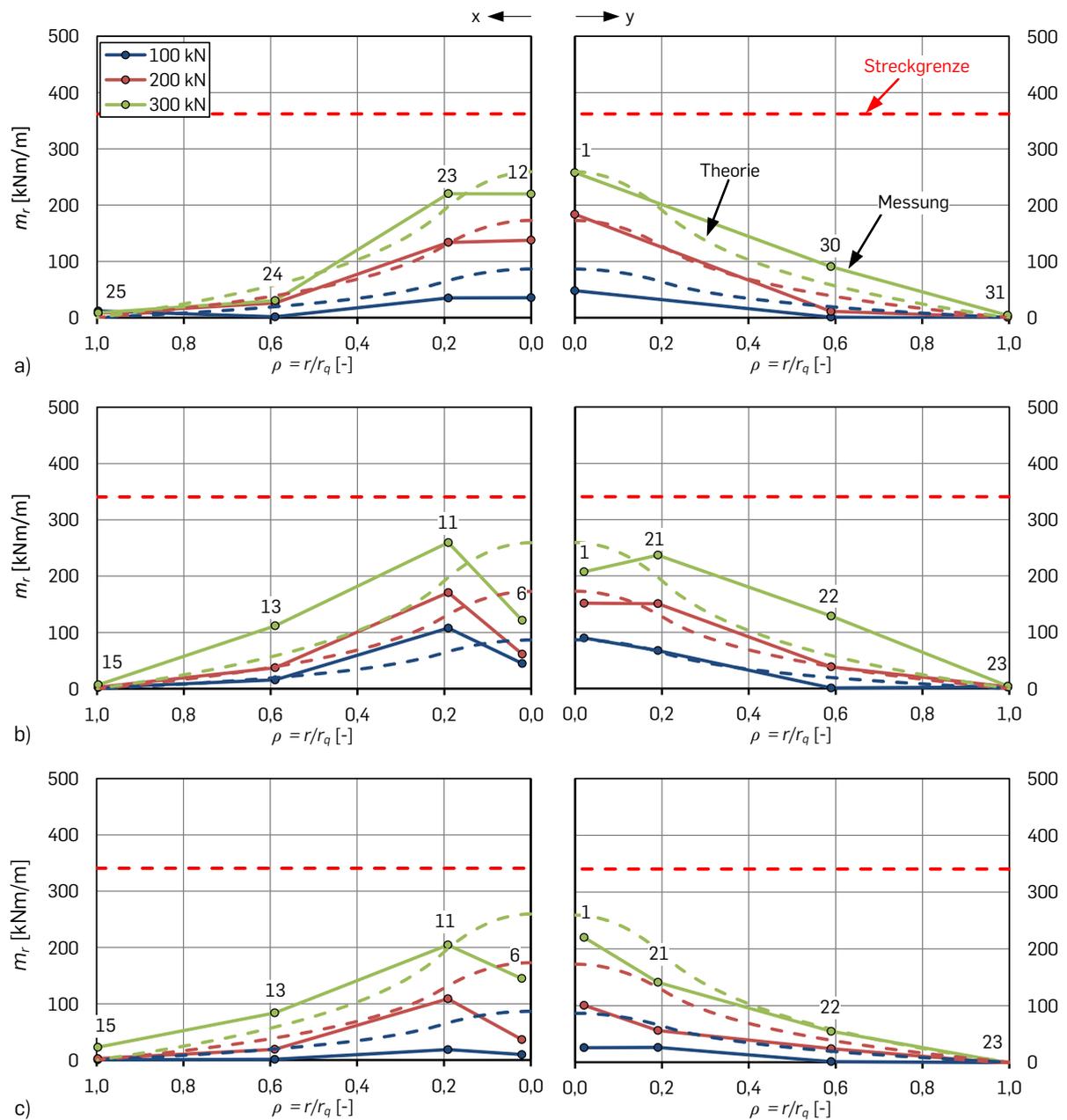


Abbildung C.2: Gegenüberstellung künstlich berechneter Radialmomente mit theoretisch ermittelten Momenten nach MARKUS für verschiedene Laststufen a) s30, b) sq30-AV1 und b) sq30-AV2

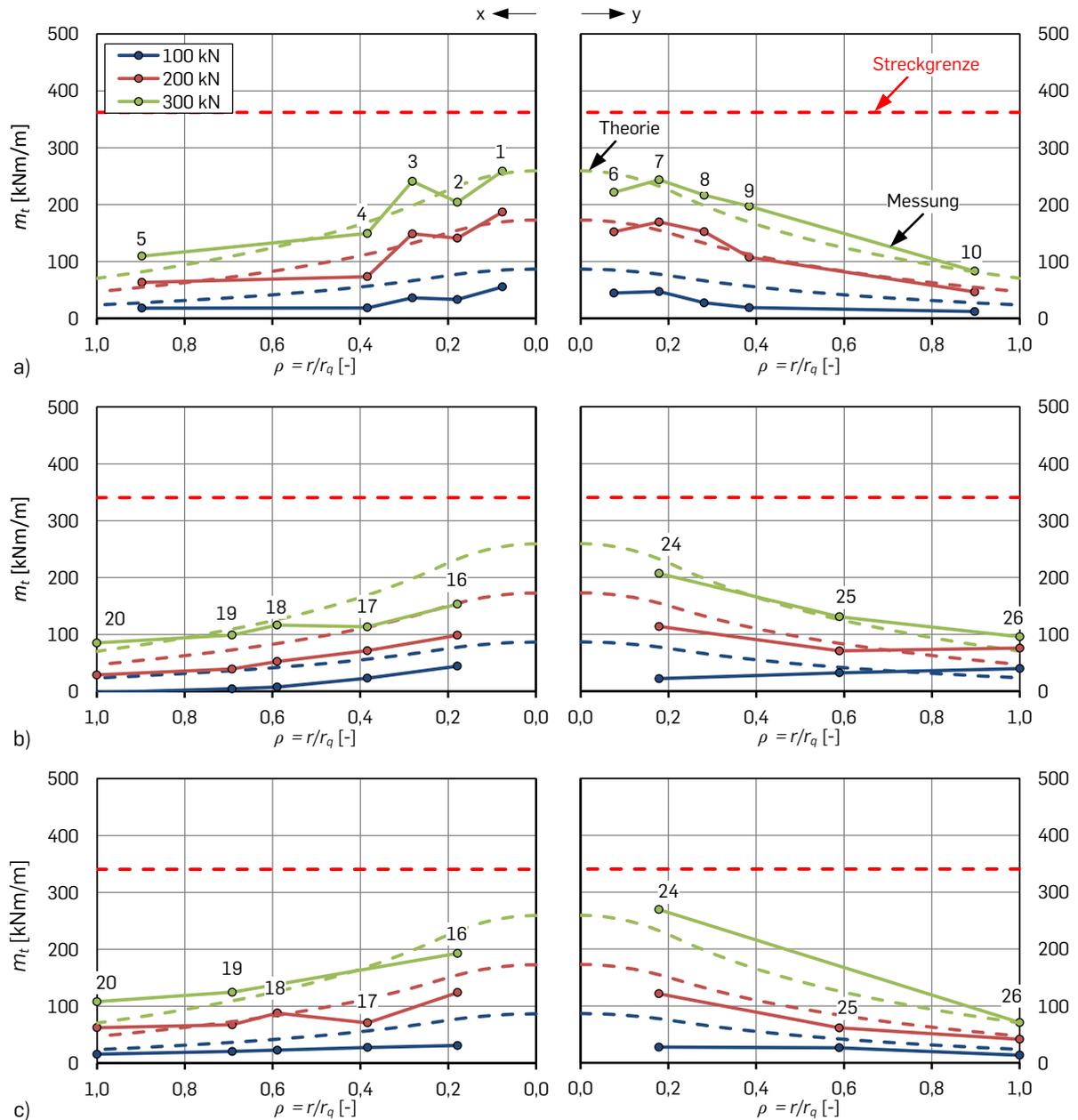


Abbildung C.3: Gegenüberstellung künstlich berechneter Tangentialmomente mit theoretisch ermittelten Momenten nach MARKUS für verschiedene Laststufen a) s30, b) sq30-AV1 und b) sq30-AV2

Hinweis: Um den Einfluss von Vordehnungen aus dem Rückspanprozess möglichst gering zu halten, sind für die Berechnung der Momente bei beiden Plattenvierteln die DMS-Messstellen in einem Abstand von $a = 74$ mm zur Symmetrieebene herangezogen worden.

C. Ergänzende Versuchsdaten

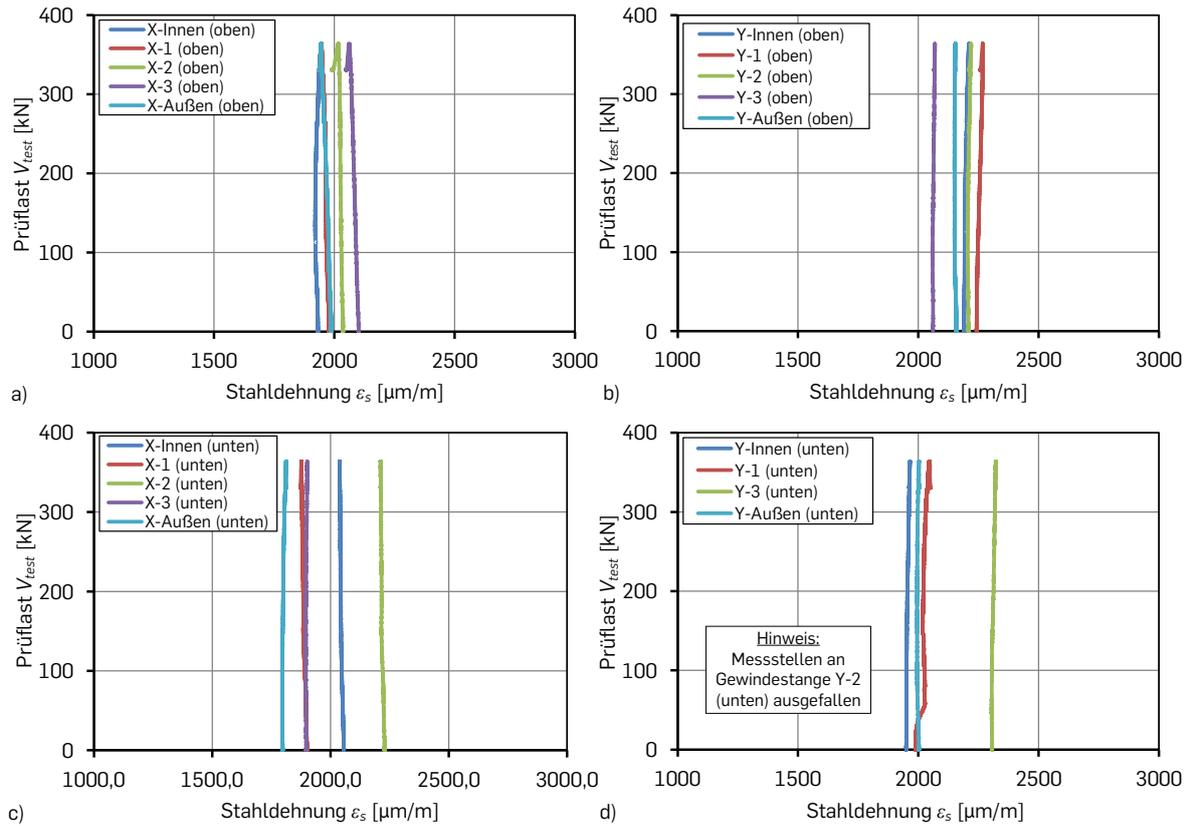


Abbildung C.4: Dehnungsentwicklung der Gewindestangen im Versuch sq30-AV1 a) obere Gewindestangen und b) untere Gewindestangen

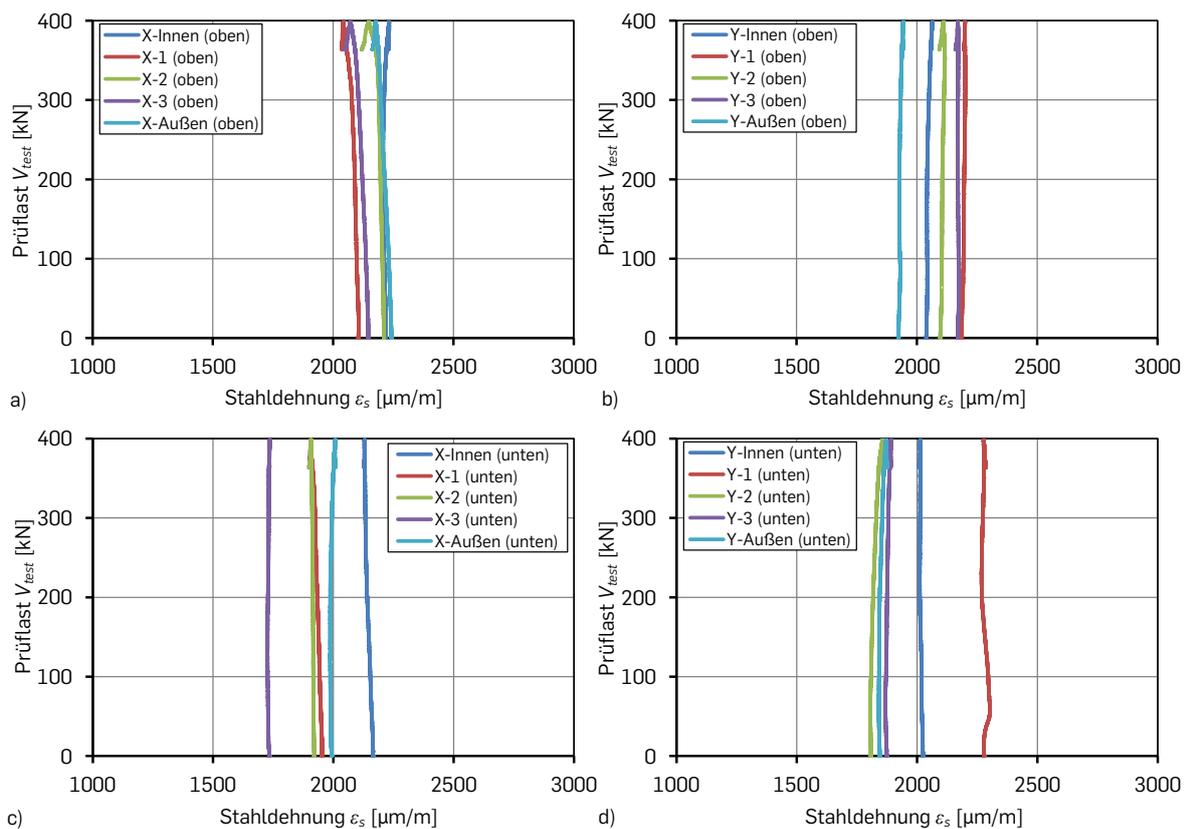


Abbildung C.5: Dehnungsentwicklung der Gewindestangen im Versuch sq30-AV2 a) obere Gewindestangen und b) untere Gewindestangen

C.3 Experimente an dicken Stahlbetonplatten (VPh-IVb)

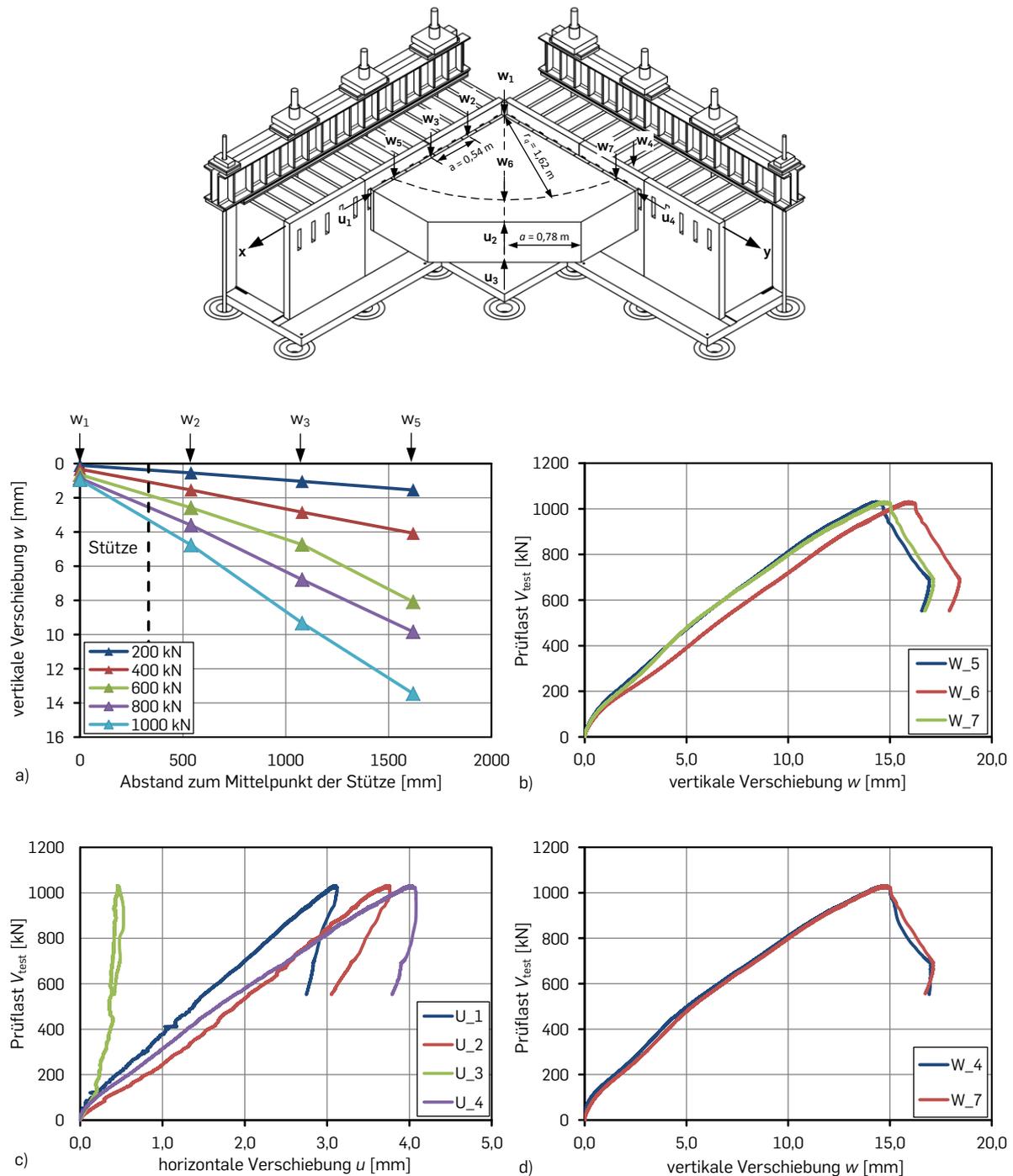


Abbildung C.6: Verschiebungsmessungen im Versuch sq50 a) Durchbiegung entlang des Plattenradius für verschiedene Laststufen b) vertikale Verschiebung entlang des Lasteinleitungsradius r_q c) horizontale Plattenverschiebung am freien Plattenrand und d) Gegenüberstellung der vertikalen Verschiebung eines Gleitblechs und der korrespondierenden Ankerplatte

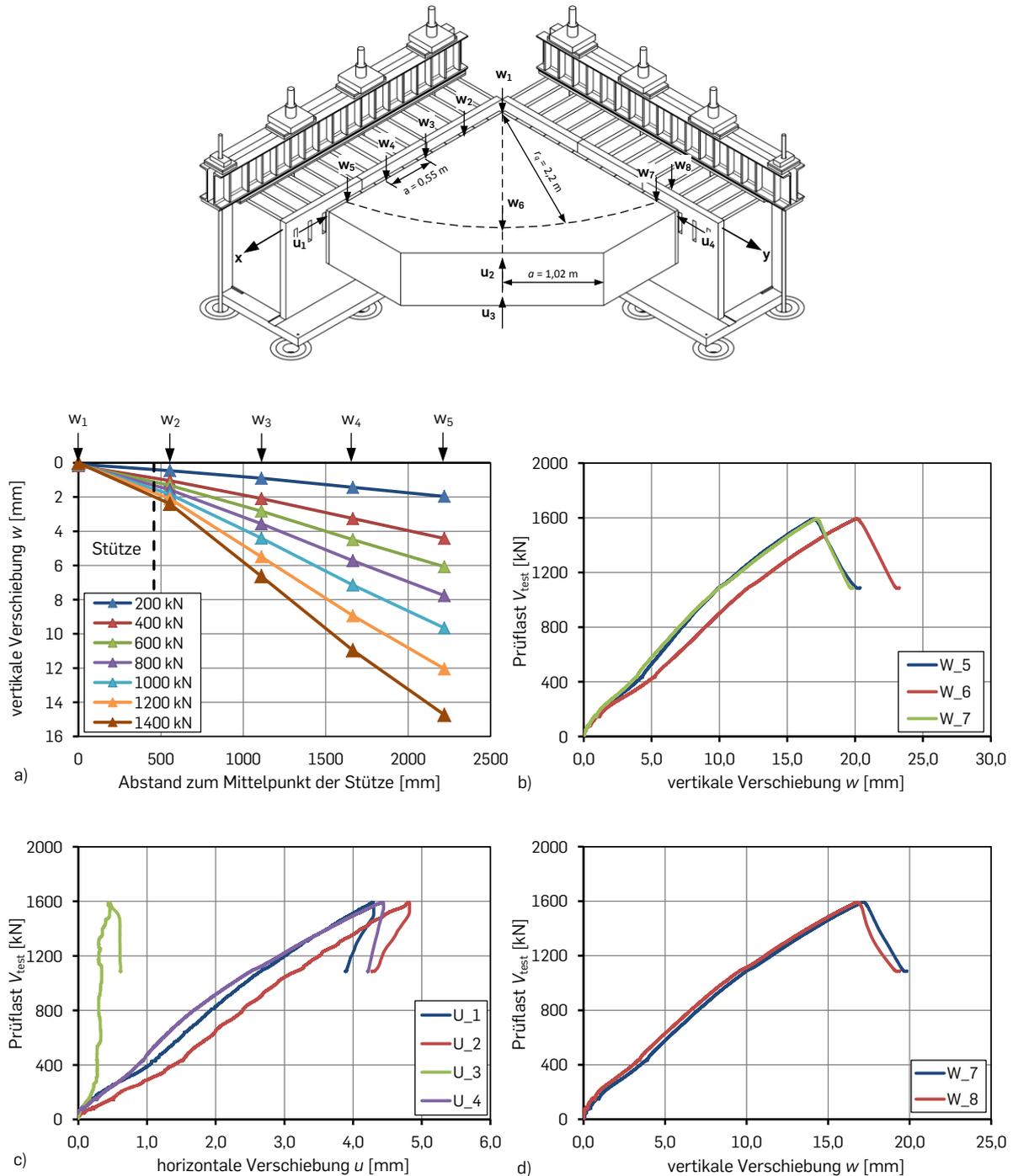


Abbildung C.7: Verschiebungsmessungen im Versuch sq65 a) Durchbiegung entlang des Plattenradius für verschiedene Laststufen b) vertikale Verschiebung entlang des Lasteinleitungsradius r_q c) horizontale Plattenverschiebung am freien Plattenrand und d) Gegenüberstellung der vertikalen Verschiebung eines Gleitblechs und der korrespondierenden Ankerplatte

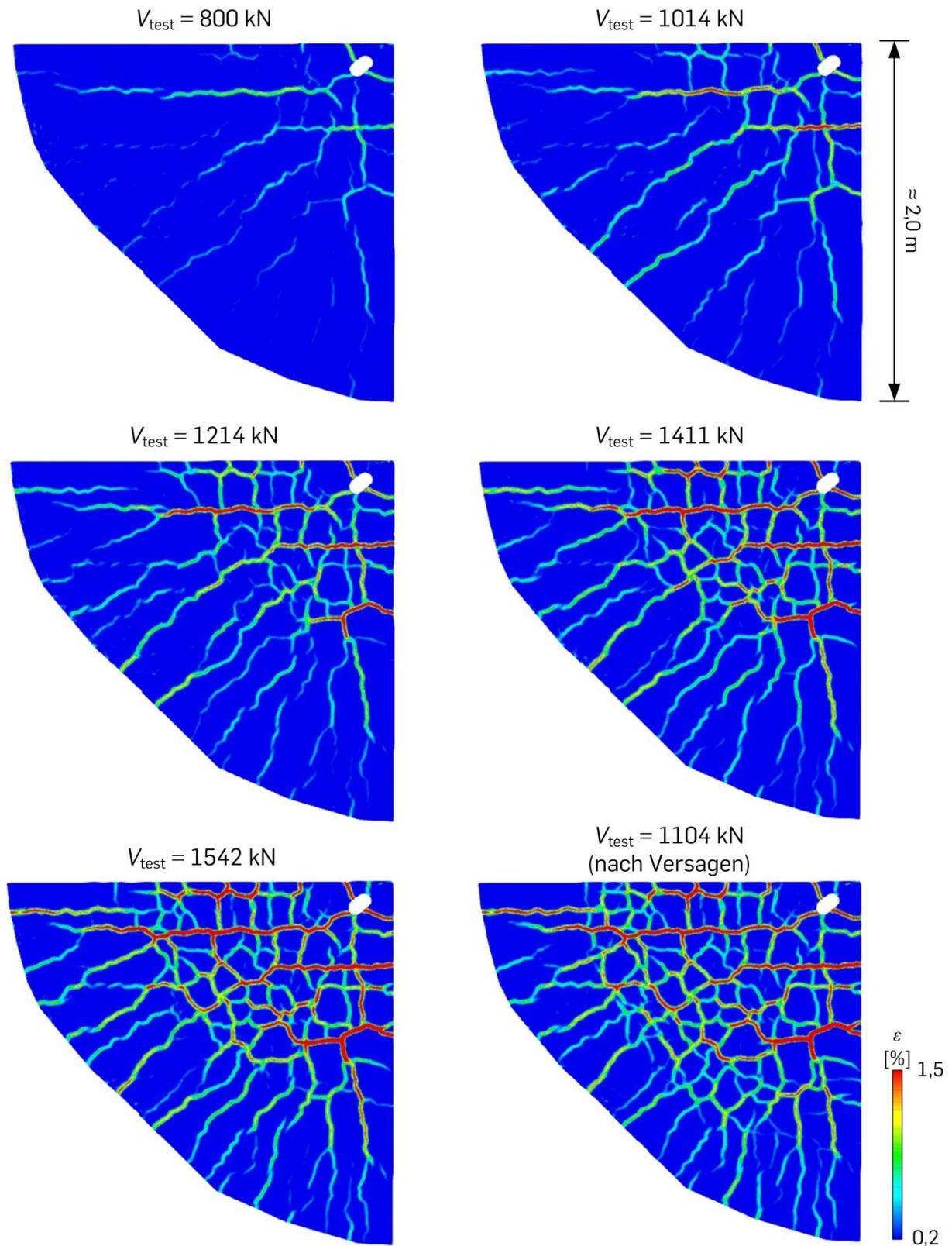


Abbildung C.8: Optisch gemessene Dehnungen auf der gezogenen Plattenoberseite von Versuch sq65 für verschiedene Laststufen

Anhang D Ergänzende Berechnungsergebnisse

D.1 Numerischen Studie für die Entwicklung der Steifigkeitssteuerung

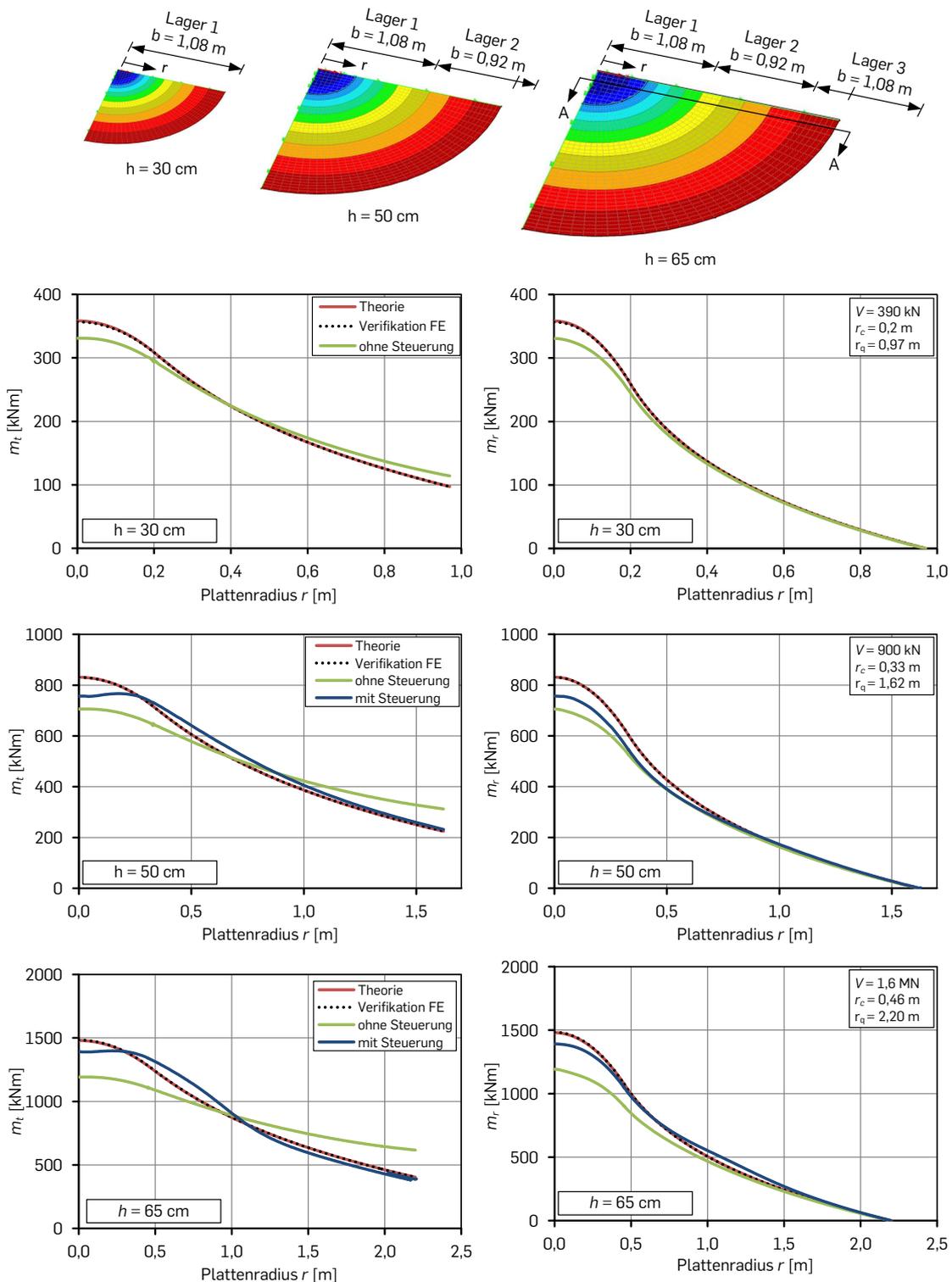


Abbildung D.1: Zusammenstellung von Momentenverläufen für verschiedene Plattendicken und Lagersteifigkeiten (links: Tangentialmoment, rechts: Radialmoment)

D. Ergänzende Berechnungsergebnisse

Tabelle D.1: Lagersteifigkeiten c_ϕ für die Berechnung der Momentenverläufe in Abbildung D.1

Theorie				Verifikation Finite-Elemente Modell**		
h [cm]	Lager 1 [kNm/rad/m]	Lager 2 [kNm/rad/m]	Lager 3 [kNm/rad/m]	Lager 1 [kNm/rad/m]	Lager 2 [kNm/rad/m]	Lager 3 [kNm/rad/m]
30*	unendlich	-	-	unendlich	-	-
50	unendlich	unendlich	-	unendlich	unendlich	-
65	unendlich	unendlich	unendlich	unendlich	unendlich	unendlich

Ohne Steifigkeitssteuerung				mit Steifigkeitssteuerung		
h [cm]	Lager 1 [kNm/rad/m]	Lager 2 [kNm/rad/m]	Lager 3 [kNm/rad/m]	Lager 1 [kNm/rad/m]	Lager 2 [kNm/rad/m]	Lager 3 [kNm/rad/m]
30*	1.100.000	-	-	1.100.000	-	-
50	1.100.000	1.100.000	-	1.100.000	391.000	-
65	1.100.000	1.100.000	1.100.000	1.100.000	391.000	203.000

* keine Steuerung, da nur ein Lager je Symmetrieachse

** Statiksoftware RFEM (Fa. Dlubal [44])

Tabelle D.2: Maximale Abweichungen zwischen theoretisch idealem Momentenverlauf und Momentverlauf mit und ohne Steifigkeitssteuerung für verschiedene Plattendicken

	$h = 30 \text{ cm}$		$h = 50 \text{ cm}$		$h = 65 \text{ cm}$	
	$\Delta m_{r,\max}$	$\Delta m_{t,\max}$	$\Delta m_{r,\max}$	$\Delta m_{t,\max}$	$\Delta m_{r,\max}$	$\Delta m_{t,\max}$
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
ohne Steifigkeitssteuerung	7,2	7,2	15,1	15,1	20,0	20,0
mit Steifigkeitssteuerung	-	-	9,5	9,5	6,1	6,1

Literaturverzeichnis

- [1] ABENDEH, R., BROCKMANN, C., FISCHER, O., ROMBACH, G. A.: Temperaturinduzierte, bleibende Verformungen von Brückensegmenten bei der Herstellung im Kontaktverfahren. In: Beton- und Stahlbetonbau 100(3), 2005, S. 207–215.
- [2] ALEXANDER, S.D.B., SIMMONDS, S. H.: Shear-Moment Transfer in Slab-Column Connections. SEI-Rep. No 141, Department of Civil Engineering, University of Alberta, 1986.
- [3] ANDRÄ, H.-P., BAUR, H., STIGLAT, K.: Zum Tragverhalten, Konstruieren und Bemessen von Flachdecken. In: Beton- und Stahlbetonbau 79(11), 1984, S. 303–310.
- [4] AVELLAN, K., WERKLE, H.: Zur Anwendung der Bruchlinientheorie in der Praxis. In: Bautechnik 75(2), 1998, S. 80–93.
- [5] BAUMANN, T., RÜSCH, H.: Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung. Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens. Berlin: Ernst & Sohn, 1970.
- [6] BAYERISCHE MAßINDUSTRIE, KELLER A. GMBH.: BMI Messzeuge - Fachhandelskatalog 2019. URL: <https://www.bmi.de>, Abrufdatum: 20.11.2019.
- [7] BAŽANT, Z. P.: Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal. In: Journal of Engineering Mechanics 110(4), 1984, S. 518–535.
- [8] BAŽANT, Z. P.: Size effect on structural strength: a review. In: Archive of Applied Mechanics 69, 1999, S. 703–725.
- [9] BAŽANT, Z. P., CAO, Z.: Size Effect in Punching Shear Failure of Slabs. In: ACI Structural Journal 84(1), 1987, S. 44–53.
- [10] BAŽANT, Z. P., RASOOLINEJAD, M., DÖNMEZ, A., LUO, W.: Dependence of fracture size effect and projectile penetration on fiber content of FRC. In: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 596, 2019, S. 1–7. DOI: 10.1088/1757-899X/596/1/012001.
- [11] BAŽANT, Z. P., YAVARI, A.: Is the cause of size effect on structural strength fractal or energetic–statistical? In: Engineering Fracture Mechanics 72(1), 2005, S. 1–31. DOI: 10.1016/j.engfracmech.2004.03.004.
- [12] BELLETTI, B., WALRAVEN, J. C., TRAPANI, F.: Evaluation of compressive membrane action effects on punching shear resistance of reinforced concrete slabs. In: Engineering Structures 95, 2015, S. 25–39. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.03.043.
- [13] BENDER, M.: Zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit Kreisquerschnitt. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Ruhr-Universität Bochum, 2009.
- [14] BEUTEL, R.: Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2002.

- [15] BIRKHOFFER, H., KÜMMERLE, T.: Feststoffgeschmierte Wälzlager. Einsatz, Grundlagen und Auslegung. Berlin, Heidelberg: Springer, 2012.
- [16] BIRKLE, G.: Punching of Flat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layout. Dissertation, University of Calgary, 2004.
- [17] BIRKLE, G., DILGER, W. H.: Influence of Slab Thickness on Punching Shear Strength. In: ACI Structural Journal 105(2), 2008, S. 180–188.
- [18] BIRTEL, V. S.: Modellbildung und versuchsgestützte Analyse von Stahlbetonbalken mit zweiachsigen Querkraftbeanspruchungen. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Ruhr-Universität Bochum, 2009.
- [19] BLOCK, T., EGGERT, H., KAUSCHKE, W.: Lager im Bauwesen. Berlin: Ernst & Sohn, 3. Aufl., 2013.
- [20] BOCKLENBERG, L., MARK, P.: Thick slab punching with symmetry reductions. In: Structural Concrete 21(3), 2020, S. 875–889. DOI: 10.1002/suco.201900480.
- [21] BOCKLENBERG, L., MARK, P., AHRENS, M. A.: Experimental investigation of large-scale concrete members using symmetry conditions. In: Zingoni, A. (Hg.): Insights and innovations in structural engineering, mechanics and computation. London: Taylor & Francis Group, 2016, S. 461–462.
- [22] BOCKLENBERG, L., WINKLER, K., MARK, P.: Durchstanzexperimente an Plattenvierteln. Optimierung der Symmetrielageung und Verifikation gegenüber Vollplatten. In: Beton- und Stahlbetonbau 112(3), 2017, S. 167–177. DOI: 10.1002/best.201600071.
- [23] BOCKLENBERG, L., WINKLER, K., MARK, P.: Digitale Planung und geometrische Präzisionsfertigung für Durchstanzversuche. In: Bautechnik 95(6), 2018, S. 432–438. DOI: 10.1002/bate.201800028.
- [24] BOCKLENBERG, L., WINKLER, K., MARK, P., RYBARZ, S.: Low Friction Sliding Planes of Greased PTFE for High Contact Pressures. In: Open Journal of Civil Engineering 06(02), 2016, S. 105–116. DOI: 10.4236/ojce.2016.62010.
- [25] BOLLINGER, K., POLÓNYI, S.: Ansätze der Konzeption des Stahlbetons. In: Bautechnik 60(4), 1983, S. 109–116.
- [26] BORTOLOTTI, L.: Punching shear strength in concrete slabs. In: ACI Structural Journal 87(2), 1990, S. 208–219.
- [27] BRASTRUP, M., NIELSEN, M., JENSEN, B., BACH, F.: Axisymmetric Punching of Plain and Reinforced Concrete, Structural Research Laboratory, Technical University of Denmark, 1976.
- [28] BRAUN, C., HANSWILLE, G., PORSCH, M., SCHÜRMAN, C.: Lager im Bauwesen nach DIN EN 1337. In: Stahlbau 78(11), 2009, S. 849–868. DOI: 10.1002/stab.200910101.
- [29] BROMS, E. C.: Punching of Flat Plates - A Question of Concrete Properties in Biaxial Compression and Size Effect. In: ACI Structural Journal 87(3), 1990, S. 292–304.

-
- [30] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 05/2011.
- [31] CALENBERG INGENIEURE: Compactlager CR 2000 - Produktbroschüre. URL: <https://www.calenberg-ingenieure.de>, Abrufdatum: 07/2020.
- [32] CALENBERG INGENIEURE: Flachlochlager 205 - Produktbroschüre. URL: <https://www.calenberg-ingenieure.de>, Abrufdatum: 08/2019.
- [33] CEB/FIP: Model Code 1990. Lausanne: Comité Euro-International du Béton, 1993.
- [34] COLLINS, M., BENTZ, E. C., QUACH, P. T., PROESTOS, G. T.: The Challenge of Predicting the Shear Strength of Very Thick Slabs. In: Concrete International 37(11), 2015, S. 29–37.
- [35] CZICHOS, H., HABIG, K.-H.: Tribologie-Handbuch. Tribometrie, Tribomaterialien, Tribotechnik. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien GmbH, 3. Aufl., 2010.
- [36] DANKERT, J., DANKERT, H.: Technische Mechanik. Statik, Festigkeitslehre, Kinematik/Kinetik. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien GmbH, 6. Aufl., 2011.
- [37] DIN 13-1: Metrisches ISO-Gewinde allgemeiner Anwendung - Teil 1: Nennmaße für Regelgewinde; Gewinde-Nenndurchmesser von 1 mm bis 68 mm. Berlin: Beuth Verlag, 1999.
- [38] DIN 51308: Überprüfung von Vorrichtungen zur Krafterzeugung und -messung im Bauwesen – Spannvorrichtungen, Hydraulikzylinder, Kraftmessgerät für Spannzwecke. Berlin: Beuth Verlag, 2019.
- [39] DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Berlin: Beuth Verlag, 2009.
- [40] DIN EN 1337-2: Lager im Bauwesen - Teil 2: Gleitteile. Berlin: Beuth Verlag, 2004.
- [41] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Berlin: Beuth Verlag, 2011.
- [42] DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag, 2013.
- [43] DIN EN ISO 6892-1: Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur. Berlin: Beuth Verlag, 2009.
- [44] DLUBAL SOFTWARE GMBH: Statiksoftware für Tragwerksplaner und Ingenieure - RFEM Version 5.03. URL: <https://www.dlubal.com/de>, Abrufdatum: 10/2019.

- [45] DOMININGHAUS, H., ELSNER, P., EYERER, P., HIRTH, T.: Kunststoffe. Eigenschaften und Anwendungen. Berlin, Heidelberg: Springer, 7. Aufl., 2008.
- [46] DÖNMEZ, A., BAŽANT, Z. P.: Size Effect on Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs with and without Shear Reinforcement. In: *ACI Structural Journal* 114(4), 2017, S. 875–886. DOI: 10.14359/51689719.
- [47] DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL: Technisches Datenblatt für DSI-Stabspannglied 2016-05. URL: <https://www.dywidag-systems.de>, Abrufdatum: 24.07.2017.
- [48] DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL: Prüfzeugnis in Anlehnung an DIN 51308 - Nr. 2018-0319, 2018, S. 1–4.
- [49] EINPAUL, J., FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A.: Influence of moment redistribution and compressive membrane action on punching strength of flat slabs. In: *Engineering Structures* 86, 2015, S. 43–57. DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.12.032.
- [50] ELSTNER, R.C., HOGNESTAD, E.: Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs. In: *ACI Structural Journal* 53(7), 1956, S. 29–58.
- [51] EMPELMANN, M., LAUBE, M., OETTEL, V., GUTSCH, A. W.: 30-MN-Prüfmaschine für quasistatische und zyklische Druck- und Zugprüfungen. In: *Bautechnik* 96(9), 2019, S. 666–673. DOI: 10.1002/bate.201900022.
- [52] ENERPAC: Hohlkolbenzylinder RCH306 - Produktkatalog Hydraulikwerkzeuge und Zylinder. URL: <https://www.enerpac.com>, Abrufdatum: 12.09.2019.
- [53] ERLING, J.: Chinas Megaprojekt - Peking zeigt den Deutschen, wie Großflughafen geht. URL: welt.de, Abrufdatum: 27.02.2020.
- [54] FASTABEND, M.: Zur ingenieurmäßigen Bestimmung des Steifigkeitsabfalls von Stahlbeton im Zustand II. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 97(8), 2002, S. 415–420.
- [55] FASTABEND, M., SAUERBORN, N., NEUBAUER, T., DOERING, N.: Konzepte des Verbundbaus für hohe Stanzlasten - Grundlagen und Anwendung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103(11), 2008, S. 735–740. DOI: 10.1002/best.200800645.
- [56] FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A.: Size effect in shear and punching shear failures of concrete members without transverse reinforcement: Differences between statically determinate members and redundant structures. In: *Structural Concrete* 19(1), 2018, S. 65–75. DOI: 10.1002/suco.201700059.
- [57] FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A., SAGASETA, J.: Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects. In: *Engineering Structures* 99, 2015, S. 360–372. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.05.007.
- [58] FERREIRA, M. P., MELO, G. S., REGAN, P. E., VOLLUM, R. L.: Punching of Reinforced Concrete Flat Slabs with Double-Headed Shear Reinforcement. In: *ACI Structural Journal* 111(2), 2014, S. 363–374.
- [59] FIB CEB: Punching of structural concrete slabs. Lausanne: Fédération internationale du béton (fib), Bulletin No. 12, 2001.

- [60] FORMAN, P., MÜLLER, S., AHRENS, M. A., SCHNELL, J., MARK, P., HÖFFER, R., HENNECKE, K., KRÜGER, J.: Light concrete shells for parabolic trough collectors – Conceptual design, prototype and proof of accuracy. In: *Solar Energy* 111, 2015, S. 364–377. DOI: 10.1016/j.solener.2014.11.002.
- [61] FORMAN, P., PENKERT, S., MARK, P., SCHNELL, J.: Design of modular concrete heliostats using symmetry reduction methods. In: *Civil Engineering Design*(2), 2020, S. 92–103. DOI: 10.1002/cend.202000013.
- [62] FRANZ, GOTTHARD, SCHÄFER, KURT: *Konstruktionslehre des Stahlbetons. Band II: Tragwerke*. Berlin, Heidelberg: Springer, 2. Aufl., 1988.
- [63] FRETTLÖHR, B.: *Bemessung von Bauteilen aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton (UHFFB)*. Dissertation, Institut für Leichtbau, Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart, 2011.
- [64] FUST, C.: *Zum Tragverhalten von gering querkraftbewehrten Stahlbetonbalken*. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Ruhr-Universität Bochum, 2017.
- [65] GAGANELIS, G.: *Ultra-light Hybrid Concrete-Steel Beams*. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Ruhr-Universität Bochum, 2020.
- [66] GARDNER, N. J.: Relationship of the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs with Concrete Strength. In: *ACI Structural Journal* 87(1), 1990, S. 66–71.
- [67] GESUND, H., KAUSHIK, Y. P.: Yield Line Analysis of Punching Failures in Slabs. In: *International Association for Bridge and Structural Engineering* 30, 1970, S. 41–60. DOI: 10.5169/SEALS-23577.
- [68] GOM GMBH: Messsystem ARAMIS - Produktinformation. URL: <https://www.gom.com>, Abrufdatum: 10/2019.
- [69] GÖRICKE, M.: *Additives Tragmodell zur Beschreibung des Durchstanzwiderstandes von Flachdecken*. Dissertation, TU Berlin, 1999.
- [70] GORIS, A.: *Stahlbetonbau-Praxis nach DIN 1045 neu - Band 2. Schnittgrößen, Gesamtstabilität, Bewehrung und Konstruktion, Beispiele*. Berlin: Bauwerk, 3. Aufl., 2008.
- [71] GRAF, O.: *Versuche über die Widerstandsfähigkeit von allseitig aufliegenden dicken Eisenbetonplatten unter Einzellasten*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1938.
- [72] GRASSER, E., THIELEN, G.: *DAfStb-Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetonwerken nach DIN 1045*. Berlin: Beuth Verlag, 3. Aufl., 1991.
- [73] GRIEB, P.: *Digital Prototyping. Virtuelle Produktentwicklung im Maschinenbau*. München: Carl Hanser Fachbuchverlag, 1. Aufl., 2010.
- [74] GUANDALINI, S., BURDET, L. O., MUTTONI, A.: Punching Tests of Slabs with Low Reinforcement Ratios. In: *ACI Structural Journal* 106(1), 2009, S. 87–95.

- [75] HALLGREN, M.: Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs. Dissertation, Departement of Structural Engineering, KTH Stockholm, 1996.
- [76] HÄUSLER, F.: Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2009.
- [77] HEGGER, J., HÄUSLER, F., RICKER, M.: Zur Durchstanzbemessung von Flachdecken nach Eurocode 2. In: Beton- und Stahlbetonbau 103(2), 2008, S. 93–102. DOI: 10.1002/best.200700596.
- [78] HEGGER, J., SHERIF, A. G., KUERES, D., SIBURG, C.: Efficiency of Various Punching Shear Reinforcement Systems for Flat Slabs. In: ACI Structural Journal 114(3), 2017, S. 631–642. DOI: 10.14359/51689434.
- [79] HEGGER, J., WALRAVEN, J. C., HÄUSLER, F.: Zum Durchstanzen von Flachdecken nach Eurocode 2. In: Beton- und Stahlbetonbau 105(4), 2010, S. 206–215. DOI: 10.1002/best.201000013.
- [80] HERZOG, M.: Bemessung von Stahlbetonplatten nach der Bruchlinientheorie – Drei bisher kaum beachtete Einflüsse. In: Bautechnik 85(7), 2008, S. 454–459. DOI: 10.1002/bate.200810034.
- [81] HILLERBORG, A.: Analysis of one single crack. In: Wittmann, F. H. (Hg.): Fracture mechanics of concrete. Amsterdam: Elsevier, 1983, S. 223–249.
- [82] HOGNESTAD, E.: Yield-Line Theory for the Ultimate Flexural Strength of Reinforced Concrete Slabs. In: Journal of the American Concrete Institute 24(7), 1953, S. 637–656.
- [83] IGURO, M., SHIOYA, T., NOJIRI, Y., AKIYAMA, H.: Experimental studies on shear strength of large reinforced concrete beams under uniformly distributed load. In: Concrete Library of JSCE No. 345, 1984, S. 137–154.
- [84] INSTITUT FÜR STAHLBETONBEWEHRUNG E.V.: Bewehren von Stahlbetontragwerken nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01, 2002.
- [85] JANCZURA, S.: Pekings Giga-Flughafen Beijing Daxing Airport feiert Eröffnung. URL: <https://www.ingenieur.de>, Abrufdatum: 25.02.2020.
- [86] JEDDAH ECONOMIC COMPANY: The Jeddah Tower - Presseinformationen. URL: <https://www.jec.sa>, Abrufdatum: 25.02.2020.
- [87] KAISER, W.: Kunststoffchemie für Ingenieure - Von der Synthese bis zur Anwendung. München: Carl Hanser Verlag, 2. Aufl.
- [88] KINNUNEN, S., NYLANDER, H.: Punching of concrete slabs without shear reinforcement. Transactions of the Royal Institute of Technology Nr. 158, Stockholm, 1960.
- [89] KINNUNEN, S., NYLANDER, H., TOLF, P.: Plattjocklens inverkan på betongplattors hållfasthet vid genomstängning, Institutionen för byggnadsstatik, Stockholm, 1980.

- [90] KLEIN, B.: FEM. Grundlagen und Anwendungen der Finite-Element-Methode im Maschinen- und Fahrzeugbau. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien GmbH, 8. Aufl., 2010.
- [91] KLOOS, K.-H., THOMALA, W.: Schraubenverbindungen. Grundlagen, Berechnung, Eigenschaften, Handhabung. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag, 5. Aufl., 2007.
- [92] KLÜBER LUBRICATION: Syntheso 8002 (Brückenlagerqualität) - Produktinformation. URL: <https://www.klueber.com/at/de/>, Abrufdatum: 14.11.2019.
- [93] KÖNIG, G., TUE, N. V.: Grundlagen des Stahlbetonbaus. Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1. Stuttgart: Teubner, 2. Aufl., 1998.
- [94] KORDINA, K., NOLTING, D.: DAfStb-Heft 371 - Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten. Entwicklung von Bemessungsvorschlägen. Berlin: Ernst & Sohn, 1986.
- [95] KUERES, D.: Two-parameter kinematic theory for punching shear in reinforced concrete slabs. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2018.
- [96] KUERES, D., SCHMIDT, P., BOSBACH, S., CLAßEN, M., HERBRAND, M., HEGGER, J.: Numerische Untersuchungen zur Durchstanztragfähigkeit von Flachdeckensystemen. In: Bauingenieur 94(3), 2018, S. 141–151.
- [97] LADNER, M., ROEDNER, H.: Zum Durchstanzen von Stützen bei Flachdecken aus Leichtbeton. In: Schweizerische Bauzeitung 96(24), 1978, S. 479–486. DOI: 10.5169/seals-73705.
- [98] LADNER, M., SCHAEIDT, W., GUT, S.: Experimentelle Untersuchungen an Stahlbeton-Flachdecken. Bericht Nr. 205, EMPA, Dübendorf, 1977.
- [99] LEONHARDT, F.: Vorlesungen über Massivbau - Vierter Teil: Nachweise der Gebrauchsfähigkeit. Berlin: Springer Verlag, 1978.
- [100] LEONHARDT, F., WALTHER, R.: DAfStb-Heft 151: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Spannungsgrenze. Berlin: Ernst, 1962.
- [101] LI, K. K. L.: Influence of size on punching shear strength of concrete slabs. Master Thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Kanada, 2000.
- [102] LIPS S., FERNÁNDEZ RUIZ M., MUTTONI A.: Experimental Investigation on Punching Strength and Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs. In: ACI Structural Journal 109(6), 2012, S. 889–900.
- [103] MAAB, S.: Der komplizierte Weg zur Kilometer-Marke. Höchste Gebäude der Welt. URL: <https://www.welt.de/>, Abrufdatum: 25.05.2020.
- [104] MAILLART, R.: Zur Entwicklung der unterzugslosen Decke in der Schweiz und in Amerika. In: Schweizerische Bauzeitung 87(21), 1926, S. 263–265. DOI: 10.5169/SEALS-40893.

- [105] MARK, P., SCHNÜTGEN, B.: Grenzen elastischen Materialverhaltens von Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau 96(5), 2001, S. 373–378.
- [106] MÁRKUS, G., OTTO, J.: Theorie und Berechnung rotationssymmetrischer Bauwerke. Düsseldorf: Werner, 3. Aufl., 1978.
- [107] MARTI, P., THÜRLIMANN, B.: Fließbedingung für Stahlbeton mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit. Basel, Stuttgart: Birkhäuser, 1977.
- [108] MEHLHORN, G., CURBACH, M.: Handbuch Brücken - Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten. Wiesbaden: Springer Fachmedien, 3. Aufl., 2014.
- [109] MESKOURIS, K., HAKE, E.: Statik der Stabtragwerke - Einführung in die Tragwerkslehre. Berlin, Heidelberg: Springer-Lehrbuch, 2. Aufl., 2009.
- [110] MOE, J.: Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads. In: Portland Cement Association Development Department: Bulletin 47, 1961.
- [111] MUTTONI, A.: Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung. In: Beton- und Stahlbetonbau 98(2), 2003, S. 74–84.
- [112] MUTTONI, A.: Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement. In: ACI Structural Journal 105(4), 2008, S. 440–450.
- [113] MUTTONI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M.: The levels-of-approximation approach in MC 2010: application to punching shear provisions. In: Structural Concrete 13(1), 2012, S. 32–41. DOI: 10.1002/suco.201100032.
- [114] MUTTONI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M., KUNZ, J.: Nachträgliche Durchstanzbewehrung zur Verstärkung von Stahlbetonflachdecken. In: Bauingenieur 83(12), 2008, S. 503–511.
- [115] MUTTONI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M., SIMÕES, J. T.: The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed-form design expressions. In: Structural Concrete 19(1), 2018, S. 174–190. DOI: 10.1002/suco.201700088.
- [116] 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. Berlin: Springer, 1925.
- [117] OSPINA, C. E., BIRKLE, G., WIDIANTO: Databank of Concentric Punching Shear Tests of Two-Way Concrete Slabs without Shear Reinforcement at Interior Supports. In: Structures Congress 2012, 2012, S. 1814–1832. DOI: 10.1061/9780784412367.160.
- [118] OSPINA, C. E., BIRKLE, G., WIDIANTO, WANG, Y., FERNANDO, S. R., FERNANDO, S., CATLIN, A. C., PUJOL, S.: ACI 445 Punching Shear Collected Databank. URL: <https://datacenterhub.org/resources/256>, Abrufdatum: 10.2019.
- [119] OŽBOLT, J.: Massstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen. Habilitationsschrift, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1995.

- [120] PAGEL SPEZIAL-BETON GMBH UND CO.KG: Vergussmörtel - Technisches Merkblatt 0201-0203. URL: www.pagel.com, Abrufdatum: 13.03.17.
- [121] PECH, A., KOLBITSCH, A., ZACH, F., PAUSER, A.: Baukonstruktionen - Band 5 : Decken. Wien: Springer-Verlag, 1. Aufl., 2006.
- [122] PFEIFER BAUTECHNIK: Produktbroschüre - Bewehrungs-Anschlussystem PH 02/2015. URL: <https://www.pfeifer.de>, Abrufdatum: 22.10.2018.
- [123] POPOV, V. L.: Kontaktmechanik und Reibung. Ein Lehr- und Anwendungsbuch von der Nanotribologie bis zur numerischen Simulation. Berlin: Springer, 1. Aufl., 2009.
- [124] PRALONG, J., BRÄNDLI, W., THÜRLIMANN, B.: Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1979.
- [125] PREN-1-1:2019: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Updated Draft D4-WorkingFile (Rev.6) 2019-10-25.
- [126] REGAN, P. E.: Behaviour of reinforced concrete flat slabs. Construction Industry Research and Information Association, Report 89, 1981.
- [127] REINECK, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Institut für Tragwerksentwurf und -konstruktion, Universität Stuttgart, 1990.
- [128] REINECK, K.-H., KUCHMA, D. A., KIM, S. K., MARX, S.: Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement. In: ACI Structural Journal 100(2), 2003, S. 240–249.
- [129] REINHARD, H.-W.: Maßstabseinfluss bei Schubversuchen im Licht der Bruchmechanik. In: Beton- und Stahlbetonbau 76(1), 1981, S. 19–21.
- [130] RIZK, E., MARZOUK, H., HUSSEIN, A.: Punching Shear of Thick Plates with and without Shear Reinforcement. In: ACI Structural Journal 108(5), 2011, S. 581–591.
- [131] ROMBACH, G. A.: Spannbetonbau. Berlin: Ernst & Sohn, 2. Aufl., 2010.
- [132] RUHR-UNIVERSITÄT BOCHUM: KIB-Gemeinschaftseinrichtung Konstruktionsteilprüfung - Ausstattung. URL: <https://www.ruhr-uni-bochum.de/kib-kon/>, Abrufdatum: 11.07.2020.
- [133] RUHR-UNIVERSITÄT BOCHUM: Planunterlagen für die Gebäude IAN und IBN (unveröffentlicht), 1978.
- [134] RWTH AACHEN INSTITUT FÜR MASSIVBAU: Versuchshallen C und G des IMB Prüfmaschinenbeschreibung. URL: <https://www.imb.rwth-aachen.de/>, Abrufdatum: 12.07.2020.
- [135] SAWCZUK, A., JAEGER, T.: Grenztragfähigkeits-Theorie der Platten. Berlin: Springer, 1963.

- [136] SCHAEFERS, U.: DAfStb-Heft 357: Konstruktion, Bemessung und Sicherheit gegen Durchstanzen von balkenlosen Stahlbetondecken im Bereich der Innenstützen. Berlin: Ernst & Sohn, 1984.
- [137] SCHENCK AG: Testing in Civil Engineering - From Building Materials to Structures, Broschüre, S. 1–27.
- [138] SCHIER, K.: Finite Elemente Modelle der Statik und Festigkeitslehre. Berlin, Heidelberg: Springer, 2011.
- [139] SCHMIDT, P., KUERES, D., HEGGER, J.: Punching shear behavior of reinforced concrete flat slabs with a varying amount of shear reinforcement. In: Structural Concrete 136(6), 2019, S. 149. DOI: 10.1002/suco.201900017.
- [140] SCHMIDT-THRÖ, G., TABKA, B., SMARSLIK, M., SCHEUFLER, W., FISCHER, O., MARK, P.: Experimente zur Teilflächenpressung mit vorwiegend ebener Lastausbreitung. In: Beton- und Stahlbetonbau 113(2), 2018, S. 115–126. DOI: 10.1002/best.201700081.
- [141] SHEHATA, I. A. E. M: Simplified model for estimating the punching resistance of reinforced concrete slabs. In: Materials and Structures 23(5), 1990, S. 364–371.
- [142] SHERIF, A., DILGER, W. H.: Critical Review of the CAS A23.3-94 Punching Shear Strength Provisions for Interior Columns. In: Canadian Journal of Civil Engineering 23(5), 1996, S. 998–1011.
- [143] SHOAIB, A., LUBELL, A. S., BINDIGANAVILE, V. S.: Size Effect in Shear for Steel Fiber-Reinforced Concrete Members without Stirrups. In: ACI Structural Journal 111(5), 2014, S. 1081–1090. DOI: 10.14359/51686813.
- [144] SIBURG, C.: Zur einheitlichen Bemessung gegen Durchstanzen in Flachdecken und Fundamenten. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2014.
- [145] SKOLAUT, W.: Maschinenbau. Berlin, Heidelberg: Springer, 2. Aufl., 2018.
- [146] SMARSLIK, M., AHRENS, M. A., MARK, P.: Toward holistic tension- or compression-biased structural designs using topology optimization. In: Engineering Structures 199, 2019, S. 1–13. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109632.
- [147] SOMMER, K., HEINZ, R., SCHÖFER, J.: Verschleiß metallischer Werkstoffe. Wiesbaden: Springer Fachmedien, 3. Aufl., 2018.
- [148] STALLER, M. A.: DAfStb-Heft 515: Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanztragverhaltens punktgestützter Stahlbetonplatten. Berlin: Beuth Verlag, 1. Aufl., 2001.
- [149] STEINHILPER, W., SAUER, B.: Konstruktionselemente des Maschinenbaus 1 - Grundlagen der Berechnung und Getaltung von Maschinenelementen. Berlin, Heidelberg: Springer, 8. Aufl., 2012.
- [150] STRACKE, J.: Flachdecken aus Konstruktions-Leichtbeton. Dissertation, Abteilung Bauingenieurwesen, Bergische Universität Wuppertal, 2005.

- [151] TECHNISCHE UNIVERSITÄT BERLIN: Ausstattung der Versuchseinrichtung. URL: <https://www.ek-massivbau.tu-berlin.de/menue/dienstleistung/aufspannfeld/>, Abrufdatum: 09.06.2020.
- [152] TECHNISCHE UNIVERSITÄT DORTMUND: Ausstattung der Versuchseinrichtung. URL: <https://www.bauwesen.tu-dortmund.de/bauforschung/de/Ausstattung/index.html>, Abrufdatum: 09.06.2020.
- [153] TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN: Ausstattung der Versuchseinrichtung. URL: <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/labor/Equipment/Ausstattung>, Abrufdatum: 09.06.2020.
- [154] VAJNA, S., WEBER, C., ZEMAN, K., HEHENBERGER, P., GERHARD, D., WARTZACK, S.: CAx für Ingenieure - Eine praxisbezogene Einführung. Berlin, Heidelberg: Springer, 3. Aufl., 2018.
- [155] VOCKE, H.: Zum Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2002.
- [156] VOLZ WERKZEUGMASCHINEN GMBH & CO. KG: Datenblatt Portalfräse (V-Tec VB 2020). URL: <http://www.volz-witten.de>, Abrufdatum: 13.07.2017.
- [157] VONK, R. A.: A micromechanical investigation of softening of concrete loaded in compression. In: *Heron* 38(3), 1993, S. 3–94.
- [158] WAGNER, M.: Lineare und nichtlineare FEM. Wiesbaden: Springer, 2017.
- [159] WALKNER, R.: Kritische Analyse des Durchstanznachweises nach EC2 und Verbesserung des Bemessungsansatzes. Dissertation, Fakultät für Technische Wissenschaften, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, 2014.
- [160] WALRAVEN, J. C.: Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis. Dissertation, TU Delft, 1980.
- [161] WEIBULL, W.: The Phenomenon of Rapture in Solids. Proc. The Royal Swedish Institute for Engineering Research No. 153, Stockholm, 1939.
- [162] WEIBBACH, W.: Werkstoffkunde. Strukturen, Eigenschaften, Prüfung. Wiesbaden: Vieweg + Teubner, 17. Aufl., 2010.
- [163] WINKLER, K.: Symmetriereduktionen in experimentellen Untersuchungen von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Ruhr-Universität Bochum, 2016.
- [164] WINKLER, K., MARK, P.: Experimentelle Umsetzung von Symmetrielagerungen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 108(1), 2013, S. 47–57. DOI: 10.1002/best.201200060.
- [165] WINKLER, K., MARK, P.: Experiments on Symmetrically Reduced Reinforced Concrete Beams. In: *Experimental Techniques* 41(2), 2017, S. 103–115. DOI: 10.1007/s40799-016-0161-2.
- [166] WINKLER, K., MARK, P., HEEK, P., ROHLÄNDER, S., SOMMER, S.: Punching shear tests on symmetrically reduced slab quarters. In: *Structural Concrete* 15(4), 2014, S. 484–496. DOI: 10.1002/suco.201400022.

- [167] WOOD, J. G.M.: Pipers Row Car Park, Wolverhampton: Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997. URL: <https://trid.trb.org/view/747102>, Abrufdatum: 02.05.2020.
- [168] YANG, Y.: Shear Behaviour of Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement. Dissertation, TU Delft, 2014.
- [169] ZILCH, K., ZEHETMAIER, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Heidelberg, New York: Springer, 2. Aufl., 2010.
- [170] ZINK, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Forschung für die Praxis, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig, 2000.

Lebenslauf

Persönliche Daten

Lennart Bocklenberg
*30.05.1988
Mülheim an der Ruhr
Staatsangehörigkeit: deutsch



Beruflicher Werdegang

seit 09/2020	SPIE SAG GmbH Tragwerksplaner Gründung/Tiefbau Geschäftsbereich High Voltage, Essen
07/2014 - 10/2019	Ruhr-Universität Bochum Wissenschaftlicher Mitarbeiter Lehrstuhl für Massivbau Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark

Studium

11/2011 – 03/2014	Ruhr-Universität Bochum Master-Studium des Bauingenieurwesens Vertiefung: KIB - Structural Engineering Abschluss: Master of Science (M. Sc.)
10/2007 – 11/2011	Ruhr-Universität Bochum Bachelor-Studium des Bauingenieurwesens Abschluss: Bachelor of Science (B. Sc.)

Schulbildung

1998 – 2007	Gustav-Heinemann-Schule, Mülheim an der Ruhr Abschluss: Allgemeine Hochschulreife
1994 – 1998	Grundschule Sunderplatz, Mülheim an der Ruhr