1/2017

Forschungsbericht

Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrieund Anlagenbau

17654 N



Urheberbezeichnung (Copyright); Haftungsausschluss

Dieses Werk und dessen Inhalte sind urheberrechtlich geschützt. Die Nutzungs- und Verwertungsrechte liegen beim Deutschen Ausschuss für Stahlbau e.V. DASt (Sohnstraße 65, 40237 Düsseldorf). Verstöße gegen das Urheberrecht (z.B. das unberechtigte Kopieren von Texten) sind gemäß §§ 106 ff. UrhG strafbar und wird mit Freiheitsstrafe oder Geldstrafe bestraft. Der Versuch ist ebenfalls strafbar. Daneben könne zivilrechtliche Schadensersatzund Vergütungsansprüche bestehen.

Bei der Erstellung dieses Werkes wurde mit größter Sorgfalt vorgegangen. Trotzdem können Fehler nicht vollständig ausgeschlossen werden. Für fehlerhafte Angaben und deren Folgen kann daher keine Haftung übernommen werden; dies gilt nicht für Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit. Rechtsansprüche aus der Benutzung der Daten sind insoweit ausgeschlossen.

Angaben über Normen beziehen sich auf den Veröffentlichungszeitpunkt.

Für alle Hinweise und Verbesserungsvorschläge sind wir stets dankbar.

Herausgeber: Deutscher Ausschuss für Stahlbau DASt, Düsseldorf

Vertrieb: Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Düsseldorf Gefördert durch:



Bundesministerium für Wirtschaft und Energie

aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

Oktober 2021



Forschungsvereinigung	Deutscher Ausschuß für Stahlbau e.V. DASt
Forschungsstellen	Technische Universität Kaiserlautern Fachgebiet Stahlbau
	Prof. DrIng. Wolfgang Kurz
	Universität Stuttgart Institut für Konstruktion und Entwurf
	Prof. DrIng. Ulrike Kuhlmann
IGF-Nummer	17654 N
DASt-Homepage	www.stahlbauforschung.de





Gefördert durch:



Bundesministerium für Wirtschaft und Energie

aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

Förderhinweis

Das IGF-Vorhaben "Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau", IGF-Projekt Nr. 17654 N, der Forschungsvereinigung Deutscher Ausschuß für Stahlbau, Sohnstraße 65, 40237 Düsseldorf wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.



Bundesministerium für Wirtschaft und Energie

Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau

Schlussbericht





DASt/AiF-Forschungsvorhaben IGF-Nr. 17654 Bewilligungszeitraum 01.01.2013 – 30.06.2016

Forschungsstelle 1

Fachgebiet Stahlbau Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz Technische Universität Kaiserslautern Paul-Ehrlich-Straße Gebäude 14 67663 Kaiserslautern



Forschungsstelle 2

Institut für Konstruktion und Entwurf *Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann* Universität Stuttgart Pfaffenwaldring 7 70569 Stuttgart



Universität Stuttgart

Vorwort

Das IGF- Vorhaben 17654 "Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau" des Deutschen Ausschusses für Stahlbau (DASt) wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Wir danken für diese Unterstützung.

Ein besonderer Dank gilt "Rau-Betonfertigteile GmbH & Co. KG" für die Bereitstellung der Versuchskörper sowie "Nelson Bolzenschweiß-Technik GmbH & Co. KG" und "Köster & Co. GmbH" für die Bereitstellung und das Aufschweißen der Kopfbolzen.

Für die fruchtbaren Gespräche in den Arbeitskreissitzungen danken wir den Mitgliedern des projektbegleitenden Ausschusses, der im Rahmen der Sitzungen des Arbeitsausschusses Verbundbau des bauforumstahl e.V. tagte.

Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde das Trag- und Verformungsverhalten von großen Ankerplatten unter Zug-, Querkraft- und Zwangsbeanspruchungen untersucht. Dabei wurden Ankerplatten mit mehr als der aktuell zulässigen Kopfbolzenanzahl verwendet, um die Übertragung von großen Kräften im Bereich des Anschlusses zu ermöglichen.

Zur Untersuchung des Tragverhaltens und der Lastverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen wurden an der Technischen Universität Kaiserslautern und an der MPA Stuttgart Normal- und Querkraftversuche durchgeführt. In den Versuchsserien wurden zur Bestimmung der wesentlichen Einflussgrößen auf das Tragverhalten und die Lastverteilung Parameter wie die Ankerplattendicke, die Einbindelänge der Kopfbolzen und die Exzentrizität der Lasten variiert.

Im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen wurde zusätzlich eine Rückhängebewehrung berücksichtigt, deren Einfluss auf die Vergrößerung der Tragfähigkeit durch die Variation des Bewehrungsgrades untersucht wurde. Die Versuche wurden in gerissenem und ungerissenem Beton durchgeführt. Neben den Untersuchungen unter Last wurden an der Technischen Universität Kaiserslautern große, dünne Ankerplatten unter Zwang untersucht. Mittels dieser Versuchsserie konnten Auswirkungen der Kurzzeitrelaxation des Betons auf die untersuchten Ankerplatten festgestellt werden.

Mit Hilfe numerischer Untersuchungen wurden neben offenen Fragen zur Verteilung der Querkräfte die Einflüsse weiterer Faktoren wie der Betondruckfestigkeit und des Bewehrungsgrades untersucht. Mit den numerischen Untersuchungen konnte die Entwicklung eines geeigneten Bemessungsmodells gestützt werden. Die numerischen Untersuchungen der Versuche unter Zwang konnten das Verhalten von großen Ankerplatten für den betrachteten Versuchszeitraum näher beschreiben. Insbesondere die Verteilung der Normalkräfte über die verschiedenen Dübelreihen der Ankerplatte hinweg sowie die Verteilung der Querkräfte auf die Kopfbolzen, konnten neben den experimentellen Untersuchungen als Grundlage für die Entwicklung eines analytischen Modells zur Berücksichtigung von Zwang mit herangezogen werden.

Auf Grundlage der experimentellen und der numerischen Untersuchungen wurde ein auf der Komponentenmethode basierendes Bemessungsmodell entwickelt. Im Bemessungsmodell wurden neuere Erkenntnisse zur Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung im Bereich der auf Zug beanspruchten Verbindungsmittel angewendet. Im Hinblick auf die Lastverteilung finden plastische Bemessungsansätze im analytischen Modell Anwendung, die die Berücksichtigung eine Lastumlagerung innerhalb der Ankerplatte möglich machen.

Mit dem entwickelten analytischen Modell ist eine wirtschaftliche Bemessung von großen Ankerplatten mit mehr als der aktuell zulässigen Anzahl an Verbindungsmitteln möglich. Eine zusätzliche Beanspruchung infolge Zwang kann mit dem entwickelten Stabwerkmodell mitberücksichtigt werden.

Das Ziel des Forschungsvorhabens wurde erreicht.

Summary

The research project deals with the load and deformation behavior of large anchor plates under tensional-, shear- and constraining forces. In order to transfer higher loading within the joint a higher number of headed studs has been used, as according to current standards the maximum number of fasteners is limited to three by three anchors on an anchor plate.

For the investigation on the load-bearing behavior and the load transfer among the headed stud rows tests were carried out at the University Kaiserslautern and the Materials Testing Institute of the University Stuttgart under tension- and shear loading. Within the tests parameters like the thickness of the anchor plate, the embedment depth of the headed studs and the eccentricity were changed in order to investigate the key determinants on the load-bearing behavior and the load transfer.

In the area of the tensional loaded fasteners supplementary reinforcement has been placed to strengthen the concrete failure modes and to determine the influence in the increase of the load carrying capacity by variation of the reinforcement ratio. Also tests were done in cracked and non-cracked concrete. Besides these investigations, tests under constraining forces on large and thin anchor plates has been conducted at the University Kaiserslautern. The short time relaxation of the concrete and its effects on anchor plates have been determined by this experiments.

Within further numerical investigations several issues like the distribution of the shear forces and the effect of further parameter such as the concrete strength and the reinforcement ration were investigated. In the course of these studies further influences were examined and the development of a suitable design model has been supported. Numerical investigations of the experimental tests on anchor plates under constraining forces have shown the behavior and its load distributions of the normal forces within the anchor plate and shear forces at the headed studs. The results serve as a base for the development of an analytical model to consider constraining forces.

With the help of the experimental and numerical investigation a design model has been developed based on the component method. In this design model new findings for the consideration of the supplementary reinforcement in the area of tensional loaded fasters are considered. With regard to the load distribution plastic design concepts were applied in order to make possible a load redistribution among the headed stud rows.

With the developed design model an economic design of large anchor plates with more than the permissible number of fasteners is possible. Constraining forces as additional strain can be considered by the developed truss model.

The research project's aims have been achieved.

Wissenschaftlich-technischer und wirtschaftlicher Nutzen

Mit Hilfe der in diesem Vorhaben entwickelten Bemessungsmodelle können Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit großen Ankerplatten unter Normal-, Querkraft- und Zwangsbeanspruchung nachgewiesen werden. Dies ist derzeit noch nicht möglich, da die maximale Anzahl der zulässigen Verbindungsmittel auf neun begrenzt ist. Ursache hierfür ist die unbekannte Lastverteilung und die daraus resultierende Unsicherheit in der Ermittlung der aus den äußeren Kräften resultierenden Einwirkungen der Verbindungsmittel der Ankerplatte.

Das im Vorhaben entwickelte Bemessungsmodell für Anschlüsse unter Normal- und Querkraft basiert auf dem elastischen und plastischen Nachweiskonzept. Auf diese Weise wird für die Traglastermittlung ein Bemessungskonzept angewendet, das die tatsächlich vorhandenen Lastverteilungen realistisch wiederspiegelt. Im Gegensatz zu dem in der Befestigungstechnik gängigen elastischen Nachweisverfahren, das für viele Anwendungsfälle konservative Ergebnisse liefert, ist im Rahmen des plastischen Verfahrens eine realitätsgetreue Bemessung möglich.

Grundlage des Bemessungsmodells sind experimentelle und numerische Untersuchungen, mit denen die Lastverteilungen im analytischen Modell berücksichtigt werden können. Im vorgeschlagenen Bemessungsverfahren auf Grundlage der Komponentenmethode werden die herkömmlichen Komponenten und deren Versagensmechanismen auf der Seite des Stahls und des Betons berücksichtigt.

Zusätzlich sind im analytischen Modell neuere Ansätze für die Berücksichtigung einer im Bereich der Kopfbolzen liegenden Rückhängebewehrung implementiert. Dabei werden Ansätze aus früheren Forschungsvorhaben, die die gemeinsame Tragwirkung des Betons und des Bewehrungsstahls berücksichtigen, auf den Bereich der großen Ankerplatten angepasst. Neben den Versuchen in ungerissenem Beton wurden Untersuchungen in gerissenem Betongrund durchgeführt, um den notwendigen Einfluss des gerissenen Betons zu berücksichtigen.

Weiter wurde Zwang und die Auswirkung einer Kurzzeitrelaxation des Betons auf die Ankerplatte und deren Verbindungsmittel untersucht. Aufbauend auf vorangegangenen Versuchen wurden experimentelle Untersuchungen abgeleitet, die das Verhalten realistischer abbilden und die Tragwirkung der Kopfbolzen beschreiben sollen. Es wurde dabei in Anlehnung an die Komponentenmethode ein Stabwerkmodell entwickelt, das die relevanten Punkte beschreibt.

Mit dem entwickelten Bemessungsmodell ist eine wirtschaftliche Bemessung von Anschlüssen zwischen Stahl- und Beton mit großen Ankerplatten möglich mit denen größere Kräfte von Stahlbauteilen in Massivbauteile eingeleitet werden können. Dies eröffnet weitere Anwendungsfelder für Mischkonstruktionen in denen bisher reine Massivbauteile auf Grund fehlender Bemessungskonzepte favorisiert wurden.

Verwendung der Zuwendung

Im den beiden Einzelfinanzierungsplänen der beteiligten Forschungsstellen (vom 03.05.2012) sind folgende Positionen vorgesehen:

- Wiss.-techn. Personal
- Techniker
- Hilfskräfte
- Pauschale für Sonstige Ausgaben
- Versuchskosten als Leistungen Dritter

Die wissenschaftliche Betreuung des Vorhabens erfolgt durch zwei wissenschaftliche Mitarbeiter, unterstützt von studentischen Hilfskräften. Die Planung und Durchführung der Versuche wurde durch Techniker begleitet.

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

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

Plan zum Ergebnistransfer in die Wirtschaft

Der projektbegleitende Ausschuss wurde im Rahmen des Ausschusses "Verbundbau" gebildet. Die Sitzungen des projektbegleitenden Ausschusses fanden am 15.11.2013 in Bielefeld, am 16.5.2014 in Düsseldorf, am 21.11.2014 in Kaiserslautern, am 11.05.2015 in Karlsruhe, am 20.11.2015 in Aachen und am 10.05.2016 in Dreieich statt.

Um die Praxis über die effizienten Anwendungsmöglichkeiten der geplanten Ergebnisse zu informieren, soll der Transfer des Fachwissens zusätzlich zu diesem Forschungsbericht in Form von Fachpublikationen erfolgen. Folgende Publikationen wurden schon veröffentlicht bzw. sollen in nächster Zeit erscheinen..

- Kuhlmann, U.; Ruopp, J.: Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung – Teil I, Stahlbau, 2016/12, noch nicht veröffentlicht.
- Kurz, W.; Scholz, J: Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit großen Ankerplatten unter Normal- und Zwangsbeanspruchung – Teil II, Stahlbau, 2016/12, noch nicht veröffentlicht.
- Kuhlmann, U.; Hofmann, J.; Wald, F.; da Silva, L., Krimpmann, M.; Sauerborn, N.; et al: Valorization of Knowledge for Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete (INFASO+). Final report, European Commission, 2015.
- Kuhlmann, U.; Hofmann, J.; Wald, F.; da Silva, L., Krimpmann, M.; Sauerborn, N.; et al: *Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton – Handbuch I und II*, European Commission, 2014.
- Kuhlmann, U.; Ožbolt, A.; Ruopp, J: Verbesserung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen in stabförmigen Stahlbetonbauteilen, Stahlbau 83, Heft 10, S. 731-740, 2014.
- Kuhlmann, U.; Ruopp, J: Anschlüsse zwischen Stahl und Beton Anwendung in der Praxis, Bauingenieur 90, Heft 12, S. 583-593, 2015.
- Kuhlmann, U.; Hoffmann, N.; Ruopp, J: *Bemessung eines Durchlaufträgers und den zugehörigen Anschlussdetails,* in Beispielsammlung für den Verbundbau, Kurz, Wolfgang (Hrsg.), noch nicht veröffentlicht.
- Ruopp, J.; Kuhlmann, U.: *Steel-to-concrete joints with large anchor plates,* IABSE, Young Engineers Colloquium Hamburg 2016, p.24-25,2016.
- Ruopp, J.: Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton unter Querkraftund Momentenbeanspruchung mit großen Ankerplatten oder Randeinfluss (Arbeitstitel), Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2019 (nicht veröffentlicht).
- Scholz, J; Kurz, W.: Große Ankerplatten mit Kopfbolzen im Industrie- und Anlagenbau, DAST Kolloquium Essen 2016, S. 141-145, 2016
- Scholz, J.: Untersuchungen an großen Ankerplatten zwischen Stahl und Beton unter Normalkraftbeanspruchung sowie Zwang als zusätzlicher Belastungszustand (Arbeitstitel), Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2017 (nicht veröffentlicht).

Durch die Tätigkeit der Forschungsstellenleiter in verschiedenen Arbeitsausschüssen und Normungsgremien wird gewährleistet, dass die Ergebnisse in die Regelungen eingebracht werden. In diesem Zusammenhang ist vor allem die Mitarbeit von Frau Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann und Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Kurz in verschiedenen nationalen und internationalen Normungsgremien und Arbeitskreisen zu erwähnen. Zum Beispiel dem Vorsitz von TC250/SC3, Mitgliedschaft in TC250/SC3/WG8 zuständig für EN 1993-1-8, Mitgliedschaft in TC250/SC 4 zuständing für EN 1994 und der Liaison-Mitgliedschaft im TC250/SC2/WG Fastener von Frau Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann.

Inhaltsverzeichnis

1	Ei	inle	eitun	۱ g	. 15
	1.1	I	Моті	VATION	15
	1.2	I	LÖSU	NGSWEG UND ZUORDNUNG DER ARBEITSBEREICHE	16
2	St	tan	d de	r Technik	. 17
	2.1		Allg	EMEINES UND NORMATIVER ÜBERBLICK	17
	2.2	I	Unte	RSUCHUNGEN UND NACHWEISKONZEPTE DER BEFESTIGUNGSTECHNIK	19
	2.2	2.1	Ela	stisches Nachweiskonzept	19
		2.2	.1.1	Allgemeines	19
		2.2	.1.2	- Widerstände der Betonkomponenten	19
		2.2	.1.3	Einwirkungen auf Verbindungsmittelgruppen nach dem elastischen Nachweiskonzept	21
		2.2. 201	.1.4 1	Untersuchungen zur Überlagerung der Druck- und Zugzone nach <i>Zhao 1993</i> und <i>Fichtne</i> 22	r
	2.2	2.2	Pla	stisches Nachweiskonzept	23
		2.2	.2.1	Untersuchungen von Cook, Klingner 1989	23
		2.2	.2.2	Untersuchungen von Lotze, Klingner 1997	27
		2.2	.2.3	Plastisches Nachweiskonzept nach dem Technical Report zu DIN EN 1992-4	27
	2.3	I	Unte	RSUCHUNGEN UND GRUNDLAGEN ZUR KOMPONENTENMETHODE	30
	2.3	3.1	Alle	jemeines	30
	2.3	3.2	Мо	dell des äquivalenten T-Stummels	30
		2.3	.2.1	Untersuchungen nach Schmidt 2008	36
		2.3	.2.2	Untersuchungen nach Demonceau u.a. 2011 und Couchaux u.a. 2015	42
		2.3	.2.3	Untersuchungen von Wald u.a. 2008 und Kuhlmann u.a. 2012	42
	2.3	3.3	Ko 43	mponentenmethode als Berechnungsmodell für Anschlüsse zwischen Stahl und Be	ton
		2.3	.3.1	Allgemeines	43
		2.3	.3.2	Untersuchungen von Kuhlmann, Imminger 2003 und Rybinski 2014	43
		2.3	.3.3	Untersuchungen von Kuhlmann, Eligehausen 2008	45
	2.3	3.4	Be	rücksichtigung von Rückhängebewehrung im Bereich von Ankerplatten	46
		2.3	.4.1	Allgemeines	46
		2.3	.4.2	Untersuchungen von Kuhlmann u.a. 2011	46
		2.3	.4.3	Untersuchungen von Berger 2015	48
	2.3	3.5	Be	rücksichtigung der Oberflächenbewehrung	49
		2.3	.5.1	Allgemeines	49
		2.3	.5.2	Untersuchungen von Schlüter 1987	49
	2.4	2	ZWAN	IG IM BEREICH VON ANKERPLATTEN	52
	2.4	4.1	Alle	jemeines	52
	2.4	4.2	Un	tersuchungen von Kurz u.a. 2011	52
	2.5	-	ZUSA	MMENFASSUNG	53
3	E	хре	erim	entelle Untersuchungen	. 54

Seite 10		Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anla	agenbau
3.1	All	GEMEINES	54
3.2	Vef	SUCHE UNTER NORMALKRAFTBEANSPRUCHUNG	54
3.	.2.1 A	llgemeines	54
3.	.2.2 V	ersuchsdurchführung	54
	3.2.2.1	Versuchskörper	54
	3.2.2.2	Versuchsprogramm	57
	3.2.2.3	Versuchsaufbau	58
	3.2.2.4	Messkonzept	59
	3.2.2.5	Belastungsgeschichte	61
	3.2.2.6	Materialkennwerte	61
3.	.2.3 V	ersuchsergebnisse	62
	3.2.3.1	Allgemeines	62
	3.2.3.2	Versuch B1-N1 der B-N-Serie	63
	3.2.3.3	Versuch R5-3N der R5-N Serie	65
3.	.2.4 Z	usammenfassung der Normalkraftversuche	68
3.3	Vef	SUCHE UNTER QUERKRAFTBEANSPRUCHUNG	69
3.	.3.1 A	llgemeines	69
3.	.3.2 V	ersuchsdurchführung	69
	3.3.2.1	Versuchskörper	69
	3.3.2.2	Versuchsprogramm	71
	3.3.2.3	Versuchsaufbau	73
	3.3.2.4	Messkonzept	73
	3.3.2.5	Belastungsgeschichte	75
	3.3.2.6	Materialkennwerte	75
3.	.3.3 Ü	berblick Querkraftversuche	80
3.	.3.4 T	ragverhalten bei Betonversagen unter Querkraftbeanspruchung	81
	3.3.4.1	Allgemeines	81
	3.3.4.2	Versuch B3-Q	82
	3.3.4.3	Versuch R2-2Q	83
	3.3.4.4	Versuch R2-1Q	85
	3.3.4.5	Zusammenfassung	88
3. K	.3.5 T opfbolze	ragverhalten bei Stahlversagen der Rückhängebewehrung und Abscheren der	90
	3.3.5.1	Allgemeines	90
	3.3.5.2	Versuch R3-3Q	91
	3.3.5.3	Versuch R3-1Q	93
	3.3.5.4	Zusammenfassung	95
3. A	.3.6 T nkerplat	ragverhalten bei Stahlversagen in den Kopfbolzen und plastischen Verformungen i te	n der 96
	3.3.6.1	Allgemeines	96
	3.3.6.2	Versuch R5-3Q	97
	3.3.6.3	Versuch R5-1Q	99
	3.3.6.4	Zusammenfassung	102
3.	.3.7 Z	usammenfassung Querkraftversuche	102

Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau	Seite 11
3.4 VERSUCHE UNTER ZWANG	104
3.4.1 Allgemeines	104
3.4.2 Versuchsdurchführung	104
3.4.2.1 Versuchskörper	104
3.4.2.2 Versuchsprogramm	106
3.4.2.3 Versuchsaufbau	106
3.4.2.4 Messkonzept	107
3.4.2.5 Belastungsgeschichte	110
3.4.2.6 Materialkennwerte	110
3.4.3 Versuchsergebnisse	111
3.4.3.1 Allgemeines	111
3.4.3.2 Versuch R4-1-Z 1	113
4 Numerische Untersuchungen	117
4.1 ALLGEMEINES	117
4.1.1 Vorbemerkungen	117
4.1.2 Problemstellung der Nichtlinearität	117
4.1.2.1 Geometrische Nichtlinearität	
4.1.2.2 Physikalische Nichtlinearität	
4.1.2.3 Nichtlinearität infolge von Randbedingungen	118
4.1.3 Berechnungsverfahren der Nichtlinearität	118
4.2 FE-MODELLIERUNG DER VERSUCHE UNTER NORMALKRAFTBEANSPRUCHU	ING 119
4.2.1 Beschreibung des FE-Modells	119
4.2.2 Modellanalyse	119
4.2.2.1 Allgemeines	
4.2.2.2 Betonmodell – Concrete Damaged Plasticity	119
4.2.2.3 Schädigungsmodell des Betonmodells	120
4.2.3 Verifizierung des Modells	121
4.2.3.1 Allgemeines	121
4.2.3.2 Numerische Untersuchung B3-N	122
4.2.3.3 Numerische Untersuchung R5-1N	125
4.3 FE-MODELLIERUNG DER VERSUCHE UNTER QUERKRAFTBEANSPRUCHUNG	130
4.3.1 Beschreibung des FE-Modells	130
4.3.2 Modellanalyse	130
4.3.2.1 Allgemeines	130
4.3.2.2 Microplane-Modell des nichtlinearen FE-Programms MASA	130
4.3.2.3 Schädigungsmodell des nichtlinearen FE-Programms MASA	131
4.3.2.4 Modellerstellung mit FEMAP	132
4.3.2.5 Materialparameter	135
4.3.2.6 Weitere numerische Einstellungen	136
4.3.2.7 Auswertung der numerischen Berechnungen	136
4.3.3 Validierung des numerischen Modells der Querkraftversuche	137
4.3.3.1 Allgemeines	137

Seite 12	2	Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- ur	nd Anlagenbau
	4.3.3.	2 Validierung des Modells hinsichtlich der Traglasten	137
	4.3.3.	3 Validierung des Modells hinsichtlich der Versagensmechanismen	138
	4.3.4	Parameterstudie und Beschreibung des Tragverhaltens	144
	4.3.4.	1 Allgemeines und Parameterwahl	144
	4.3.4.	2 Einfluss der Exzentrizität auf die Lastverteilung im Bereich der Ankerplatte	145
	4.3.4.	3 Einfluss der Einbindelänge der Kopfbolzen	152
	4.3.4.	4 Einfluss des Bewehrungsgrads der Rückhängebewehrung auf die Traglast	154
	4.3.4.	5 Einfluss der Betonfestigkeit	157
	4.3.4. Kopft	6 Einfluss der Ankerplattendicke auf die Verteilung der Zugkräfte zwischen den oolzenreihen	159
	4.3.4.	7 Zusammenfassung der Parameteruntersuchungen der Querkraftversuche	161
4.	4 FE	E-MODELLIERUNG DER VERSUCHE UNTER ZWANG	162
	4.4.1	Beschreibung des FE-Modells	162
	4.4.2	Modellanalyse	162
	4.4.2.	1 Allgemeines	162
	4.4.2.	2 Betonmodell – Norton Law	162
	4.4.3	Verifizierung des Modells	163
5	Komp	onentenmodell für große Ankerplatten unter Normal- und	
Que	rkraft	peanspruchung und Zwang	171
5.	1 AI	LGEMEINES	171
5.	2 EI	NZELKOMPONENTEN UNTER ZUG UND QUERKRAFT	171
	5.2.1	Einzelkomponenten unter Zugbeanspruchung	171
	5.2.1.	1 Stahlversagen des Kopfbolzens	171
	5.2.1.	2 Herausziehen des Kopfbolzens	172
	5.2.1.	3 Kegelförmiger Betonausbruch	172
	5.2.1.	4 Berücksichtigung der zusätzlichen Rückhängebewehrung	174
	5.2.1.	5 Membraneffekte im Nachtraglastbereich auf Grund der Rückhängebewehrung	175
	5.2.1.	6 Spalten des Betons	178
	5.2.1.	7 Ankerplatte auf Biegung infolge einer Zugbeanspruchung	178
	5.2.2	Einzelkomponenten unter Querkraftbeanspruchung	182
	5.2.2.	1 Stahlversagen des Kopfbolzens	182
	5.2.2.	2 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	182
	5.2.2.	3 Berücksichtigung zusätzlicher Rückhängebewehrung	183
	5.2.3	Tragfähigkeit im Druckbereich der Ankerplatte	183
	5.2.3.	1 Lage der Druckkraft in Abhängigkeit der Ankerplatte	183
	5.2.3	2 Ankerplatte mit Biegebeanspruchung im Druckbereich	183
	5.2.3.	3 Beton unter Druckbeanspruchung	183
	5.2.3	4 Reibungsanteile im Druckbereich	184
	5.2.4	Berücksichtigung der Interaktion aus Zug- und Querkraftbeanspruchung	184
	5.2.4.	1 Interaktion aus Stahlversagen bei einer starren Ankerplatte	184
	5.2.4.	2 Interaktion aus Betonversagen bei einer starren Ankerplatte	184
	5.2.4.	3 Interaktion nach dem plastischen Nachweiskonzept	184
	5.2.5	Steifigkeiten und Last-Verformungsverhalten der Zug- und Schubkomponenten	185
	5.2.5.	1 Allgemeines	185

	5.3	Tragf 189	ähigkeit einer Verankerungsgruppe unter Normalkraftbeanspr	RUCHUNG
	5.3.1	1 Allge	emeines	189
	5.3.2	2 Anal	ytisches Modell	189
	5.3.3	3 Valio	dierung des Analytischen Modells	191
	5.	3.3.1	Allgemeines	191
	5.	3.3.2	Validierung des analytischen Modells im Nachtraglastbereich	191
	5.4	TRAGF	ÄHIGKEIT DER ANKERPLATTE UNTER QUERKRAFTBEANSPRUCHUNG	193
	5.4.1	1 Allge	emeines	193
	5.4.2	2 Anal	ytisches Modell auf Grundlage der Komponentenmethode	194
	5.	4.2.1	Beschreibung des Modells	194
	5. U	4.2.2 ntersuchu	Validierung des analytischen Modells an Versuchsergebnissen und numerischen ungen	198
	5.4.3	3 Vere	infachtes Bemessungsmodell auf Grundlage der Komponentenmethode	203
	5.	4.3.1	Beschreibung des Nachweiskonzeptes	203
	5.	4.3.2	Bemessungsbeispiel	207
	5.4.4	4 Gen	auere Betrachtung der Nachgiebigkeit der Ankerplatte	212
	5.5 Model	Berüc	KSICHTIGUNG VON BEANSPRUCHUNGEN DURCH ZWANG IN EINEM ANALYT	TISCHEN
	5.5.1	1 Allge	emeines	
	5.5.2	2 Anal	ytisches Modell	
	5.	5.2.1	Allgemeines	218
	5.	5.2.2	Kriechen	218
	5.	5.2.3	Schwinden	218
	5.	5.2.4	Aufbau des Federmodells	219
	5.5.3	3 Valio	dierung des Analytischen Modells	221
	5.5.4	4 Ermi	ittlung der Dübelsteifigkeiten nach DIN EN 1994-1-1	222
	5.5.5 anzu	5 Beis usetzend	pielrechnung zur Bestimmung der zusätzlich auf die Verbindungsmittel Ien Schubkräfte	223
	5.	5.5.1	Allgemeines	223
	5.	5.5.2	Vorgehen und Ergebnis	223
	5.	5.5.3	Fazit	224
6	Zus	samme	nfassung und Ausblick	225
	6.1	ZUSAM	IMENFASSUNG	225
	6.2	AUSBL	ІСК	227
7	Lite	eratur		228
	7.1	Forsc	HUNGS- UND VERSUCHSBERICHTE	228
	7.2	F ACHB	ÜCHER, ZEITSCHRIFTEN UND AUFSÄTZE IN TAGUNGSBÄNDEN	229
	7.3	Norme	EN, LITERATUR UND SONSTIGE REGELWERKE	230
	7.4	DISSEF	RTATIONEN UND ABSCHLUSSARBEITEN	231
	7.5	SONST	IGES	
8	For	melzei	chen	233

9	Anh	nang	237
	8.4	Sonstiges	236
	8.3	MATERIALKENNGRÖßEN UND TEILSICHERHEITSBEIWERTE	235
	8.2	PARAMETER DER BETON- UND STAHLKOMPONENTEN	233
	8.1	GEOMETRIEPARAMETER	233

1 EINLEITUNG

1.1 Motivation

Im Bauwesen ermöglicht die Mischbauweise wirtschaftliche Konstruktionen, indem die Werkstoffe Stahl- und Beton im Hinblick auf deren Materialeigenschaften so eingesetzt werden, wie diese sich am besten eignen. Neben einer effizienten Auslegung und Dimensionierung von Tragwerksteilen ist in dieser Bauweise der Entwurf der Schnittstellen zwischen den unterschiedlichen Werkstoffen entscheidend für die Auslegung des Tragwerks. In jüngster Zeit wurden im Rahmen von verschiedenen nationalen und internationalen Forschungsvorhaben Bemessungsmodelle für die Anschlüsse zwischen Stahl und Beton hergeleitet. Dabei haben sich Bemessungsansätze auf Grundlage der Komponentenmethode bewährt, in denen sowohl Beton als auch Stahlkomponenten gleichermaßen berücksichtigt werden können.

Insbesondere im Industrie- und Anlagenbau müssen große Lasten über Stahlelemente in Massivbauteile eingeleitet werden. Als Konsequenz daraus sind große Ankerplatten notwendig, die im Verankerungsbereich die Aktivierung eines entsprechend großen Betonvolumens ermöglichen. Allerdings liefern die derzeit gültigen Bemessungsvorschriften durch die Begrenzung von neun Verbindungsmittel pro Ankerplatte und auf Grund des in der Befestigungstechnik etablierten elastischen Nachweiskonzepts recht konservativer Tragfähigkeiten. Durch diese Einschränkungen sind die aufnehmbaren Lasten begrenzt, was vor allem bei großen Lasten zu einer Vielzahl von Einbauteilen mit darüber liegender lastverteilender Konstruktion oder aber zur Vermeidung der Mischung der Bauweisen durch eine reine Massivbaulösung führt.

Neben der Übertragung großer Lasten ist im Industrie- und Anlagenbau eine hohe Flexibilität im Bereich der Ankerplatten erwünscht, so dass die Anbauteile frei auf der Ankerplatte befestigt werden können. Für die daraus resultierenden größeren Ankerplatten ergeben sich Fragestellungen hinsichtlich einer Zwangsbeanspruchung der Ankerplatte, wenn z.B. in Störfällen in Industrieanlagen schlagartig hohe Temperaturen auf der Plattenaußenseite berücksichtigt werden müssen sowie infolge der zeitabhängigen Verformungen des Betons durch Kriechen und Schwinden. Letztere können bei großen Ankerplattengeometrien unter Berücksichtigung eines starren Verbundes hohe Zusatzbeanspruchungen verursachen.

Ziel des Forschungsvorhabens war die Entwicklung eines neuen Bemessungskonzeptes für große Ankerplattem mit mehr als der nach Norm zulässigen Anzahl an Kopfbolzen. Auf Grundlage der Komponentenmethode wurde ein Bemessungsverfahren für große Ankerplatten entwickelt, das die Lastverteilung innerhalb großer Ankerplatten berücksichtigte. Dabei sollten innerhalb einer ganzheitlichen Betrachtung der Anschlüsse neben den Stahlkomponenten nach *DIN EN 1993-1-8* die Betonkomponenten nach *DIN EN 1992-4* im zu entwickelnden Bemessungskonzept integriert werden. Neben den Tragfähigkeiten wurden auch die Verformungen der jeweiligen Komponenten erfasst.

Für die Berücksichtigung des Zwangs als zusätzlichem Beanspruchungszustand wurde ein Modell entwickelt, das die einzelnen Bauteile als Komponenten in Anlehnung an die Komponentenmethode der *DIN EN 1993-1-8* berücksichtigt. Der Anwendungsbereich orientiert sich dabei an der *DIN EN 1992-4*. Kriechen sowie Schwinden kann mit dem entwickelten Modell erfasst werden.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden sowohl Versuche als auch numerische Simulationen durchgeführt. Mit Hilfe dieser Untersuchungen konnte die Verteilung der Normal- und der Querkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen bestimmt werden. Darüber hinaus konnten durch weitere numerische Parameterstudien die experimentellen Untersuchungen erweitert werden.

Durch die numerischen Untersuchungen im Bereich des Zwangs konnte mit Hilfe der Dehnungen, Spannungs- sowie Lastverteilung der Ankerplatte sowie der Dübel eingehender untersucht werden.

1.2 Lösungsweg und Zuordnung der Arbeitsbereiche

Zur Untersuchung des Tragverhaltens und zur Entwicklung entsprechender Bemessungsmodelle erfolgte eine Unterteilung in die Belastungsarten Zug-, Querkraft- und Zwangsbeanspruchung. Die Untersuchungen wurden nach Bild 1.1 zwischen den Forschungsstellen aufgeteilt.



Bild 1.1: Gliederung des Forschungsvorhabens

Auf Grundlage von Untersuchungen zu typischen Anwendungssituationen von großen Ankerplatten wurde in Rücksprache mit dem projektbegleitenden Ausschuss ein Parameterfeld entwickelt und die Versuchskörper entworfen. Im Rahmen von Untersuchungen zum Stand der Technik wurde ein erstes analytisches Bemessungsmodell entwickelt. Relevante vorangegangene Forschungsvorhaben und Bemessungsgrundlagen für den Anwendungsbereich der großen Ankerplatten werden in Kapitel 2 dargestellt.

Untersuchungen zu den Ankerplatten unter Normalkraftbeanspruchung und den Versuchen unter Zwang der Technischen Universität Kaiserslautern sind in den Kapiteln 3.2, Kapitel 4.2 und den Kapiteln 3.4, Kapitel 4.4 gegeben. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen für Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchungen sind in Kapitel 3.3 und Kapitel 4.3 von der Universität Stuttgart beschrieben.

Die Entwicklung der Bemessungsmodelle unter Last basieren auf einem analytischen Modell unter Normalkraftbeanspruchung und Zwang an der Technischen Universität Kaiserslautern (Kapitel 5.3 und Kapitel 5.5) und dem Querkraftmodell der Universität Stuttgart (Kapitel 5.4). Aus diesen analytischen Modellen sind in diesen Kapiteln Bemessungsmodelle für die Praxis hergeleitet.

2 STAND DER TECHNIK

2.1 Allgemeines und normativer Überblick

Ankerplatten können auf der Grundlage normativer Festlegungen aus dem Bereich des Stahl-, des Verbundbaus und des Stahlbetonbaus bemessen werden. Der Nachweis reiner Stahlanschlüsse basiert auf der Komponentenmethode nach *Tschemmernegg u.a. 1997* und ist in *DIN EN 1993-1-8* implementiert. Grundidee dieser Methode ist es, den Anschluss in einzelne Komponenten aufzuteilen und die Tragfähigkeiten dieser Komponenten separat zu bestimmen. Die Gesamttragfähigkeit des Anschlusses ergibt sich aus der kleinsten maßgebenden Komponente.



Bild 2.1: Bemessung von Ankerplatten nach den derzeit gültigen Normen

Die Stahlkomponenten des Anschlusses werden nach *DIN EN 1993-1-8* und *DIN EN 1994-1-1* geregelt, insofern ein Versagen der Betonkomponente ausgeschlossen werden kann (vgl. Bild 2.1). In einem kleinen Rahmen lassen sich damit Stützenfüße mit Ankerplatten berechnen, bei denen mittels langer Ankerschrauben ein Versagen der Betonkomponenten ausgeschlossen werden kann. Für eine ganzheitliche Betrachtung des Anschlusses unter Berücksichtigung von Versagensmechanismen im Stahl und Beton müssen die Bestimmungsgleichungen aus beiden Bereichen gemeinsam und im Zusammenwirken berücksichtigt werden. Für diesen Fall können die Betonkomponenten aktuell nach der *DIN EN 1992-4* in Kombination mit der jeweiligen Zulassung des Befestigungsmittels auf Grundlage der Leitlinie für Verankerungen im Beton nach *ETAG 001* nachgewiesen werden. Die Bestimmung der Tragfähigkeit der Betonkomponenten basiert auf dem CC-Verfahren nach *Fuchs u.a. 1995*, bei dem die maximale Tragfähigkeit einer Ankerplatten unter Berücksichtigung verschiedener Versagensmechanismen der Befestigungsmittels bestimmt wird.

Die maximal mögliche Anzahl an Verbindungsmitteln, die für den rechnerischen Nachweis einer Ankerplatte nach *DIN EN 1992-4* angesetzt werden können, ist auf neun Verbindungsmittel pro Ankerplatte begrenzt (vgl. Bild 2.2). Grund hierfür ist, dass die Lastverteilung bei einer größeren Anzahl an Verbindungsmitteln bisher unbekannt ist. Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es, mit Hilfe experimenteller und numerischer Untersuchungen offene Fragestellungen im Bereich von Ankerplatten mit einer größeren Anzahl an Verbindungsmitteln zu untersuchen und daraus entsprechende Bemessungskonzepte abzuleiten.



Bild 2.2: Anordnung von Befestigungsmitteln mit Kopfbolzen nach DIN EN 1992-4

Das Bemessungsverfahren der Betonkomponenten ist neben der Begrenzung auf maximal neun Verbindungsmittel in vielerlei Hinsicht konservativ, so dass die Anwendbarkeit und Wirtschaftlichkeit dieser Anschlüsse stark eingeschränkt ist. So kann beispielsweise eine zusätzliche Rückhängebewehrung im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen noch nicht mit der vollen Tragfähigkeit angesetzt werden. Diese Traglaststeigerungen können aber rechnerisch angesetzt werden, wenn die Tragwirkung der Rückhängebewehrung und des Betons im Zusammenwirken berücksichtigt wird.

Des Weiteren sind derzeit in *DIN EN 1992-4* noch keine Ansätze zur Berechnung der Steifigkeiten und des Verformungsverhaltens der Betonkomponenten implementiert. Dieses ist notwendig, wenn das gemeinsame Tragverhalten von Bewehrung und Beton berücksichtigt werden soll. Die Berücksichtigung des Last-Verformungsverhaltens der Betonkomponenten ist vorteilhaft, da sich so im Rahmen der Komponentenmethode sowohl die Tragfähigkeit als auch die Steifigkeit des Anschlusses bestimmen lassen und dabei auch die Betonkomponenten und deren Verformungsverhalten berücksichtigt werden können.

Neben der Berücksichtigung des Tragverhaltens einzelner Komponenten und möglicher Verstärkungsmethoden durch eine zusätzliche Rückhängebewehrung sind die Annahmen zur Lastverteilung innerhalb der Ankerplatte wesentlich für die Bemessung von Ankerplatten. So können einwirkende Lasten aus einer Normal-, Querkraft und Momentenbeanspruchung zwischen den einzelnen Kopfbolzenreihen einer Ankerplatte nach dem Nachweiskonzept der DIN EN 1992-4 bei einer ausreichend steifen Ankerplatte nach der Elastizitätstheorie verteilt werden. Im Rahmen des elastischen Nachweiskonzepts wird unterstellt, dass alle Verbindungsmittel die gleiche Steifigkeit haben. Die Umlagerung von Kräften im Bereich der Ankerplatte ist im Rahmen dieses elastischen Konzeptes nicht möglich, da das meist beanspruchte Verbindungsmittel für den Nachweis maßgebend ist. Dieses Nachweiskonzept ist für Betonversagensmechanismen geeignet, da hier Lastumlagerungen auf Grund des geringen duktilen Verformungsvermögens der Betonkomponenten ausgeschlossen werden können. Im Rahmen bestimmter Anwendungsgrenzen innerhalb derer ein sprödes Betonversagen ausgeschlossen werden kann, können plastische Umlagerungen zwischen den einzelnen Kopfbolzenreihen angesetzt werden. Im Fall von biegeweichen Ankerplatten kann so beispielsweise eine nichtlineare Verteilung der Kräfte zwischen den einzelnen Kopfbolzenreihen auf Grundlage eines Technical Reports nach DIN EN/TR 1992-4 Ansatz für die Bemessung nach Plastizitätstheorie angesetzt werden.

Die Normative Regelung der *DIN EN 1992-1-1* von Zwang infolge Kriechen und Schwinden sieht vor, die Verformungen über Kriech- sowie Schwindbeiwerte zu berücksichtigen. Die dabei angesetzten Endkriechzahlen und Schwinddehnungen können als Mittelwerte angesehen werden. Es wird unterschieden, ob die Druckspannungen der Erstbelastung bei $t = t_0$ größer oder kleiner 0,45 f_{ck} betragen. Bei niedrigen Betondruckspannungen kann von linearem Kriechen ausgegangen werden. Sind die Druckspannungen infolge einer quasi-ständigen Einwirkungskombination größer als 0,45 f_{ck} , muss von nichtlinearem Kriechen ausgegangen werden.

Eine Berücksichtigung des Kriechens geschieht somit auf der Bildung eines effektiven Elastizitätsmoduls für Beton.

Die Gesamtschwinddehnung setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Dem Trocknungsschwinden des Betons sowie der autogenen Schwinddehnung.

2.2 Untersuchungen und Nachweiskonzepte der Befestigungstechnik

2.2.1 Elastisches Nachweiskonzept

2.2.1.1 Allgemeines

Das elastische Nachweiskonzept für Ankerplatten ist das gängige Verfahren zur Berechnung der Lastverteilung innerhalb der Ankerplatte. Unter Annahme einer steifen, sich elastisch verhaltenden Ankerplatte, können die angreifenden Schnittgrößen zwischen den Kopfbolzenreihen nach der Elastizitätstheorie aufgeteilt werden. Dieses Verfahren setzt voraus, dass sich die starre Ankerplatte nicht verformt und ein vollflächiger Kontakt zwischen Ankerplatte und Beton insbesondere im Druckbereich vorhanden ist. Im Rahmen dieses Konzeptes wird angenommen, dass alle Kopfbolzen die gleiche Steifigkeit haben. Es wird vorausgesetzt, dass die Ankerplatte ausreichend steif ist und im Druckpunkt um die Vorderkante der Ankerplatte rotiert. Die Zugkraftbeanspruchung vergrößert sich in den Verbindungsmittelreihen im Verhältnis des Abstands der jeweiligen Reihe zum Druckpunkt der Ankerplatte. Die Schubkräfte werden gleichmäßig zwischen den Verbindungsmittelreihen verteilt, da für alle Verbindungsmittel die gleiche Steifigkeit angenommen wird.

2.2.1.2 Widerstände der Betonkomponenten

Im Verbundbau werden Kopfbolzen hauptsächlich auf Schub beansprucht, da in der Verbundfuge der Horizontalschub über die Kopfbolzen zwischen den beiden Verbundelementen übertragen wird. In der Befestigungstechnik sind weitere Beanspruchungen der Befestigungsmittel möglich. So können in einer Verbindungsmittelgruppe die Kopfbolzen durch Normalkräfte aus Zug und Druck, Querkräfte und Torsion beansprucht werden. Der Nachweis ist für unterschiedliche Befestigungsmittel wie Kopfbolzen, Hinterschnittdübel oder Verbunddübel möglich. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden ausschließlich Kopfbolzen zur Verankerung der Ankerplatte verwendet. Im Folgenden werden daher die Nachweiskonzepte von Kopfbolzen beschrieben, aus denen sich die Bemessungsgleichungen für andere Verankerungssysteme wie z.B. Hinterschnittdübel und Verbunddübel ableiten lassen.

In der Befestigungstechnik hat sich für den Nachweis des Betonausbruchs das CC – Verfahren (Concrete Capacity) nach *Fuchs u.a. 1995* durchgesetzt, mit dem insbesondere das Betonversagen bei Ausbildung eines Betonausbruchkegels nachgewiesen werden kann. Dieses Nachweiskonzept ist Grundlage für die Nachweise gegen Versagen des Betongrunds, die in *DIN EN 1992-4* festgelegt sind. Generell wird für den Nachweis zwischen Belastungen durch Zugund Querlast und den daraus resultierenden unterschiedlichen Versagensmechanismen unterschieden.

Für die Einzelkomponenten unter Zug und Querlast wird zwischen den Versagensmechanismen im unbewehrten Beton nach Tabelle 2.1 unterschieden. Die Traglast des Befestigungsmittels bestimmt sich aus dem Versagensmodus mit dem geringsten Widerstand. Neben den Nachweisen in die verschiedenen Belastungsrichtungen ist zusätzlich ein Nachweis für die Interaktion aus Zug- und Querlast zu berücksichtigen. Nach dem Bemessungsverfahren A gemäß *ETAG 001* können die charakteristischen Widerstände der Kopfbolzen unter Berücksichtigung der entsprechenden Materialparameter und der geometrischen Kenngrößen berechnet werden. Die Bestimmungsgleichungen für die Widerstände wurden durch Versuche an einzelnen Verbindungsmitteln hergeleitet und können auf Verbindungsmittelgruppen übertragen werden. Die Berechnungsformeln für die Widerstände der einzelnen Versagensmodi sind in Kapitel 5.2.1 gegeben.

Beanspruchung	Versagensart			
Zug	Stahlversagen	Betonversagen	Herausziehen/Durchziehen	
9	Spalten	Lokaler Betonausbruch	Betonkantenbruch	
			* 1.5c	
	Stahlversagen	Betonausbruch auf der	Herausziehen	
Querlast				

Tabelle 2.1:	Versagensarten	ür Befestigungen in	Beton nach DIN EN 1992-4
	0	5 5	

Gegenüber dem Nachweis von Befestigungen mit nur einem Verbindungsmittel wird bei Gruppenbefestigungen zwischen dem Nachweis des am höchsten beanspruchten Verbindungsmittel innerhalb einer Gruppe und dem Versagensmechanismus des Gruppenversagens unterschieden. Im Rahmen der Entwicklung eines Bemessungsmodells insbesondere für die Querkraftversuche mit großen Ankerplatten ist diese Unterscheidung wichtig, da die jeweiligen Widerstände der Verbindungsmittelreihen unter Berücksichtigung der Differenzierung zwischen Einzelversagen und Gruppenversagen berechnet und nachgewiesen werden müssen.

Beim Stahlversagen und dem Herausziehen des Verbindungsmittels wird der Nachweis an dem am höchsten belasteten Verbindungsmittel geführt. Die Tragfähigkeit einer Verbindungsmittelgruppe unter Berücksichtigung dieser beiden Versagensmechanismen kann leicht bestimmt werden, da die am höchsten belastete Verbindungsmittelreihe für den Nachweis maßgebend ist. Einflüsse durch einen Gruppeneffekt wie Abstände zwischen den Verbindungsmittel müssen nicht berücksichtigt werden.

Bei Betonversagensmechanismen muss das Tragverhalten der gesamten Ankerplatte berücksichtigt werden und es ist ein Gruppennachweis für die Verbindungsmittelgruppe zu führen. Dies liegt daran, dass sich beispielsweise unter einer Zugbeanspruchung die Ausbruchkegel der einzelnen Kopfbolzen meist überschneiden und so der Widerstand unter Berücksichtigung der sich überschneidenden Ausbruchflächen bestimmt wird. Dieses Vorgehen ist für die Nachweise bei Zug- und Querbelastung identisch, da beispielsweise für den lastabgewandten Betonausbruch die Widerstände aus den Bestimmungsgleichungen für die Normalkraft hergeleitet werden. Im Nachweis werden die Einzeltragfähigkeiten der am höchsten belasteten Verbindungsmittel oder die Gruppentragfähigkeit der gesamten Ankerplatten den jeweiligen Einwirkungen gegenübergestellt. In Tabelle 2.2 sind die erforderlichen Nachweise für Ankerplatten ohne Randeinfluss nach *DIN EN 1992-4* aufgeführt. Nach EN 1992-4 kann im Bereich der Verbindungsmittel eine Rückhängebewehrung angeordnet werden. Für den Nachweis wird die Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung mit der Einwirkung des am höchsten belasteten Dübels verglichen. Unter Berücksichtigung neuerer Erkenntnisse nach Kuhlmann u.a. 2011 kann ein Zusammenwirken der Versagensmechanismen Betonausbruch und Versagen der Rückhängebewehrung angesetzt werden, so dass der Nachweis unter Berücksichtigung der Bewehrung als Gruppennachweis zu führen ist.



Tabelle 2.2: Nachweise nach dem CC-Verfahren nach Pregartner 2009

Nachweis ist für alle Befestigungsmittel einer Gruppe zu führen

2.2.1.3 Einwirkungen auf Verbindungsmittelgruppen nach dem elastischen Nachweiskonzept

schiedenen Versagensarten zu verwenden

Bei einer Beanspruchung der Ankerplatte durch Normalkraft, Querkraft und Biegemomente können im Zuge des vereinfachten Verfahrens die Beanspruchungen in den Kopfbolzenreihen mit Hilfe der Trägheitsmomente nach Gleichung (2.1) und (2.2) bestimmt werden (vgl. Pregartner 2009). Eine mehrachsige Biegebeanspruchung kann mit Hilfe der Trägheitsmomente für den am höchsten belasteten Dübel nachgewiesen werden. Bei diesem Vorgehen werden die auf Druck beanspruchten Kopfbolzen nicht zum Lastabtrag herangezogen. Allerdings wird angenommen, dass der Druckbereich im Bereich der theoretisch auf Druck beanspruchten Kopfbolzen liegt.

$$I_y = \sum_i (z_i) \tag{2.1}$$

$$N_i = \frac{N_{Ed}}{n} + \frac{M_{Ed,y}}{I_y} \cdot z_i \tag{2.2}$$

N	1	i	t
N	1	I	t

I_y Trägheitsmoment um die Y-Achse

z_i Abstand des Kopfbolzens zur Bezugsachse

N_i Einwirkende Normalkraft im Kopfbolzen i

N_{Ed} Einwirkende Bemessungsnormalkraft auf die Ankerplatte

 $M_{Ed,y}$ Einwirkendes Bemessungsmoment auf die Ankerplatte

Bei einer ausreichend steifen Ankerplatte kann angenommen werden, dass der Druckbereich ab der Vorderkante der Ankerplatte beginnt. Die Größe des inneren statischen Hebelarms ist im Nachweis mit Widerstandsmomenten kleiner und liegt daher auf der sicheren Seite. In Bild 2.3 ist der elastische Spannungsverlauf einer steifen Ankerplatte dargestellt. Für alle auf Zug beanspruchten Kopfbolzen wird die gleiche Dehnsteifigkeit angenommen. Im Druckbereich kann die Steifigkeit mit dem Elastizitätsmodul E_c des Betons bestimmt werden. Wenn die einwirkenden Lasten der Kopfbolzenreihen nach der Spannungsverteilung in Bild 2.3 verteilt werden, müssen die Zugkräfte auf Grund der sta-



Bild 2.3: Elastische Spannungsverteilung für eine steife Ankerplatte nach *Rybinski 2014*

tischen Unbestimmtheit und der unbekannten Druckzonenhöhe iterativ aus einem horizontalen oder vertikalen Kräftegleichgewicht bestimmt werden. Die Querkräfte werden bei einem elastischen Nachweis unter Annahme einer gleichen Schubsteifigkeit aller Kopfbolzen zu gleichen Teilen zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt. Das elastische Nachweiskonzept ist derzeit in *DIN EN 1992-4* normativ festgelegt, allerdings werden hier keine Kriterien für die Annahme einer starren Ankerplatte genannt. Diese Abgrenzung ist wichtig, da sich bei einer nachgiebigen Platte die Lage der Druckzone in die Richtung der Mitte der Ankerplatte verschiebt, dadurch der statische Hebelarm kleiner und die Momententragfähigkeit des Anschlusses geringer wird. Für zentrisch angeschlossene Profile kann unter Annahme einer elastischen Spannungsverteilung das Tragverhalten ausreichend genau wiedergegeben werden. Nach numerischen Untersuchungen von *Eligehausen u.a. 2003* kann für exzentrisch angeschlossene Anbauteile die Tragfähigkeit des Anschlusses überschätzt werden. Insbesondere für Betonversagensmechanismen mit geringeren Verformungen ist das elastische Nachweiskonzept ausreichend genau, da die Spannungen im elastischen Bereich bleiben.

2.2.1.4 Untersuchungen zur Überlagerung der Druck- und Zugzone nach Zhao 1993 und Fichtner 2011

Neben der elastischen Lastverteilung sind in DIN EN 1992-4 Ansätze zur Berücksichtigung möglicher Lastüberlagerungen gegeben. So kann der Betonausbruchkegel im Bereich der lastabgewandten Kopfbolzen bei momentenbeanspruchten Ankerplatten durch den Druckbereich beeinflusst werden. Voraussetzung ist, dass die Druckzone in einem ausreichend geringen Abstand der Zugzone liegt. Der Einfluss der Überlagerung der Druck- und Zugzone und die daraus resultierenden Traglaststeigerungen wurden in Untersuchungen von *Zhao 1993* beschrieben. Es wurden Ankerplatten mit einer zweireihigen Anordnungen der Kopfbolzen untersucht und ein Lasterhöhungsfaktor ψ_M des Betonversagens für die Berücksichtigung des Einflusses der Biegedruckkraft hergeleitet der vom Abstand s_x zwischen Zug- und Druckbereich als Abstand zwischen den Dübellreihen und von der Einbindelänge der Kopfbolzen abhängig ist (vgl. Bild 2.4).



Bild 2.4: Einfluss des Abstandes des Zug- und Druckbereichs auf die Bildung des Ausbruchkörpers nach *Zhao 1993*

Von *Fichtner 2011* wurde ein verbesserter Ansatz für den Erhöhungsfaktor ψ_M hergeleitet in dem der innere Hebelarm unter Annahme einer elastischen Berechnung nach Kapitel 2.2.1 zwischen den Zug- und Druckkräften berücksichtigt wird. In diesen Untersuchungen wurde für den Erhöhungsfaktor der Betonausbruchlast ein linearer Ansatz nach Gleichung (2.3) und ein Erhöhungsfaktor mit einem hyperbolischen Verlauf nach Gleichung (2.4) vorgeschlagen. Der Ansatz nach Gleichung (2.3) ist in *DIN EN 1992-4* implementiert. Für die Steigerung der Tragfähigkeit der Betonkomponente wird nach *DIN EN 1992-4* eine steife Ankerplatte und einen ausreichend großen Randabstand vorausgesetzt.

$$\psi_M = 2 - 0.67 \frac{z}{h_{ef}} \ge 1 \tag{2.3}$$

$$\psi_M = \frac{2.5}{1 + \frac{Z}{h_{ef}}} \ge 1 \tag{2.4}$$

Mit:

z Abstand zwischen der resultierenden Zug- und Druckkraft;

h_{ef} Einbindelänge der Koppfbolzen.

2.2.2 Plastisches Nachweiskonzept

2.2.2.1 Untersuchungen von Cook, Klingner 1989

Erste Untersuchungen zum plastischen Nachweiskonzept wurden von *Cook, Klingner 1989* in den USA durchgeführt. Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde ein Bemessungsverfahren für Ankerplatten mit mehreren Verbindungsmittelreihen hergeleitet (vgl. Bild 2.5 und Bild 2.6). In Abweichung zum elastischen Bemessungsansatz, bei dem die Verteilung der Zug- und der Schubkräfte auf der Annahme beruht, dass alle Kopfbolzenreihen dieselbe Steifigkeit haben und die Beanspruchungen aus einer Querkraft so gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt werden, sind bei einer plastischen Nachrechnung der Versuchsergebnisse für jedes Verbindungsmittel für die Belastungsstufen die jeweilige Interaktionsbeziehung zu prüfen.





Bild 2.5: Ankerplatte unter exzentrischer Beanspruchung mit drei Verbindungsmittelreihen nach *Cook, Klingner 1989*

Bild 2.6: Ankerplatte unter exzentrischer Beanspruchung mit vier Verbindungsmittelreihen nach *Cook, Klingner 1989*

Zur Bestimmung der Bemessungstragfähigkeit wird von *Cook, Klingner 1989* ein Nachweis der Ankerplatte mit n Verbindungsmittelreihen nach den Gleichungen (2.5) bis (2.9) vorgeschlagen. Dieser Nachweis wird über einfache Gleichgewichtsbeziehungen und vereinfachende Annahmen hergeleitet. Es wird angenommen, dass der Druckpunkt der Ankerplatte im Bereich des Flansches des Anbauteils liegt. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite. Aus dem Momentengleichgewicht um den Druckpunkt nach Bild 2.5 der Ankerplatte folgt Gleichung (2.5).

$$T_1 \cdot d_1 + T_2 \cdot d_2 = V \cdot e \tag{2.5}$$

Unter der Annahme, dass alle Kopfbolzen im Zugbereich ausschließlich und gleichmäßig auf Zug beansprucht sind, kann die Gleichung (2.5) mit Gleichung (2.6) vereinfacht werden.

$$T_{u,1} = T_{u,2} = T_n = \frac{V \cdot e}{d_1 + d_2}$$
(2.6)

Daraus folgt für die Zugbeanspruchung der n-ten Reihe mit Gleichung (2.7)

$$T_n = \frac{V \cdot e}{\sum_{i=1}^n d_i} \tag{2.7}$$

Aus dem vertikalen Gleichgewicht folgt für Druckkraft nach Gleichung (2.8):

$$C = \sum_{i=1}^{n} T_n \tag{2.8}$$

Unter Berücksichtigung der Beanspruchung durch Reibung kann der in der dritten Kopfbolzenreihe zu übertragende Querkraftanteil nach Gleichung (2.9) berechnet werden. Aus dieser Gleichung folgt auch die Anzahl an Verbindungsmittelreihen, die zum Abtrag der Querkräfte anzusetzen sind. Da im Bemessungsansatz keine Interaktionsbedingungen berücksichtigt werden, reduziert sich dadurch die Anzahl der auf Zug beanspruchten Reihen.

$$V_3 = V - \mu \cdot C \tag{2.9}$$

Für die Berechnung der Traglasten wird eine genauere Betrachtung der im Anschluss wirkenden Kräfte unter Berücksichtigung der Interaktionsbeziehungen für Normal- und Querkräfte vorgeschlagen. In Abhängigkeit der Exzentrizität e der einwirkenden Querkraft werden drei Bereiche für die Berechnung der maximalen Tragfähigkeit nach der Plastizitätstheorie definiert:

Im ersten Bereich mit $e < e_1$ ist die Exzentrizität so klein, dass die Verbindungsmittel im Druckbereich bis zur Querkrafttragfähigkeit beansprucht werden und die Verbindungsmittel im Zugbereich sowohl durch Zug- als auch durch Querkräfte beansprucht sind. Die Grenzexzentrizität e_1 kann aus dem Momentengleichgewicht nach Gleichung (2.7) hergeleitet werden und mit Gleichung (2.10) bestimmt werden.

$$e_1 = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{(n \cdot \mu + \gamma)}$$
(2.10)

Mit:

- Reibungskoeffizient; μ
- Anzahl der Verbindungsmittel in der Zugzone; п
- innerer statischer Hebelarm der Reihe i; d_i
- Verhältniswert der Querkraft- zur Zugtragfähigkeit. γ
- Im zweiten Bereich mit $e_1 < e < e_2$ kann die Querkraft über die Reibungsanteile im Druckbereich und über die Verbindungsmittel im Druckbereich übertragen werden. Im Zugbereich werden die Verbindungsmittel bis zur Zugtragfähigkeit beansprucht.
- Im dritten Bereich mit $e > e_2$ wird die Querkraft ausschließlich über die Reibungsanteile im Druckbereich übertragen. Im Zugbereich werden die Verbindungsmittel bis zur Zugtragfähigkeit beansprucht. Die Exzentrizität e_2 kann nach Gleichung (2.11) bestimmt werden.

$$e_2 = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{(n \cdot \mu)}$$
(2.11)

Wenn die Exzentrizität ausreichend groß ist (zweiter und dritter Bereich), müssen für die auf Zug beanspruchten Verbindungsmittel keine Interaktionsbedingungen angesetzt werden. Bei einer hohen Querkraftbeanspruchung der Verbindungsmittel, resultierend aus einer geringen Exzentrizität im ersten Bereich, wird die maximal aufnehmbare Querkraft V_{ut} eines Anschlusses mit vier Verbindungsmittelreihen nach den Gleichungen (2.12) bis (2.15) hergeleitet. In Gleichung (2.12) entspricht der erste Term dem über Reibung abgetragenen Querkraftanteil und der zweite Term der Querkrafttragfähigkeit der nicht auf Zug beanspruchten lastzugewandten Verbindungsmittel. Im letzten Summand wird der noch übertragbare Querkraftanteil der auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihen unter Annahme einer quadratischen Interaktionsbeziehung angesetzt.

$$V_{ut} = \mu \cdot n \cdot T_n + m \cdot \gamma \cdot T_o + n \cdot \gamma \cdot \sqrt{T_0^2 - T_n^2}$$
(2.12)

Mit:

- Reibungskoeffizient; μ
- Anzahl der Verbindungsmittel in der Zugzone; п
- Anzahl der Verbindungsmittel in der Druckzone; т
- Verhältniswert der Querkraft- zur Zugtragfähigkeit; γ
- Zugtragfähigkeit der Verbindungsmittel einer Reihe; T_o
- T_n tatsächliche vorhandene Zugbeansruchung in den lastabgewandten Verbindungsmitteln.

Das Momentengleichgewicht nach Gleichung (2.12) kann so umgeformt werden, dass die Zugbeanspruchung in den lastabgewandten Verbindungsmittel bestimmt werden kann.

$$T_n \cdot n \cdot d = V_{ut} \cdot e \to T_n = \frac{V_{ut} \cdot e}{(n \cdot d)}$$
(2.13)

Innerer Hebelarm zwischen der resultierenden Druck- und Zugkraft;

e Exzentrizität der Querkraft.

Die Zugkraftresultierende nach Gleichung (2.13) kann in Gleichung (2.12) substituiert werden und die maximal mögliche Querkraft unter Berücksichtigung einer quadratischen Interaktionsbeziehung nach Gleichung (2.14) oder einer linearen Interaktionsbeziehung nach Gleichung (2.15) bestimmt werden.

$$V_{ut} = \gamma \cdot T_o \frac{m \cdot a + \sqrt{n^2 (a^2 + b^2) - m^2 (b^2)}}{a^2 + b^2}$$
(2.14)

$$V_{ut} = \gamma \cdot T_o \frac{m+n}{1+(\gamma-\mu)e/d}$$
(2.15)

Im plastischen Bemessungskonzept nach *Cook, Klingner 1989* wird die Querkraft, wenn diese nicht vollständig über Reibung abgetragen werden kann, zunächst den vorderen Verbindungsmittelreihen zugeordnet, die nicht auf Zug beansprucht werden. Für die Verbindungsmittelreihen, die zum Abtrag der Zugkräfte herangezogen werden können, wird ein Kriterium nach Bild 2.7 gegeben.

Hintergrund ist, dass nach dem plastischen Bemessungskonzept auch in der Reihe, die am nächsten zur Druckzone liegt, mit dem Erreichen der Fließgrenze die volle Tragfähigkeit erreicht wird und in der äußersten Reihe noch kein Versagen eintritt. Dies kann erreicht werden, wenn der Abstand zwischen der inneren Reihe und der resultierenden Druckkraft mind. 10% des Abstands bis zur äußersten Reihe beträgt (vgl. Bild 2.7). Wird in der äußersten Reihe die Bruchdehnung mit 10% erreicht, ist nach diesem Kriterium in der innersten Reihe eine Dehnung von 1% erreicht. Dies entspricht grob dem zwei bis fünffachen Wert der gebräuchlichen Werte für die Streckgrenze und es kann so davon ausgegangen werden, dass in der inneren Verbindungsmittelreihe ein nichtlineares Materialverhalten beobachtet werden kann.





Bild 2.7: Begrenzung der Lage der auf Zug beanspruchten Verbindungsmittel nach *Cook, Klingner 1989*

In den Untersuchungen von *Cook, Klingner 1989* wurden Querkraftversuche an Ankerplatten mit verschiedenen Exzentrizitäten mit Kopfbolzen, Hinterschnitt- und Verbunddübeln durchgeführt. In allen Versuchen konnte ein Stahlversagen in den Verbindungsmitteln beobachtet werden, bei denen die Reibungskraft und die Exzentrizität des einwirkenden Momentes einen wesentlichen Einfluss auf die Verteilung der Querkräfte hatte. Der Reibungskoeffizient konnte auf Grundlage von mehreren Untersuchungen zu $\mu = 0.4$ festgelegt werden.

In den Versuchen mit nachgiebigen Ankerplatten konnte beobachtet werden, dass die resultierende Druckkraft in Richtung des Anbauteils wandert. Ein Versagen im Druckbereich zwischen Ankerplatten und Beton konnte nicht beobachtet werden, obwohl die entsprechen Druckspannungen die zulässigen Betondruckspannungen überschritten.

In Abhängigkeit des Querkraft-/ Momentenverhältnisses wurden den Versuchen zwei Versagenscharakteristiken zugeordnet. Für die Versuche mit einer hohen Momentenbeanspruchung ist die Zugtragfähigkeit der lastabgewandten Verbindungsmittel maßgebend für die Tragfähigkeit des Anschlusses. Für Anschlüsse mit einer geringen Exzentrizität und einer überwiegenden Querkraftbeanspruchung der Verbindungsmittel wird im Zugbereich die Interaktion aus Zugund Schub und das reine Schubversagen der auf nicht auf Zug beanspruchten Verbindungsmittel maßgebend für das Versagen.

In diesem Bemessungsansatz wird für nachgiebige Ankerplatten das Tragverhalten im Druckbereich durch die Reduzierung des inneren Hebelarms erfasst. Eine Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Ankerplatte im Zugbereich und die daraus resultierenden hohen Querkraftbeanspruchungen sind in diesem Modell allerdings nicht berücksichtigt.

2.2.2.2 Untersuchungen von Lotze, Klingner 1997

In Untersuchungen von *Lotze, Klingner 1997* wurde ein verbesserter Ansatz für die plastische Bemessung von Ankerplatten entwickelt. Dabei wurde der Fall berücksichtigt, für den die Exzentrizität im Bereich $e_1 < e < e_2$ nach Kapitel 2.2.2.1 liegt. Der Ansatz von *Cook, Klingner 1989* setzt voraus, dass für die auf Zug beanspruchten Verbindungsmittel die volle Zugtragfähigkeit ohne Berücksichtigung der Interaktion angesetzt werden kann. In der Realität verformen sich allerdings auch die Verbindungsmittel im Zugbereich durch die Querkraft in Belastungsrichtung und ein Versagen in diesem Bereich kann maßgebend werden.

Für den Fall einer geringen Exzentrizität $e < e_1$ konnte ein primäres Versagen in den vorderen Dübelreihen auch in den Versuchen beobachtet werden. Allerdings konnte experimentell nicht nachgewiesen werden, dass die Verbindungsmittel im Zugbereich die maximal mögliche Tragfähigkeit aus der Interaktion von Schub- und Querkraft erreichen. Hierfür wäre eine entsprechend größere Schubverformung im Zugbereich als im Druckbereich bei reinem Querkraftversagen erforderlich.

Zur Berücksichtigung der oben genannten Beobachtungen wurde von *Lotze, Klingner 1997* ein modifiziertes plastisches Bemessungsverfahren vorgeschlagen, mit dem die Tragfähigkeit von vorwiegend auf Schub beanspruchter Ankerplatten nicht überschätzt wird. Bei diesem Verfahren wird der Querkraftanteil, der nicht über Reibung abgetragen werden kann, ausschließlich den auf Zug beanspruchten Verbindungsmitteln zugeordnet. Dies führt in den Versuchen mit kleiner Exzentrizität zu höheren Beanspruchungen und beseitigt Unschärfen durch zu optimistische Annahmen im plastischen Bemessungsansatz nach *Cook, Klingner 1989.*

2.2.2.3 Plastisches Nachweiskonzept nach dem Technical Report zu DIN EN 1992-4

Für die Bemessung von Ankerplatten war nach *CEN/TS 1992-4-1 Anhang B* für die Lastermittlung in den einzelnen Kopfbolzenreihen ein plastisches Nachweiskonzept möglich. Im Zuge der Zusammenfassung und Reduzierung des Umfangs der fünf einzelnen Teile der *CEN/TS 1992-4* wurde vom zuständigen Normenausschuss ein Technical Report geschaffen, der die Inhalte des *CEN/TS 1992-4-1 Anhang B* aufgreift und erweitert.

Die einwirkenden Kräfte in den einzelnen Kopfbolzenreihen können entweder elastisch oder plastisch zwischen den einzelnen Reihen aufgeteilt werden. Bei der Anwendung des plastischen Nachweiskonzeptes kann unter bestimmten Voraussetzungen die elastische Fließgrenze der Kopfbolzen überschritten werden und eine plastische Umlagerung der Kräfte zwischen den Kopfbolzenreihen angenommen werden. Voraussetzung ist, dass die Befestigungsmittel aus einem duktilen Stahl mit ausreichender Dehnfähigkeit hergestellt werden. Diese Bedingung ist erforderlich, da zwar die Gleichgewichtsbedingungen eingehalten werden müssen, jedoch nicht die Kompatibilitätsbedingungen, bei denen die Verformungen der Befestigungsmittel berücksichtigt werden. Bei einem plastischen Nachweis können so alle auf Zug beanspruchten Befestigungsmittel gleichmäßig mit voller Tragfähigkeit rechnerisch angesetzt werden. Idealerweise werden die im Druckbereich liegenden Kopfbolzen für den Nachweis der Schubkräfte herangezogen.

Neben der ausreichenden Duktilität der Befestigungsmittel für die Lastumlagerungen wird im plastischen Nachweiskonzept vorausgesetzt, dass ein Stahlversagen der Befestigungsmittel nach Gleichung (2.16) maßgebend wird und spröde Versagensmodi wie Betonversagen ausgeschlossen werden können. Für die spröden Versagensmechanismen wie das Herausziehen des Verbindungsmittels, Betonausbruch und Spalten des Betons muss der charakteristische

Widerstand nach Gleichung (2.17) 30% über dem charakteristischen Widerstand bei Stahlversagen liegen. Diese Bedingung ist sowohl für die Zugkomponenten als auch für die Komponenten unter Querlast einzuhalten.

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{u,k} \tag{2.16}$$

$$N_{Rk,s} \le 0.7 \cdot \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{inst}}; \ N_{Rk,s} \le 0.7 \cdot \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{inst}}; \ N_{Rk,s} \le 0.7 \cdot \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{inst}}$$
(2.17)

Im Technical Report zum plastischen Nachweiskonzept sind die Anforderungen für eine ausreichende Duktilität der Befestigungsmittel gegeben. Eine Zugfestigkeit des Befestigungsmittels von $f_{u,k} = 800 MPa$, sowie die Spreizung zwischen Zugfestigkeit und Streckgrenze von 80% darf nicht überschritten werden. Zusätzlich muss das Verbindungsmittel eine Bruchdehnung von mind. 12 % und eine freie Dehnlänge von mindestens 8· *d* aufweisen. Für nachträglich angebrachte Befestigungsmittel sind weitere Anforderungen gegeben, die von den derzeit auf dem Markt gängigen Dübeln kaum eingehalten werden können. Mit Kopfbolzen können die Anforderung hinsichtlich Duktilität erfüllt werden und die Bemessung der Ankerplatten auf Grundlage des plastischen Nachweiskonzeptes einfacher durchgeführt werden. Dieses Verfahren basiert auf Untersuchungen von *Cook u.a. 1989*.

Im plastischen Nachweiskonzept werden die aus den äußeren Kräften resultierenden Normalkräfte ohne Berücksichtigung der Verformung der Ankerplatte gleichmäßig zwischen den auf Zug beanspruchten Verbindungsmitteln verteilt. Der innere statische Hebelarm des Anschlusses ist von der genauen Lage der Druckzone abhängig. Wie in Bild 2.8 dargestellt liegt die Druckzone bei einer steifen Ankerplatte am Rand der Platte und bei einer nachgiebigen Ankerplatte im Bereich des Druckflansches des angeschlossenen Profils. Von einer starren Ankerplatte kann ausgegangen werden, wenn im Bereich 1 nach Bild 2.8 kein Fließen eintritt und die Bedingung aus Gleichung (2.18) eingehalten ist.

$$M_{yd} > C_{Ed} \cdot a_4$$
(2.18)

a) Steife Ankerplatte

au

=Σ N =

b) Nachgiebige Ankerplatte

Bild 2.8: Lage der Druckkraft in Abhängigkeit der Ankerplattensteifigkeit nach CEN/TS 1992-4-1 Anhang B Bei einer nachgiebigen Ankerplatte kann der Abstand zwischen Druckflansch und der resultierenden Druckkraft mit Gleichung (2.19) bestimmt werden. Auf der konservativen Seite kann angenommen werden, dass die Druckkraft unter dem Flansch des angeschlossenen Profils liegt.

$$a_5 = \frac{M_{yd}}{C_{Ed}} \tag{2.19}$$

Zur Bestimmung der resultierenden Druckkraft kann vereinfachend von einem rechteckigen Spannungsblock im Druckbereich ausgegangen werden. In bestimmten Anwendungsgrenzen können die ansetzbaren Druckspannungen nach Gleichung (2.20) berechnet werden. Für weitere Anwendungsbereiche wie Stützenfüße sind bei der Verwendung einer Mörtelausgleichsschicht Bestimmungsgleichungen für die Betontragfähigkeit nach *DIN EN 1993-1-8* gegeben.

$$\sigma_c = 3 \cdot f_{cd} \tag{2.20}$$

Im Zugbereich wird wie im Druckbereich zwischen einer starren und nachgiebigen Ankerplatte unterschieden. Wenn die Kriterien nach Gleichung (2.21) für eine starre Platte nicht eingehalten sind, ist eine genauere Betrachtung unter Berücksichtigung der Abstützkräfte nach *DIN EN 1993-1-8* erforderlich. Dabei kann das Modell des äquivalenten T-Stummels nach Kapitel 2.3.2 angewendet werden.



Bild 2.9: Steife Ankerplatte im Zugbereich und Bedingung für zugbeanspruchte Verbindungsmittel

Im Rahmen des plastischen Nachweiskonzeptes wird angenommen, dass sich in der äußersten Verbindungsmittelreihe ein nichtlineares Tragverhalten einstellt. Es wird vorausgesetzt, dass plastische Umlagerungen zwischen den einzelnen Verbindungsmittelreihen möglich sind. Es ist möglich, dass nicht alle Verbindungsmittelreihen bis über den rein elastischen Bereich hinaus belastet werden, wenn z.B. die innere Dübelreihe zu nahe am Druckpunkt der Ankerplatte liegen und die Verformungen daher gering sind. Aus diesem Grund müssen die Verbindungsmittelreihen, die für den plastischen Lastabtrag der Zugkräfte angesetzt werden die Bedingungen nach Gleichung (2.22) und Bild 2.9 erfüllen.

$$a_7 > 0,4 \cdot a_8$$

Bei Einwirkung aus Zug- und Querlast ist nach Gleichung (2.23) eine Interaktion mit dem Exponent 1 zugelassen.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \le 1$$

(2.23)

(2.22)

2.3 Untersuchungen und Grundlagen zur Komponentenmethode

2.3.1 Allgemeines

Für den Nachweis von Anschlüssen im Stahl- und Verbundbau hat sich die Komponentenmethode als allgemein gültiger Bemessungsansatz durchgesetzt. Dabei wird der Anschluss in die maßgebenden Komponenten aufgeteilt und das nichtlineare Tragverhalten des Anschlusses kann abgebildet werden. Der Anschluss kann auf diese Weise als eine Kombination einzelner Grundelemente betrachtet werden, die in ihrem Zusammenwirken die Steifigkeit, Tragfähigkeit und die Rotationskapazität des Anschlusses wiedergeben können.

Damit ergeben sich effiziente Optimierungsmöglichkeiten, da die einzelnen Komponenten für sich betrachtet werden können und hinsichtlich ihres jeweiligen Verhaltens verbessert werden können. In den folgenden Abschnitten sind Forschungsvorhaben beschrieben, im Rahmen derer Bemessungsmodelle für die Anschlüsse zwischen Stahl- und Beton auf Grundlage der Komponentenmethode entwickelt wurden.

2.3.2 Modell des äquivalenten T-Stummels

Nach *DIN EN 1993-1-8* können Anschlüsse im Stahlbau und nach *DIN EN 1994-1-1* im Stahlverbundbau bemessen werden. Diese bieten die Möglichkeit einer optimierten Bemessung von Anschlüssen, da im Vergleich zur *DIN 18800* der teiltragfähige Bereich bestimmt werden kann. Die Komponentenmethode umfasst drei Berechnungsverfahren: die elastische, die starr-plastische und die elastisch-plastische Tragwerksberechnung. Innerhalb eines jeden Berechnungsverfahrens sind die Anschlüsse weiterhin zu klassifizieren, sodass ein vereinfachtes Anschlussmodell zugrunde gelegt werden kann. Die Klassifizierung erfolgt dabei über die Momententragfähigkeit, die Rotationssteifigkeit sowie die Rotationskapazität. In Bild 2.10 ist eine Übersicht über die Klassifizierung und Modellierung eines Anschlusses für die Tragwerksberechnung gegeben.

Berechnungs- verfahren	Klassifizierung der Anschlüsse nach	Klassifizierung der Anschlüsse		
elastisch	Steifigkeit	gelenkig	starr	verformbar
starr-plastisch	Beanspruchbarkeit	gelenkig	volltragfähig	teiltragfähig
elastisch- plastisch	Steifigkeit + Beanspruchbarkeit	gelenkig	biegesteif = starr + volltragfähig	nachgiebig = verformbar + volltragfähig verformbar + teiltragfähig starr + teiltragfähig
Anschlussmodell für die Tragwerksberechnung		$M = 0 \text{ und } \phi \neq 0$	$M \neq 0 \text{ und } \phi = 0$	Ø M ≠ 0 und φ ≠ 0

Bild 2.10: Klassifizierung und Anschlussmodelle für die Tragwerksberechnung nach Kuhlmann 2011

Nach *DIN EN 1993-1-8* kann ein Anschluss durch eine Rotationsfeder dargestellt werden. Die Momenten-Rotations-Charakteristik beschreibt dabei das im Anschluss einwirkende Biegemoment $M_{j,Ed}$ und einer dazugehörigen Rotation Φ_{Ed} . Nachfolgende Abbildung veranschaulicht die Momenten-Rotations-Charakteristik eines Träger-Stützenanschlusses.





Die Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ entspricht dabei dem maximalen Moment und die Rotationskapazität Φ_{Cd} der maximalen Rotation. Die Rotationssteifigkeit S_j ist gemäß Bild 2.11 mit der Sekantensteifigkeit gleichzusetzen. S_j gilt dabei bis eine Rotation Φ_{Xd} erreicht wird, wobei das einwirkende Moment M_{j,Ed} kleiner der Momententragfähigkeit M_{j,Rd} bleibt.

Die eingangs in diesem Kapitel erläuterten Berechnungsverfahren und die Klassifizierung der Anschlüsse werden im nachfolgenden genauer betrachtet.

Elastische Tragwerksberechnung



Bild 2.12: Klassifizierung von Anschlüssen nach der Steifigkeit - DIN EN 1993-1-8

$$S_{j,ini} \geq K_b \cdot EI_b / L_b$$

Mit:

 K_b Mittelwert aller I_b/L_b für alle Deckenträger eines Geschosses

= 8 bei Rahmentragwerken, bei denen zusätzliche Aussteifungen die Horizontalverschiebungen um mindestens 80 % verringern

= 25 bei anderen Rahmentragwerken, vorausgesetzt, dass in jedem Geschoss $K_b/K_c \ge 0.1$

- *I_b* Flächenträgheitsmoment zweiter Ordnung eines Trägers
- L_b Spannweite eines Trägers
- K_c Mittelwert aller I_c/L_c für alle Stützen einer Geschosses
- *I_c* Flächenträgheitsmoment zweiter Ordnung einer Stütze
- *L_c* Geschosshöhe einer Stütze

Bei linear-elastischen Berechnungsverfahren sind nach *DIN EN 1993-1-8* Anschlüsse in der Regel nach ihrer Rotationssteifigkeit zu klassifizieren. Diese werden in starre, gelenkige oder verformbare Anschlüsse eingeteilt. Dabei wird die Anfangssteifigkeit S_{j,ini} mit den Grenzkriterien nach Bild 2.12 verglichen.

Bereich 1 kennzeichnet dabei starre Anschlüsse, bei denen angenommen werden kann, dass diese eine ausreichend große Verdrehsteifigkeit aufweisen. Des Weiteren muss folgende Bedingung gelten.

(2.24)

In Bereich 3 werden gelenkige Anschlüsse klassifiziert, sofern nachfolgende Bedingung eingehalten ist.

$$S_{j,ini} \leq 0.5 \cdot EI_b / L_b$$

(2.25)

Bereich 2 werden alle Anschlüsse zugeordnet, die nicht in Bereich 1 oder 3 fallen. Diese sind als verformbar anzusehen. Die Anschlusssteifigkeiten haben in diesem Bereich Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung im System und müssen demzufolge bei der Berechnung des Tragwerks berücksichtigt werden. Der Entwurf eines verformbaren Anschlusses ist somit ein iterativer Prozess.

Starr-plastische Tragwerksberechnung

Hierbei werden Anschlüsse nach ihrer Tragfähigkeit klassifiziert, wobei diese eine ausreichende Rotationskapazität aufweisen müssen. Nach *DIN EN 1993-1-8* kann ein Anschluss als volltragfähig, gelenkig oder teiltragfähig klassifiziert werden, in dem ein Vergleich der Momententragfähigkeit M_{j,Rd} mit den Momententragfähigkeiten der angeschlossenen Bauteile geführt wird. Volltragfähig sind dabei die Anschlüsse, die eine größere oder zumindest gleichgroße Momententragfähigkeit M_{j,Rd} als die der angeschlossenen Bauteile aufweisen. *DIN EN 1993-1-8* definiert Anschlüsse mit einer Momententragfähigkeit kleiner als 25 % der plastischen Momententragfähigkeit der angeschlossenen Bauteile als gelenkig. Gelenkige Anschlüsse müssen zudem eine ausreichende Rotationskapazität aufweisen, sodass diese bei der Tragwerksberechnung als ideales Gelenk betrachtet werden können. Teiltragfähige Anschlüsse fallen weder in die Klassifizierung für volltragfähige noch für gelenkige Anschlüsse. Bild 2.13 zeigt die Kriterien eines volltragfähigen Anschlusses.



Bild 2.13: Volltragfähige Anschlüsse nach DIN EN 1993-1-8

Elastisch-plastische Tragwerksberechnung

Für die elastisch-plastische Tragwerksberechnung ist eine Klassifizierung sowohl nach der Tragfähigkeit als auch der Steifigkeit erforderlich. Des Weiteren sind bei der Ermittlung der Schnittgrößen die Momenten-Rotationscharakteristiken eines Anschlusses zu berücksichtigen. Nach *DIN EN 1993-1-8* kann hierbei ein bi-linearer Verlauf nach Bild 2.14 verwendet werden. Nach *Kuhlmann 2011* ist dieses Bemessungsverfahren anzuwenden, wenn Effekte aus der Tragwerksverformung, im Gegensatz zur starr-plastischen Tragwerksberechnung, nicht vernachlässigt werden können. Die Einteilung der Anschlüsse erfolgt hierbei in gelenkig, biegesteif und nachgiebig. Nachgiebige Anschlüsse sind entweder verformbar und volltragfähig, verformbar und teiltragfähig oder starr und teiltragfähig. Biegesteif sind sie, wenn sie sowohl starr als auch volltragfähig sind.




Grundkomponenten und Modell des äquivalenten T-Stummels

Der Grundgedanke der Komponentenmethode liegt darin, dass ein Anschluss durch eine gedankliche Zerlegung in seine Grundkomponenten aufgeteilt wird. Bild 2.15 zeigt die Grundkomponenten eines Träger-Stützenanschlusses mit überstehendem Stirnblech und das dazugehörende Federmodell zur Bestimmung der zuvor erläuterten Anschlusssteifigkeit.



Bild 2.15: Grundkomponenten eines Anschlusses mit überstehender Stirnplatte und zugehörigem Federmodell nach *Kuhlmann 2011*

Zur Berechnung der Tragfähigkeit einzelner Grundkomponenten (Stützenflansch mit Biegebeanspruchung, Stirnblech mit Biegebeanspruchung, Flanschwinkel mit Biegebeanspruchung, Fußplatte mit Biegebeanspruchung infolge Zugbeanspruchung) wird das Modell des äquivalenten T-Stummels verwendet. Die Beanspruchbarkeit des T-Stummels hängt dabei vom jeweiligen Versagensmodus ab. Modus 3 kennzeichnet das Schraubenversagen, der in der Regel bei dicken Flanschen oder Stirnblechen eintritt. Die Tragfähigkeit wird bei dieser Versagensart ausschließlich über die Zugtragfähigkeit der Schrauben bestimmt. Das vollständige Fließen des Flansches wird mit dem Modus 1 bezeichnet. Hierbei bilden sich vier plastische Gelenke, sodass die Beanspruchbarkeit nur von der Momententragfähigkeit des Flansches oder der Stirnplatte abhängig ist. Die Länge des T-Stummels wird über die Fließlinienmuster festgelegt. Der Versagensmodus 1 ist hauptsächlich bei geringen Stahldicken festzustellen. Mit dem Modus 2 werden die zuvor beschriebenen Modi kombiniert. Im Flansch bilden sich zwei Fließgelenke und die Schrauben versagen. Weiterhin ist bei den Versagensmodi 1 und 2 die Entstehung von Abstützkräften möglich, die die Beanspruchung in den Schrauben erhöhen. Dies wird in den Gleichungen zu Berechnung der Tragfähigkeit des T-Stummels implizit berücksichtigt.



Bild 2.16: Versagensarten des T-Stummels mit zwei Schrauben je Reihe nach Kuhlmann 2011

Tragfähigkeiten sowie die Versagensform werden wie nachfolgend nach *DIN EN 1993-1-8* im Modell dargestellt bestimmt. Der dazu eingeführte äquivalente T-Stummel berücksichtigt dabei neben einzelnen Schraubenreihen auch Schraubengruppen. Der überstehende Teil einer Kopfplatte ist als gesonderter äquivalenter T-Stummel anzusetzen.



Bild 2.17: Überstehende Stirnflächen als separater T-Stummelflansch nach DIN EN 1993-1-8

Die T-Stummellänge wird dabei über die effektive Länge der Fließlinien bzw. Fließmuster bestimmt. Dabei sind kreisförmige und nicht kreisförmige Fließmuster zu untersuchen. Hierfür gibt es nach *DIN EN 1993-1-8* Tabelle 6.4, 6.5 sowie 6.6 eine Reihe von effektiven Fließlinienlängen. Das Minimum der verschiedenen Fließlininenlängen, Einzelbetrachtung sowie Gruppenbetrachtung von Schraubenreihen, bestimmt die plastische Biegetragfähigkeit Mpl.1/2.Rd des T-Stummels.

Über den Vergleich der Dehnlänge Lb der Schraube mit einem Referenzwert Lb* wird geprüft, ob Abstützkräfte in den Versagensmodi 1 und 2 auftreten können. Dieser Referenzwert Lb* berücksichtigt die Geometrie des Anschlusses und den Spannungsquerschnitt der Schrauben. Für die verschiedenen Versagensmodi kann mit Hilfe der plastischen Biegetragfähigkeit Mpl, 1/2, Rd, die Tragfähigkeit F_{t.Rd} einer Schraubenreihe berechnet werden.

	Abstützkräfte kö	keine Abstützkräfte	
Modus 1	Verfahren 1	Verfahren 1 Verfahren 2 (alternatives Verfahren)	
ohne Futterplatten	$F_{\mathrm{T},1,\mathrm{Rd}} = \frac{4M_{\mathrm{pl},1,\mathrm{Rd}}}{m}$	$F_{\rm T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_{\rm w})M_{\rm pl,1,Rd}}{2mn - e_{\rm w}(m+n)}$	214
mit Futterplatten	$F_{\rm T,1,Rd} = \frac{4M_{\rm pl,1,Rd} + 2M_{\rm bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m} \qquad F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	
Modus 2	$F_{\mathrm{T,2,Rd}} = \frac{2M_{\mathrm{pl,2,Rd}} + n\Sigma F_{\mathrm{t,Rd}}}{m+n}$		
Modus 3	$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$		



Bild 2.18: Tragfähigkeit eines T-Stummelflansch bei Zugbeanspruchung nach DIN EN 1993-1-8 Tabelle 6.2

Die Berechnung der Steifigkeitskoeffizienten kann nach DIN EN 1993-1-8 Tabelle 6.11 durchgeführt werden. Im nachfolgenden wird lediglich auf die Komponente Stirnblech mit Biegebeanspruchung auszugsweise eingegangen.

Hier wird zwischen der Anzahl der auf Zug beanspruchten Reihen unterschieden. Wird eine Reihe auf Zug beansprucht, berechnet sich der Steifigkeitskoeffizient wie folgt.

$$k_5 = \frac{0.9 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3}{m^3} \tag{2.26}$$

Mit:

kleinste der wirksamen Längen l_{eff}

Stirnblechdicke t_p

т wie allgemein in Bild 6.11 DIN EN 1993-1-8 definiert

 $= m_x$ bei einer Schraubenreihe im überstehenden Teil des Stirnblechs

Bei einer Zugbeanspruchung von zwei oder mehr Schraubenreihen ist für diese für alle Grundkomponenten der äquivalente Steifigkeitskoeffizient k_{ea} zu ermitteln.

6)

$$k_{eq} = \frac{\sum_{r} k_{eff,r} \cdot h_r}{z_{eq}}$$
(2.27)

Mit:

 $k_{eff,r}$ effektiver Steifigkeitskoeffizient für die Schraubenreihe r unter Berücksichtigung der Steifigkeitskoeffizienten k_i für die Grundkomponenten

$$=\frac{1}{\sum_{i}\frac{1}{k_{i}r}}$$

h_r Abstand der Schraubenreihe r vom Druckpunkt

z_{eq} äquivalenter Hebelarm

$$= \frac{\sum_{r} k_{eff,r} \cdot h_{r}^{2}}{\sum_{r} k_{eff,r} \cdot h_{r}}$$

Bild 2.19 zeigt die zu berücksichtigenden Steifigkeitskoeffizienten bei geschraubten Stirnblechund Fußplattenverbindungen nach *DIN EN 1993-1-8*.

Träger-Stützenanschluss mit geschraubten Stirnblechverbindungen	Anzahl der Schraubenreihen mit Zugbeanspruchung	Zu berücksichtigende Steifigkeitskoeffizienten k _i
Einsoitig	Eine	k ₁ ; k ₂ ; k ₃ ; k ₄ ; k ₅ ; k ₁₀
Linseng	Zwei oder mehr	k ₁ ; k ₂ ; k _{eq}
Zureiseitia Memonte gleich und gegenläufig	Eine	k ₂ ; k ₃ ; k ₄ ; k ₅ ; k ₁₀
Zweisenig — Momente gleich und gegenlaung	Zwei oder mehr	<i>k</i> ₂ ; <i>k</i> _{eq}
Zwoizeitia Momente vereshieden	Eine	k ₁ ; k ₂ ; k ₃ ; k ₄ ; k ₅ ; k ₁₀
Zweisenig — Momente verschieden	Zwei oder mehr	k ₁ ; k ₂ ; k _{eq}
Träger-Stoß mit geschraubten Stirnblechverbindungen		
Zwoisoitia Momente gleich und gegenläufig	Eine	k ₅ [links]; k ₅ [rechts]; k ₁₀
Zweiseitig — Momente gleich und gegenlaung	Zwei oder mehr	k _{eq}
Fußplattenverbindungen		
	Eine	k ₁₃ ; k ₁₅ ; k ₁₆
Fußplattenverbindungen	Zwei oder mehr	k_{13} ; k_{15} und k_{16} für jede Schraubenreihe



2.3.2.1 Untersuchungen nach Schmidt 2008

In Schmidt 2008 wurde ein Modell zur Berechnung geschraubter Stirnplattenverbindungen entwickelt, der eine Übertragung des zweireihigen Modells auf ein vierreihiges Modell beinhaltet.

Bei einer Erweiterung auf eine vierreihige Anordnung der Schrauben, muss zusätzlich die Lastverteilung auf die Schrauben betrachtet werden. Starre Ankerplatten haben durch ihre große Steifigkeit sehr geringe bzw. keine Biegeverformungen, sodass die Zugkraftanteile bei außen und innen liegenden Schrauben nur gering variieren. Dünne Ankerplatten hingegen haben durch die unterschiedliche Belastung von Trägerflansch und Trägersteg variierende Zugkraftanteile in den Schrauben. Der Abtrag der Flanschkräfte und die unterschiedliche Verteilung der Kräfte bewirkt eine differenzierte Betrachtung von innen und außen liegenden Schrauben, während die Beanspruchung des Trägersteges fast ausschließlich auf die innere Schraube fällt.

Bei breitflanschigen Trägerprofilen (HEA, HEB) kann demzufolge auf eine annähernd gleichmäßige Beanspruchungsverteilung über den Trägerflansch auf innere und äußere Schrauben

2.28)

ausgegangen werden. Der Lastabtrag bei schmalflanschigen Trägerprofilen (IPE) ist auf die äußere Schraube durch den kleinen Trägerflansch begrenzt.

Eine Betrachtung der drei beschriebenen Versagensmodi macht deutlich, dass bei geringen Ankerplattendicken, durch die Bildung der Fließgelenke (Versagensmodus 1) die unterschiedliche Schraubenkraftverteilung keinen Einfluss auf die Gesamtragfähigkeit und somit auf das vollständige Plastizieren der Ankerplatte hat. Beim kombinierten Versagensmuster (Versagensmodus 2) hingegen, wird durch Bildung des plastischen Momentengelenkes an der Lasteinleitungsstelle die Grenzzugkraft der inneren Schraube erreicht und somit die Beanspruchbarkeit des gesamten Anschlusses durch den Zugkraftanteil der äußeren Schraube signifikant positiv beeinflusst.



Bild 2.20: Darstellung der Schraubenkraftverteilung bei verschiedenen Belastungszuständen -Beispiel FE-Studie Schmidt 2008

Durch die Bildung des Fließgelenkes und die dadurch veränderten Steifigkeitsverhältnisse in der Platte wird die äußere Schraube bei steigender plastischer Verformung immer mehr am Lastabtrag beteiligt.

Berücksichtigung der möglichen Versagensmodi:

a. Versagensmodus 1 (reines Flanschfließen)

Für die Ermittlung der Grenztragfähigkeit nach Versagensmodus 1 müssen die beschriebenen unterschiedlichen Steifigkeitsverteilungen berücksichtigt werden. *Schmidt 2008* gibt ein Stabmodell (vgl. Bild 2.21), nachdem diese Wichtungen erfolgen kann.



Bild 2.21: Stabmodell zur Verteilung der Lasten auf die vorhandenen Schrauben Schmidt 2008

Die Biegesteifigkeit der einzelnen dargestellten Stäbe unter der Annahme, dass diese 1 mm breit sind, kann wie folgt ermittelt werden.

$$K_i = \frac{E \cdot t_p^3}{12 \cdot l_i^3} \tag{(}$$

Die Wichtungen des Trägerflansches und des Trägersteges können somit nach Gleichung (2.29) berechnet werden.

$$\rho_{F} = \frac{K_{1} + K_{2}}{\sum_{i=1}^{4} K_{i}}$$
und
$$\rho_{S} = \frac{K_{3} + K_{4}}{\sum_{i=1}^{4} K_{i}}$$
(2.29)

Die Verteilung der maßgebenden effektiven Längen für ausgesteifte Schraubenreihen wird gemäß der Biegesteifigkeit auf die Stäbe 1-4 aufgeteilt.

$$l_{eff,1,F} = \rho_F \cdot l_{eff,1}$$
und
(2.30)

ana

 $l_{eff,1,S} = \rho_S \cdot l_{eff,1}$

Tabelle 2.3: Effektive Fließlinienlängen für ausgesteifte Schraubenreihen bei IH2- und IH4-Geometrien - Schmidt 2008

	Fließkegel			Fließmust	ter
		l _{eff,k}			I _{eff,m1}
1		$2 \cdot \pi \cdot m$ + $2 \cdot w_2$	1	00	$lpha \cdot m$
2	•	$\pi \cdot m$ $+2 \cdot (w_2 + w_3)$			

Die Grenztragfähigkeit der innerhalb des Profils liegenden Schrauben kann somit nach Gleichung (2.31) bestimmt werden. Hierbei müssen lediglich die unterschiedlichen Hebelarme m und m_s berücksichtigt werden.

$$F_{T,1,F,Rk} = \frac{4 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot \rho_F \cdot l_{eff,1}}{m_s}$$

und

$$F_{T,1,S,Rk} = \frac{4 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot \rho_S \cdot l_{eff,1}}{m}$$
(2.31)

 $F_{T,1,Rk} = F_{T,1,F,Rk} + F_{T,1,S,Rk}$

Die Grenztragfähigkeit des Stirnplattenüberstandes für außerhalb des Trägerprofils liegende Schrauben kann analog zur Vorgehensweise nach *DIN EN 1993-1-8* erfolgen.

$$F_{T,1,Rk}^{*} = \frac{4 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot l_{eff,1}}{m_{\chi}}$$
(2.32)

Die Bestimmung von $I_{eff,1}$ für eine Gruppenbildung kann analog zu *DIN EN 1993-1-8* ermittelt werden und ist in Tabelle 2.4 dargestellt.

	Fließkegel			Fließmus	ter
		l _{eff,k}			I _{eff,m1}
1	e x W W2 2	$2 \cdot \pi \cdot m$ + $2 \cdot w_2$	1		$4 \cdot m_x + 1,25 \cdot e + w_2$
2		$\pi \cdot m$ $+2 \cdot (w_2$ $+w_1 \cdot 0,5)$	2		$2 \cdot m_x$ $+0.625 \cdot e$ $+w_2 + 0.5 \cdot w_1$
3		$\pi \cdot m_x$ $+2 \cdot (w_2 + w_3)$	3		$2 \cdot m_x$ $+0.625 \cdot e + w_2$ $+w_3$
4		$0,5 \cdot \pi \cdot m_x$ $+w_2 + w_3 + e$	4	00	$\frac{b_p}{2} < \frac{b_p}{2} + \sqrt{2} \cdot 0.8 \cdot a_f$
5		$0,5 \cdot \pi \cdot m_x$ $+w_2$ $+w_1 \cdot 0,5 + e$			
6		$\pi \cdot m_x$ $+w_2 + 2 \cdot e$			

Tabelle 2.4: Effektive Fließlinienlängen für den	Stirnplattenüberstand bei IH4-Geometrien -
Schmidt	2008

b. Versagensmodus 2 (kombiniertes Versagen)

Im Grenzzustand des kombinierten Versagens tritt zunächst, analog zu Versagensmodus 1, das plastische Momentengelenk an der Lasteinleitungsstelle der Platte auf. Im Weiteren versagt die innere Schraube durch die plastische Verformung der Platte und den dadurch entstehenden Membraneffekt durch eine Zug- Schubbeanspruchung.

Das zugrundeliegende beschriebene T-Stummelmodell der *DIN EN 1993-1-8* für Versagensmodus 2 hat bei 4 Schrauben in einer Reihe, durch die getrennte Betrachtung der Lastabtragsrichtungen auf die innere Schraube, keine Gültigkeit mehr. Hierbei wird bei Bildung von zwei Fließgelenken (Steg und Flansch) die Grenzzugtragfähigkeit der inneren Schraube überschritten, was umgekehrt betrachtet bedeutet, bei Erreichen der Grenzzugtragfähigkeit der inneren Schraube bildet sich in einer Lastabtragsrichtung kein plastisches Fließgelenk in der Platte. Der Tragfähigkeitsanteil der äußeren Schraubenreihe innerhalb des Trägerprofils, kann wie folgt ermittelt werden.

$$F_{T,2,i,Fa,Rk} = \frac{2 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot l_{eff,2,Fa} + 2 \cdot F_{t,Rk} \cdot n_s}{m_s + n_s}$$
(2.33)

Mit: n_s

$$n_s = 1,25 \cdot m_s$$
; Lage der Abstützkraft Q - Zoetemeijer 1974

Die innere Schraube innerhalb des Trägerprofils muss gemäß der Gewichtung der Zugbeanspruchung aus Steg und Flansch wie folgt abgebildet werden.

$$F_{T,2,i,S,Rk} = \frac{2 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot (l_{eff,2,Fi} + l_{eff,2,S}) + 2 \cdot F_{t,Rk} \cdot 1,25 \cdot m}{m_s + 1,25 \cdot m}$$
(2.34)

Mit:

$$\begin{split} l_{eff,2,Fi} & l_{eff,2,Fi} = l_{eff,2,F} \cdot \rho_{Fi} \\ l_{eff,2,Fa} & l_{eff,2,Fa} = l_{eff,2,F} \cdot (1 - \rho_{Fi}) \\ \rho_{Fi} & \rho_{Fi} = \frac{\frac{w_1}{2} + \frac{w_2}{2}}{\frac{b_b}{2}} \end{split}$$

Durch Addition der Einzeltragfähigkeiten kann die Gesamttragfähigkeit für die innerhalb des Trägerprofils liegenden Schraubenreihen wie folgt ermittelt werden.

$$F_{T,2,i,Rk} = F_{T,2,i,Fa,Rk} + F_{T,2,i,S,Rk}$$
(2.35)

Für den Stirnplattenüberstand kann entsprechend *DIN EN 1993-1-8* unter Berücksichtigung der modifizierten Fließlinienlängen vorgegangen werden.

$$F_{T,2,Rk}^{*} = \frac{2 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot l_{eff,2} + 4 \cdot F_{t,Rk} \cdot e}{m_{\chi} + e}$$
(2.36)

Mit:

 $e = e_x$ und $e < 1,25 \cdot m_x$

c. Versagensmodus 3 (Schraubenversagen)

Für Versagensmodus 3, das reine Schraubenversagen innerhalb einer Schraubenreihe ist die Tragfähigkeit wie in *DIN EN 1993-1-8* beschrieben hinreichend genau bekannt. Bei annähernd starren Platten kommt es auf Grund der gleichmäßigen Zugkraftverteilung auf die Schrauben zum Abreißen dieser. Die Grenztragfähigkeit ergibt sich zu.

$$F_{T,3,Rk} = \sum F_{t,Rk} \tag{2.37}$$

Mit:

 $F_{t,Rk}$

Bemessungswert der Zugtragfähigkeit eines Kopfbolzens

Unabhängig vom Versagensmodus, muss für eine 4-reihige Anschlusskonfiguration nachfolgender zusätzlicher Nachweis geführt werden. Dieser beschreibt die Grenzzugtragfähigkeit von Trägerflansch und -steg, da beide anteilsmäßig getrennt in die Berechnung eingehen. Es wird dadurch sichergestellt, dass die ermittelte Zugbeanspruchung aller Schraubenreihen im die maximale Grenzzugbeanspruchbarkeit von Flansch und Steg nicht überschreitet.

$$F_{t,i,Rd} = (A_F + A_S) \cdot f_y \tag{2.38}$$

Mit:

 $A_F \qquad Flanschfläche \\ = b_b \cdot t_f$

A_S zugbeanspruchte Stegfläche

$$= \rho_S \cdot l_{eff} \cdot b_b \cdot t_w$$

Die Berechnung der Steifigkeitskoeffizienten für vier Schrauben je Reihe kann analog zu DIN EN 1993-1-8 erfolgen. Beim Zusammenfügen der Einzelfedern müssen jedoch die unterschiedlichen Lastabtragsrichtungen berücksichtigt werden. Für den T-Stummel im Stirnplattenüberstand kann die Steifigkeit kü durch Parallelschalten der Schraubenfedern und anschließendes Serienschalten mit den Federn, die die Stirnplatte abbilden, berechnet werden.

$$k_{\ddot{U}} = \frac{1}{\frac{2}{k_{Platte}} + \frac{1}{2 \cdot k_{Schraube}}}$$
(2.39)

Mit: k_{Platte}

Steifigkeitskoeffizient der Platte

$$= \frac{0.9 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3}{m_x^3}$$

Steifigkeitskoeffizient der Schraube
$$= \frac{1.6 \cdot A_S}{2}$$

k_{Schraube}

$$\frac{1,6 \cdot A_S}{L_B}$$

=

Bei der innerhalb des Trägerprofils liegenden Schraubenreihe erfolgt die Berücksichtigung der Lastabtragsrichtung wie beschrieben dadurch, dass die innere Schraube dem Steg und die äußere Schraube dem Flansch zugeordnet wird. Für die Flanschrichtung gilt

$$k_F = \frac{1}{\frac{2}{k_{Platte}} + \frac{1}{k_{Schraube}}}$$
(2.40)

Mit:

k_{Platte}

Steifigkeitskoeffizient der Platte $=\frac{0.9\cdot l_{eff}\cdot t_p^3}{m_s^3}$

Für die Federsteifigkeit der dem Steg zugeordneten Schraube gilt

$$k_{S} = \frac{1}{\frac{2}{k_{Platte}} + \frac{1}{k_{Schraube}}}$$
(2.41)

Mit: k_{Platte}

Steifigkeitskoeffizient der Platte

$$\frac{0,9 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3}{m^3}$$

_

Die Summe der beiden Steifigkeiten k_F und k_S ergibt den Steifigkeitskoeffizienten k_I der innerhalb des Trägerprofils liegenden Schraubenreihe. Somit kann der äquivalente Steifigkeitskoeffizient k_{eq} nach Gleichung (2.27) berechnet werden.

2.3.2.2 Untersuchungen nach Demonceau u.a. 2011 und Couchaux u.a. 2015

Für Stirnplattenanschlüsse mit einer mehrreihigen Anordnung der Verbindungsmittel wurde nach *Demonceau u.a. 2011* ein Bemessungsansatz der Komponente des T-Stummels mit einer vierreihigen Anordnung der Kopfbolzen hergeleitet. Für die außen liegende Kopfbolzenreihe sind im Versagensmodus 1 die zu berücksichtigenden Fließlinienlängen vergleichbar mit den Ergebnissen nach *Schmidt 2008*. Für die innenliegende Schraubenreihe werden für den ausgesteiften T-Stummelflansch die Fließlinienlängen in Abhängigkeit der geometrischen Lage der Verbindungsmittel zum Flansch und Steg nach *DIN EN 1993-1-8 Bild 6.11* errechnet.





Bild 2.22: Versagensmodus 2p mit Abstützkräften nach *Couchaux u.a. 2015*

Bild 2.23: Versagensmodus 2np ohne Abstützkräften nach *Couchaux u.a. 2015*

Beim kombinierten Versagen im Modus 2 wird nach *Demonceau u.a. 2011* unterschieden, ob Abstützkräfte auftreten oder nicht. Für den Fall, dass Abstützkräfte nach Bild 2.22 auftreten wird die Tragfähigkeit des T-Stummels nach Gleichung (2.42) unter Berücksichtigung der geometrischen Abstände m, n₁ und n₂ nach dem Prinzip der virtuellen Arbeit hergeleitet, in dem keine Wichtungsfaktoren berücksichtigt werden müssen.

$$F_{T,2,Rd,p} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + \frac{\sum F_{t,Rd}}{2} \cdot \left(\frac{n_1^2 + 2n_1^2 + 2n_1n_2}{n_1 + n_2}\right)}{m + n_1 + n_2}$$
(2.42)

Wenn nach Bild 2.23 keine Abstützkräfte im T-Stummel auftreten kann die Tragfähigkeit des T-Stummels nach Gleichung (2.43) berechnet werden.

$$F_{T,2,Rd,np} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + \frac{\sum F_{t,Rd}}{2} \cdot n_1}{m + n_1}$$
(2.43)

Die Tragfähigkeit des T-Stummels im Modus 3 ist identisch mit *Schmidt 2008* nach Gleichung (2.36). Zur Berechnung der Momententragfähigkeit des Stirnplattenanschlusses mit mehrreihiger Schraubenanordnung werden die Tragfähigkeiten der einzelnen Schraubenreihen berechnet und mit dem jeweiligen inneren Hebelarm der Reihe multipliziert. Die Herleitung der der oben beschriebenen Gleichungen und ein Bemessungsbeispiel für Stirnplattenanschlüssen mit mehrreihiger Schraubenanordnung ist in *Couchaux u.a. 2015* gegeben.

2.3.2.3 Untersuchungen von Wald u.a. 2008 und Kuhlmann u.a. 2012

Im Bereich von Stützenfüßen treten vergleichbare Beanspruchungen wie in den in diesem Forschungsvorhaben untersuchten Querkraftanschlüssen auf. Grundlage für die Nachweiskonzepte für Stützenfußanschlüsse mit langen Ankerschrauben nach *DIN EN 1993-1-8* sind in *Wald u.a. 2008a* und *Wald u.a. 2008b* beschrieben. Voraussetzung für den Nachweis dieser Anschlüsse auf Grundlage der Komponentenmethode ist, dass ein Stahlversagen der langen Ankerschrauben maßgebend wird. Im Vergleich zum reinen Stahl Anschluss können bei einem Anschluss zwischen Stahl und Beton auf Grund der erforderlichen Verankerungslänge und der daraus resultierenden längeren Dehnlänge der Verbindungsmittel große Verformungen auftreten. Des Weiteren ist zu berücksichtigen, dass die Fußplatten im Bereich der Stützenfüße zur Übertragung der erforderlichen Druckkräfte nach *Steenhuis u.a. 2008* ausreichend starr ausgebildet werden müssen und das Auftreten von Abstützkräften nach *Wald u.a. 2008b* oder *DIN EN 1993-1-8* zu prüfen ist.

In neueren Untersuchungen nach *Kuhlmann u.a. 2012* wird für die Ausführung der Stützenfußanschlüsse mit dünnen Ankerplatten ein Komponentenmodell hergeleitet, das die Nachgiebigkeit der Ankerplatte unter Biegung berücksichtigt. Dabei werden im vorgeschlagenen Modell die resultierenden Zugbeanspruchungen errechnet, die durch die Fließgelenkbildung und die Ausbildung von Membraneffekten in der Ankerplatte entstehen. Die Tragfähigkeit der Komponente "Ankerplatte auf Biegebeanspruchung" wird durch mögliche Versagensmechanismen des Zugund Schubversagens der Gewindebolzen, der Zugtragfähigkeit der Ankerplatte und dem Durchstanzen der Kopfbolzen im Bereich des Dübelfußes begrenzt.

2.3.3 Komponentenmethode als Berechnungsmodell für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton

2.3.3.1 Allgemeines

Im Bereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton wurden an der Universität Stuttgart Versuche an Ankerplatten unter Randeinfluss (*Kuhlmann u.a. 2007, Kuhlmann u.a. 2013*) und Versuche ohne spezielle Betrachtung der Einflüsse durch einen geringen Randabstand durchgeführt. Im vorliegenden Forschungsvorhaben lag der Fokus auf der Anzahl der verwendeten Verbindungsmittel. Aus diesem Grund werden im Folgenden die Ergebnisse der Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl- und Beton ohne Berücksichtigung der Untersuchungen mit Randeinflüssen dargestellt.

Neben den in diesem Kapitel beschriebenen Untersuchungen wurden des weiteren Querkraftversuche an Ankerplatten im Rahmen des Forschungsvorhabens *Kuhlmann u.a. 2012* durchgeführt. In diesen Untersuchungen lag der Fokus auch auf dem Einfluss der Rückhängebewehrung der in Kapitel 2.3.4 separat beschrieben sind.

2.3.3.2 Untersuchungen von Kuhlmann, Imminger 2003 und Rybinski 2014



Bild 2.24: Komponentengruppen nach *Kuhlmann, Imminger* 2003

Bild 2.25: Zusatzbügel nach Kuhlmann, Imminger 2003

In Untersuchungen von *Kuhlmann u.a. 2003* wurden Versuche an Ankerplatten mit einer zweiund einer dreireihigen Anordnung von Kopfbolzen durchgeführt. In den Untersuchungen wurden neben Kopfbolzen auch angeschweißte Bewehrungsstäbe für die Übertragung der Schubkräfte auf der lastabgewandten Seite und angeschweißte Schubknaggen für die Übertragung der Schubkräfte verwendet. Im Forschungsvorhaben wurden ein Bemessungskonzept auf Grundlage der Komponentenmethode entwickelt mit dem die Traglasten für reine Querlast, reine Zuglast sowie Schrägzug gut wiedergegeben werden können (vgl. Bild 2.24). Im Bereich der Komponentengruppe der Kopfbolzen unter Zug wurde zur Traglaststeigerung Rückhängebewehrung eingelegt. Dabei wurde mit der Variation der Anzahl der Bügelschenkel der Bewehrungsgrad variiert. Über die Zulagebewehrung konnte die Tragfähigkeit der Ankerplatte gegenüber den unbewehrten Versuchskörpern bei der Verwendung von zwei Bewehrungsbügeln um 45 % gesteigert werden und ein duktileres Bauteilversagen erzielt werden. Mit der Variation der Anzahl der Bewehrungsbügel im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen konnte gezeigt werden, dass die Bewehrungsbügel nur in einem bestimmten Abstand zu den Kopfbolzen aktiviert werden können. Bei einer mehrreihigen Anordnung der Bewehrungsbügel konnte eine nur geringe Traglaststeigerung festgestellt werden. Für die Bestimmung der Tragfähigkeit der Zugkomponente wurde ein Ansatz nach *Eligehausen u.a. 2000* angesetzt, nach dem die Tragfähigkeit der Bewehrung mit Gleichung (2.44) berechnet werden kann.

$$N_{u,a} = N_{u1} + N_{u2} \le A_{s,re} \cdot f_{yk} \tag{2.44}$$

Mit:

N_{u1} über Hakentragwirkung übertragbare Kraft;

- N_{u2} über Verbundwirkung abtragbare Kraft;
- *A*_{s,re} Querschnittsfläche der Bewehrung;
- f_{yk} Streckgrenze der Bewehrung.

Modell für Ankerplatte unter Zugbeanspruchung



Modell für Ankerplatte unter Querkraftbeanspruchung



Modell für Ankerplatte unter Schrägzugbeanspruchung



Bild 2.26: Stabwerkmodelle für steife Ankerplatten mit zweireihiger Kopfbolzenanordnung nach *Rybinski 2014*

Für die Ankerplatten unter Zug-, Querkraft- und Schrägzugbeanspruchung wurden analytische Modelle hergeleitet, die in *Rybinski 2014* dargestellt sind. In allen Modellen werden zunächst die Tragfähigkeiten der einzelnen Kopfbolzenreihen bestimmt und die Interaktionsnachweise für jede Reihe separat geführt. Für die Ankerplatten unter exzentrischer Querbeanspruchung

wird ein Ersatzsystem hergeleitet, in dem für die Normalkraftkomponenten in einen rein momentenbeanspruchten Anschluss und einen durch Normal- und Querkräfte beanspruchten Anschluss unterteilt wird (vgl. Bild 2.26).

2.3.3.3 Untersuchungen von Kuhlmann, Eligehausen 2008

Im Rahmen von Untersuchungen von *Kuhlmann u.a. 2008* wurden Versuche an biegeweichen Stützenfüßen mit Kopfbolzen und Hinterschnittankern unter Querkraft und unter gleichzeitig wirkender Querkraft und Druckkraft durchgeführt (vgl. Bild 2.27). Neben dem Verbindungsmitteltyp wurden die Ankerplattendicke und die Reibung variiert. Zur Minimierung des Reibwiderstandes wurden Teflonlagen im Bereich zwischen Ankerplatte und Mörtelschicht angebracht. In allen Versuchen wurden jeweils vier Verbindungsmittel pro Ankerplatte verwendet.



Bild 2.27: Versuche unter Quer- und Druckkraft nach *Kuhlmann, Eligehausen 2008b*

Bild 2.28: Starre und nachgiebige Ankerplatte nach *Kuhlmann, Eligehausen 2008b*

In den Versuchen konnte sowohl Betonversagensmechanismen durch Ausbildung eines kegelförmigen Betonausbruchs sowie ein Stahlversagen der Kopfbolzen durch Zug- und Schubversagen beobachtet werden. Bei der Ausbildung der Betonausbruchkegel kam es durch den ausreichenden Abstand der Kopfbolzen nur zu einer geringen Überlagerung der Ausbruchkegel. In den Versuchen mit dünnen Ankerplatten trat ein duktiles Versagen im Zugbereich der Ankerplatte durch die Ausbildung von Fließgelenken im Bereich des T-Stummels auf (vgl. Bild 2.28).

In numerischen Untersuchungen wurden Parameter wie der Achsabstand zwischen den Verbindungsmitteln, Ankerplattendicke, der Normalkraftanteil in der Stütze und die Dicke der Mörtelschicht variiert. In diesen Untersuchungen konnten die Kräfteverteilung der Querkräfte auf die beiden Verbindungsmittelreihen und der Reibanteil ermittelt werden. In den FE-Modellen der Versuche ohne Mörtelschicht konnte festgestellt werden, dass mit der Variation des Reibbeiwertes die Querkräftragfähigkeit des Anschlusses ansteigt. Auf die Verteilung der Querkräfte zwischen den einzelnen Kopfbolzenreihen hatte der Reibbeiwert keinen Einfluss da die Querkräfte im Verhältnis zur wachsenden Tragfähigkeit anstiegen. Mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen wurde in *Kuhlmann u.a. 2008* ein Reibungsbeiwert mit $\mu = 0,2 \div 0,3$ empfohlen.

Auf Grundlage der experimentellen und numerischen Untersuchungen wurde für die biegeweichen Stützenfüße ein analytisches Bemessungsmodell entwickelt, das das Tragverhalten des Anschlusses wiedergibt. Für die Einzelkomponenten wurden zunächst die Bestimmungsgleichungen für die Traglasten und die Last-Verformungsbeziehungen aufgestellt und anhand von Versuchsdaten verifiziert. Die Last-Verformungsbeziehungen und die Traglasten wurden im nächsten Schritt im analytischen Modell berücksichtigt, in dem die Gleichgewichtsbeziehungen in vertikaler und horizontaler Richtung getrennt betrachtet wurden. Für die programmtechnische Umsetzung wurde die Ankerplatte in Elemente unterteilt und Last-Verformungsbeziehungen in vertikaler und horizontaler Richtung über Federelemente definiert. Im Vergleich der errechneten Traglasten des analytischen Modells mit den Versuchslasten konnte eine zufriedenstellende Übereinstimmung erzielt werden.

2.3.4 Berücksichtigung von Rückhängebewehrung im Bereich von Ankerplatten

2.3.4.1 Allgemeines

Die Tragfähigkeit der reinen Betonkomponenten bei Ausbildung eines Betonausbruchkegels kann über die Zulage einer Rückhängebewehrung gesteigert werden. Die Zusatzbewehrung kann nach *DIN EN 1992-4* rechnerisch für eine Einwirkung durch eine Normalkraft angesetzt werden indem die Versagensmechanismen des Stahlversagens der Bewehrung nach Gleichung (5.8) und des Verbundversagens nach Gleichung (5.9) berücksichtigt werden. Bei der Beanspruchung eines Verbindungsmittels durch eine Querlast kann der Nachweis des Betonkantenbruchs entfallen, wenn die einwirkenden Lasten von der Zusatzbewehrung aufgenommen werden kann.

In den Bemessungsansätzen der Traglasten nach *DIN EN 1992-4* werden die Versagensmechanismen aus dem Bereich der Bewehrung und des Betons getrennt betrachtet. Der Versagensmechanismus nach Gleichung (5.8) und Gleichung (5.9) mit der geringsten Tragfähigkeit wird maßgebend, wenn die Zusatzbewehrung innerhalb definierter Anwendungsgrenzen im Bereich des Verbindungsmittels angeordnet wird. Untersuchungen von *Kuhlmann u.a. 2011* haben gezeigt, dass mit den vorhandenen Bemessungsvorschriften nach *DIN EN 1992-4* die Tragfähigkeiten deutlich unterschätzt werden. In den folgenden beiden Abschnitten werden Bemessungskonzepte dieser neuartigen Anschlüsse beschrieben.

2.3.4.2 Untersuchungen von Kuhlmann u.a. 2011

In den Untersuchungen von *Kuhlmann u.a. 2011* wurden im Rahmen des europäischen Forschungsprojektes INFASO (INovative FAstening SOlutions) Bemessungsmodelle für gelenkige Querkraftanschlüsse, Stützenfüße und momententragfähige Verbundanschlüsse entwickelt. In der interdisziplinären Zusammenarbeit zwischen Fachbereichen des Stahlbaus und der Befestigungstechnik wurden speziell die Versagensmechanismen der Betonkomponenten unter Berücksichtigung der zusätzlichen Rückhängebewehrung untersucht.

In den Versuchen der gelenkigen Anschlüsse wurde die Rückhängebewehrung im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen eingelegt (vgl. Bild 2.29). Für die Versuchskörper wurden Ankerplatten mit einer zweireihigen Anordnung der Kopfbolzen verwendet, so dass die Zugkomponente eindeutig der hinteren Kopfbolzenreihe zugeordnet werden konnte. Neben der Variation der Exzentrizität der Querkraft wurden Versuche auch in ungerissenem Beton durchgeführt. In den Versuchen konnte eine Traglaststeigerung durch die Anordnung einer Rückhängebewehrung beobachtet werden (vgl. Bild 2.30). In den Versuchen konnte durch die Anordnung der Bewehrung ein sprödes Versagen verhindert werden.











Bild 2.31: Komponentenmodell des Betons für Kopfbolzen mit und ohne Rückhängebewehrung

Für die Entwicklung eines analytischen Bemessungsmodells des Gesamtanschlusses wurde für die Zugkomponenten ein Bemessungsmodell entwickelt, das die gemeinsame Tragwirkung bei Ausbildung eines Betonausbruchkegels im Zusammenwirken mit der Rückhängebewehrung berücksichtigt. In experimentellen Untersuchungen wurden Zugversuche an Ankerplatten mit zwei Kopfbolzen durchgeführt, mit denen der Zugbereich des Anschlusses abgebildet werden konnte. In den Versuchen war die traglaststeigernde Wirkung der Rückhängebewehrung teilweise so groß, dass anstelle eines Betonversagensmechanismus ein Stahlversagen beobachtet werden konnte. Neben den Versuchen mit Kopfbolzen und Rückhängebewehrung wurden auch Zugversuche an einbetonierten Bewehrungsstäben durchgeführt und Last-Verformungsbeziehungen für diese Versuche aufgestellt.

Im analytischen Modell wurde die traglaststeigernde Wirkung über die Parallelschaltung der beiden Komponenten Betonversagen und Rückhängebewehrung nach Bild 2.31 berücksichtigt. Für die einzelnen Federkomponenten werden dabei Last-Verformungsbeziehungen aufgestellt. Mit der Steigerung der Last bildet sich mit dem Erreichen des Lastniveaus der reinen Betontragfähigkeit bei Betonversagen der Riss vom Kopfbolzenkopf zur Betonoberfläche hin. Die Tragfähigkeit der reinen Betonkomponente nimmt ab und die Verformungen nehmen zu, so dass die Rückhängebewehrung im Bereich der Zugkomponente aktiviert wird. Im Idealfall ist eine Traglaststeigerung bis zum Stahl- oder Verbundversagen der Rückhängebewehrung möglich.

Bei einer nicht ausreichenden Einbindelänge der Kopfbolzen und eines zu großen Abstandes der Rückhängebewehrung zum Kopfbolzen kann sich ein kleinerer Betonausbruchkegel im Bereich zwischen der Rückhängebewehrung bilden. Dieser so genannte Druckstrebenbruch bildet einen weiteren Versagensmechanismus gegenüber dem das Betonversagen in Zusammenwirkung mit der Rückhängebewehrung abgegrenzt werden muss.

Die neuen INFASO Komponenten mit den Versagensmechanismen des Stahl- und Verbundversagens der Rückhängebewehrung in Kombination mit dem reinen Betonausbruch und dem Druckstrebenbruch sind Grundlage für die Zugkomponente der Versuche mit großen Ankerplatten. In Kapitel 5.2.1.4 sind die maximalen Traglasten dieser Komponenten und in Kapitel 5.2.5 die Steifigkeiten dieser Komponenten aufgeführt.

2.3.4.3 Untersuchungen von Berger 2015

In *Berger 2015* wurde ein vereinfachter Bemessungsansatz für die Berücksichtigung zusätzlicher Bewehrung im Bereich von zugbeanspruchten Kopfbolzen entwickelt. Dieser Ansatz berücksichtigt wie das genauere Vorgehen nach *Kuhlmann u.a. 2011* die Umlagerung der Kraft vom Beton auf die Bewehrung und die traglaststeigernde Wirkung. Dabei kann der Traglastanteil der Rückhängebewehrung nach Gleichung (2.45) berechnet werden.

$$N_{u} = N_{u,c} + N_{s,y} \cdot \left(1 + \frac{k_{c}}{k_{s}}\right) = N_{u,c} + \alpha_{ef} \cdot N_{s,y}$$
(2.45)

Mit:

N_{u,c} Tragfähigkeit bei Betonversagen;

N_{s,y} Tragfähigkeit bei Stahlversagen;

 k_c Steifigkeit des Betons im abfallenden Ast;

*k*_s Steifigkeit des Bewehrungsstahls im abfallenden Ast;

Auf Grund des geringen Einflusses des Bewehrungsgrades der Rückhängebewehrung auf den Quotient der beiden Steifigkeiten wird in *Berger 2015* ein vereinfachter Ansatz mit einem Effektivitätsfaktor der Bewehrung von $\alpha_{ef} = 0.6$ vorgeschlagen.

Neben den Versagensmechanismen in der Rückhängebewehrung und der Ausbildung eines reinen Betonausbruchkegels wurde das Modell für den Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung weiter zugeschärft. Für den Betondruckstrebenbruch wurde ein Berechnungsverfahren hergeleitet, mit dem die Tragfähigkeit des reinen Betonversagens über einen Faktor ψ_{supp} modifiziert werden kann. Dabei wird die Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Anordnung der Rückhängebewehrung erhöht. Wenn die Bewehrungsbügel die Oberflächenbewehrung umschließen, kann ein duktileres Last-Verformungsverhalten beobachtet werden.

Neben der Berücksichtigung der Rückhängebewehrung im Bereich von einzelnen Verbindungsmitteln wurde das neue Bemessungskonzept in *Berger 2015* auch für Anschlüsse mit mehreren Verbindungsmittelreihen nach Bild 2.32 hergeleitet. Die Versagenslast für das Betonversagen kann in diesem Rahmen nach Gleichung (2.46) unter Berücksichtigung der verschiedenen Ausbruchsflächen hergeleitet werden.



Bild 2.32: 4-fach-Verankerung mit 2 Reihen von Rückhängebewehrung nach *Berger 2015*

$$N_{u,max} = N_{u,c} \cdot \psi_{supp}(x) \cdot \frac{A_{c,N,1}}{A_{c,N}} + N_{u,c} \cdot \frac{A_{c,N,2}}{A_{c,N}} + N_{u,c} \cdot \psi_{supp}(x) \cdot \frac{A_{c,N,3}}{A_{c,N}}$$
(2.46)

Mit:

 $N_{u,c}$ Tragfähigkeit bei Betonversagen;

 $\psi_{supp}(x)$ Erhöhungsfaktur für den Fall, dass die Oberflächenbewehrung nicht von der Rückhängebewehrung um schlossen ist, gilt: $\psi_{supp}(x) = \frac{2.5}{1+\frac{x}{x}}$;

 $A_{c,N,i}$ Flächenanteile nach Bild 2.32.

2.3.5 Berücksichtigung der Oberflächenbewehrung

2.3.5.1 Allgemeines

In der Befestigungstechnik wird die Oberflächenbewehrung mit dem Schalenabplatzfaktor $\Psi_{re,N}$ berücksichtigt. Dieser Faktor erfasst eine oberflächennahe dichte Bewehrung und kann die Betonausbruchlast verringern. Begründet wird dies in *Pregartner 2009* durch eine Überlagerung der durch die Verbundwirkung der Bewehrung hervorgerufenen Betonzugspannungen und der Betonzugspannungen infolge der Belastung der Befestigungsmittel. Des Weiteren wird durch die Bewehrung die für die Zugkräfte notwendige zur Verfügung stehenden Betonfläche vermindert. Bei einem Achsabstand der Bewehrung von größer 150 mm oder bei Bewehrung, deren Durchmesser kleiner 10 mm und einem Achsabstand größer oder gleich 100 mm sind, ergibt sich keine nennenswerte Beeinflussung der Bewehrung, wodurch der Schalenabplatzfaktor $\Psi_{re,N} = 1,0$ gesetzt werden kann. Für weitere Fälle muss nach Gleichung (2.47) die Oberflächenbewehrung berücksichtigt werden.

$$\Psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200 \, mm} \le 1.0 \tag{2.47}$$

Man kann davon ausgehen, dass flächenartig orthogonal bewehrte Bauteile die Tragfähigkeit von Befestigungsmittel bei einem kegelförmigen Ausbruch nicht wesentlich beeinflussen, da die Bewehrung senkrecht zur Kraftrichtung angeordnet ist. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass bei einer engen Staffelung der Oberflächenbewehrung sich der Ausbruchkegel auf dem Bewehrungsnetz abstützen und somit ein duktileres Nachbruchverhalten bewirken kann. Dies ist allerdings nur möglich wenn das Bewehrungsnetz einen geringen Stababstand aufweist und durch eine Rückhängebewehrung in engen Abständen zu den Befestigungsmitteln umfasst wird.

2.3.5.2 Untersuchungen von Schlüter 1987

Das für stoßartige Belastungen entwickelte Modell nach *Schlüter 1987* beschreibt dicke Stahlbetonplatten bei einem Flugzeugabsturz. Da es sich bei diesem Ansatz um ein Modell für dynamische Einwirkungen handelt, muss dies differenziert betrachtet werden. Das durch *Schlüter 1987* beschriebene Modell der Federcharakteristik eines Stanzkegels kann auf einen Anschluss mit einer Ankerplatte mit Kopfbolzen unter einer Zugbeanspruchung übertragen werden. Der sich bildende Ausbruchkegel einer Einzel- sowie Gruppenbefestigung weist ähnliche Eigenschaften zum Stanzkegel auf. Bei einer stoßartigen Belastung muss zunächst der monolithisch mit der übrigen Betonplatte verbundenen Stanzkegel entstehen, was einer sehr steifen Feder entspricht. Nach Überschreiten der Betonfestigkeit wird der Verbund zwischen Stanzkegel und Bewehrung zerstört. Die Verbindung zwischen Kegel und Platte besteht aus drei parallel geschalteten Federn mit unterschiedlichen Steifigkeiten und Festigkeiten. Bild 2.33 beschreibt diese Federn, wobei die erste Feder den Beitrag des Betons, die zweite die Schubbewehrung und die dritte die Längs- bzw. Oberflächenbewehrung beschreibt.



Bild 2.33: Drei Komponenten des lokalen Widerstandes nach Schlüter 1987

Die Tragfähigkeiten des Betons und der Bügel werden in einem weiteren Schritt außer Acht gelassen und lediglich die dritte Feder der Biegebewehrung näher betrachtet. Der Beton und die Bügelbewehrung können anhand bestehender Modelle der Befestigungstechnik abgebildet werden. Der eingangs beschriebenen Oberflächenbewehrung wird bei einem Stanzkegel, der ähnlich zu einem kegelförmigen Ausbruch zu betrachten ist, ein Rotationsparaboloid unterstellt. Diese Form entspricht dem Durchhang eines Seils unter einer gleichmäßigen vertikalen Belastung. Die Federwirkung der Biegebewehrung wird erst bei relativ großen Verformungen wirksam, sodass sich der Ausbruchkegel erst komplett ausbilden muss.

Der Durchhang wird durch folgende Parabel beschrieben.

$$z(x) = \frac{4 \cdot u}{l^2} \cdot (l \cdot x - x^2)$$
(2.48)

Mit:

uStich in der Mitte der ParabellSpannweite

Die Seilzugkraft lässt sich nach Bild 2.34 aus dem Gleichgewicht wie folgt bestimmen.

$$Z = \frac{V}{\sin\left(\Psi\right)} = \frac{F}{2 \cdot \sin\left(\Psi\right)} \tag{2.49}$$

Mit Hilfe der Ableitung dz/dx an der Stelle x = 0 lässt dich der Winkel Ψ bestimmen, sodass sich folgende Gleichgewichtsgleichungen ergeben.

$$Z = \frac{F}{2 \cdot \sin(\arctan\frac{4 \cdot u}{l})}$$

bzw. (2.50)

$$F(u) = 2 \cdot \sin(\arctan\frac{4 \cdot u}{l}) \cdot Z$$

Die Zugkraft Z im Seil ist abhängig von der mittleren Dehnung im verformten Zustand und der Ausgangslänge *l*.

$$\varepsilon = \frac{s-l}{l} = \frac{s}{l} - 1 \tag{2.51}$$

Mit: s

Verlängerung des Seils

$$= \int_0^l \sqrt{1 + (z')^2} \, dx = \frac{l}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + \left(\frac{4 \cdot u}{l}\right)^2} + \frac{l}{4 \cdot u} \cdot \ln\left(\frac{4 \cdot u}{l} + \sqrt{1 + \left(\frac{4 \cdot u}{l}\right)^2}\right) \right]$$



Bild 2.34: Elastisches Seil als Modell zur Erfassung der Membranwirkung der Biegebewehrung nach *Schlüter 1987*

Für die Seilzugkraft *Z* ergibt sich mit einem allgemeinen Spannungs-Dehnungs-Diagramm $Z = A_s \cdot \sigma(\varepsilon)$. Die Kraft-Verformungsbeziehung lässt sich für ein einzelnes Seil wie folgt ermitteln.

$$F(u) = 2 \cdot \sin(\arctan\frac{4 \cdot u}{l}) \cdot A_s \cdot \sigma(\varepsilon)$$
(2.52)

Mit:

 $\varepsilon = \varepsilon(u)$

In Gleichung (2.52) für ein einzelnes Seil muss für die Berücksichtigung aller beteiligten Längsbewehrungsstäbe die Querschnittsfläche A_s dementsprechend vergrößert werden. Es kann davon ausgegangen werden, dass bei einem orthogonalen Bewehrungsnetz im Mittel ein Streifen von jeweils l/2 in jeder Richtung aktiviert wird. Der effektive Stahlquerschnitt kann somit nach Gleichung (2.53) bestimmt werden.

$$A_{s}^{*} = \frac{l}{2} \cdot (a_{sx} + a_{sy}) \tag{2.53}$$

Mit:

asx; asy Bewehrungsgehälter

Die Seillänge *l* entspricht dabei dem Durchmesser des Stanzkegels auf Höhe der Bewehrung. Die in diesem Modell beschriebenen Dämpfungsfedern werden nicht betrachtet, da es sich bei dem Modell der Ankerplatten um keine stoßartige Beanspruchung handelt. Ebenfalls wird lediglich der Einfluss einer Bewehrungslage betrachtet.

2.4 Zwang im Bereich von Ankerplatten

2.4.1 Allgemeines

Eine Zwangsbeanspruchung von Ankerplatten wird meist durch thermische Einflüsse verursacht, wie dem plötzlichen Ableiten von Wasserdampf im Kraftwerksbau oder dem Anschweißen von Anbauteilen. Die thermischen Unterschiede bewirken einen großen Temperaturgradienten zwischen Ankerplattenoberseite zur -unterseite. Es kommt zu einer schnellen Ausdehnung des Stahlbauteils und somit zu Zwangsspannungen in der Ankerplatte sowie im umliegenden Betonbauteil. Die entstehenden Dehnungen führen meist zu Schadensfällen.

Auf Grund sehr weniger Versuche mit Temperaturbeanspruchungen ist es schwierig detaillierte Aussagen über das Verhalten dünner Stahlbleche bzw. Ankerplatten mit Kopfbolzen und die durch thermische Einflüsse einhergehender Zugkraft-Scherkraft Verhältnis eines Kopfbolzens, treffen zu können.

Weiter können zeitabhängige Verformungen, durch Krieben und Schwinden des Betons zu einer Zwangsbeanspruchung von Ankerplatten führen.

2.4.2 Untersuchungen von Kurz u.a. 2011

An der Technischen Universität Kaiserslautern wurden Versuche an Stahllinern durchgeführt, die lokal mit einer thermischen Beanspruchung belastet wurden. Die Versuche haben gezeigt, dass sich durch Beanspruchungszustand unterschiedliche Temperaturzustände im Stahlblech einstellen können. Des Weiteren konnte der Temperaturverlauf im inneren des Bauteils festgestellt werden. Nachfolgende Abbildung zeigt die Versuchskonzeption der Stahlliner.



Bild 2.35: Versuchskonzeption - Stahlliner unter thermischer Beanspruchung - Kurz u.a. 2011

Die Spannungszustände in den Versuchen haben gezeigt, dass sich durch das Erhitzen von nur einem Teil des Stahlliners, am benachbarten Kopfbolzen Druckspannungen einstellen können, sodass eine Temperaturbeanspruchung eine große Beanspruchung für das Stahlblech darstellt.

Die Versuchsserie hat gezeigt, dass es durch eine schnelle Erwärmung einer dünnen Stahlplatte zu keiner Verformung am Kopfbolzenfuß kam. Somit war die größte Beanspruchung der Kopfbolzen ebenfalls temperaturbedingt.

Als Resultat kann festgehalten werden, dass es durch eine schnelle Erwärmung einer dünnen Stahlplatte zu keiner Verbundmittelbeanspruchung kommt. Die entstehenden Zwängungen haben lediglich Auswirkungen auf eine Belastung innerhalb des Stahlblechs.

2.5 Zusammenfassung

Ankerplatten können auf Grundlage der dargestellten normativen Regelungen sowie die Erweiterungen dieser Regeln bemessen werden. Durch die im Industrie- und Anlagenbau auftretenden hohen Lasten kann das in diesem Forschungsvorhaben entwickelte Bemessungskonzept auf Grundlage der normativen Festlegungen sowie neueren Forschungsergebnissen aufgebaut werden.

Es wurden die Grundlagen der Befestigungstechnik, die in *DIN EN 1992-4* festgehalten sind, getrennt nach den Grundlagen der Komponentenmethode aus *DIN EN 1993-1-8* und deren Erweiterungen dargelegt.

Die Berücksichtigung eines elastischen Nachweiskonzeptes der *DIN EN 1992-4*, das konservative Tragfähigkeiten liefert, wurde neben dem Technical Report zu *DIN EN 1992-4*, der eine plastische Bemessung ermöglicht, eingehend erläutert. In diesem Zusammenhang können auftretende Zug- und Querlasten sowie deren Interaktion in den bestehenden Grenzen angewandt werden. Eine Erweiterung der Einzelkomponenten durch neuere Erkenntnisse nach *Kuhlmann u.a. 2011* und die Interaktion von Einzelkomponenten und deren Versagensmechanismen kann auf dieses Forschungsvorhaben übertragen werden.

Die im Stahl- und Stahlverbundbau nach *DIN EN 1993-1-8* etablierte Komponentenmethode liefert ein plastisches Bemessungskonzept für Kopfplatten sowie Stützenfüße. Bei letzterem Punkt der Stützenfüße wird durch den konstruktiven Einsatz langer Ankerschrauben das Betonversagen ausgeschlossen, sodass die Betontragkomponente nicht mit in die Bemessung einfließt. In Kapitel 2.3.2 wurde das Modell des äquivalenten T-Stummels nach *DIN EN 1992-1-8* beschrieben. Aufbauen auf diesem Modell wurden weitere Erkenntnisse gesammelt, die eine Erweiterung der Verbindungsmittel auf vier Verbindungsmittel je Reihe beschreiben. Des Weiteren wurden Untersuchungen zum Abstützen, des bei Betonversagen auftretenden typischen kegelförmigen Betonausbruchkegel auf die Oberflächenbewehrung erläutert.

Schließlich wurde ein kurzer Einblick über thermischen Zwang im Bereich von Ankerplatten gegeben. Weitere grundlegende normative Regelungen zu Zwang infolge Kriechen und Schwinden im Bereich von Ankerplattem ist in Kapitel 5.5.2 dargestellt.

3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

3.1 Allgemeines

In den folgenden Kapiteln sind die Versuche beschrieben, mit denen das Tragverhalten der großen Ankerplatten unter Normal- und Querkraft und der Beanspruchung unter Zwang erfasst wurde. Die experimentellen Untersuchungen waren Grundlage für die Entwicklung der numerischen und analytischen Modelle. Zur Sicherstellung einer praxisnahen Untersuchung der Einbausituation von großen Ankerplatten wurden die Konfiguration der Versuchskörper und die Wahl der variierenden Parameter eng mit dem projektbegleitenden Ausschuss abgestimmt.

3.2 Versuche unter Normalkraftbeanspruchung

3.2.1 Allgemeines

Die Versuche unter Normalkraftbeanspruchung wurden vom Fachgebiet Stahlbau im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführt. Ziel war es, in Abstimmung mit dem Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, die Zugseite einer Ankerplatte mit einer Kopfbolzenanordnung von 4x4 zu untersuchen. Das Tragverhalten von großen Ankerplatten unter Normalkraftbeanspruchung sollte erfasst werden, um das Bemessungsmodell der Normalkraftkomponente anhand dieser Versuche genauer beschreiben zu können. Die Versuchskonzeption orientiert sich dabei an den Versuchen von *Kuhlmann u.a. 2008*.

Die sich bildendende Zugseite besteht aus der halben Ankerplattenlänge mit einer Kopfbolzenanordnung von 4x2. Für die experimentellen Untersuchungen sollten zwei Grenzfälle betrachtet werden, zum einen Betonversagen, zum anderen Stahlversagen.

Für diese Versagensmechanismen wurden die Versuchsparameter wie folgt angepasst. Das Betonversagen konnte durch eine geringe Einbindetiefe mit kurzen Kopfbolzen und einer dicken Ankerplatte realisiert werden ($t_p = 40 \ mm \ / h_{ef} = 92 \ mm$). Mit einer großen Einbindetiefe durch lange Kopfbolzen und einer dünnen Ankerplatte ($t_p = 15 \ mm \ / h_{ef} = 242 \ mm$) konnte das Stahlversagen erreicht werden. Bei einer Variation der Ankerplattengeometrie, zur Untersuchung der Abstützkräfte und der daraus resultierenden Veränderung der entstehenden Fließlinie des T-Stummels, trat als maßgebender Versagensmechanismus das Betonversagen auf. Es wurden insgesamt sieben Versuche durchgeführt, wobei vier der Versuche im gerissenen Zustand des Betons untersucht wurden.

Es wurden neben der maximalen Traglast die Verformungen der Ankerplatte, die Verschiebungen des Probekörpers sowie Dehnungen an Kopfbolzen und Rückhängebewehrung aufgezeichnet. Die Durchführung aller Versuche ist im Versuchsbericht zum Forschungsvorhaben unter *Kurz u.a. 2016* zu finden.

3.2.2 Versuchsdurchführung

3.2.2.1 Versuchskörper

Für die Versuchskörper wurden die in Bild 3.1 und Bild 3.2 dargestellten Stahleinbauteile hergestellt. Beide Versuchsserien wurden aus dem Stahlwerkstoff S355J2 gefertigt. Der Grundwerkstoff der Kopfbolzen war S235J2+C450, der nach dem Kaltverformen eine Mindestzugfestigkeit von $f_{uk} = 450 \text{ N/mm}^2$ aufweist. An jede Ankerplatte wurden acht Kopfbolzen geschweißt. Bild 3.1 zeigt die Konfigurationen der Basisversuche mit kurzen Kopfbolzen. In dieser Versuchsserie wurden hohe sowie niedrige Rückhängebewehrungsgrade untersucht. Zusätzlich wurde ein Einfluss eines Risses in Achse der Kopfbolzen untersucht.

Das jeweils angeordnete Zugblech entspricht dabei dem auf Zug beanspruchten Trägerflansch eines HEB 300 Profils.

Versuch	Ansicht A	Ansicht B	Parameter
B1-N			Beton gerissen
B2-N	0 0		Beton gerissen
B3-N			Beton ungerissen

Bild 3.1: Konfiguration der Stahleinbauteile – Serie B-N

Bild 3.2 zeigt die Referenzversuche zu den zuvor gezeigten Versuchen. Hierbei wurde ebenfalls der Einfluss eines Risses in Kopfbolzenachse untersucht. Als weiterer Parameter wurde der Einfluss einer breiteren Ankerplatte und somit eine Variation der Abstützkräfte untersucht.



Bild 3.2: Konfiguration der Stahleinbauteile – Serie R5-N

Die Geometrien der Betonkörper waren bei beiden Versuchsserien identisch. Demzufolge wurde die Oberflächenbewehrung nicht variiert. Die Betonkörper, Bild 3.3 wiesen die Maße h/b/d = 450/1300/1040 mm auf. Für alle Versuche wurde die Betonfestigkeitsklasse C20/25 verwendet, wobei jede Versuchsserie aus einer Betoncharge hergestellt wurde. Der Durchmesser der Oberflächenbewehrung betrug durchgehend $d_{sre} = 10 \text{ mm}$ und wurde mit einer Betondeckung von $c_{nom} = 35 \text{ mm}$ verlegt. Zusätzlich wurde neben den Kopfbolzen eine Rückhängebewehrung, die senkrecht zur Oberflächenbewehrung verlegt wurde, eingebaut. Der Durchmesser der Rückhängebewehrung betrug $d_{re} = 8 \text{ mm}$. Der Rückhängebewehrungsgrad wurde bei den Basisversuchen wie gezeigt variiert. Die Rissinduzierung geschah mithilfe von Rissblechen, die in Achse der Kopfbolzen eingebaut wurden und einbetonierten Hüllrohren, die zum Eintreiben der Risskeile dienen. Mit dieser Methode konnte bei allen Versuchen die gewollte Rissinduzierung erfolgreich vollzogen werden.



Bild 3.3: Geometrie des Versuchskörper mit Anordnung der Rückhängebewehrung



Bild 3.4: Stahleinbauteile – B-N-Serie und R5-N-Serie

3.2.2.2 Versuchsprogramm

Die Technische Universität Kaiserslautern hat die Komponente Normalkraft bei großen Ankerplatten an insgesamt sieben Versuchen durchgeführt. Dabei wurden die in Tabelle 3.1 dargestellten Parameter untersucht. Bei einer dicken Ankerplatte konnte im gerissen sowie ungerissenen Zustand jeweils Betonversagen erzeugt werden. Bei den Versuch an dünnen Ankerplatten wurde zunächst die Bildung eines T-Stummels beobachtet, woraufhin es jedoch im weiteren Verlauf der Versuche zu einer Spaltrissbildung kam und schließlich der Beton versagte.

Versuch	Plattendicke	Kopfbolzen	Zustand Be- ton	Rückhängebewehrung pro Kopfbolzen
B1-N1	40	SD16/100	gerissen	1x Ø 8mm
B1-N2	40	SD16/100	gerissen	1x Ø 8mm
B2-N	40	SD16/100	gerissen	2x Ø 8mm
B3-N	40	SD16/100	ungerissen	2x Ø 8mm
R5-1N	15	SD16/250	ungerissen	2x Ø 8mm
R5-2N	15	SD16/250	ungerissen	2x Ø 8mm
R5-3N	15	SD16/250	gerissen	2x Ø 8mm

Tabelle 3 1: Versuchsprogramm der	Versuche unter	Normalkraftbeansp	ruchunc
		1 NOT THANKING COLLEDP	aurunu

Die plastische Verformung der Ankerplatte sollte bei der Versuchsserie mit einer dünnen Ankerplatte $t_p = 15 \text{ mm}$ beobachtet werden. Bei den Versuchen an dicken Ankerplatten $t_p = 40 \text{ mm}$ sollte ein elastisches Verhalten sichergestellt werden, das durch die Versuche bestätigt werden konnte. Über die Bildung der Fließlinien bei den dünnen Ankerplatten konnten bestehende Ansätze im analytsichen Modell teilweise übernommen werden. Die Beobachtung der Fließlinien war für die Implementierung von grundlegender Bedeutung.

Die gerissenen Versuche wurden wie beschrieben mittels Risskeilen aufgerissen. Zur Sicherstellung, dass die Rissweite in etwa 0,3 mm betrug, wurden die Keile in die Hüllröhre der Prüfkörper bis zum Entstehen des Risses eingetrieben. Bei Sichtung des Risses wurden diese wieder gezogen und an den sichtbaren Rissen Rissuhren angebracht. Durch ein erneutes Eintreiben der Risskeile konnte die Rissöffnung präzise beobachtet werden und somit die angestrebte Rissöffnung von 0,3 mm sichergestellt werden. Des Weiteren wurden die aufgebrachten Risse mit Sichtprüfungen mittels Risskarten an weiteren Stellen überprüft. Bei allen Versuchen kamen Kopfbolzen der Fa. Nelson mit den folgenden Abmessungen zum Einsatz.

Tabelle 3.2: Abmessungen der Kopfbolzen

Typ NELSON	ds	L	d _h	h _{ef}
SD 16/100	16	100	32	92
SD 16/250	16	250	32	242

3.2.2.3 Versuchsaufbau

Die Versuchskörper wurden im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern geprüft. Hierfür wurden die Probekörper auf eine Trägerkonstruktion gelegt, die über das Spannfeld rückverspannt wurden. Dabei wurden die Versuchskörper selber nicht zurückgespannt, um einen günstig wirkenden Vorspanneffekt zu vermeiden. Über die Probekörper wurden zum Zurückhalten wiederum Träger mit der Rückspannkonstruktion über Spannstangen angeordnet.

Die Auflagerung des zurückhaltenden Trägers geschah über an den Eckpunkten des Betonkörpers angeordneten quadratischen Platten. Somit wurde eine punktartige Halterung realisiert. Wegen der Zugbeanspruchung der Ankerplattenversuche und einer eventuellen Verformung der Rückhaltekonstruktion wurden an den Trägern zusätzliche induktive Wegaufnehmer angebracht, um die im Versuchsverlauf entstehenden Verformungen eindeutig zu identifizieren. Das nachfolgende Kapitel mit dem Messkonzept geht auf die Platzierung der induktiven Wegaufnehmer detailliert ein. Bild 3.6 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau der beiden Serien unter Zugbe-



Bild 3.5: Mit Folie umwickelte Ankerplatte, um Haftverbund auszuschließen

anspruchung. Um Haftverbundeigenschaften zwischen Ankerplatte und Betonkörper im Vorfeld des Versuchs ausschließen zu können, wurden die Ankerplatten vor der Betonage mit Folie umwickelt.





Bild 3.6: Prinzipieller Versuchsaufbau

3.2.2.4 Messkonzept

Das Messkonzept wurde mit der Universität Stuttgart zusammen entwickelt, um die auftretenden Lasten einheitlich zu betrachten. Die Applizierung von Dehnungsmessstreifen (DMS) geschah an den Kopfbolzen schachbrettartig. Diese Konfiguration wurde gewählt, um nicht durch zu viel Messtechnik die Versuchsergebnisse zu verfälschen. Zusätzlich kann durch eine schachbrettartige Anordnung der DMS jede Kopfbolzenreihe ausreichend genau ausgewertet werden. Die DMS wurden beidseitig gegenüberliegend mittig auf den Schaft eines Kopfbolzens appliziert, um auftretende Biegeeffekte zu eliminieren. Somit konnte über den Mittelwert beider DMS die reine Zugdehnung gemessen werden. Die Anordnung der Dehnungsmessstreifen an der Rückhängebewehrung geschah analog zu der der Kopfbolzen. Die einzelnen DMS der Rückhängebewehrung wurden auf Höhe der Kopfbolzenköpfe im Bereich des theoretisch entstehenden kegelförmigen Betonausbruchkörpers angeordnet. Bild 3.7 zeigt die Positionierung der DMS.





Bild 3.7: Schachbrettartige Anordnung der Dehnmessstreifen links; Dehnmessstreifen auf Rückhängebewehrung rechts



Bild 3.8: Schematische Darstellung der Dehnmessstreifen an Kopfbolzen links und Rückhängebewehrung rechts

Die Verformungen der Ankerplatte sowie des Betonkörper wurden mittels induktiver Wegaufnehmer (WA) dokumentiert. Dabei wurden Wegaufnehmer auf Höhe des Zugflansches (WA9 und WA10), am Übergang Schweißnaht – Ankerplatte (WA1 und WA5) auf Höhe der Kopfbolzen (WA2 und WA6) am Plattenrand (WA3 und WA7) sowie auf dem Beton unmittelbar neben der Ankerplatte (WA4 und WA8) angebracht. Letztere wurden zur Feststellung auftretender Abstützungseffekte der Ankerplatte auf den Beton angeordnet.





Bild 3.9: Anordnung der Wegaufnehmer – links: Versuchsaufbau; rechts: schematisch

3.2.2.5 Belastungsgeschichte

Alle Versuche der beiden Serien B-N und R5-N wurden weggesteuert belastet, um das Nachtraglastverhalten und die Rissbildung genauer beschreiben zu können. Die Versuche wurden auf Grund des spröden Verhaltens bei Betonversagen mit einer Prüfgeschwindigkeit von 0,1 mm/min durchgeführt. Zur Kontrolle und Beobachtung der Rissbildung wurden die Versuchsdurchführungen alle 10 kN gestoppt. Nach Erreichen der Höchstlast und der Beobachtung einer deutlich abfallenden Last, wurde die Belastungsgeschwindigkeit auf 0,2 mm/min bis 0,5 mm/min gesteigert.

3.2.2.6 Materialkennwerte

Zusätzlich zu den Betonprobekörpern wurden am Tag der Betonage aus jeder Betoncharge Proben entnommen, die zur Festigkeitsermittlung am Versuchstag dienten. Hierfür wurden Würfel sowie Biegebalken betoniert. Dabei wurden jeweils zu Beginn und am Ende der Versuchsserie die Betoneigenschaften bestimmt. Weitere Betoneigenschaften können dem Versuchsbericht *Kurz u.a. 2016* entnommen werden.

Versuch	Herstelltag Versuchstag Alter	f _{c,cube,150} Würfel 1 Würfel 2 Würfel 3 [N/mm²]	f _{c,m,cube} Mittel wert [N/mm ²]	f _{ct} Zylinder 1 Zylinder 2 Zylinder 3 [N/mm ²]	f _{ctm} [N/mm²]
Paginn	18.05.2015	36,39		2,35	
B-N	17.06.2015	37,50	36,77	2,00	2,23
D-N	30	36,43		2,33	
Endo	18.05.2015	39,15		1,98	
B-N	23.06.2015	37,95	38,22	2,42	2,31
	36	37,57		2,53	
Paginn	20.05.2015	38,55		2,46	
Beginn R5-N	06.07.2015	37,19	37,89	2,36	2,37
NO N	47	37,92		2,30	
Finala	20.05.2015	36,45		2,98	
Ende R5-N	08.07.2015	37,67	36,37	2,49	2,42
K0-IN	49	34,98		2,38	

Tabelle 3.3: Werkstoffkennwerte des Betons (MPA Kaiserslautern)

Da die Ankerplatten und die Rückhängebewehrung aus Zwecken der Vergleichbarkeit der Versuche der Universität Stuttgart und der Technischen Universität Kaiserslautern aus einer Charge hergestellt wurden, wurden die Werkstoffkennlinien für die Ankerplatten und der Rückhängebewehrung nicht separat geprüft. Diese wurden wie in Kapitel 3.3.2.6 beschrieben ermittelt. Die Werkstoffprüfungen der Kopfbolzen sind nachfolgend dargestellt.

Tabelle 3.4: Werkstoffkennwerte der Kopfbolzen NELSON (Germanischer Lloyd)

Тур	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert
	R _{p0.2}	R _{p0.2}	R _m	Rm	Α	А
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]
	436		525		20	
SD 16x100	436	436,33	527	525,67	23	21,33
	437		525		21	
	416		542		20	
SD16x250	414	414,00	533	537,67	21	20,67
	412		538		21	

3.2.3 Versuchsergebnisse

3.2.3.1 Allgemeines

Das folgende Kapitel beschreibt auszugsweise die Versuche unter Normalkraft. Eine detaillierte Darstellung der Versuche ist dem Versuchsbericht der Technischen Universität Kaiserslautern, *Kurz u.a. 2016* zu entnehmen. Beide untersuchten Versuchsserien werden nachfolgend beschrieben. Tabelle 3.8 zeigt alle Versuche mit den zugehörigen Traglasten

Tabelle 3.5: Traglasten der	Versuche unter Normalkraft
-----------------------------	----------------------------

Versuch	Traglast
	F _u [kN]
B1-N1	221
B1-N2	221
B2-N	221
B3-N	294
R5-1N	628
R5-2N	580
R5-3N	612

Zu den Traglasten ist anzumerken, dass infolge der bei der Serie B-N geringen Einbindetiefe der Kopfbolzen von $h_{ef} = 92 mm$ und somit nur geringer Wirksamkeit der Rückhängbewehrung, kein traglaststeigernder Effekt durch eine Steigerung des Rückhängebewehrungsgrades beobachtet werden konnte. Die Traglast der Basisversuche wurde jedoch durch die Rissinduzierung maßgebend beeinflusst. Hier kann ein Faktor von 0,75 durch eine Rissinduzierung in Achse der Kopfbolzen festgehalten werden.

Die Versuchsserie R5-N hingegen, mit einer Ankerplattendicke von $t_p = 15 mm$ und einer Einbindetiefe $h_{ef} = 242 mm$, hat infolge frühzeitiger Spaltrissbildung keine signifikanten Unterschiede in den Traglasten durch eine Rissinduzierung aufgewiesen.

Die Basisversuche mit einer Ankerplattendicke von $t_p = 40 \ mm$ wiesen, wie geplant, Betonversagen als maßgebenden Versagensmechanismus auf.



Bild 3.10: Zylinderkraft-Zylinderweg Diagramme der Serie B-N

Bild 3.10 zeigt zusammenfassend alle Versuche der B-N-Serie. In Bild 3.11 sind die Zylinderkraft-Zylinderweg Diagramme der Versuchsserie R5-N zusammenfassend dargestellt.



Bild 3.11: Zylinderkraft-Zylinderweg Diagramme der Serie R5-N

In dieser Serie kam es bei den Versuchen R5-1N und R5-3N zu einer plastischen Verformung der Ankerplatte. Durch die Variation der Ankerplattenbreite konnte bei R5-2N keine plastische Verformung beobachtet werden. Bild 3.12 zeigt die plastische Verformung der Ankerplatte bei maximalen Traglasten.

In dieser Serie kam es bei den Versuchen R5-1N und R5-3N zu einer plastischen Verformung der Ankerplatte. Durch die Variation der Ankerplattenbreite konnte bei R5-2N keine plastische Verformung beobachtet werden. Bild 3.12 zeigt die plastische Verformung der Ankerplatte bei maximalen Traglasten.



R5-1N







Die Traglasten der Versuchsserie R5-N liegen alle in etwa in der selben Größenordnung, unabhängig davon ob, der Versuch mittels Risskeile kontrolliert aufgerissen wurde oder im ungerissen Zustand geprüft wurde. Dies ist auf die beschriebene frühe Spaltrissbildung zurückzuführen, wodurch sich aller Versuche wie im gerissenen Zustand verhielten.

In den folgenden Unterkapiteln werden die Versuche B1-N1 und R5-3N auszugsweise im Detail dargestellt, des Weiteren wird das Tragverhalten der Versuche erläutert.

3.2.3.2 Versuch B1-N1 der B-N-Serie

Wie bereits beschrieben wies dieser Versuch als maßgebenden Versagensmechanismus das Betonversagen auf. Bild 3.13 zeigt den Ausbruchkörper nach Versuchsende. Dieser wurde komplett aus dem Betonkörper herausgehoben um den Versagensmechanismus detaillierter betrachten zu können.



Bruchkörper längs

Bild 3.13: Betonausbruchkörper B1-N1

Bruchkörper quer

Gut zu erkennen sind die verschiedenen Ausbruchwinkel, die sich bei Einsatz von Rückhängebewehrungen signifikant ändern. Die Rissinduzierung mittels Risskeilen und Rissblechen erwies sich wie in Bild 3.14 dargestellt als sehr effektiv. Der Riss konnte wie gewollt in Richtung der Kopfbolzenachsen induziert werden. Dabei wurden alle Kopfbolzen sehr gut getroffen. Die Rissweite von 0,3 mm wurde mittels Rissuhren kontrolliert.



Bild 3.14:Kontrolle der aufgebrachten Risse nach Versuchsende - B1-N1

Mit Erreichen der Traglast hat sich der Betonausbruchkegel auf der Betonoberfläche komplett ausgebildet. Die zugehörige Verformung betrug in diesem Versuch ca. 2,3 mm. Nachfolgend ist das Zylinderkraft-Zylinderweg Diagramm sowie die Zylinderkraft über die Dehnungen der Kopfbolzen dargestellt.



Bild 3.15: Diagramme B1-N1: links: Zylinderkraft-Zylinderweg; rechts: Zylinderkraft-Dehnung

Die Messung der Dehnungen an Kopfbolzenschaft und Rückhängebewehrung bestätigten, dass sich das Material noch weit im elastischen Bereich befand. Die Berechnung der Kräfte über die DMS, liefert wie in Bild 3.15 gezeigt, plausible Ergebnisse. Im Diagramm links unten ist die Zylinderkraft je Kopfbolzen dargestellt. Eine gleichmäßige Aktivierung der Kopfbolzen konnte über das Zugblech realisiert werden. Die Ankerplatte verhielt sich während des gesamten Versuches elastisch (vgl. Wegaufnehmer Bild 3.16rechts). Die Aktivierung der Rückhängebewehrung kann nachfolgendem Diagramm entnommen werden. Dabei ist deutlich zu sehen, dass die Bewehrung erst bei Entstehen des kegelförmigen Risses aktiviert wird und im elastischen Bereich bleibt.



Bild 3.16: links: Kraft-Zylinderweg; rechts: Zylinderkraft über Wegaufnehmer – elastisches Verhalten

3.2.3.3 Versuch R5-3N der R5-N Serie

Dieser Probekörper wurde ebenfalls im gerissenen Zustand geprüft. Die Rissinduzierung verlief dabei analog zu den vorigen Versuchen mittels Rissblechen und Risskeilen. Durch eine frühe Spaltrissbildung verhielten sich die Versuche dieser Serie alle ähnlich. Lediglich das Nachbruchverhalten variierte. In diesem Versuch kam es im Nachtraglastbereich zu einem Herausziehen der Kopfbolzen.



Bild 3.17: Diagramme R5-3N: links: Zylinderkraft-Zylinderweg; rechts: Zylinderkraft-Dehnungen

Die Berechnung der Kopfbolzenkräfte über die DMS hat ergeben, dass diese noch im elastischen Bereich mit im Mittel ca. 80 kN Zugkraft lagen. Ebenso war die aktivierte Rückhängebewehrung nach Bild 3.18 die mit ca. 22 kN noch im elastischen Bereih. Die Grafik der Verformung der Ankerplatte zeigt neben der Verformung bei unterschiedlichen Laststufen, dass Abstützkräfte auftraten. Diese wurden im Verlauf des Versuches bis zum Erreichen der maximalen Traglast trotz starker Spaltrissbildung und Bildung eines Ausbruchkegel größer.



Bild 3.18: links: Kraft-Zylinderweg; rechts: plastische Verformung der Ankerplatte

Die zugehörigen Versagensbilder sind in nachfolgender Abbildung dargestellt. Die vor Versuchsbeginn aufgebrachte Rissinduzierung ist im Versuchskörper mit roten Linien gekennzeichnet. Die Induzierung in Richtung der beiden Kopfbolzenachsen ist deutlich zu erkennen. Ebenfalls ist die plastische Verformung der Ankerplatte sowie das Herausziehen der Kopfbolzen nach Versuchsende gut erkennen.



Bruchkörper längs

Bruchkörper quer

Bild 3.19: Betonausbruchkörper R5-3N mit Draufsicht und Schnitt

Die Bildung des Ausbruchkegels war mit maximaler Traglast abgeschlossen. Die beiden Schnitte in Bild 3.19 zeigen die abgeschlossene Rissbildung mit den unterschiedlichen Winkeln der beiden Bruchkegel. Der primäre Bruchkegel hat einen Neigungswinkel von ca. 32°. Dieser hängt sich jedoch in die dichte Oberflächenbewehrung und stützt sich somit auf der Flächenbewehrung ab. Der sekundäre Bruchkegel beschreibt das Verbundversagen infolge der sich immer steiler stellenden Druckstreben entlang der Rückhängebewehrung. Im Schnitt des Bruchkörpers – quer (vgl. Bild 3.19), ist die Druckstrebenbildung und das daraus resultierende Zerbröseln des Betons nachzuvollziehen. Die Druckstrebe hat sich im weiteren Verlauf des Versuches bis in den Scheitelpunkt der Schlaufe der Rückhängebewehrung gestellt und von dort wieder unter einem flacheren Winkel bis zu Betonoberfläche. Des Weiteren ist im Schnitt deutlich das Absprengen der Betondeckung zu erkennen. Nachfolgende Abbildung zeigt den Gegenschnitt zu dem in Bild 3.19 gezeigten Querschnitt. Die Auslenkung der Oberflächenbewehrung im Bereich des entstandenen Ausbruchkegels ist deutlich zu beobachten.



Bild 3.20: Betonschnitt R5-3N – Auslenkung der Oberflächenbewehrung

3.2.4 Zusammenfassung der Normalkraftversuche

Die in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Versuche an Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung zeigten verschiedene Versagensmechanismen. Das typische Tragverhalten von Kopfbolzengruppen konnte für die beiden betrachteten Grenzfälle gezeigt werden. Die Versuchsergebnisse können hinsichtlich der verschiedenen Versagensmodi auf ein Bemessungsmodell für Ankerplatten unter einer Zugbeanspruchung übertragen werden. Die untersuchten Probekörper entsprachen dabei der Zugseite der an der Universität Stuttgart untersuchten Ankerplattenversuche unter Querkraft. Die Übertragung der Versuchsergebnisse auf die sich ausbildende Zugseite ist nach den Beobachtungen möglich
3.3 Versuche unter Querkraftbeanspruchung

3.3.1 Allgemeines

Die Versuche unter Querkraftbeanspruchung wurden vom Institut für Konstruktion und Entwurf an der Materialprüfungsanstalt Stuttgart durchgeführt. Ziel war es, das Tragverhalten von großen Ankerplatten unter Schub zu erfassen und das Bemessungsmodell an diesen Versuchen zu überprüfen. Für die Verifizierung des analytischen Bemessungsmodells konnten in den Versuchen mit Beton- und Stahlversagen unterschiedliche Versagensmechanismen durch die Variation verschiedener Versuchsparameter erzielt werden.

Mit kurzen Kopfbolzen und einer dicken Ankerplatte ($t_p = 40 \text{ mm} / h_{ef} = 92 \text{ mm}$) konnte Betonversagen erreicht werden und mit langen Kopfbolzen und einer dünnen Ankerplatte ($t_p = 15 \text{ mm} / h_{ef} = 242 \text{ mm}$) kam es zum Stahlversagen der Kopfbolzen. Mischversagen mit Bildung eines Betonausbruchkegels und dem Stahlversagen der Rückhängebewehrung folgte aus der Verwendung von langen Kopfbolzen und einer dicken Ankerplatte ($t_p = 40 \text{ mm} / h_{ef} = 242 \text{ mm}$). Mit der Variation der Exzentrizität e = 80 mm und e = 1000 mm konnte das Verhältnis aus Zugund Querbeanspruchung in den Kopfbolzenreihen verändert werden. Bei großer Exzentrizität konnten größere Zugkräfte in den lastabgewandten Kopfbolzenreihen aktiviert werden als bei kleiner Exzentrizität. Dagegen folgten aus einer geringeren Exzentrizität höhere Querbeanspruchungen der Kopfbolzen. Fünf der 14 Versuche wurden in gerissenem Beton durchgeführt.

Basis für die Versuchskörperdimensionierung waren Versuche von *Kuhlmann u.a. 2008.* In diesen Versuchen wurden Ankerplattendicken von $t_p = 40 \text{ mm}$ und $t_p = 15 \text{ mm}$ und Exzentrizitäten von e = 50 mm bis e = 1000 mm verwendet. In diesen Versuchen wurden vier Verbindungsmittel pro Ankerplatte verwendet und ein möglicher Randeinfluss durch große Randabstände vermieden. Um auf den Versuchsergebnisse dieser Untersuchungen aufbauen zu können, wurde eine vergleichbare Parameterkonfiguration gewählt. Die effektive Verankerungslänge der Kopfbolzen und die Plattenstärken der Ankerplatte waren identisch mit den Versuchen nach *Kuhlmann u.a. 2008.* In den im Folgenden beschriebenen Versuchen unter Querkraftbeanspruchung wurden 16 Kopfbolzen pro Ankerplatte verwendet deren Verteilung und Abstände auf die Versuche von *Kuhlmann u.a. 2008* skaliert wurden.

Zusätzlich zur statischen Tragfähigkeit der Versuche wurden die Verformungen der Ankerplatte, die Verschiebungen des Versuchskörpers und die Rotation des Betonkörpers und der Ankerplatte gemessen. Mit Dehnungsmessungen konnten die Verteilung der Zug- und Druckkräfte auf die einzelnen Kopfbolzenreihen erfasst werden.

3.3.2 Versuchsdurchführung

3.3.2.1 Versuchskörper

In Bild 3.21 sind die verwendeten Stahleinbauteile dargestellt. Insgesamt wurden für die Versuche sechs unterschiedliche Stahleinbauteile verwendet, die aus dem Stahlwerkstoff S355J2 gefertigt wurden. Die Kopfbolzen wurden mittels Hubzündung auf die Ankerplatten geschweißt. Das Grundmaterial der Bolzen entsprach einem S235J2, das nach der Kaltverformung eine Mindestzugfestigkeit von $f_{uk} = 470 \text{ N/mm}^2$ erreicht. Je Ankerplatte wurden 16 Kopfbolzen SD 16/100 sowie SD 16/250 (*ETA-03/0039*) verschweißt. Um den Einfluss der Ankerplatte auf das elastischem und plastischem Tragverhalten zu erfassen, wurden unterschiedliche Ankerplattendicken in den Versuchen verwendet.



a) kleine Einbindelänge der Kopfbolzen und dicke Ankerplatte





bolzen und dünne Ankerplatte

Bild 3.21: Konfiguration der Stahleinbauteile

Die Geometrie der verwendeten Betonkörper (h/b/d = 1800/1950/450 mm) ist in Bild 3.22 in dargestellt. Für die Betonkörper wurde normalfester Beton der Festigkeitsklasse C20/25 verwendet. Im Bereich der Ankerplatte wurde Bewehrung mit dem Durchmesser $d_{re} = 10 \text{ mm}$ und in den Randbereichen Bewehrung mit

den Durchmessern $d_{re} = 12 \text{ mm}/$ 14 mm eingebaut. Die Bewehrung wurde mit einer Betondeckung von $c_u = 35 \text{ mm}$ angeordent. Im Bereich der beiden auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihen wurden Bewehrungsbügel mit einem Durchmesser von $d_{re} = 8 \text{ mm}$ angebracht. Bis auf den Basisversuch B3-Q wurde in allen Versuchen ein gleicher Bewehrungsgrad im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen verwendet, indem pro Kopfbolzen ein Bewehrungsbügel eingebaut wurde. Im Basisversuch wurde mit einem Bügelschenkel je Kopfbolzen eine geringere Bewehrungsmenge verbaut. Für die Rissinduzierung wurden in den Schlitzbleche Versuchskörper mit Hüllrohren zum Eintreiben der Risskeile einbetoniert. Mittels Rissblech und eingebauter Alufolie konnte der Riss genau in der Achse des Kopfbolzenkopfes lokalisiert werden.



Bild 3.22: Geometrie der Versuchskörper

Exemplarisch sind die Stahleinbauteile des Versuchs B3-Q in Bild 3.23 mit kleiner Exzentrizität und dicker Ankerplatte und die des Versuchs R5-1 Q in Bild 3.24 mit großer Exzentrizität und dünner Ankerplatte dargestellt.



Bild 3.23: Abmessungen des Stahleinbauteils des Versuchs B3-Q





3.3.2.2 Versuchsprogramm

Insgesamt wurden 14 Versuche unter Querkraft durchgeführt. Um den Einfluss der unterschiedlichen Parameter feststellen zu können, wurde die Versuchsmatrix so aufgebaut, dass sich jeweils nur ein Parameter auf einen aufbauenden Versuch veränderte. Für das analytische Modell wird angenommen, dass die beiden hinteren lastabgewandten Kopfbolzenreihen auf Zug beansprucht werden. Diese Zugkomponente wurde in Versuchen unter Normalkraftbeanspruchung an der Technischen Universität Kaiserslautern untersucht und ist in Kapitel 3.2 beschrieben. Im Rahmen der Versuche unter Normalkraftbeanspruchung konnten die Untersuchungen um weitere Parameter wie z.B. den Einfluss des Randabstandes erweitert werden.

Das Versuchsprogramm Querkraftversuche ist in Tabelle 3.6 dargestellt. Ausgehend von einem Basisversuch mit kleiner Exzentrizität und geringem Bewehrungsgrad, dicker Ankerplatte und kurzen Kopfbolzen wurden drei weitere Versuchsreihen entwickelt. Im Basisversuch und der Versuchsreihe 2 wurden die Parameter so gewählt, dass Betonversagen erreicht werden konnte. In der Versuchsreihe 3 sollte Betonversagen und Stahlversagen in der Rückhängebewehrung erzielt werden und in der Versuchsreihe 5 Stahlversagen im Kopfbolzen und ein Fließen in der Ankerplatte.

Versuch	Lastexzentrizi- tät e [mm]	Plattendi- cke	Kopfbolzen	Zustand Beton	Rückhängebeweh- rung pro Kopfbol-
					zen
B3-Q	80	40	SD16/100	ungerissen	1x Ø 8mm
R2-1Q	1000	40	SD16/100	ungerissen	2x Ø 8mm
R2-2Q	80	40	SD16/100	ungerissen	2x Ø 8mm
R2-3Q(1)	1000	40	SD16/100	gerissen	2x Ø 8mm
R2-3Q(2)	1000	40	SD16/100	gerissen	2x Ø 8mm
R2-4Q(1)	80	40	SD16/100	gerissen	2x Ø 8mm
R2-4Q(2)	80	40	SD16/100	gerissen	2x Ø 8mm
R3-1Q	1000	40	SD16/250	ungerissen	2x Ø 8mm
R3-2Q(1)	1000	40	SD16/250	ungerissen	2x Ø 8mm
R3-2Q(2)	1000	40	SD16/250	gerissen	2x Ø 8mm
R3-3Q	80	15	SD16/250	ungerissen	2x Ø 8mm
R5-1Q	1000	15	SD16/250	ungerissen	2x Ø 8mm
R5-2Q	1000	15	SD16/250	ungerissen	2x Ø 8mm
R5-3Q	80	15	SD16/250	ungerissen	2x Ø 8mm

Tabelle 3.6: Versuchsprogramm der Ve	ersuche unter Querkraftbeansc	oruchung
--------------------------------------	-------------------------------	----------

Das analytische Bemessungsmodell für die großen Ankerplatten wurde ausgehend von einem linearen Modell entwickelt das voraussetzt, dass alle Kopfbolzen innerhalb einer Kopfbolzen-reihe möglichst gleichmäßig aktiviert werden. Dies erfordert eine möglichst gleichförmige Lasteinleitung im Zug- und Druckbereich der Ankerplatte über die komplette Breite der Ankerplatte. Handelsübliche Walzträger sind mit maximalen Flanschbreite von $b_f = 300 \text{ mm}$ lieferbar. Um aufwendig zu schweißende Lasteinleitungskonstruktionen zu vermeiden, die auch bei der praktischen Anwendung nicht wirtschaftlich sind, wurde ein HEB 300 Walzprofil mit $b_f = 300 \text{ mm}$ gewählt. Innerhalb der Abmessungen des Walzprofils wurden die 16 Kopfbolzen auf der Ankerplatte gleichmäßig verteilt. Zwischen den Kopfbolzen wurden Achsabstände von $s_z = 140 \text{ mm}$ in Lastrichtung und $s_y = 90 \text{ mm}$ quer zur Lastrichtung gewählt. Exzentrizität und Ankerplattendicke wurden in Anlehnung an vorangegangene Untersuchungen nach *Kuhlmann u.a. 2008* gewählt. Die Abmessungen der Ankerplatte folgten aus der Geometrie des angeschlossenen HEB 300 Profils.

Über die Rückhängebewehrung konnten Zugbeanspruchungen der Kopfbolzen im Beton rückverankert werden. Aufbauend auf den Forschungsergebnissen von *Kuhlmann u.a. 2012* und *Kuhlmann u.a. 2015* wurde die Rückhängebewehrung wie in Bild 3.25 dargestellt angeordnet. Im Versuch B3-Q



Bild 3.25: Anordnung der Rückhängebewehrung in Versuch B3-Q

wurden die Bewehrungsbügel so angeordnet, dass jeweils ein Bügelschenkel im Bereich eines Kopfbolzens lag. In allen anderen Versuchen wurde ein Bewehrungsbügel je Kopfbolzen angeordnet. Für die Bewehrungsbügel wurden die Biegerollenradien nach *DIN EN 1992-1-1* eingehalten.

Die Versuche R2-3Q(1), R2-3Q(2), R2-4Q (1), R2-4Q (2) und R3-2Q(2) wurden in gerissenem Beton durchgeführt. Die Risse wurden hierfür vor Aufbringen der Belastung mittels Risskeilen in der Achse der beiden lastabgewandten Kopfbolzenreihen aufgebracht. Mittels Schlitzblechen konnte die Lage des Risses im Versuchskörper festgelegt werden (vgl. Bild 3.25). Die Rissöffnung wurde während dem Eintreiben der Risskeile über Wegaufnehmer gemessen und eine Rissöffnung von 0,3 mm angestrebt.

3.3.2.3 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden in der großen Versuchshalle der Materialprüfanstalt Stuttgart (MPA) mit einem 2,5 MN Hydraulikzylinder durchgeführt. Über drei Zuglaschen wurde die Kraft über eine Adapterplatte am Hydraulikzylinder in die Anbauteile der Versuchskörper eingeleitet (vgl. Bild 3.26). Da die hohen Lasten nur vertikal in den Versuchskörper eingeleitet werden konnten, musste der Versuchskörper aufgerichtet werden. Über einen Rahmen wurde der Versuchskörper mit acht M30 10.9 Gewindestäben in einer Traverse auf dem Spannboden rückgespannt (vgl. Bild 3.27). Der Rahmen lag auf dem Versuchskörper über Elastomerlager auf. Die Traversen am Boden wurden über die Spanntöpfe mit dem Spannboden verankert. Eine seitliche Verankerung des Versuchskörpers erfolgt an der Vorderseite durch Zug- und Druckspindeln und Profile am Boden und an der Rückseite für die Versuche mit kleiner Exzentrizität über Stützen und Profil am Boden. Eine Dokumentation der Bemessung des Versuchsstandes ist in *Jörg 2014* gegeben.



Bild 3.26: Versuchsaufbau auf dem Spannboden



Bild 3.27: Ansicht abgespannter Versuchskörper Versuch R5-2Q

3.3.2.4 Messkonzept

Wesentliches Ziel der experimentellen Untersuchungen war die Ermittlung der Normalkräfte in den Kopfbolzenreihen bei variierender exzentrischer Belastung. Hierfür wurden Dehnmessstreifen (DMS) auf den Kopfbolzenschäften, der Rückhängebewehrung und der Ankerplattenoberseite angebracht, um über die Dehnungen die vorhandenen Kräfte bestimmen zu können. An den Kopfbolzen wurden die DMS schachbrettartig, wie in Bild 3.28 dargestellt, angeordnet. Jeweils zwei DMS wurden seitlich auf mittlerer Länge des Kopfbolzens nach Bild 3.41 angebracht, um die Messergebnisse möglichst unabhängig von den Dehnungen durch die Biegenormalspannungen im Kopfbolzen ermitteln zu können. Für die Bestimmung der Kräfte in der Rückhängebewehrung wurden jeweils zwei DMS auf Höhe des Risses des theoretischen Betonausbruchkegels angebracht. Auf der Oberseite der Ankerplatte wurden sowohl im Druck-, als auch im Zugbereich DMS appliziert um die Biegenormalspannungen im T-Stummel bestimmen zu können.



Bild 3.28: Schachbrettartige Anordnung der Dehnmessstreifen auf den Kopfbolzen



Bild 3.29: Dehnmessstreifen auf einem Kopfbolzenschaft mit Entlastungsschleife



Bild 3.30: Bezeichnung und Anordnung der Dehnmessstreifen und der Wegaufnehmer

Verschiebungen der Ankerplatte durch eine Querkraftbeanspruchung parallel und senkrecht zur Betonoberfläche wurden mittels Wegaufnehmern gemessen. Die Verschiebungen konnten relativ zum Betonkörper erfasst werden, indem die Wegaufnehmer auf einem Messrahmen befestigt wurden, der seitlich am Versuchskörper fixiert wurde. Für die Bestimmung der Ankerplattenverformung senkrecht zur Betonoberfläche wurden die Wegaufnehmer WA-1 bis WA-10, WA-12, WA-14 bis WA-27 in zwei Achsen seitlich der Ankerplatte angebracht. Für die Kontrolle der Rissinduzierung beim Eintreiben der Risskeile und während der Versuchsdurchführung wurden zusätzliche Wegaufnehmer angebracht. Die genaue Lage der Weg- und Rotationsaufnehmer, sowie die Lage der Wegaufnehmer zur Rissgrößenmessung sind im Versuchsbericht dokumentiert (*Kuhlmann u.a. 2016*).

Die Rotation der Stahleinbauteile wurde mit den Rotationsaufnehmern Dreh-1 und Dreh-2 gemessen. Mit den Messergebnissen dieser beiden Rotationsaufnehmer konnte die Krümmung des HEB 300 mit der Rotation der Ankerplatte in ein Verhältnis gesetzt werden. Auf der Rückseite des Betonkörpers wurde zusätzlich ein Rotationsaufnehmer angebracht, um die Verdrehung des gesamten Versuchskörpers zu messen. Für die Dokumentation der Messwege und der Messwinkel wurde ein Koordinatensystem nach Bild 3.31 eingeführt. Dieses wurde auch für die Definition der Lastrichtungen und inneren Schnittgrößen sowie für die Indizierung von geometrischen Abmessungen verwendet. Die einzelnen Kopfbolzenreihen und die Rückhängebewehrung werden im Folgenden nach den Angaben in Bild 3.32 benannt.



3.3.2.5 Belastungsgeschichte

Die Versuche wurden weggesteuert durchgeführt. Für die Versuche mit großer Exzentrizität wurde eine Belastungsgeschwindigkeit von $v_1 = 0.01 \text{ mm/s}$ bis zum Versagen des Versuchskörpers und im Nachbruchbereich eine Geschwindigkeit von bis zu $v_2 = 0.2 \text{ mm/s}$ gewählt. Auf Grund des spröden Verhaltens mit Betonversagen wurde in den Versuchen mit kleiner Exzentrizität die Belastungsgeschwindigkeit auf $v_1 = 0.004 \text{ mm/s}$ reduziert.

Zur Kontrolle der Rissbildung wurde die Versuchsbelastung bei großer Exzentrizität in 20 kN Schritten und bei kleiner Exzentrizität in 50 kN Schritten angehalten. Bei gehaltener Verformung gab die Last nach der Erstrissbildung nach. Das Nachbruchverhalten der Ankerplatte konnte erfasst werden, indem nach dem Erreichen der Höchstlast der Versuch weiter belastet wurde.

3.3.2.6 Materialkennwerte

Die Betondruckfestigkeit der Versuche wurde am Tag der Versuchsdurchführung an je drei Würfeln mit einem Kantenmaß von 150 mm untersucht. Die Ergebnisse der Festigkeitsermittlung sind in Tabelle 3.7 dargestellt. Zusätzlich wurde je Betoncharge die Zugfestigkeit des Betons an Biegezugprismen überprüft (vgl. Tabelle 3.7). Die Festigkeitsuntersuchungen wurden normgerecht im Prüflabor der MPA Stuttgart durchgeführt. Neben der Ermittlung der erreichten Festigkeiten am Versuchstag werden die 28-Tage Würfelfestigkeiten zur Kontrolle der Festigkeitsentwicklung vom Betonfertigteilwerk durchgeführt.

	2	Versuchstag	Rohdichte	fc,cube,150	fc,m,cube	f c,m,30	Rohdichte	fct	fctm
Ich	Z	versuchistag	Würfel 1	Würfel 1	Mittal	Bou	Prisma 1	Prisma 1	
rsu	rge	Herstelltag	Würfel 2	Würfel 2	wert	(30 Tage)	Prisma 2	Prisma 2	
Ve	ha	Alter	Würfel 3	Würfel 3	Wort	(ou rage)	Prisma 3	Prisma 3	
	0		[kg/dm³]	[N/mm²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kg/dm³]	[N/mm²]	[N/mm²]
		19.01.2015	2,33	32,7			2,33	3,2	
R2-1Q	1	08.12.2014	2,33	31,5	32,5		2,32	3,4	3,2
		42	2,32	33,4			2,33	3,1	
		20.01.2015	2,34	32,4					
R2-3Q(1)	1	08.12.2014	2,34	30,4	31,4	31,1			
		43	2,33	31,3					
		21.01.2015	2,34	33,0					
R2-3Q(2)	1	08.12.2014	2,34	32,9	34,1				
		44	2,33	36,5					
		26.01.2015	2,33	39,4					
R3-2Q(1)	2	10.12.2014	2,34	39,0	39,4				
		47	2,33	39,8					
		27.01.2015	2,33	37,9			2,32	3,7	
R3-2Q(2)	2	10.12.2014	2,34	40,7	39,5	35,3	2,3	4	3,7
		48	2,35	39,9			2,3	3,4	
		28.01.2015	2,32	40,7	-				
R3-1Q	2	10.12.2014	2,33	40,4	40,2				
		49	2,32	39,4					
		29.01.2015	2,34	40,4					
R5-2Q	3	12.12.2014	2,34	39,1	39,5				
		48	2,33	39,1				_	
	-	02.02.2015	2,33	39,8			2,31	4	
R5-1Q	3	12.12.2014	2,34	42,9	41,4	33,7	2,3	3,6	3,6
		52	2,34	41,6			2,32	3,3	
DA A	•	03.02.2015	2,33	41,4	40.0				
B3-Q	3	12.12.2014	2,31	39,7	40,6				
		53	2,33	40,6			2.22	Δ	
P2-20	л	16 12 2014	2,32	40,0	20.7		2,33	4	2.0
NZ-ZQ	4	51	2,32	39,7	39,7		2,31	4	3,9
		06.02.2015	2,32	36.5			2,02	5,0	
P2-40(1)	4	16 12 2014	2,34	41 5	20.5	22.5			
KZ-4Q(I)	4	10.12.2014	2,34	41,5	39,5	32,5			
		52	2,33	40,5					
		09.02.2015	2,33	40,3	40.0				
R2-4Q(2)	4	16.12.2014	2,31	40,8	40,9				
		55	2,32	41,7			0.00	0.7	
DE 20	~	10.02.2015	2,31	37,1	20.7		2,32	3,7	4.0
K0-3Q	5	17.12.2014	2,33	40,1	38,7		2,31	4,4	4,0
			2,3	39,0		33,9	2,29	3,9	
D2 20	F	11.02.2015	2,31	39,0	20.0				
K3-3Q	Э	17.12.2014	2,33	37,9	38,9				
		56	2,3	39,8					

Tabelle 3.7: Chargen der Versuchskörper

Die Werkstoffkennwerte der HEB 300 Walzprofile und der Bleche der Anbauteile wurde den Materialzeugnissen der Hersteller entnommen (vgl. Tabelle 3.8).

|--|

Blechdicke/Profil	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Bruchdehnung	Bemerkung
t	ReH	Rm	Α	
[mm]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	
20	392	532	30	-
25	434	565	21	Probe längs zur Walzrichtung
HEB 300	435	581	31	Probe längs zum Flansch

Für die Rückrechnung der Spannungen aus den gemessenen Dehnungen wurden neben den Materialkennwerten die Spannungs-Dehnungsdiagramme experimentell bestimmt. Alle Zugproben wurden vom Germanischen Lloyd Prüflabor GmbH in Esslingen durchgeführt. Die Materialkennwerte der einzelnen Ankerplatten mit gleicher Materialstärke waren identisch, da diese jeweils nur aus einer Blechtafel geschnitten werden. Aus den Materialproben wurden proportionale Zugproben nach *DIN 50125* Form E 15 x 30 x 120 für die Ankerplatten mit $t_p = 15$ mm und der Form E 30 x 20 x 140 für die Ankerplatten mit $t_p = 40$ mm gefertigt. Die Materiakennwerte wurden nach *DIN EN ISO 6892-1* ermittelt. Die Ergebnisse sind als Grundlage für die Entwicklung des analytischen und numerischen Modells in Tabelle 3.9 angegeben. Die Sollwerte der Materialeigenschaften wurden für alle Blechdicken erreicht und weisen Überfestigkeiten auf. Die Abweichungen zwischen den Prüfzeugnissen des Herstellers (vgl. Tabelle 3.10) und den durch den Germanischen Lloyd durchgeführten Zugproben lagen zwischen ca. 1 und 12%. Die Zugprüfmaschine und die Zugversuche sind in Bild 3.33 und in Bild 3.34 dargestellt. Die Zugversuche wurden bis zu einer Dehnung von 2% mit einer Dehngeschwindigkeit von 0,00025 1/s und danach mit 0,0067 1/s durchgeführt.

Blechdicke	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert
t	R _{p0.2}	R _{p0.2}	Rm	Rm	A	А
[mm]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]
	368		555		24	
15	370	370	556	556	24	24
	371		557		24	
	380		547		27	
40	380	381	546	547	29	28
	382		549		29	

Tabelle 3.9: Werkstoffkennwerte der Ankerplatten (Germanischen Lloyd)

Tabelle 3.10: Werkstoffkennwerte der Ankerplatten nach Prüfzeugnis des Herstellers

Blechdicke	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Bruchdehnung
t	R _{p0.2}	R _m	Α
[mm]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]
15	417	551	33
40	373	550	28





Bild 3.33: Zugversuch

Bild 3.34: Materialzugproben

In Bild 3.35 und Bild 3.36 sind die Spannungs-Dehnungsdiagramme der Zugversuche für den Bereich bis 1,0 % Dehnung dargestellt. Die Versuche wurden mit einer Extensometermessung durchgeführt, um eine realistische Spannungs-Dehnungsbeziehung, insbesondere im Bereich

geringer Dehnungen ermitteln zu können. Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen waren Grundlage für die Auswertungen der DMS-Messungen auf der Ankerplatte. Im Versuchsbericht *Kuhlmann u.a. 2015* sind die Materialzeugnisse und die weiteren Spannungs-Dehnungskurven der Zugversuche der Ankerplatte in dem für die Auswertung wesentlichen Bereich bis 1% Dehnung dargestellt.





Bild 3.35: Spannungs-Dehnungsdiagramm bis zu einer Dehnung von 1%

Bild 3.36: Spannungs-Dehnungsdiagramm bis zu einer Dehnung von 1%

Neben den vorliegenden Abnahmeprüfzeugnissen nach *DIN EN 10204* wurden die Materialkennwerte der Kopfbolzen nach *DIN 50125* für jeweils drei Kopfbolzen jedes Typs überprüft. Für die Zugproben nach *DIN EN 10204* wurde der gesamte Schaftquerschnitt des Kopfbolzens der jeweiligen Charge vom Hersteller geprüft (vgl. Tabelle 3.11).

Тур	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Bruchdehnung
	R _{p0.2}	R _m	Α
	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]
SD 16x100	527	574	16
SD 16x250	481	530	21

Tabelle 3.11: Werkstoffkennwerte der Kopfbolzen nach Abnahmeprüfzeugnis des Herstellers

Für die Materialzugproben nach *DIN 50125* wurden Rundproben des Typs B10x50 aus dem Kopfbolzenschaft gefertigt. Für diese Zugproben ist der höhere Anteil an Kaltverformungen am Rand des Kopfbolzenschaftes nicht berücksichtigt und die Festigkeitswerte im Bereich der Streckgrenze sind im Vergleich zu den Materialzugproben des Herstellers geringer. Für beide Kopfbolzenlängen wurden die Sollwerte der Materialeigenschaften erreicht. Diese wiesen Überfestigkeiten im Bereich der Streckgrenzen (18% bis 31%) und im Bereich der Zugfestigkeit (15% bis 23%) auf (vgl. Tabelle 3.12). Die Spannungs-Dehnungsdiagramme der Kopfbolzen sind in Bild 3.40 und in Bild 3.41 bis zu einer Dehnung von 1% dargestellt.

Tabelle 3.12: Werkstoffkennwerte der Kopfbolzen (Germanischen Lloyd)

Тур	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert
	R _{p0.2}	R _{p0.2}	R _m	R _m	A	A
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]
	490		578		20	
SD 16x100	499	493	589	581	17	19
	489		576		20	
	456		574		16	
SD16x250	427	443	514	545	17	17
	447		547		18	



Bild 3.37: Spannungs-Dehnungsdiagramm der Kopfbolzen mit L = 100 mm bis zu einer Dehnung von 1%

Die Werkstoffkennwerte der verwendeten Bewehrungsstäbe sind in Tabelle 3.13 aufgelistet. Für die Rückhängebewehrung und die Oberflächenbewehrung wurde ein warmgewalzter Stabstahl der Stahlsorte B500B nach *DIN 488* verwendet. Der Bewehrungsstahl der Rückhängebewehrung wurde durch die Firma Lotter und die Oberflächenbewehrung durch das Betonfertigteilwerk Rau bereitgestellt. In Bild 3.67 ist das Spannungs-Dehnungsdiagramm der Zugversuche des Bewehrungsstahls mit einem Durchmesser von 8 mm gegeben. Die weiteren Spannungs-Dehnungsdiagramme der Versuche sind im Versuchsbericht *Kuhlmann u.a. 2016* angegeben.



Bild 3.38: Spannungs-Dehnungsdiagramm der Kopfbolzen mit L = 250 mm bis zu einer Dehnung von 1%



Bild 3.39: Spannungs-Dehnungsdiagramm Bewehrungsstahl Ø 8 mm bis zu einer Dehnung von 1%

Тур	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert
	R _{p0.2}	R p0.2	Rm	Rm	A	Α
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]
	550		633		21	
Ø8mm	561	559	639	637	20	21
	565		638		23	
	564		604		18	
Ø 10 mm	541	546	581	586	18	18
	533		574		19	
	555		611		16	
Ø 12 mm	564	554	604	596	18	17
	542		574		17	
	508		622		24	
Ø 14 mm	496	500	616	620	24	25
	497		623		26	

Tabelle 3.13: Werkstoffkennwerte der Bewehrung (Germanischen Lloyd)

3.3.3 Überblick Querkraftversuche

In den folgenden Kapiteln werden die Versuchsergebnisse getrennt nach den jeweiligen Versagensmechanismen beschreiben. Eine ausführliche Beschreibung der Versuchsergebnisse mit den gemessenen Versuchskurven, der Dehnmessstreifen und der Wegaufnehmer kann dem Versuchsbericht *Kuhlmann u.a. 2016* entnommen werden.

Allgemein konnten in den Versuchen verschiedene Versagensmechanismen beobachtet werden. Um die Versuche mit Betonversagen vergleichbar zu machen, wurden die Höchstlasten der Versuche auf die mittlere gemessene Betondruckfestigkeit der Versuche mit Betonversagen nach Gleichung (3.1) normiert. Zur Normierung wurde die Wurzelfunktion angesetzt, da die Betonfestigkeit über die Wurzelfunktion in der Berechnung nach *Eligehausen u.a. 2006* eingeht.

$$F_{u,n} = F_u \cdot \sqrt{\frac{f_{cm,n}}{f_{cm}}}$$
(3.1)

Versuch	Höchstlast	Betonfestig-	Mittlere Zylinder-	Normierte Höchstlast
	F _u [kN]	f _{c,cube 150} [N/mm ²]	f _{cm} [N/mm²]	F _{u,n} [kN]
B3-Q	1000,67	40,6	32,89	966,59
R2-1Q	166,3	32,5	26,33	179,54
R2-2Q	1128,92	39,7	32,16	1102,77
R2-3Q(1)	138,67	31,4	25,43	152,31
R2-3Q(2)	142,42	34,1	27,62	150,11
R2-4Q(1)	940	39,5	32,00	920,54
R2-4Q(2)	977,75	40,9	33,13	940,98
R3-1Q	335,25	40,2	32,56	325,44
R3-2Q(1)	342,5	39,4	31,91	335,84
R3-2Q(2)	341,67	39,5	32,00	334,60
R3-3Q	1080,67	38,9	31,51	1080,67*
R5-1Q	265,77	41,4	33,53	265,77*
R5-2Q	270,92	39,5	32,00	270,92*
R5-3Q	1099,17	38,7	31,35	1099,17*
		Mittelwert:	$f_{cm,n} = 30,68 \text{ N/mm}^2$	

Tabelle 3.14: Tatsächliche und normierte Bruchlasten der Versuche unter Querkraftbeanspruchung

*Wegen Stahlversagen nicht normiert

Mit Hilfe der Normierung der Höchstlasten der Versuche mit Betonversagen können die einzelnen Versuche miteinander direkt verglichen werden. Die Versuche unter Querkraftbeanspruchung mit größerer Lastexzentrizität erreichen durch die Hebelwirkung kleinere Traglasten. Auf Grund der hohen Momentenbeanspruchung werden in diesen Versuchen mit großem Hebelarm die Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite vorwiegend auf Zug beansprucht.

Mit der Erhöhung der zusätzlichen Rückhängebewehrung konnte die Höchstlast im Versuch R2-2Q im Vergleich zum Versuch B3-Q um 14% gesteigert werden. Für die Versuche unter Querkraftbeanspruchung kann eine Verringerung der möglichen Höchstlast durch eine Rissinduzierung im Beton mit einem Faktor von 0.83-0.85 in der Versuchsreihe 2 festgestellt werden. Dies ist in Übereinstimmung mit Beobachtungen nach *Kuhlmann u.a. 2013.*

3.3.4 Tragverhalten bei Betonversagen unter Querkraftbeanspruchung

3.3.4.1 Allgemeines

Im Basisversuch B3-Q und in den Versuchen der Versuchsreihe 2 konnte mit kurzen Kopfbolzen in allen Versuchen Betonversagen auf der lastabgewandten Seite erzielt werden. In Bild 3.40 sind der Kraft-Maschinenweg für die Versuche mit großer Exzentrizität von e = 1000 mmund in Bild 3.41 die Versuche mit kleiner Exzentrizität von e = 80 mm dargestellt. Auf Grund der geringen Verankerungslänge der Bewehrung konnte ein Mischversagen aus Verbund- und Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung beobachtet werden. Im Versuch B3-Q mit geringem Bewehrungsgrad kam es zum Stahlversagen der Rückhängebewehrung.





Bild 3.40: Kraft-Weg-Diagramm Versuchsreihe 2 mit Exzentrizität e = 1000 mm



Bild 3.41: Kraft-Weg-Diagramm Versuchsreihe 2 mit Exzentrizität e = 80 mm

Die Versuche R2-3Q(1) und R2-3Q(2) hatten durch die Rissinduzierung von w = 0.3 mm eine auf ca. 80% geringe Tragfähigkeit im Vergleich der normierten Traglasten. Im Allgemeinen kann bei Versuchen in gerissenem Beton nach *Eligehausen u.a. 2006* eine geringere Steifigkeit beobachtet werden, wenn die Verbindungsmittel unter Querkraft in Richtung des Risses belastet werden. In den hier beschriebenen Versuchen wurden die Risse wie in den Untersuchungen nach *Kuhlmann u.a. 2008* quer zur Belastungsrichtung im Versuchskörper angebracht und hatten somit primär Einfluss auf die Höchstlast und nicht auf die Steifigkeit der Versuche. Durch die Verwendung einer dicken Ankerplatte mit t = 40 mm konnte in diesen Versuchen eine elastische Verteilung der Zugkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen bis zur Höchstlast beobachtet werden. Im Folgenden werden die Versuche B3-Q, R2-1Q und R2-2Q im Detail erläutert, um das Tragverhalten der Versuche darzustellen. Ausführungen zu den weiteren Versuchen der zweiten Versuchsreihe sind im Versuchsbericht gegeben (*Kuhlmann u.a. 2016*).

3.3.4.2 Versuch B3-Q

Im Versuch B3-Q konnte als Versagensmechanismus ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite und ein seitlicher Betonausbruch beobachtet werden (vgl. Bild 3.43). Mit dem Erreichen der Höchstlast bildete sich der Versagensmechanismus aus und die Zylinderkraft fiel ab (vgl. Bild 3.41). Es trat im Vergleich zu den Versuchen mit großer Exzentrizität trotz der minimal möglichen Versuchsgeschwindigkeit von $v_1 = 0,01 \text{ mm/s}$ ein schlagartiges Versagen ein.



Bild 3.43: Betonausbruch des Versuchs B3-Q



Bild 3.42: Verschiebung der Ankerplatte in Z-Richtung und in X-Richtung im Bereich der Zugkomponente



Bild 3.44: Dehnungsmessungen auf der Ankerplatte

Bei Höchstlast wurden Verformungen bis ca. 4,0 mm in Belastungsrichtung der Ankerplatte gemessen. Die gemessene Rotation der Ankerplatte war mit 0,6 Grad gering. Bis zu einer Zylinderkraft von F = 500 kN waren die Verformungen der Zugkomponente in X-Richtung klein und es konnten bei der Sichtprüfung an der Betonoberfläche noch keine Risse durch die Ausbildung eines Betonausbruchkegels beobachtet werden. Mit der weiteren Laststeigerung und der Ausbildung von ersten Spaltrissen ab einem Zylinderweg von ca. 7 mm nahmen die Verformungen im Bereich der Zugkomponente bis ca. 4 mm zu (vgl. Bild 3.42). Im Zug- und Druckbereich konnten nur geringe Dehnungen auf der Ankerplatte gemessen werden, die im elastischen Bereich lagen. Die maximalen Dehnungen, gemessen durch den DMS-22 im Druckbereich auf der Ankerplatte, entsprachen einer Spannung von ca. 120 N/mm² (vgl. Bild 3.44).

Die Rückhängebewehrung wurde bis zum Erreichen der maximalen Versuchslast von $F_u = 1000,6$ kN aktiviert. Die innere Bügelreihe (vgl. Bild 3.32) wurde stärker aktiviert als die äußere. Dies folgt aus den gemessenen Längsdehnungen nach Bild 3.46, in denen die DMS 19 und DMS 20 bis zur maximalen Versuchslast die höchsten Dehnungen aufwiesen. Die äußere Bewehrungsreihe entzog sich dem Lastabtrag und blieb bis zum Versagen intakt. Ursache ist,

dass sich die Kopfbolzen unter Querbeanspruchung bis zum Stahlversagen in die innere Bewehrungsreihe einhängen (vgl. Bild 3.45).







In Bild 3.47 sind die Verformungen der Ankerplatte dargestellt, die über die Wegaufnehmer in X-Richtung der Ankerplatte gemessen wurden. Die Messwerte wurden aus dem Mittelwert der Ergebnisse der beiden Messachsen gebildet. Bis zur Höchstlast verformte sich die Ankerplatte elastisch. Dadurch stellte sich ein maximaler Hebelarm zwischen den Dübelzugkräften und der Betondruckzone ein. Die Ankerplatte wurde am äußersten Rand in den Beton gedrückt.



Plattenkoordinaten [mm]

Bild 3.47: Verformungen der Ankerplatte in X-Richtung



Kopfbolzenreihe

Bild 3.48: Längsdehnung in den Kopfbolzenreihen

Die Lastverteilung der Normalkräfte kann aus den Längsdehnungen in Bild 3.48 der jeweiligen Kopfbolzenreihen bestimmt werden. Bis zu einem Lastniveau von 75% der Traglast F_u ist näherungsweise eine elastische Dehnungsebene zwischen den Kopfbolzen zu beobachten. Mit zunehmender Belastung konnten in der vierten Kopfbolzenreihe keine weiteren Lasten in den Beton eingeleitet werden und es wurden größere Verformungen in der dritten Kopfbolzenreihe gemessen.

3.3.4.3 Versuch R2-2Q

Im Versuch R2-2Q wurde im Vergleich zum Basisversuch B3-Q mehr Rückhängebewehrung im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen eingebaut. Dadurch konnte die Höchstlast gesteigert werden. Im Versuch R2-2Q stellte sich ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite mit einem relativ spröden Versagen ein. Vor der Ausbildung des Betonausbruchkegels waren Spaltrisse im Bereich der beiden auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihen zu beobachten. Mit der Ausbildung erster Spaltrisse flachte die Last-Verschiebungskurve des Versuchs ab (vgl. Bild 3.49).



Bild 3.49: Rissöffnung bei Versuchsdurchführung



Bild 3.50: Aufgeklebte Wegaufnehmer zur Rissgrößenmessung (RA-1)



Bild 3.52: Betonausbruch des Versuchs R2-2Q

1200 1000 Zylinderkraft [kN] 800 600 400 200 -Weg X •Weg Z 0 0,0 1,5 3.0 4,5 6,0 7,5 Verschiebung Ankerplatte [mm]

Bild 3.51: Verschiebung der Ankerplatte in Z-Richtung und in X-Richtung im Bereich der Zugkomponente



Bild 3.53: Dehnungsmessungen auf der Ankerplatte

Die Spaltrisse, die mit zunehmendem Risswachstum zu einem weiteren Abflachen der Versuchskurve führten, bildeten sich ausgehend von den beiden äußeren lastabgewandten Kopfbolzenreihen (vgl. Bild 3.50). Mit dem höheren Bewehrungsgrad der Rückhängebewehrung konnte eine größere Verschiebung mit $w_z = 6 \text{ mm}$ in Lastrichtung der Ankerplatte aufgrund des höheren Lastniveaus gemessen werden. Die Last-Verformungskurve der Zugkomponente hatte einen vergleichbaren Verlauf wie die des Versuchs B3-Q. Es konnten allerdings größere Verformungen $w_x = 4 \text{ mm}$ bis zur Versagenslast als in Versuch B3-Q gemessen werden (vgl. Bild 3.42).

Im Druckbereich waren die gemessenen Längsdehnungen auf der Ankerplatte geringer als im Versuch B3-Q (vgl. Bild 3.53 und Bild 3.44). Ab einer Versuchslast von ca. F = 800 kN konnten über die letzte Kopfbolzenreihe keine weiteren Kräfte in den Beton eingeleitet werden. Durch

die Verdrehung des Anschlusses und der Ausbildung einer Druckstrebe auf die Rückhängebewehrung in diesem Bereich wurden die Kopfbolzen der vierten Reihe stark verformt. Als Versagensmechanismus konnte ein einseitiger Druckstrebenbruch in der letzten Bewehrungsreihe neben einem Verbundversagen der Bewehrung beobachtet werden (vgl. Bild 3.54). Im Vergleich zum Versuch B3-Q konnten zwar auch große Dehnungen in der inneren Bügelreihe gemessen werden (DMS-19 und DMS -20), allerdings stelle sich kein Versagen bis zum Bruch ein (vgl. Bild 3.46 und Bild 3.55).



Bild 3.54: Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung und Verformung der Kopfbolzen



Bild 3.55: Längsdehnung in der Bewehrung

Bis zur Höchstlast konnte aufgrund der dicken, starren Ankerplatte eine elastische Verformung der Ankerplatte beobachtet werden. Die gemessenen Verformungen waren mit den Messwerten des Versuchs B3-Q vergleichbar (vgl. Kapitel 3.3.4.2). Während der Versuchsdurchführung entzieht sich die vierte Kopfbolzenreihe dem Lastabtrag durch ein Betonversagen im Bereich der Rückhängebewehrung. Die Längsdehnungen in den ersten drei Kopfbolzenreihen verteilen sich elastisch (vgl. Bild 3.57).



Bild 3.56: Verformungen der Ankerplatte in X-Richtung



Bild 3.57: Längsdehnung in den Kopfbolzenreihen

3.3.4.4 Versuch R2-1Q

Im Versuch R2-1Q wurde bei sonst gleicher Parameterkonfiguration wie in den oben beschriebenen Versuchen die Exzentrizität mit e = 1000 mm variiert. In diesem Versuch wurde eine Höchstlast von $F_u = 166 \text{ kN}$ gemessen. Mit dem Erreichen der Höchstlast konnte ein Betonausbruchkegel auf der lastabgewandten Seite (vgl. Bild 3.61) beobachtet werden. Ab einem Lastniveau von ca. F = 100 kN bildeten sich im Bereich der beiden auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihen seitlich der Ankerplatte Spaltrisse. Mit dem Ausbilden der Spaltrisse flachte die Last-Verformungskurve des Versuchs ab (vgl. Bild 3.58).

Das gewählte Walzprofil war ausreichend steif, um die Zylinderkraft in die Ankerplatte einzuleiten. Neben dem Verdrehungsmesser auf der Ankerplatte (Rotation 02) wurde die Verdrehung in der Mitte des Walzprofils gemessen (Rotation 01). Da die Differenz dieser beiden Messungen gering war, ist davon auszugehen, dass der Krümmungsanteil durch Biegung im Walzprofil vernachlässigbar war (vgl. Bild 3.59)



Bild 3.58: Rissöffnung bei Versuchsdurchführung

Bild 3.59: Verdrehung der Ankerplatte und des Anbauteils

Im Vergleich zu den Versuchen mit kleiner Exzentrizität der Versuchsreihe 2 war das Versagen der Versuche mit großer Exzentrizität duktiler. Im Bereich der Zugkomponente konnten ähnliche Verformungen in X-Richtung gemessen werden. Die Verschiebung der Ankerplatte in Z-Richtung war jedoch geringer (vgl. Bild 3.60). Auf der Ankerplatte konnten im Zugbereich Dehnungen von $\varepsilon = 0,043$ % gemessen werden. Dies entsprach Biegenormalspannungen auf der Ankerplatte im Bereich des T-Stummelflansches von $\sigma = 120$ N/mm². Für den Zugbereich wies die Ankerplatte ein elastisches Verhalten auf.





Bild 3.60: Verschiebung der Ankerplatte in Z-Richtung und in X-Richtung im Bereich der Zugkomponente



Bild 3.61: Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

Bild 3.62: Dehnungsmessungen auf der Ankerplatte

Im Versuch R2-1Q wurde in der dritten und vierten Kopfbolzenreihe ein Bewehrungsbügel pro Kopfbolzen angeordnet (vgl. Bild 3.63). Die äußere Bügelreihe wurde im Versuchskörper R2 1Q erst ab einer Zylinderkraft von ca. F = 50 kN aktiviert (Bild 3.64). In den Bewehrungsbügel der äußeren Bügelreihe bildeten sich Längsspannungen von ca. $\sigma = 570 \text{ N/mm}^2$. Die innere Bewehrungsreihe wurde im Vergleich zur äußeren Bügelreihe später aktiviert und wies bei Höchstlast geringere Beanspruchungen auf. Die Rissbildung im Betonausbruchkegel bildete sich ausgehend von der vierten Kopfbolzenreihe.



Bild 3.63: Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung



Bild 3.64: Längsdehnung in der Bewehrung

Auf Grund der großen Blechdicke von $t_p = 40 \text{ mm}$ hatte die starre Ankerplatte bis zur Höchstlast ein elastisches Tragverhalten (vgl. Bild 3.65). Mit der gleichmäßigen Verformung der Ankerplatte stellte sich zwischen den Kopfbolzen eine gleichförmige Verteilung der Längsdehnungen ein (vgl. Bild 3.66). Bis zu einem Lastniveau von ca. 60% der Höchstlast konnten in den ersten beiden Kopfbolzenreihen Druckkräfte gemessen werden. Mit einer zunehmenden Belastung der Ankerplatte konnten diese Druckbeanspruchungen nicht weiter gesteigert werden. Es ist davon auszugehen, dass die Druckkräfte mit dem Erreichen der Höchstlast überwiegend über den Kontaktbereich zwischen Ankerplatte und Beton übertragen werden.





Plattenkoordinaten [mm]

Bild 3.65: Verformungen der Ankerplatte in X-Richtung



Bild 3.66: Längsdehnung in den Kopfbolzenreihen

3.3.4.5 Zusammenfassung

In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität (e = 80 mm) und großer Exzentrizität (e = 1000 mm) stellte sich bei kurzen Kopfbolzen L = 100 mm und einer dicken Ankerplatte (t_p = 40 mm) ein Betonversagen ein. Durch die Induzierung von Rissen in den beiden lastabgewandten Kopfbolzenreihen reduzierten sich die maximal möglichen Höchstlasten um ca. 20%. Bei der Versuchsdurchführung war in allen Versuchen in gerissenem Beton ein Öffnen des Risses in der Achse der vierten Kopfbolzenreihe bei der Versuchsdurchführung zu beobachten. Der zweite Spaltriss in der Achse der dritten Kopfbolzenreihe schloss sich mit der weiteren Versuchsdurchführung. In den Versuchen in ungerissenem Beton bildeten sich bis zur Ausbildung des gesamten Betonausbruchkegels Spaltrisse in Lastrichtung und orthogonal zur Belastungsrichtung.

In den Versuchen wurden in den Kopfbolzenreihen 3 und 4 Bewehrungsbügel als Rückhängebewehrung angeordnet. Im Versuchskörper B3-Q wurde mit einem Bügelschenkel pro Kopfbolzen ein Versuch mit einem geringeren Bewehrungsgrad durchgeführt. In den anderen Versuchen wurde pro Kopfbolzen ein Bewehrungsbügel angeordnet. In allen Versuchen konnte ein Betonausbruchkegel auf der lastabgewandten Seite beobachtet werden, der sich auch seitlich der Ankerplatte ausbildete. Im Versuchskörper B3-Q trat mit dem Erreichen der Höchstlast ein Bewehrungsversagen in der inneren Bügelreihe auf. In den höherbewehrten Versuchskörpern konnte neben der Ausbildung des Betonausbruchkegels ein Betonversagen zwischen der Rückhängebewehrung in Form eines Druckstrebenbruchs beobachtet werden. Diese beiden Versagensmechanismen sowie ein Verankerungsversagen der Bewehrung im Betonausbruchkegel konnten aufgrund vergleichsweise geringer Einbindelänge der Rückhängebewehrung im Betonausbruchkegel nicht exakt voneinander getrennt werden.

Auch bei der kurzen Einbindelänge der Rückhängebewehrung im Betonausbruchkegel wurde die Bewehrung bis zu einer Dehnung beansprucht, bei der die Streckgrenze erreicht wurde. Dies konnte in allen Versuchen mit kurzen Kopfbolzen in der äußer Reihe der Rückhängebewehrung beobachtet werden. In den Versuchen mit höherem Bewehrungsgrad stellte sich allerdings ein Mischversagen aus Verbundversagen und der Ausbildung eines Betonausbruchkegels ein. In den Versuchen in ungerissenem Beton war zu beobachten, dass die Bewehrung erst ab dem Erreichen eines Lastniveaus von ca. 40% der Höchstlast aktiviert wurde. In den Versuchen in gerissenem Beton wurde die äußere Bewehrungsreihe aufgrund der Rissbildung von Versuchsbeginn an belastet. Die Kopfbolzen hängten sich in den Versuchen mit kleiner Exzentrizität in die innere Bügelreihe ein.

Im Basisversuch und in den Versuchen der Versuchsreihe 2 blieb die Ankerplatte bis zur Höchstlast nahezu eben. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität werden bei Höchstlast alle Kopfbolzenreihen auf Zug beansprucht. Der Druckpunkt lag in diesen Versuchen am Rand der Ankerplatten. In den Versuchen mit großer Exzentrizität wurde im Druckbereich eine größere Fläche aktiviert und es wurden daher auch in der ersten Kopfbolzenreihe bei Höchstlast Druckkräfte übertragen.

Ab Versuchslasten von ca. 75% der Höchstlast konnten in der Rückhängebewehrung Dehnungen im plastischen Bereich gemessen werden. Bei Höchstlast wurde in den Kopfbolzen der Reihen 3 und 4 die 0,2% Dehngrenze nicht erreicht und es kann für die Versuche mit kleiner und großer Exzentrizität ein elastisches Tragverhalten unterstellt werden.

Trotz der geringen Exzentrizität der Schubkraft waren die Verformungen im Zugbereich der Ankerplatte nur minimal geringer als die Verschiebung der Ankerplatte in Belastungsrichtung. Da zwar die Längsdehnungen in den Kopfbolzen gemessen werden können, jedoch keine Schubverformungen, muss anhand der Verschiebung der Ankerplatte und der numerischen Untersuchungen die Verteilung der Schubkräfte auf die einzelnen Kopfbolzenreihen ausgewertet werden.

3.3.5 Tragverhalten bei Stahlversagen der Rückhängebewehrung und Abscheren der Kopfbolzen

3.3.5.1 Allgemeines

In den Versuchen mit langen Kopfbolzen (L = 250 mm) und dicker Ankerplatte ($t_p = 40 \text{ mm}$) bildete sich bei den Versuchen mit großer Exzentrizität (e = 1000 mm) ein Betonausbruchkegel auf der lastabgewandten Seite. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität (e = 80 mm) scherten die Kopfbolzen ab. Die Last-Verformungskurven der Versuche R3-1Q, R3-2Q (1) und R3-2Q (2) sind in Bild 3.67 dargestellt. Ein unterschiedlicher Verlauf der Last-Verformungskurve durch die Rissinduzierung im Versuch R3-2Q (2) war nicht feststellbar. Die Last-Verformungskurve des Versuchs R3-3Q ist in Bild 3.68 dargestellt. Im Folgenden werden exemplarisch die Ergebnisse eines Versuchs mit kleiner (Versuch R3-3Q) und großer Exzentrizität (Versuch R3-1Q) dargestellt. Ausführungen zu den weiteren Versuchen der zweiten Versuchsreihe sind im Versuchsbericht gegeben (*Kuhlmann u.a. 2016*).



Bild 3.67: Kraft-Weg-Diagramm Versuchsreihe 3 mit Exzentrizität e = 1000 mm



Bild 3.68: Kraft-Weg-Diagramm Versuchsreihe 3 mit Exzentrizität e = 80 mm

3.3.5.2 Versuch R3-3Q

Im Versuch R3-3Q seigte sich bei einer Höchstlast von $F_u = 1080$ kN ein Abscheren der Kopfbolzen. Die Steifigkeit des Versuchs blieb bis zu einer Versuchslast von F = 700 kN konstant. Mit der Ausbildung von Spaltrissen an der Betonoberfläche und dem Einschnüren der Kopfbolzen im Bereich des Kopfbolzenfußes durch das Stahlversagen nahmen die Verformungen der Ankerplatte zu und die Steifigkeit der Last-Verformungskurve wurde geringer (vgl. Bild 3.69). An der Betonoberfläche konnten bei der Sichtprüfung während der Versuchsdurchführung ausschließlich Spaltrisse ausgehend von der letzten Kopfbolzenreihe beobachtet werden.



Bild 3.69: Rissöffnung bei Versuchsdurchführung

Bild 3.70: Längsdehnung in der Bewehrung

Aufgrund der längeren Einbindelänge der Kopfbolzen wurde die äußere Bewehrungsreihe im Gegensatz zu den vergleichbaren Versuchen mit kurzen Kopfbolzen auch bis zur Höchstlast beansprucht. Der DMS in der inneren Bewehrungsreihe wies geringere Messwerte auf (vgl. Bild 3.70). Die Bewehrung wurde über den Bereich mit linear-elastischen Dehnungen hinaus belastet. In der Rückhängebewehrung konnten plastische Dehnungen gemessen werden. In diesem Versuch mit langen Kopfbolzen und kleiner Exzentrizität war zu beobachten, dass die Rückhängebewehrung im Vergleich mit den Versuchen mit kleiner Exzentrizität und kurzen Kopfbolzen geringer beansprucht wurde. Ursache war, dass die Kopfbolzen nicht durch höhere Zugkräfte beansprucht wurde, da ein Abscheren im Dübelfuß eintrat.

Im Bereich der Druckzone platzte der Beton vor der Ankerplatte ab, da die Ankerplatte in diesem Bereich in den Beton gedrückt und gleichzeitig in Belastungsrichtung verschoben wurde (vgl. Bild 3.71). Bei Höchstlast konnten Verschiebungen in Z-Richtung von $w_z = 8 \text{ mm}$ gemessen werden (vgl. Bild 3.73). Im Zugbereich konnte neben der Schubverformung in Belastungsrichtung ein Abheben der Ankerplatte von $w_x = 1 \text{ mm}$ gemessen werden.



Bild 3.71: Abplatzen des Betons im Druckbereich vor der Ankerplatte



Bild 3.72: Verformung in Z-Richtung unterhalb der Ankerplatte





Bild 3.73: Verschiebung der Ankerplatte in Z-Richtung und in X-Richtung im Bereich der Zugkomponente



Bild 3.74: Versagen des Anschlusses durch Abscheren der Kopfbolzen

Bild 3.75: Dehnungsmessungen auf der Ankerplatte

Die Dehnungen auf der Ankerplattenoberseite waren im Zug- und im Druckbereich der Ankerplatte im elastischen Bereich. Aufgrund der Biegebeanspruchungen im Querschnitt ist davon auszugehen, dass die Ankerplatte bis zum Erreichen der Höchstlast Reibungsanteile im Druckbereich übertragen kann (vgl. Bild 3.75). Bis zu einem Lastniveau von 75% wurden die letzten drei Kopfbolzenreihen auf Zug und die erste Kopfbolzenreihe auf Druck beansprucht. Mit weiterer Laststeigerung traten am Dübelfuß der Kopfbolzen stärkere Verformungen auf und die Kopfbolzen in der ersten Reihe wurden bei Höchstlast auch auf Zug beansprucht (vgl. Bild 3.77).



Plattenkoordinaten [mm]

Bild 3.76: Verformungen der Ankerplatte in X-Richtung



Kopfbolzenreihe

Bild 3.77: Längsdehnung in den Kopfbolzenreihen

3.3.5.3 Versuch R3-1Q

Im Versuch R3-1Q wurde eine Höchstlast von $F_u = 335$ kN erreicht. Der Anschluss versagte durch ein Betonversagen auf der lastabgewandten Seite in Kombination mit einem Stahlversagen der Rückhängebewehrung. Auf dem Beton konnte über Wegaufnehmer bis zum Erreichen der Höchstlast eine Spaltrissbildung mit einer Rissöffnung von bis zu $w_k = 0,17$ mm gemessen werden (vgl. Bild 3.78). Nach dem Erreichen der Höchstlast fiel die Last-Verformungskurve ab. Mit dem weiteren Aufbringen von Verformungen fiel die Last bei einem Zylinderweg von u = 60 mm mit dem Stahlversagen der Rückhängebewehrung abrupt ab. Bis zur Ausbildung des Betonausbruchkegels bildeten sich die Spaltrisse, beginnend von der Zugzone fächerartig aus (vgl. Bild 3.79).

Die Steifigkeit des Versuchs blieb bis zu einer Versuchslast von F = 200 kN konstant. Bis zu diesem Lastniveau waren bei der Sichtprüfung an der Betonoberfläche noch keine Spaltrisse zu erkennen. Mit einer zunehmenden Belastung flachte die Last-Verformungskurve ab. Es konnten sowohl in den Kopfbolzen als auch in der Rückhängebewehrung Dehnungen gemessen werden, die über der elastischen 0,2%-Dehngrenze der Kopfbolzen und der Bewehrung lagen. Die Rückhängebewehrung versagte in der Risszone des Betonausbruchegels mit dem Einschnüren des Bewehrungsstabes (vgl. Bild 3.80). Die DMS-Messwerte sind aufgrund der gleichmäßigen Aktivierung der Rückhängebewehrung in beiden Bügelreihen deckungsgleich. Die Bewehrungsbügel in der äußeren Reihe versagen vor den Bewehrungsbügeln der inneren Rückhängebewehrungsreihe.



Bild 3.78: Rissöffnung bei Versuchsdurchführung



Bild 3.80: Stahlversagen der Rückhängebewehrung



Bild 3.79: Rissentwicklung und Lage der Wegaufnehmer zur Rissgrößenmessung



Bild 3.81: Längsdehnung in der Bewehrung

Der Betonausbruchkegel erreichte an der Oberfläche im Versuch R3-1Q auf der lastabgewandten Seite den Rand des Betonkörpers (vgl. Bild 3.83). Bei Höchstlast konnten Verschiebungen der Ankerplatte in Lastrichtung von $w_z = 2,6 \text{ mm}$ und im Bereich der Zugkomponente von $w_x = 1,0 \text{ mm}$

7,5 mm gemessen werden. Die Last-Verformungskurve der Zugkomponente hatte einen ausgeprägten duktilen Verlauf. Im Druckbereich wurde mit einer Dehnung von 0,2% die Streckgrenze der Ankerplatte erreicht, im Zugbereich dagegen nicht (vgl. Bild 3.84).



Bild 3.83: Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite



Bild 3.82: Verschiebung der Ankerplatte in Z-Richtung und in X-Richtung im Bereich der Zugkomponente



Bild 3.84: Dehnungsmessungen auf der Ankerplatte

Bis zur Höchstlast verformte sich die Ankerplatte im Zugbereich elastisch. Trotz der starren Ankerplatte wurden im Druckbereich an der Ankerplattenoberseite Dehnungen auf dem Niveau der Fließspannung gemessen (vgl. Bild 3.84). Im Druckbereich wurde die Ankerplatte über die gesamte Kragarmfläche des T-Stummels in den Beton gedrückt. Mit einer weiteren Laststeigerung stellte sich die Ankerplatte stärker über den vorderen Ankerplattenrand auf, so dass mit der Höchstlast auch die erste Kopfbolzenreihe auf Zug beansprucht wurde. In Bild 3.85 und Bild 3.86 sind die Verformungen der Ankerplatte bei der Versuchsdurchführung dargestellt



Bild 3.85: Verformungen der Ankerplatte in X-Richtung bei ca. 75% F_u



Bild 3.86: Verformung der Ankerplatte bei Versuchsdurchführung nach Erreichen der Höchstlast

3.3.5.4 Zusammenfassung

In der Versuchsreihe 3 wurden Ankerplatten unter Querkraft mit kleiner Exzentrizität (e = 80 mm) und großer Exzentrizität (e = 1000 mm), langen Kopfbolzen L = 250 mm und einer dicken Ankerplatte (t_p = 40 mm) untersucht. Im Versuch mit kleiner Exzentrizität kam es zum Stahlversagen der Kopfbolzen durch ein gleichmäßiges Abscheren aller 16 Kopfbolzen auf Höhe des Schweißwulstes am Dübelfuß. Bei Versuchen mit großer Exzentrizität war stets ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite festzustellen. Die Rückhängebewehrung wurde in diesen Versuchen bis zum Stahlversagen belastet.

Im Versuch R3-3Q mit kleiner Exzentrizität waren hohe Schubverformungen der Ankerplatte in Belastungsrichtung zu beobachten. Mit dem Erreichen der Höchstlast nahmen die Dehnungen im Bereich des Dübelfußes so stark zu, dass auch die erste Kopfbolzenreihe auf Zug beansprucht wurde. Im Bereich der Zugkomponente wurden geringere Verformungen in X-Richtung als in Z-Richtung gemessen. Die Rotation der Ankerplatte war in diesem Versuchen mit geringer Exzentrizität mit 0,15° sehr gering. In den Versuchen mit großer Exzentrizität waren die Verformungen im Zugbereich in X-Richtung größer als die Verschiebung der Ankerplatte parallel zur Belastungsrichtung.

In den Versuchen wurde im Bereich der beiden letzten Kopfbolzenreihen eine Rückhängebewehrung angeordnet. Die Rückhängebewehrung wurde auch im Versuch mit kleiner Exzentrizität aktiviert. Die gemessenen Dehnungen waren in der dritten Versuchsserie mit langen Kopfbolzen gleich groß wie die Dehnungen in den kurzen Kopfbolzen der zweiten Serie. Im Vergleich mit den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen wurden aufgrund der längeren Einbindelänge der Kopfbolzen alle Bügelreihen gleichmäßig belastet. In den Versuchen mit großer Exzentrizität wurden alle Bügelreihen bis zum Stahlversagen beansprucht. Aufgrund des Fließens der Rückhängebewehrung und der Längsdehnungen im Kopfbolzenschaft hatte die Zugkomponente des Anschlusses einen duktilen Last-Verformungsverlauf.

Der Versuch R3-2Q (2) wurde in gerissenem Betongrund durchgeführt. Der Einfluss durch den gerissenen Beton im Vergleich zu den ungerissenen Versuchen war allerdings gering, da in diesen Versuchen mit dem Aufbringen der Verformung eine Spaltrissbildung, ausgehend von den beiden letzten Kopfbolzenreihen, einsetzte. Es ist anzunehmen, dass durch die ausgeprägte Spaltrissbildung die Tragfähigkeit auch in den Versuchen mit ungerissenem Beton geschwächt wird und im Allgemeinen bei großen Ankerplatten von ungerissenem Beton auszugehen ist.

3.3.6 Tragverhalten bei Stahlversagen in den Kopfbolzen und plastischen Verformungen in der Ankerplatte

3.3.6.1 Allgemeines

Die Versuche mit langen Kopfbolzen (L = 250 mm) und dünner Ankerplatte (t_p = 15 mm) versagten sowohl bei großer Exzentrizität (e = 1000 mm) als auch bei kleiner Exzentrizität (e = 80 mm) durch ein Stahlversagen im Bereich des Dübelfußes. Die Last-Verformungskurven der beiden Versuche mit großer Exzentrizität R5-1Q und R5-2Q hatten beide einen vergleichbaren Verlauf (vgl. Bild 3.87). Durch die Fließgelenkbildung im Bereich der Ankerplatte stellte sich in den Versuchen ein duktiles Tragverhalten ein.

Im Versuch R5-3 Q mit kleiner Exzentrizität hatte die Dicke der dünnen Ankerplatte nur einen unwesentlichen Einfluss auf die Duktilität des Anschlusses. Die Lastverformungskurve war mit dem Versuch R3-3Q mit einer dicken Ankerplatte vergleichbar. Mit dem Erreichen der Höchstlast versagte dieser Anschluss durch schlagartiges Abscheren aller Kopfbolzenreihen (vgl. Bild 3.88).

Im Folgenden werden exemplarisch die Ergebnisse eines Versuchs mit kleiner (Versuch R5-3Q) und großer Exzentrizität (Versuch R5-1Q) dargestellt. Ausführungen zu den weiteren Versuchen der zweiten Versuchsreihe beschreibt der Versuchsbericht (*Kuhlmann u.a. 2016*).







Bild 3.88: Kraft-Weg-Diagramm Versuchsreihe 5 mit Exzentrizität e = 80 mm

Der Versuch R5-3Q versagte bei einer Höchstlast von $F_u = 1099$ kN durch das Abscheren der Kopfbolzen. Die Ergebnisse des Versuchs R5-3Q waren mit dem Versuch R3-3Q mit dicker Ankerplatte vergleichbar. Die Dicke der Ankerplatte hatte bei dem Versuch mit kleiner Exzentrizität keinen Einfluss. Die Steifigkeit des Versuchs belieb bis zu einer Versuchslast von F = 700 kN konstant. Mit der Ausbildung von Spaltrissen an der Betonoberfläche und dem Einschnüren der Kopfbolzen im Bereich des Kopfbolzenfußes durch das Stahlversagen nahmen die Verformungen der Ankerplatte zu und die Steifigkeit der Lastverformungskurve wurde geringer (vgl. Bild 3.89). An der Betonoberfläche konnten bei der Sichtprüfung während der Versuchsdurchführung ausschließlich Spaltrisse, ausgehend von der letzten Kopfbolzenreihe, beobachtet werden (vgl. Bild 3.90).

Aufgrund der längeren Einbindelänge der Kopfbolzen wurde die äußere Bewehrungsreihe im Gegensatz zu den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen und kleiner Exzentrizität ebenfalls bis zur Höchstlast beansprucht. Die DMS in der inneren Bewehrungsreihe wiesen geringere Messwerte auf (vgl. Bild 3.92). Die Bewehrung wurde über den Bereich mit linear-elastischen Dehnungen des Materialverhaltens belastet. Für die Rückhängebewehrung konnten somit plastische Dehnungen gemessen werden.



Bild 3.89: Rissöffnung bei Versuchsdurchführung



Bild 3.91: Abgescherte Kopfbolzen des Versuchs und Rissbildung



Bild 3.90: Rissentwicklung und Lage der Wegaufnehmer zur Rissgrößenmessung



Bild 3.92: Längsdehnung in der Bewehrung

Im Bereich der Druckzone platzte der Beton vor der Ankerplatte ab, da die Ankerplatte in diesem Bereich in den Beton gedrückt und gleichzeitig in Belastungsrichtung verschoben wurde. Bei Höchstlast konnten Verschiebungen in Z-Richtung von $w_z = 8,3 \text{ mm}$ gemessen werden (vgl. Bild 3.93). Im Zugbereich konnte ein Abheben der Ankerplatte von $w_x = 1,5 \text{ mm}$ gemessen werden. Im Zugbereich konnten auf dem T-Stummelflansch Längsdehnungen durch eine Zugbeanspruchung auf der Vorderseite gemessen werden, die aufgrund der geringen Dicke im Zug-

bereich die 0,2% Dehngrenze erreichten. Die geringfügig größeren Verschiebungen der Ankerplatte in Lastrichtung im Vergleich zum Versuch R3-3Q können aus den größeren Dehnungen im Zugbereich resultieren. Im Druckbereich wurden auf der Ankerplattenrückseite Dehnungen im Bereich der Fließgrenze des Baustahls erreicht. Aufgrund der Biegebeanspruchungen im Querschnitt ist davon auszugehen, dass die Ankerplatte bis zum Erreichen der Höchstlast Reibungsanteile im Druckbereich übertragen konnte (vgl. Bild 3.95). Aufgrund der Verformungen der Kopfbolzen im Bereich des Dübelfußes wurde die Ankerplatte im Druckbereich stärker in den Beton gedrückt. Die Kragarme der T-Stummel im Druck- und im Zugbereich waren aufgrund der geringeren Dicke nachgiebiger und weisen höhere Verformungen auf (vgl. Bild 3.96). Mit zunehmender Laststeigerung nahmen die plastischen Verformungen in den Kopfbolzen zu.



Bild 3.94: Abscheren der Kopfbolzen



Plattenkoordinaten [mm]

Bild 3.96: Verformungen der Ankerplatte in X-Richtung



Bild 3.93: Verschiebung der Ankerplatte in Z-Richtung und in X-Richtung im Bereich der Zugkomponente



Bild 3.95: Dehnungsmessungen auf der Ankerplatte



Kopfbolzenreihe

Bild 3.97: Längsdehnung in den Kopfbolzenreihen

Bis zu einem Lastniveau von 75% der Tragllast waren die letzten drei Kopfbolzenreihen auf Zug beansprucht. In der ersten Kopfbolzenreihe wurden Druckkräfte in den Beton übertragen. Mit einer zunehmenden Belastung traten am Dübelfuß der Kopfbolzen stärkere Verformungen auf und die Kopfbolzen in der ersten Reihe wurden bei Höchstlast auch auf Zug beansprucht (vgl. Bild 3.97).

3.3.6.3 Versuch R5-1Q

Im Versuch R5-1Q wurde eine Höchstlast von $F_u = 265,77$ kN erreicht. Die Last-Verformungskurve hatte bis zu einem Lastniveau von ca. F = 150 kN einen elastischen Bereich mit quasikonstanter Steifigkeit. Nach diesem Bereich fiel die Steigung der Last-Verformungskurve kontinuierlich ab (vgl. Bild 3.98). Bei der Versuchsdurchführung bildeten sich ausgehend von der dritten und der vierten Kopfbolzenreihe Spaltrisse (vgl. Bild 3.99). Die Spaltrisse öffneten sich an der Oberfläche bis zu einer Größe von ca. $w_k = 0,1$ mm. Bei Höchstlast konnte der Anschluss nicht weiter belastet werden, da sich im Zugbereich ein T-Stummel mit Fließgelenken und Verformungen in den Kopfbolzen einstellten. Nach dem Schema der Versagensmechanismen von T-Stummeln nach *DIN EN 1993-1-8* kann dem Anschluss der Versagensmechanismus des Modus 2 zugeordnet werden.

Die Rückhängebewehrung konnte bis zum Erreichen der Höchstlast aktiviert werden. Bis zum Lastniveau von ca. F = 150 kN wurden geringe Dehnungen in den Kopfbolzen gemessen. Mit zunehmender Laststeigerung bildeten sich die Risse vom Kopfbolzenkopf aus und die Rückhängebewehrung wurde stärker aktiviert. In der äußeren Bewehrungsreihe (DMS 17 und DMS 18) wurde die 0,2% Dehngrenze erreicht (vgl. Bild 3.101).



Bild 3.98: Rissöffnung bei Versuchsdurchführung



Bild 3.100: Abscheren der Kopfbolzen im Zugbereich



Bild 3.99: Rissentwicklung bei Versuchsdurchführung



Bild 3.101: Längsdehnung in der Bewehrung

Im Bereich der Zugkomponente konnte bis zur Höchstlast ein Abheben der Ankerplatte in X-Richtung von ca. $w_x = 12,5 \text{ mm}$ gemessen werden. Die gemessene Verschiebung der Ankerplatte in Belastungsrichtung war gering (vgl. Bild 3.102). Im zugbeanspruchten T-Stummel wurden über die DMS auf der Ankerplatte Dehnungen von bis zu 5% gemessen (vgl. Bild 3.104). Im Druckbereich konnten an der Randfaser Dehnungen von 1,5% gemessen werden.



Bild 3.103: Plastische Verformungen der Ankerplatte

Bild 3.104: Dehnungsmessungen auf der Ankerplatte

In Bild 3.105 bis Bild 3.108 sind die Verformungen der Ankerplatte in den verschiedenen Belastungsstufen dargestellt. Bis zur Höchstlast stützte sich die Ankerplatte im Zugbereich auf der Außenkante ab. Es ist davon auszugehen, dass Abstützkräfte entstehen, die die Beanspruchung in der letzten Dübelreihe erhöhen. Aufgrund der höheren Beanspruchungen in den Kopfbolzen durch die Ausbildung von Abstützkräften nehmen die Dehnungen in der letzten Kopfbolzenreihe ab einem Lastniveau von ca. F = 200 kN stärker zu (vgl. Bild 3.109).



Bild 3.105: Verformung der Ankerplatte bei F = 210 kN



Bild 3.107: Verformung der Ankerplatte bei F = 260 kN

Im Druckbereich wurde die Ankerplatte auf der Höhe des Profilflansches in den Beton gedrückt. Das Zentrum der Druckfläche lag unterhalb der Schweißnaht. Bei Höchstlast wird die Ankerplatte so stark in den Beton gedrückt, dass diese am Ankerplattenrand vom Beton abhebt (vgl. Bild 3.110).

Die hinteren Kopfbolzenreihen wurden aufgrund der dünnen Ankerplatte bis zu einem Lastniveau von 75% der Traglast relativ gleichmäßig beansprucht. Mit dem Erreichen der Höchstlast wurde der größte Kraftanteil in die dritte Kopfbolzenreihe eingeleitet. In der zweiten Kopfbolzenreihe wurde die 0,2%-Dehngrenze des Stahls erreicht (vgl. Bild 3.111).



Bild 3.110: Verformungen der Ankerplatte in X-Richtung



Bild 3.106: Verformung der Ankerplatte bei F = 220 kN



Bild 3.108: Verformung der Ankerplatte im Nachtraglastbereich



Bild 3.109: Längsdehnung in der vierten Kopfbolzenreihe



Bild 3.111: Längsdehnung in den Kopfbolzenreihen

3.3.6.4 Zusammenfassung

In der Versuchsreihe 5 wurden Ankerplatten unter Querkraft mit kleiner Exzentrizität (e = 80 mm) und großer Exzentrizität (e = 1000 mm), langen Kopfbolzen L = 250 mm und einer dünnen Ankerplatte (t_p = 15 mm) untersucht. In dem Versuch mit kleiner Exzentrizität trat ein Stahlversagen der Kopfbolzen durch ein gleichmäßiges Abscheren aller 16 Kopfbolzen im Dübelfußpunkt auf. Die Versuche mit großer Exzentrizität versagten durch ein Mischversagen aus Fließgelenkbildung in der Ankerplatte und Stahlversagen im Kopfbolzen.

Im Versuch R5-1Q mit kleiner Exzentrizität waren hohe Schubverformungen der Ankerplatte in Belastungsrichtung zu beobachten. Mit dem Erreichen der Höchstlast nahmen die Dehnungen im Bereich des Dübelfußes so stark zu, dass auch die erste Kopfbolzenreihe auf Zug beansprucht wurde. Im Bereich der Zugkomponente wurden geringere Verformungen in X-Richtung gemessen. Die Rotation der Ankerplatte war mit 0,45° gering, aber geringfügig größer als im Versuch R3-3Q mit dicker Ankerplatte. In den Versuchen mit großer Exzentrizität waren die Verformungen im Zugbereich in X-Richtung aufgrund der Verformungen im T-Stummel größer als die Verschiebung der Ankerplatte parallel zur Belastungsrichtung.

In den Versuchen war im Bereich der beiden letzten Kopfbolzenreihen eine Rückhängebewehrung angeordnet. Die Rückhängebewehrung wurde sowohl im Versuch mit großer als auch im Versuch mit kleiner Exzentrizität aktiviert. Aufgrund des Schubversagens der Dübel lagen die gemessenen Dehnungen im Versuch R5-3Q bei Höchstlast aber im Bereich der Versuche mit kurzen Kopfbolzen. Im Vergleich mit den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen wurden aufgrund der längeren Einbindelänge der Kopfbolzen alle Bügelreihen gleichmäßig aktiviert. In den Versuchen mit großer Exzentrizität wurden alle Bügelreihen bis zur 0,2% Dehngrenze beansprucht. Durch die Fließgelenkbildung im Zugbereich hatte die Zugkomponente des Anschlusses einen duktilen Last-Verformungsverlauf.

3.3.7 Zusammenfassung Querkraftversuche

Bei den im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Querkraftversuchen konnte das Tragverhalten von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton mit Ankerplatten unter Ausbildung verschiedener Versagensmechanismen untersucht werden. Der Fokus lag auf der Untersuchung der Auswirkungen auf das Tragverhalten einer mehrreihigen Dübelanordnung auf der Ankerplatte. Über umfangreiche Dehnungsmessungen im Bereich der Kopfbolzen und der Rückhängebewehrung konnte der Lastabtrag in der Ankerplatte bei großer und kleiner Exzentrizität erfasst werden.

In den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen konnte sowohl bei großer als auch bei kleiner Exzentrizität ein Betonversagen auf der lastabgewandten Seite beobachtet werden. Da sich die starre Ankerplatte in diesen Versuchen nur geringfügig verformte, stellte sich zwischen den Kopfbolzenreihen eine elastische Dehnebene ein. Die Rückhängebewehrung konnte in diesen Versuchen trotz einer geringen Einbindelänge im Betonausbruchkegel aktiviert werden. In den Versuchen in gerissenem Beton wurde durch die Rissinduzierung im Bereich der Zugkomponente die Traglast um 20% abgemindert.

In den Versuchen mit langen Kopfbolzen und einer dicken Ankerplatte bildete sich bei großer Exzentrizität ein Betonausbruchkegel auf der lastabgewandten Seite. Im Beton konnte die Rückhängebewehrung bis zum Stahlversagen belastet werden. Im Versuch mit kleiner Exzentrizität scherten die Kopfbolzen aufgrund hoher Beanspruchungen am Dübelfuß ab. Der Einfluss der Rissinduzierung war in diesen Versuchen gering, da sich sowohl in dem gerissenen als auch in dem ungerissenen Versuch Spaltrisse im Bereich der Ankerplatte ausbildeten. Die dicke Ankerplatte verformte sich bei der Versuchsdurchführung nur gering. In den auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihen lagerten sich die Kräfte durch die hohen plastischen Verformungen zwischen den Kopfbolzenreihen um.

In den Versuchen mit dünner Ankerplatte konnte der Einfluss der Ankerplattendicke unter Ausbildung von Fließgelenken erfasst werden. In diesen Versuchen stellte sich bei den Versuchen mit großer Exzentrizität ein Fließgelenkmechanismus im Bereich der Zugkomponente ein. Bei Höchstlast wurde Mischversagen zwischen Fließgelenkbildung und dem Fließen der Kopfbolzen erreicht. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität wurden die Kopfbolzen im Bereich des Dübelfußes in ähnlicher Weise wie in den Versuchen mit dicker Ankerplatte abgeschert. Durch die größeren Dehnungen in der dünnen Ankerplatte konnten geringfügig größere Gesamtverformungen der Ankerplatte gemessen werden als im Versuch mit dicker Ankerplatte.

Die ermittelten Versuchsergebnisse erlauben eine Verifizierung der Berechnungsmodelle für die unterschiedlichen Versagensmodi der großen Ankerplatten. Mit den Versuchsergebnissen konnte die Verteilung der Normalkräfte zwischen den einzelnen Kopfbolzenreihen bestimmt werden. In den Abbildungen Bild 3.112 bis Bild 3.117 sind die Verteilungen der Normalkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen zusammenfassend dargestellt.



Bild 3.112: Verteilung der Normalkräfte im Versuch R2-1Q



Bild 3.114: Verteilung der Normalkräfte im Versuch R3-1Q



Bild 3.116: Verteilung der Normalkräfte im Versuch R5-1Q



Bild 3.113: Verteilung der Normalkräfte im Versuch R2-2Q



Bild 3.115: Verteilung der Normalkräfte im Versuch R3-3Q



Bild 3.117: Verteilung der Normalkräfte im Versuch R5-3Q

Für die Validierung und die Kalibrierung des analytischen Modells sind insbesondere weitere numerische Untersuchungen notwendig, um beispielsweise die Verteilung der Schubkräfte zwischen den einzelnen Kopfbolzenreihen im analytischen Modell erfassen zu können.

3.4 Versuche unter Zwang

3.4.1 Allgemeines

Aufbauend auf Untersuchungen nach *Kurz u.a. 2011* wurden Versuche konzipiert, bei denen auf eine thermische Belastung auf Grund der Größe der Ankerplatte verzichtet wurde. Dies ergab sich aus den Überlegungen, die Ankerplatte gleichmäßig über die gesamte Fläche einer Zwangsbeanspruchung zu unterziehen. Die Geometrie der Probekörper wäre für eine konstante flächenmäßig gleichmäßige Beflammung nicht oder nur unter sehr schweren Randbedingungen geeignet gewesen. Da Zwängungen nicht nur aus Temperaturlastfällen und einer resultierenden Ausdehnung der Ankerplatte sondern auch aus zeitabhängingen Verformungen entstehen, wurden Untersuchungen zur Kurzzeitrelaxation des Betons durchgeführt.

Durch eine konstante Auflast auf einen Betonkörper, der seitlich mit einer Ankerplatte versehen wurde, wird der Effekt der Zwängung erzielt. Die resultierenden Dehnungen der Ankerplatte können somit mit herkömmlicher Messtechnik aufgezeichnet werden.

Die zu untersuchenden Ankerplatten waren von der Anordnung der Kopfbolzen analog zu den Versuchen unter Normalkraft sowie Querkraft konzipiert worden, um Rückschlüsse auf das Dehnungsverhalten von Kopfbolzen und Rückhängebewehrungen schließen zu können. Die verwendeten Ankerplatten hatten eine Dicke von $t_p = 15 mm$ und eine Einbindelänge der Kopfbolzen von $h_{ef} = 242 mm$. Auf Grund zu erwartender großer Streuungen der Versuche wurden drei gleiche Probekörper hergestellt, um das Verhalten von Ankerplatten unter Zwang verifizieren zu können. Die Versuche werden jeweils im ungerissen Beton durchgeführt. Die Ankerplatte wies dabei eine Kopfbolzenanordnung von 6x2 auf und ist in Bild 3.118 dargestellt.

Die Versuchsdurchführung sowie die Versuchsergebnisse werden exemplarisch an einem Versuchskörper dargestellt. Die restlichen Versuche und Daten sind dem Versuchsbericht *Kurz u.a.* 2016 zu entnehmen.

3.4.2 Versuchsdurchführung

3.4.2.1 Versuchskörper

Für die Versuchsserie R4-1 Z wurden die in Bild 3.118 dargestellten Stahleinbauteile im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern hergestellt. Die Ankerplatten wurden aus dem Stahlwerkstoff S355J2 gefertigt und gehören zu der gleichen Stahlcharge wie die Ankerplatten unter Normal- sowie Querbelastung. Der Grundwerkstoff der Kopfbolzen war S235J2+C450. Dieser weist nach dem Kaltverformen eine Mindestzugfestigkeit von $f_{uk} = 450 \text{ N/mm}^2$ auf. An jede Ankerplatte wurden zwölf Kopfbolzen geschweißt. Der Tabelle 3.15 sind die Maße der verwendeten Kopfbolzen zu entnehmen.

An die Ankerplatte wurde kein Stahlbauteil geschweißt, um das reine Verhalten der Ankerplatte zu untersuchen. Bei allen Versuchen kam eine dünnen Ankerplatte mit $t_p = 15 mm$ und langen Kopfbolzen mit $h_{ef} = 242 mm$ zum Einsatz. Ebenfalls wurde in Anlehnung an die statischen Versuche ein hoher Rückhängebewehrung angeordnet.

Typ NELSON	ds	L	d _h	h _{ef}
SD 16/250	16	250	32	242

Tabelle 3.15: Abmessungen der Kopfbolzen


Bild 3.118: Stahleinbauteile – R4-1 Z

Die Geometrie der Betonkörper wurde so gewählt, dass unter Beachtung eines Lastausbreitungswinkels von ca. 45° oberhalb und unterhalb der Ankerplatte derselbe Abstand entsteht. Des Weiteren wurde somit gewährleistet, dass im Bereich der Ankerplatte eine konstante Auflast entsteht. Die Oberflächenbewehrung wurde zu den statischen Versuchen nicht variiert und hatte ein Achsmaß von 9 auf 14 *cm*. Bild 3.119 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau dieser Serie. Die Probekörper wurden, um kleine Unebenheiten auszugleichen, in ein Mörtelbett gestellt.



Bild 3.119: Prinzipieller Versuchsaufbau R4-1 Z-Serie

Bild 3.120 zeigt die Bewehrungsführung sowie die Kopfbolzen mit den jeweiligen Rückhängebewehrungsbügeln. Die Maße der Probekörper waren h/b/d = 1500/1000/450 mm. Die gewählte Betondruckfestigkeitsklasse C20/25 entsprach ebenfalls einem unteren in der Praxis gängigen Listenbeton. Die drei Versuche werden aus einer Charge hergestellt, um weitere Streuungen zu minimieren. Der Durchmesser der Oberflächenbewehrung betrug durchgehend $d_{sre} = 10$ mm und wurde mit der gleichen Betondeckung der Normal- und Querkraftversuche von $c_{nom} = 35$ mm verlegt.



Bild 3.120: Geometrie und Bewehrungsführung der Versuche unter Zwang

Der Durchmesser der Rückhängebewehrung betrug $d_{re} = 8 \text{ mm}$ und wurde nicht variiert.

3.4.2.2 Versuchsprogramm

Tabelle 3.16 zeigt die Parameter, die für die beschriebene Versuchsserie R4-1 Z festgelegt wurden.

Tabelle 3.16: Versuchs	programm und I	Darstellung der	Parameter -	R4-1 Z

	Belastung		Verteilung der Kopf- bolzen		Plattendicke		Dübellänge Effekt. Höhe		Beton		Bewehrungs-grad	
	Normalkraft	gnang	2x4	9×2	klein – 15 mm	groß – 40 mm	klein	groß	gerissen	ungerissen	gering	роср
R4-1 Z		•		•	•			٠		•		•

Für die Validierung des analytischen Modells von großen Ankerplatten unter Zwang wurden zusätzlich zu dieser Versuchsserie Kalibrierversuche unter Querkraft durchgeführt, aus denen die Steifigkeit eines Kopfbolzens unter Querbelastung ermittelt werden konnte. Die Ergebnisse dieser Serie sind im Versuchsbericht *Kurz u.a. 2016* unter der Versuchsserie K1-Q sowie K2-Q zu finden. Diese Versuche beschreiben das Tragverhalten eines einzelnen Kopfbolzens unter nahezu reiner Querlast.

3.4.2.3 Versuchsaufbau

4

Der Probekörper wurde wie eingangs beschrieben in ein Mörtelbett gesetzt, um kleine Unebenheiten des Versuchskörpers sowie des Spannfeldes auszugleichen (vgl. Bild 3.119). Die konstante Auflast wurde mittels hydraulischem Prüfzylinder über eine Kalotte und eine Stahlplatte mit den Abmessungen 300x300 mm eingeleitet. Bild 3.121 zeigt die Lasteinleitungskonstruktion dieser Serie.



Bild 3.121: Lasteinleitung – R4-1 Z

3.4.2.4 Messkonzept

Für die Versuche unter Zwang der R4-1 Z – Serie, wurden die Dehnmessstreifen ebenfalls schachbrettartig und beidseitig am Schaft des Kopfbolzens sowie auf Höhe des Kopfbolzen-kopfes an der Rückhängebewehrung angeordnet.



Bild 3.122: Schematische Darstellung der Dehnmessstreifen an Kopfbolzen links und Rückhängebewehrung rechts

Zusätzlich zu den Stahl-Dehnmessstreifen wurden für diese Serie Dehnmessstreifen auf der Betonoberfläche angeordnet, um die Stauchungen und die Änderung der Stauchung über die gesamte Versuchslaufzeit beobachten und aufzeichnen zu können. Diese wurden auf der Symmetrieachse der Ankerplatte appliziert.

Bild 3.123 zeigt den Probekörper mit der verwendeten Messtechnik vor der Betonage. Die Beton-DMS (vgl. Bild 3.124) wurden kurz vor Versuchsbeginn appliziert, da nach dem Aushärten des Betons und infolge des Frühschwindens des Betons sowie der Lagerung die empfindliche Messtechnik keine Vordehnungen oder Beschädigungen erfahren sollten.



Bild 3.123: Positionierung der Dehnmessstreifen der R4-1-Z-Serie



Bild 3.124: Schematische Darstellung der Dehnmessstreifen am Betonkörper links; Beton-DMS rechts

Durch die Stauchung des Betons wird die seitlich an den Betonkörper angebrachte Ankerplatte ebenfalls mitgestaucht. Um über die gesamte Versuchsdauer eine mögliche Dehnungsänderung in der Ankerplatte feststellen zu können, wurden ebenfalls auf die Ankerplattenoberseite Dehnungsmessstreifen appliziert, über die eine Rückrechnung in Spannungen und somit Kräfte möglich ist. Bild 3.125 zeigt die Positionierung der Ankerplattendehnmessstreifen.



Bild 3.125: Schematische Darstellung der Dehnmessstreifen an der Ankerplatte links; applizierte DMS rechts

Die Wegaufnehmer der Serie R4-1 Z wurden so angeordnet, dass sie sowohl ein Verdrehen oder Verformen der Ankerplatte aufzuzeichnen, als auch ein Verdrehen des gesamten Betonkörpers zu erfassen. Das Messpaar WA3 und WA4 zeichnet dabei eine horizontale Verdrehung auf, wohingegen WA2 und WA5 die vertikale Verdrehung dokumentieren kann. Des Weiteren wurden WA1 und WA6 auf den Beton angebracht, um eine eventuelle Abstützung festzuhalten.





Bild 3.126: Wegaufnehmerpositionierung R4-1 Z - links: schematisch; rechts: Versuchsaufbau

3.4.2.5 Belastungsgeschichte

Die Versuchskörper wurden mit einer konstanten Auflast von 0,6 MN kraftgeregelt durchgeführt. Die Kraftsteuerung konnte eine konstante Auflast gewährleisten. Das Anfahren des Versuchs geschah hingegen weggeregelt, um eine zu schnelle Belastung der Versuchskörper zu verhindern. Anschließend wurde die Versuchssteuerung umgestellt und der Versuch wurde über ein Zeitraum von acht Stunden kraftgeregelt durchgeführt.

3.4.2.6 Materialkennwerte

Für eine zutreffende Auswertung der verschiedenen Versuchsserien wurden an allen verwendeten Materialien Werkstoffprüfungen durchgeführt. Die Ergebnisse sind nachfolgend dargestellt. Diese dienen ebenfalls zur Kalibrierung des analytischen Modells.

<u>Beton</u>

Zusätzlich zu den Betonprobekörpern wurden am Tag der Betonage aus der gelieferten Betoncharge Proben entnommen, die zur Festigkeitsermittlung am Versuchstag dienten. Hierfür wurden Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm sowie Zylinder betoniert. Dabei wurden jeweils zu Beginn und am Ende der Versuchsserie die Betoneigenschaften bestimmt. Weitere Betoneigenschaften können dem Versuchsbericht *Kurz u.a. 2016* entnommen werden.

Versuch	Herstelltag Versuchstag Alter	^f c,cube,150 Würfel 1 Würfel 2 Würfel 3 [N/mm²]	f _{c,m,cube} Mittel wert [N/mm ²]	f _{ct} Zylinder 1 Zylinder 2 Zylinder 3 [N/mm²]	f _{ctm} [N/mm²]
Beginn	16.04.2015 18.05.2015	34,50 34,59	34,55	2,71 2,80	2,75
1X4-1 Z	32				
Endo	16.04.2015	34,77		2,97	
R4-1 7	21.05.2015		34,77		2,97
R4-1 Z	35				

Tabelle 3.17: Werkstoffkennwerte des Betons (MPA Kaiserslautern)

<u>Baustahl</u>

Tabelle 3.18: Werkstoffkennwerte der Ankerplatten (Germanischer Lloyd)

Blechdicke	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert
t	R _{p0.2}	R _{p0.2}	R _m	R _m	A	А
[mm]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]
	368		555		24	
15	370	370	556	556	24	24
	371		557		24	

Tabelle 3.19: Werkstoffkennwerte der Ankerplatten nach Prüfzeugnis des Herstellers

Blechdicke	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Bruchdehnung	
t	R _{p0.2}	R _m	Α	
[mm]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	
15	417	551	33	

Kopfbolzen

Die Kopfbolzen wurden von der Fa. Nelson bereitgestellt und an der Technischen Universität Kaiserslautern an die Ankerplatten geschweißt. Die Werkstoffeigenschaften der beiden verwendeten Kopfbolzentypen können nachfolgender Tabelle entnommen werden.

Тур	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert
	R _{p0.2}	R _{p0.2}	R _m	R _m	A	А
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]
	416		542		20	
SD16x250	414	414,00	533	537,67	21	20,67
	412		538		21	

Tabelle 3.20: Werkstoffkennwerte der Kopfbolzen NELSON (Germanischer Lloyd)

Betonstahl

Der Betonstahl der Rückhängebewehrung wurde ebenfalls aus Gründen der Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse aus einer Charge entnommen.

Тур	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert
	R _{p0.2}	R _{p0.2}	Rm	Rm	A	Α
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]
	550		633		21	
Ø8mm	561	559	639	637	20	21
	565		638		23	

Tabelle 3.21: Werkstoffkennwerte der Bewehrung (Germanischer Lloyd)

3.4.3 Versuchsergebnisse

3.4.3.1 Allgemeines

Die Versuchsserie, große Ankerplatten mit Kopfbolzen unter Zwang, wurde durch eine konstante Auflast von P = 0.6 MN realisiert. Diese Last wurde gewählt, da im analytischen Modell das Ebenbleiben der Querschnitte mit elastischen Betonverhalten vorausgesetzt werden sollte. Eine Zusammenfassung der Versuche ist im nachfolgenden dargestellt.

Dehnungen bei Erreichen der Auflast von 0,6 MN (statischer Anteil)

Bauteil		Dehnung
Ankerplatte	[‰]	-0,0157
Betonoberfläche an Ankerplatte	[‰]	-0,0372
Betonoberfläche ohne Ankerplatte	[‰]	-0,0467

Dehnungen nach einer Belastungsdauer von 8 Stunden

Bauteil		Dehnung
Ankerplatte	[‰]	-0,0120
Betonoberfläche an Ankerplatte	[‰]	-0,0444
Betonoberfläche ohne Ankerplatte	[‰]	-0,0470

Bild 3.127: gemittelte Dehnungen Versuchsergebnisse – R4-1-Z

Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau

		B1 [‰]				B2 [‰]	
	statisch	t = 8 h	Δ		statisch	t = 8 h	Δ
R4-1-Z 1		defekt		R4-1-Z 1	-0,028	-0,036	0,008
R4-1-Z 2	-0,046	-0,037	-0,009	R4-1-Z 2	-0,043	-0,039	-0,003
R4-1-Z 3	-0,036 -0,033 -0,003		R4-1-Z 3	-0,033	-0,033	0,000	
		B3 [‰]				B4 [‰]	
	statisch	t = 8 h	Δ		statisch	t = 8 h	Δ
R4-1-Z 1	-0,045	-0,053	0,008	R4-1-Z 1	-0,034	-0,042	0,008
R4-1-Z 2	defekt			R4-1-Z 2	-0,058	-0,055	-0,003
R4-1-Z 3	-0,044	-0,046	0,001	R4-1-Z 3	-0,041	-0,039	-0,003

Bild 3.128: Zusammenfassung der Betondehnungen nach einer Belastungsdauer von 8 Stunden

Vergleicht man die einzelnen Dehnungsmessungen untereinander wird deutlich, dass die Dehnungen nur sehr geringfügig variieren. Das liegt daran, dass die Belastungsdauer von 8 Stunden mit der konstanten Auflast von 0,6 *MN* relativ kurz war. Es können in den Versuchen jedoch Tendenzen erkannt werden, wie sich das Kriechen auf Ankerplatten auswirkt.

Mittelt man alle Versuchsergebnisse (vgl. Bild 3.127) ist festzuhalten, dass sich eine minimale Zunahme der Dehnungen im Beton ergeben hat, die Ankerplatte hingegen an Dehnung abgenommen hat, was auf eine Kurzzeitrelaxation des Betons zurückzuführen ist.

Nachfolgende Auflistung zeigt Grafiken der konstanten Auflasten der Probekörper sowie die dazugehörigen Betondehnungen über den Belastungszeitraum von 8 Stunden.







Probekörper R4-1-Z 2

Probekörper R4-1-Z 3

Bild 3.129: Zylinderkraft und Betondehnung über die Belastungsdauer von 8 Stunden

3.4.3.2 Versuch R4-1-Z 1

Die Dehnungen des Betons, jeweils gemessen auf den Betonoberflächen beider Seiten, zeigen nach Erreichen der Auflast ein horizontales Plateau. Durch Halten der Last kommt es infolge der Kurzzeitrelaxation zu einer Steigerung der Dehnung im Beton.



Bild 3.130: Betondehnungen und Zylinderkraft über die Belastungsdauer von 8 Stunden – R4-1-Z 1

Die Kurzzeitrelaxation des Betons hat zur Folge, dass die Dehnungen in der Ankerplatte in diesen Zeitraum zurückgehen und die Ankerplatte somit eine Entlastung erfährt.



Bild 3.131: Dehnungen der Ankerplatte über die Belastungsdauer von 8 Stunden – R4-1-Z 1

Die Dehnungen der Kopfbolzen und der Rückhängebewehrungen sind in den nachfolgenden Diagrammen dargestellt, wobei anzumerken ist, dass die Dehnungen an allen gemessenen Stellen der Bauteile im elastischen Bereich des jeweiligen Werkstoffes liegen und es zu keiner Rissbildung im Beton kam. Nachfolgendes Bild 3.132 zeigt die Dehnungen der einzelnen DMS, die gegenüberliegend auf die Kopfbolzenschäfte appliziert wurden. Die Umrechnung in Kräfte erfolgte über die Bildung des Mittelwertes der jeweigen DMS-Paare (vgl. Bild 3.133).



Bild 3.132: Dehnungen der Kopfbolzen



Bild 3.133: Zugbeanspruchung der Kopfbolzen

Die Dehnungen der einzelnen Rückhängebewehrungsschenkel weisen je nach Lage die gleiche Größenordnung an Dehnung wie der umliegende Beton. Eine Zunahme der Dehnung über die Zeit war jedoch nicht eindeutig zu verzeichnen.

Ebenfalls kann hier der Effekt einer frühen Kurzzeitrelaxation des Betons beobachtet werden, da nach Erreichen der Auflast, die Dehnungen in der Bewehrung abnehmen und nach einer Belastungsdauer von ca. 1 Stunde einen relativ konstanten Verlauf annehmen.



Bild 3.134: Dehnung der Rückhängebewehrung



Bild 3.135: Zugbeanspruchung der Rückhängebewehrung

Durch die Lagerung des Versuchskörpers auf einem Mörtelbett wurde zusätzlich zu dem Zylinderweg mit horizontalen Wegaufnehmern das Verdrehen des gesamten Probekörpers aufgezeichnet. Zusätzlich konnte durch die Wegaufnehmeranordnung (vgl. Bild 3.126) eine eventuelle Verdrehung der Ankerplatte gemessen werden. Die Ergebnisse der Wegaufnehmer sind in volgendem Bild 3.136 dargestellt.

Die Messwerte zeigen, dass es bei diesem Versuch zu keiner Verdrehung am Betonkörper gekommen ist und die Ankerplatte kein Abheben vom Beton zeigt.



Bild 3.136: Messdaten der horizontale Wegaufnehmer – R4-1-Z 1

Zusammenfassend haben die Versuche unter einer Zwangsbeanspruchung gezeigt, dass sich eine seitlich am Beton angebrachte Ankerplatte mit Kopfbolzen wie eine externe Bewehrung verhält. Dabei wird die Steifigkeit an dieser Stelle erhöht. Die Versuche zeigen, wie das Verhalten beschrieben werden kann, um daraufhin ein Bemessungsmodell zu entwickeln, welches Zwang als zusätzlichen Beanspruchungszustand verifiziert. Eine Steigerung der Dehnung und somit der Normalkraft durch Kriechen und Schwinden war über die Versuchsdauer erwartungsgemäß nicht zu erkennen. Die Versuchsergebnisse liefern aber Tendenzen, welche in die Modellbildung mit einfließen werden. Der Effekt der Kurzzeitrelaxation des Beton und die damit verbundene Entspannung der Ankerplatte kann schließlich als positiver Effekt für Ankerplatten festgehalten werden.

4 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN

4.1 Allgemeines

4.1.1 Vorbemerkungen

Numerische Untersuchungen dienen zur Verifizierung experimenteller Untersuchungen bzw. einer entsprechenden Datenbasis. Durch die Finite-Element-Methode (FEM) können weitere Versuche bezüglich geänderter Parameter simuliert werden, die einer Erweiterung den Datenbasis dienen.

Die FEM unterscheidet ebene von räumlichen Simulationen, wodurch verschiedene Fragestellungen untersucht werden können. Jede FEM Berechnung beginnt mit der Eingabe eines entsprechenden Systems, das sich an den experimentellen Untersuchungen orientiert. Dabei können auf Grund einer möglichen langen Berechnungsdauer geometrische Optimierungen im Vorfeld vorgenommen werden.

Das Gesamtsystem wird in endliche (finite) Elemente zerlegt, wobei verschiedene Elementierungen zum Einsatz kommen können. In diesem Forschungsvorhaben wurden die numerischen Untersuchungen anhand dreidimensionaler Elemente wie Tetraeder und Hexaeder durchgeführt. Jedem Eckknoten werden dabei Freiheitsgrade zugeordnet, was bedeutet, dass lokal Verschiebungen sowie Verdrehungen definiert werden können. Durch die Elementierung kann jedem Volumenelement eine Werkstoffeigenschaft zugeordnet werden. Die in den experimentellen Untersuchungen aufgebrachten Lasten bzw. Verschiebungen können durch Randbedingungen über die Oberflächen der einzelnen Volumenelemente in das FE-System übertragen werden.

Nach der geometrischen Implementierung und der Festlegung der Materialparameter sowie der Randbedingungen können in der Berechnung Elementsteifigkeitsmatrizen aufgestellt werden, die sich lokal, je Element, aus der Elementlänge, der Querschnittsfläche und dem Elastizitätsmodul sowie Schubmodul zusammensetzen. Durch eine Transformation können die lokalen Elementsteifigkeitsmatrizen global in eine Gesamtsteifigkeitsmatrix eingeordnet werden.

4.1.2 Problemstellung der Nichtlinearität

4.1.2.1 Geometrische Nichtlinearität

Nichtlinearitäten treten bei allen FEM Untersuchungen auf. Es wird grundlegend in drei Typen der Nichtlinearität unterschieden.

In strukturmechanischen Untersuchungen kann im Regelfall davon ausgegangen werden, dass es zu kleinen Deformationen und Verzerrungen kommt. Bei Annahme eines elastischen Materialverhaltens kann demzufolge von der linearen Theorie ausgegangen und nach dem Hook'schen Gesetz berechnet werden. Treten bei linear elastischen Materialverhalten kleine Verzerrungen bzw. Deformationen bei großen Verschiebungen auf, muss ein nichtlinearer Ansatz angesetzt werden, um die Geometrie des Bauteils exakt abzubilden.

4.1.2.2 Physikalische Nichtlinearität

Physikalische Nichtlinearitäten treten bei der Modellierung von Materialien auf, wobei für rein elastische Bauteile ein linear elastischer Lösungsansatz nach dem Hook'schen Gesetz für die numerische Berechnung ausreichend ist. Dies gilt jedoch nur in Bereichen kleiner Dehnungen und beschreibt eine Annäherung an das tatsächliche Materialverhalten. Das nichtlineare Materialverhalten, mehr elasto-plastisches Verhalten, muss über eine nichtlineare Theorie erfasst werden. Die in diesem Forschungsvorhaben eingesetzten Materialien wie Stahl und Beton verhalten sich bereits bei geringen Deformationen nichtlinear und müssen demzufolge entsprechend modelliert werden. Dabei wird bei Erreichen der maximal elastischen Dehnung der Elastizitätsmodul herabgesetzt und bei Erreichen der maximal plastischen Dehnung nahezu Null gesetzt. Je nach Werkstoffmodellierung kann eine Entfestigung nach Erreichen der maximalen Spannung und plastischen Dehnung definiert werden.

4.1.2.3 Nichtlinearität infolge von Randbedingungen

Nichtlinearitäten infolge von Randbedingungen beschreiben beispielsweise Kontakte unterschiedlicher Bauteile, die sich während des Simulationsablaufes grundlegend ändern, wie das Ablösen infolge Anhebens eines Bauteils. Dieser Effekt muss bei der Kontaktdefinition berücksichtigt werden, um ein nicht realitätsgetreues Durchdringen zweier Volumenkörper zu unterbinden. Des Weiteren können Kontakteigenschaften durch Verschiebungen geändert werden, sodass dies ebenfalls zu berücksichtigen ist.

4.1.3 Berechnungsverfahren der Nichtlinearität

Die Integration und das Lösen der Differentialgleichungen einer FE-Berechnung ist durch eine Vielzahl numerischer Integrationsverfahren entwickelt worden. Diese Verfahren können zusammenfassend implizit oder explizit sein. Das implizite Verfahren wird durch eine angestrebte Genauigkeit wie z.B. der Vernetzung und der Konvergenzbedingungen definiert. Hierbei wird bei einzelnen Verformungs- oder Lastschritten jeweils ein globales Gleichungssystem gelöst, sodass der rechnerische Aufwand für jedes Inkrement (Rechenschritt) höher ist als bei expliziten Methoden. Bei expliziten Methoden wird eine Vielzahl an Inkrementen gelöst, die jedoch über die Definition bestimmter Zeitschritte sehr klein sind. Der Rechenaufwand wird somit theoretisch vermindert. Bei einer expliziten Integration werden zusätzlich Geschwindigkeitsvektoren mit der Massenmatrix sowie Beschleunigungsvektoren mit einer Dämpfungsmatrix eingeführt. Die Einflüsse müssen für eine quasi statische Berechnung weitestgehend reduziert werden, was über eine Zeitschrittsteuerung sowie eine Massenskalierung erfolgen kann.

Beide Methoden liefern durch die beschriebenen Randbedingungen sowie Definition der Materialparameter und der Berechnungsalgorithmen gute Annäherungen.

4.2 FE-Modellierung der Versuche unter Normalkraftbeanspruchung

4.2.1 Beschreibung des FE-Modells

Die Nachrechnung der experimentellen Untersuchungen unter Normalkraftbeanspruchung mittels der FEM dient zur detaillierteren Verifizierung eines analytischen Modells. Dabei werden die Traglasten und die Versagensmechanismen der durchgeführten Versuche abgebildet.

Die durchgeführten Bauteilversuche liefern dabei die notwendige beschriebene Datenbasis, um die Numerik eingehend zu kalibrieren. Es konnten weitere Informationen, hinsichtlich der Lastverteilungen und der Entstehung der Versagensmechanismen quantifiziert werden.

Für die numerischen Simulationen der Versuche unter Normalkraft in Kaiserslautern wurde das FE-Programm ABAQUS verwendet. Die dort implementierten Materialmodelle wurden für die Berechnung herangezogen. Dabei wurde für den Beton das Concrete Damaged Plasticity Modell (CDP) und für den Stahl ein bilineares Modell verwendet. Für den Beton konnte somit eine Schädigung nach Erreichen der maximalen Zugfestigkeit berücksichtigt werden.

4.2.2 Modellanalyse

4.2.2.1 Allgemeines

Die Modellierung der Normalkraftversuche wurde mit der Software AutoCAD der Firma Autodesk vorgenommen. Die dort erstellten Volumenkörper der einzelnen Bauteile wurden in das mit ABAQUS kompatible Dateiformat .sat exportiert. Dieses Dateiformat berücksichtigt Eckpunkte als Knotenpunkte, Modellkanten als Linien, die sich bildenden Außenflächen für die Kontaktgenerierung über Oberflächen sowie Volumen. Für die numerische Berücksichtigung der verwendeten Bewehrungen kamen Stäbe zum Einsatz die in AutoCAD als Linien implementiert wurden. Hierfür musste das Dateiformat .igs oder auch .iges verwendet werden, da diese Bauteile als zweidimensionale Körper in ABAQUS importiert werden müssen.

Die Berechnung der einzelnen Modelle geschah über die Clusteranbindung an die Hochleistungsrechner des Regionalen Hochschulrechenzentrums Kaiserslautern (RHRK). Die generierten Ergebnisse wurden nach Beenden erneut an ABAQUS übertragen. Die Auswertung konnte über die in der FE-Software implementierten Funktionen durchgeführt werden.

4.2.2.2 Betonmodell – Concrete Damaged Plasticity

Das nichtlineare Modell ist ein auf Plastizität basierendes Schadensmodell für Beton. Es wird dabei davon ausgegangen, dass sich die Versagensmechanismen im Druckbereich durch Zerkleinerung sowie im Zugbereich durch Rissbildung einstellen können. Die beiden Versagenspunkte werden durch $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ und $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ beschrieben, die den Beginn der jeweiligen Schädigung definieren. Dieses Modell beruht auf einem Drucker-Prager Modellansatz, das im Hinblick auf die beschriebenen Schädigungen von *Lubliner u.a. 1989* erweitert und durch *Lee u.a. 1998* in eine Druck- bzw. Zugschädigung unterteilt wurde. Die Schädigungstheorie beschreibt, dass mit ansteigender Dehnung die Steifigkeit eines Elementes herabgesetzt wird. Somit eignet sich das CDP-Modell zur Modellierung von Versagensmechanismen durch Zugspannungen.

Durch die Versagensmechanismen aus den experimentellen Untersuchungen und dem sich bildenden kegelförmigen Betonausbruch, konnte ein Druckversagen ausgeschlossen werden, sodass das CDP-Modell im Druckbereich ohne Schädigung modelliert werden kann. Im Zugbereich hingegen muss die Schädigung ab Erreichen von $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ angesetzt werden.



Bild 4.1: Spannungs-Dehnungsbeziehung von Beton bei uniaxialer Zug- (a) und Druckbeanspruchung (b) - ABAQUS User's Guide

4.2.2.3 Schädigungsmodell des Betonmodells

Die Schädigungen des in Bild 4.1 (a) gezeigten Spannungs-Dehnungsbeziehung hängt von den nachfolgend dargestellten Faktoren ab.

$$d_t = d_t \left(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i \right) \tag{4.1}$$

Mit:

 $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ plastische Zugdehnung θ Temperatur vordefinierte Feldvariablen fi

Der Wertebereich der Schädigung erstreckt sich von $0 \le d_t \le 1$, wobei Null keine Schädigung und Eins der totalen Schädigung entspricht.

Die Abbildung der Zugkraftübertragung im Riss beschreibt die Verzahnung der Gesteinskörner entlang des Risses. Dieser Effekt wird in ABAQUS durch den Faktor $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ abgebildet und bestimmt sich nach folgender Gleichung.

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_o^{el} \tag{4.2}$$

Mit:

totale Dehung ε_t ε_{o}^{el} elastische Dehnung des ungeschädigten Materials $\frac{\sigma_t}{E_0}$ =

Die in ABAQUS implementierte Rissdehung $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ wird über folgende Beziehung ermittelt.

$$\tilde{\varepsilon}_{t}^{pl} = \tilde{\varepsilon}_{t}^{ck} - \frac{d_{t}}{(1 - d_{t})} \cdot \sigma_{t} \cdot E_{0}$$
(4.3)

Mit:

 $\tilde{\varepsilon}_{t}^{ck}$ Rissdehnung nach Gl. (4.2) Schädigung nach Gl. (4.1) d_t Zugspannung σ_t Elastizitätsmodul des ungeschädigten Betons E_0

4.2.3 Verifizierung des Modells

4.2.3.1 Allgemeines

Die Modelle für die numerischen Untersuchungen wurden wie beschrieben mit der Software AutoCAD mittels Dateiexport in ABAQUS importiert. Bild 4.2 zeigt als Beispiel die Modellierung des Versuchs B3-N. Dieser Versuch wurde im ungerissenen Betongrund ausgeführt. Auf eine Modellierung der Versuche im gerissenen Betongrund wurde auf Grund eines hohen Aufwandes verzichtet. Die Versuchskörper wurden im ungerissenen Beton mit den vorliegenden Materialparametern numerisch nachgerechnet und anschließend mit den Erkenntnissen aus den experimentellen Untersuchungen abgemindert.



Bild 4.2: Graphische Darstellung des implementierten Modells

Die Traglastberechnungen der numerischen Untersuchungen haben eine gute Übereinstimmung mit den realen Bauteilversuchen ergeben. Hier konnten die Traglasten sowie die Versagensmechanismen abgebildet werden.

Nachfolgende Tabelle zeigt die Ergebnisse im Vergleich zu den experimentellen Untersuchungen.

Nr	Versuch	Belastung	Einbinde- länge	Plattendicke	Betongrund	Traglast Versuch	Traglast Versuch Numerik	
	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	B1-N1	Zug	92	40	gerissen	221	231	1,04
2	B1-N2	Zug	92	40	gerissen	221	231	1,04
3	B2-N	Zug	92	40	gerissen	221	212	0,96
4	B3-N	Zug	92	40	ungerissen	294	283	0,96
5	R5-1N	Zug	242	15	ungerissen	628	576	0,92
6	R5-2N	Zug	242	15	ungerissen	580	572	1,00
7	R5-3N	Zug	242	15	gerissen	612	576	0,94
						Mitte	lwert:	0,98
						Standarda	bweichung:	3,56 %

Tabelle 4.1: Vergleich der Traglasten – FE / Versuch

Auf Grund der beschriebenen Implementierung des Schädigungsmodells konnten Spaltrisse sowie die entstandenen kegelförmigen Ausbruchkegel simuliert und über die Ausgabe der Schädigung abgebildet werden.

Eine graphische Darstellung der Schädigung kann folgendem Diagramm entnommen werden.



Bild 4.3: Graphische Darstellung des implementierten Modells

Mit der dargestellten Schädigung konnten gute Übereinstimmungen mit den experimentellen Untersuchungen festgestellt werden. Die Validierung erfolgte an der Versuchsserie R5-N, mit langen Kopfbolzen sowie an der Versuchsserie B-N, den Untersuchungen an kurzen Kopfbolzen. Die Einstellungen wurden jeweils auf beide Modelle übertragen und ausgewertet. Die Auswertung wird im Folgenden exemplarisch anhand der Versuche B3-N und R5-1N gezeigt. Unter anderem wird hier auf den Versagensmechanismus sowie die erreichte Traglast eingegangen.

4.2.3.2 Numerische Untersuchung B3-N

B3-N wurde wie in Tabelle 4.1 dargestellt im ungerissenen Betongrund geprüft. Der Versuch wurde mit einer dicken Ankerplatte und kurzen Kopfbolzen ausgeführt. Der maßgebende Versagensmodus war das Betonversagen durch Bildung eines kegelförmigen Ausbruchkörpers. Eine detaillierte Beschreibung des Versuches kann dem Versuchsbericht *Kurz u.a. 2016* entnommen werden.

Bei der Betrachtung der Versagensbilder aus der numerischen sowie der experimentellen Untersuchung konnte eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der Größe des Betonausbruchs sowie dem Versagensbild im Querschnitt erzielt werden.





Bild 4.4: Vergleich der Versagensbilder B3-N

Die in der FE-Auswertung dargestellten roten Bereiche symbolisieren den Bereich, in dem der Beton zu ca. 81 % geschädigt worden ist. Diese Schädigung ist die zuvor beschriebene reine Zugschädigung d_t .



Bild 4.5: Vergleich der Versagensbilder B3-N – im Schnitt sowie Ausbruchkegel

Die Ausgabe der Schädigung hat gezeigt, dass sich ein Riss vom Kopfbolzenkopf aus ausbildet und sich nach dem Einhängen in die Oberflächenbewehrung und der Aktivierung der Rückhängebewehrung sich die Druckstreben steil in den Scheitelpunkt der Rückhängebewehrung stellen. Das Versagensbild aus der experimentellen Untersuchung wurde somit bestätigt.

Der grün dargestellte Bereich unterhalb der Kopfbolzen zeigt die Aktivierung der Rückhängebewehrung, da hier eine Zugschädigung des Betons von 20 – 30 % vorliegt.

Bild 4.6 zeigt den direkten Vergleich zwischen Simulation und Versuch. Die entstandenen Spaltrisse können in der numerischen Untersuchung angedeutet werden, was an der Zugschädigung des Betonmodells liegt, da im Bereich der Schädigung und der Bildung des Risses auch bei großen plastischen Dehnungen eine Reststeifigkeit in der Berechnung vorhanden ist.



Bild 4.6: Vergleich der Versagensbilder B3-N – Draufsicht Betonausbruch

Bild 4.7 zeigt die plastischen Dehnungen des Betons im Bereich von 3 ‰ und 50 ‰. Ebenfalls kann hier die Bildung des Ausbruchkegels überprüft werden.



Bild 4.7: plastische Dehnung des Betonkörpers auf Höhe der Oberflächenbewehrung – B3-N

Die Betrachtung der Stahlkomponenten der Ankerplatte und der Kopfbolzen hat bestätigt, dass sich die Ankerplatte elastisch verhält. Die Draufsicht stellt die Vergleichsspannungen nach von Mises dar und zeigt eine gleichmäßige Beanspruchung der Ankerplatte. In der Seitenansicht ist zu erkennen, dass bei einer Betrachtung Spannungen in z-Richtung – S33 – es zu einer relativ gleichmäßigen Belastung der Kopfbolzen gekommen ist.



Bild 4.8: Vergleichsspannung und Spannung S33 (z-Richtung) – B3-N

4.2.3.3 Numerische Untersuchung R5-1N

Der Versuch R5-1N wurde im ungerissenen Betongrund mit einer dünnen Ankerplatte und langen Kopfbolzen durchgeführt. (vgl. Tabelle 4.1)

Eine detaillierte Beschreibung des Versuchs kann ebenfalls dem Versuchsbericht *Kurz u.a. 2016* entnommen werden. Das Versagensbild gliederte sich in zwei Anteile. Zunächst bildete sich ein T-Stummel, der im weiteren Verlauf des Versuchs bis zur maximalen Traglast wirkte. Die maximale Traglast wurde durch eine starke Spaltrissbildung begrenzt, sodass der maßgebende Versagensmodus die Kombination aus plastischer Verformung der Ankerplatte mit Bildung eines Ausbruchkegels beschreibt. Dieses Versagensmuster konnte mit der Validierung der Versuchsserie mit dicker Ankerplatte und kurzen Kopfbolzen und der anschließenden Übertragung der numerischen Einstellungen bestätigt werden.

Die um die Ankerplatte herum dargestellten roten Elemente stellen wie zuvor die reine Zugschädigung des Betons von ca. 81 % dar. Der Vergleich zu den experimentellen Untersuchungen gelingt somit gut.





Bild 4.9: Vergleich der Versagensbilder R5-1N

Probekörper R5-1N wurde auf Grund größerer Komplikationen während des Aufsägens von Probekörper R5-2N und R5-3N nicht in der Symmetrieachse aufgesägt. Da das Versagensbild und der Versagensmechanismus aber Versuch R5-3N glich, kann in folgender Abbildung der Vergleich mit R5-3N gezogen werden.

Seite 126

Rechts in Bild 4.10 dargestellt, ist das Rissbild nach Ende des Versuchs. Zur Verdeutlichung der Risse wurde der Probekörper mit Wasser geflutet und anschließend kurz abtrocknen lassen. Somit konnten die Risse und der geschädigte Beton gut sichtbar gemacht werden. Gut zu erkennen sind die Zugschädigungen unterhalb der Kopfbolzen sowie ein in der Simulation angedeuteter primärer Ausbruchkegel und ein deutlich zu erkennender sekundärer Ausbruchkegel. Der weiter unterhalb der Kopfbolzen dargestellte grüne Bereich zeigt ebenfalls, dass es durch die Aktivierung der Rückhängebewehrung in diesem Bereich zu einer Zugschädigung von ca. 20 % gekommen ist. Der aufgesägte Proberkörper zeigt in diesem Bereich ebenfalls eine Schädigung.



Bild 4.10: Vergleich der Versagensbilder R5-N1 – im Schnitt quer zur Kopfbolzenachse

Der sekundäre Ausbruchkegel entstand deutlich flacher als in der bekannten Theorie, was an einer Auslenkung der Oberflächenbewehrung liegt, die die Betondeckung somit sukzessive absprengt. Dies ist ebenfalls in Bild 4.10 links zu erkennen.



Bild 4.11: Vergleich der Versagensbilder R5-1N – im Schnitt längs zur Kopfbolzenachse

Eine Überlagerung der Darstellung der Schädigung mit der Draufsicht des Probekörpers zeigt, dass die Spaltrisse in ähnlicher Richtung von der Ankerplatte weg führen.



Bild 4.12: Vergleich der Versagensbilder R5-1N – Draufsicht Betonausbruch

Durch die plastische Verformung der Ankerplatte und die Bildung eines T-Stummels kamen die Kopfbolzen leicht ins Fließen, jedoch sind diese in den experimentellen Untersuchungen nicht abgerissen. Bild 4.13 zeigt den Verlauf der Vergleichsspannungen in die Ankerplatte und den Kopfbolzen. Der Stahl wurde wie beschrieben bilinear im Material abgebildet

S, Mises (Avg: 75%)



Vergleichsspannungen Die dargestellten zeigen das Fließen der Ankerplatte und die sich bildenen Fließlinien. Die beschrieben theoretischen Fließmuster können bestätigt werden. Die Fließlinine bildete sich über die gesamte Ankerplatte aus und kann mit bp/2gut abgeschätzt werden.



Bild 4.13: Vergleichsspannungen in Draufsicht und Längsschnitt

Die Aktivierung der Rückhängebewehrung ist in Bild 4.14 abgebildet. Die Auswertung hat gezeigt, dass die Bewehrung in dieser numerischen Untersuchung knapp unterhalb der Fließspannung liegt. Der in den experimentellen Untersuchungen erreichte Versagensmechanismus des Abreißens der Rückhängebewehrung bei Höchstlast, kann über die Materialeigenschaften und der lediglichen Zugschädigungen des Betons nicht abgebildet werden, da die diskrete Rissöffnung in diesem Modell nicht stattfindet und lediglich die Schädigungen verschmiert darstellt.



Bild 4.14: Vergleichsspannungen: Bewehrungen und Ankerplatte – R5-1N

Zusätzlich konnten durch die Auswertung der numerischen Untersuchung Abstützkräfte identifiziert werden. Die in Bild 4.15 dargestellten Druckspannungen auf der Oberfläche des Betonkörpers, können eindeutig der plastischen Verformung der Ankerplatte zugeordnet werden.



Bild 4.15: Druckspannungen infolge Abstützkräfte der Ankerplatte – R5-1N

Der sich bildende Streifen hat eine Breite von ca. 10 mm und eine durchschnittliche Spannung von ca. $16 N/mm^2$. Diese Spannung deutet auf eine Abstützkraft von ca. 10 kN je Kopfbolzen hin, die in der Dehnungsmessung und die Umrechnung in Dübelkräfte ebenfalls zu erkennen sind. Somit kann die Streuung der DMS-Messungen aus den experimentellen Untersuchungen nachvollzogen werden.

4.3 FE-Modellierung der Versuche unter Querkraftbeanspruchung

4.3.1 Beschreibung des FE-Modells

Ziel der numerischen Untersuchungen zu den Querkraftversuchen war, in einem ersten Schritt die Ergebnisse der durchgeführten Versuche abzubilden. Mit Hilfe dieser ersten Untersuchungen konnte das numerische Modell verifiziert und die Lastverteilung im Bereich des Anschlusses beurteilt werden. Dabei konnten insbesondere Informationen über die Verteilung der einwirkenden Querkräfte auf die einzelnen Kopfbolzenreihen gewonnen werden.

In den Versuchen wurden die Parameter der Ankerplattendicke, der Einbindelänge und der Exzentrizität so gewählt, dass mit der Parameterwahl die jeweiligen Extrema experimentell erfasst werden konnten. Mit weiteren numerischen Untersuchungen im Rahmen einer Parameterstudie konnte die vorhandene Datenbasis für zur Validierung des analytischen Modells erweitert werden.

Für die numerischen Untersuchungen in Stuttgart wurde das nicht-lineare FE-Programm MASA (<u>Ma</u>croscopic <u>Space Analysis</u>) verwendet, mit dem insbesondere das lokale Schädigungsverhalten im Bereich des Querkraftanschlusses modelliert werden konnte (*Ožbolt 2014*). In diesem Kapitel wird zunächst das FE-Programm MASA sowie die Umsetzung in einem numerischen Modell beschrieben. Neben der Verifizierung des Modells an den Versuchsergebnissen wird auf die Ergebnisse der durchgeführten Parameterstudie eingegangen.

4.3.2 Modellanalyse

4.3.2.1 Allgemeines

Die Modellierung der Versuche unter Querkraftbeanspruchung erfolgt im Rahmen des "pre-processings" mit dem kommerziellen CAE-Programm Femap (<u>Finite Element Modelling And Post-</u> processing). Die Volumenkörper der einzelnen Bauteile des Versuchskörpers werden dabei in Inventor (*Inventor 2014*) erstellt und nach FEMAP (*FEMAP v11.1.0*) exportiert. Für die importierten Geometrien wird in FEMAP die zugehörige Vernetzung, die Materialzuordnungen, Kraft und Randbedingungen sowie Kontakte definiert. Diese Definitionen werden in einem weiteren Schritt über eine Routine mit Hilfe der MASA-Programmoberfläche eingelesen.

Nach der Definition weiterer Parameter wie Materialfestigkeiten, Lastschrittweite, etc. erfolgt die numerische Berechnung mit MASA. Im Anschluss an die Berechnung werden zur Darstellung der Ergebnisse ausgewählte Datensätze der einzelnen Lastschritte wieder an FEMAP übertragen. Die Auswertung der Dübelkräfte über ausgewählte Knotenkräfte innerhalb eines Schnittes durch den Kopfbolzenschaft erfolgt separat. Im Folgenden wird der Aufbau des numerischen Modells im Detail in der Reihenfolge der Modellerstellung erläutert. Zunächst folgt allerdings eine kurze Darstellung des verwendeten "Microplane"-Materialmodells und weiterer numerischer Betrachtungen eine kurze Einführung in das FE-Programm MASA.

4.3.2.2 Microplane-Modell des nichtlinearen FE-Programms MASA

Zur Modellierung des Materialverhaltens spröder Materialien wie Beton können unterschiedliche kontinuumsmechanische Modelle wie Plastizitätsmodelle oder Plastizitäts-Schädigungs-Modelle verwendet werden. Eine Darstellung des Materialverhaltens unter Berücksichtigung des lokalen Schädigungsverhaltens wie beispielsweise der Rissbildung im Beton ist mit diesen Modelle nicht in jedem Fall möglich. Insbesondere zur Modellierung von Beton- und Stahlbetonbauteilen wurde am Institut für Bauwesen an der Universität Stuttgart das FE-Programm MASA entwickelt, mit dem auch das Tragverhalten von Verbindungsmitteln sowie gesamter Einbauteile wie Ankerplatten passend modelliert werden kann. Hintergründe zu den in MASA implementierten Material- und Schädigungsmodelle sind in *Ožbolt 1999a* beschrieben. Im Folgenden werden die wesentlichen Aspekte dargestellt.

In dem in MASA hinterlegten "Microplane"-Materialmodell wird das Materialverhalten im Bereich von voneinander unabhängigen, unterschiedlich orientierten Mikroebenen definiert. Diese Mik-

roebenen können Schwachstellen wie beispielsweise Kontaktbereiche des Korngerüsts darstellen (vgl. Bild 4.16). Auf diesen Microebenen werden die Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Normal- und für Schubspannungen über eindimensionale Beziehungen definiert (vgl. Bild 4.17). Mit der Definition der Spannungsbeziehungen auf jeder Mikroebene kann die makroskopische Steifigkeit und der Spannungstensor des Modells berechnet werden, indem mit Hilfe der Methode der virtuellen Arbeit über die Richtungen integriert wird.





Bild 4.16: Kontaktflächen als Mikroebenen im Bereich des Korngerüsts nach *Ožbolt 1999*

Bild 4.17: Microebene im Microplane Model und zugehörige Dehnungskomponenten nach *Ožbolt 1999*

Die Dehnungen im Bereich eines Integrationspunkt werden dabei auf einen Vielflächenkörper, der diesen Punkt umgibt übertragen. Die Oberflächen dieses Körpers entsprechen den oben beschriebenen Mikroebenen mit den zugehörigen Spannungs- und Dehnungskomponenten. Für das "Microplane"-Materialmodell existieren verschiedene numerische Umsetzungen. In der Umsetzung nach dem "kinematic-constraint"-Modell werden die Dehnungen auf Makroebene als Projektionen der Microebene angenommen.

In einer weiterentwickelten Version dieses Modells werden die Spannungs- und Dehnungskomponenten auf Mikroebene in einen deviatorischen und einen volumetrischen Anteil gegliedert. Dadurch kann das Entfestigungsverhalten unter Zug über einachsiale Bestimmungsgleichungen und das Druckversagen im dreidimensionalen beschrieben werden. Das "Microplane" Materialmodell wurde anhand unterschiedlicher Lastkombinationen validiert (*Ožbolt 1999b*) und im Rahmen von unterschiedlichen Forschungsprojekten im Bereich von Ankerplatten (*Kuhlmann u.a. 2008* und *Kuhlmann u.a. 2013*) erfolgreich eingesetzt.

4.3.2.3 Schädigungsmodell des nichtlinearen FE-Programms MASA

Bei der FE-Modellierung von Ankerplatten muss für eine wirklichkeitsnahe Diskretisierung das Schädigungsverhalten wie die Rissbildung im Beton ausreichend abgebildet werden. Herkömmliche lokale Schädigungsmodelle, die auf Grund der Rissbildung an Festigkeit verlieren sind netzabhängig. Aus diesem Grund sind im FE-Programm Lokalisierungsbegrenzer implementiert. Im Allgemeinen können mit der nichtlokalen Integralmethode ("nonlocal approach") und der verschmierten Rissband-Methode ("smeared crack band approach") zwei unterschiedliche Ansätze berücksichtigt werden.

Bei der Rissbandmethode wird der Riss als Bereich der Schädigung im Beton in einer Reihe von Finiten Elementen lokalisiert und das Entfestigungsgesetz des Materials an die Elementgröße angepasst. Die Bruchenergie des Betons wird auf diese Weise nach Gleichung (4.4) an die vorhandene Elementgröße angepasst.

$$G_F = A_F \cdot h$$

(4.4)

Mit:

A_F Fläche unter der lokalen Spannungs-Dehnungs-Kurve für zentrischen Zug;

h gemittelte Elementgröße bzw. angenommen Breite des Rissbandes.

Die Modellierung der Entfestigung im Bereich von Druckspannungen wird über den gleichen Ansatz wie nach Gleichung (4.4) über eine Anpassung der Bruchenergie an die Elementgröße

durchgeführt. Allerdings wird hier angenommen, dass die Bruchenergie für eine einachsige Druckbeanspruchung ca. 100mal größer als für die Zugbeanspruchung ist.

Bei der nichtlokalen Integralmethode werden die zur Spannungsermittlung erforderlichen Dehnungen über eine charakteristische Länge l_{ch} gemittelt. Grundlegendes Konzept ist, dass die Spannungen an einem bestimmten Punkt nicht ausschließlich von den Dehnungen dieses Punktes sondern auch von den benachbarten Punkten abhängig sind. Da die charakteristische Länge l_{ch} kein reiner Werkstoffkennwert ist und vom Spannungs- und Dehnungsumfeld in der Umgebung der Rißprozesszone abhängig ist, sind die numerischen Modelle an den Versuchen zu verifizieren.

Beide Ansätze sind in Masa implementiert und machen eine netzunabhängige Analyse möglich. Es hat sich allerdings gezeigt, dass eine wirklichkeitsnahe Modellierung des Schädigungsverhaltens im Bereich der Ankerplatte nur möglich ist, wenn das Netz ausreichend fein genug ist.

4.3.2.4 Modellerstellung mit FEMAP

Für die Modellerstellung der Versuche mit großen Ankerplatten wurde das kommerzielle CAE-Programm FEMAP (*FEMAP v11.1.0*) verwendet. Die Geometrien der einzelnen Bauteile des Versuchskörpers wurden dabei in Inventor (*Inventor 2014*) erstellt und nach FEMAP exportiert. Die Abmessungen der Versuchskörper waren mit der Geometrie der durchgeführten Versuche identisch. Zur Einsparung von Rechenzeit wurde die Symmetrie des Versuchskörpers ausgenutzt und lediglich die Hälfte des jeweiligen Versuchskörpers modelliert (vgl. Bild 4.18).



Bild 4.18: FE-Modell mit Symmetrie- und Randbedingungen

Das Netz wurde ausgehend von den Kopfbolzen erzeugt, indem in einem ersten Schritt die Elementgrößen auf den Bauteilkanten definiert wurden. Die Kopfbolzen wurden mit Elementen mit einer Hexaederform modelliert, die zunächst mit Flächenelementen generiert wurden und dann über die Länge des Kopfbolzenkopfes und des Kopfbolzenschaftes extrudiert wurden. Diese Elemente wurden in FEMAP dem Material "Kopfbolzen" zugeordnet, deren Materialeigenschaften im Detail über die Benutzeroberfläche von MASA definiert wurden. Die geometrischen Abmessungen der Kopfbolzen können dem Versuchsbericht (*Kuhlmann u.a. 2016*) entnommen werden.

In einem weiteren Schritt wurde der Kontaktbereich zwischen Beton und Ankerplatte modelliert. In allen Querkraftversuchen konnten bei der Versuchsdurchführung über die Dehnungsmessungen an den vorderen Kopfbolzen Stauchungen gemessen werden. Damit diese Druckräfte auch im numerischen Modell übertragen werden konnten, wurde auch ein Kontakt zwischen Kopfbolzen und Beton an der Unterseite des Kopfbolzens definiert, so dass Druckkräfte in deisem Bereich übertragen werden können.

Kontakte zwischen unterschiedlichen Elementen können in MASA über Bar-Elemente definiert werden. Diese linienförmigen Kontaktelemente können einfach generiert werden, indem eine 1-mm dicke Kontaktschicht zwischen den Materialien eingezogen wird und die gegenüberliegenden Knoten mit den Bar-Elementen verbunden werden. Die Bar-Elemente stehen so senkrecht auf die Stahloberfläche. Die Modellierung einer Kontaktschicht ist des Weiteren numerisch begründet, da eine Berücksichtigung der Bar-Elemente ohne die Kontaktschicht nicht möglich





ist. Die Bar-Elemente können nur Druckkräfte übertragen und werden bei einer möglichen Zugbelastung im Element im jeweiligen Berechnungsschritt nicht berücksichtigt. Der Kontaktschicht werden in der FE-Berechnung kleine Materialkennwerte zugeordnet.

Der Aufbau des Kontaktes zwischen Stahl und Beton ist in Bild 4.19 dargestellt. Der Bereich zwischen der Ankerplatte und dem Beton wurde in ähnlicher Art und Weise wie der Kontakt zwischen Kopfbolzen und Beton aufgebaut. Die Ankerplatte und das Anbauteil an der Ankerplatte wurden mit Elementen mit der Möglichkeit einer unterschiedlichen Materialdefinition erstellt. Insbesondere im Bereich von dünnen Ankerplatten konnten durch die Fließgelenkmechanismen in der Ankerplatte große Verformungen im Stahl beobachtet werden. Indem für die jeweiligen Bauteilgruppen verschiedene Materialien definiert wurden, konnte mit einer nicht-linearen Modellierung des Materialverhaltens des Stahls im Bereich der Ankerplatte das tatsächliche Tragverhalten gut abgebildet werden.

Der Beton wurde im Gegensatz zu den Stahlbauteilen mit Tetraeder-Elementen modelliert. Damit konnten insbesondere im Bereich der Ankerplatten die Netzdichte lokal verfeinert werden. An den weniger kritischen Stellen wurde ein gröberes FE-Netz gewählt. Der Volumenkörper des Betons wurde dabei in Rechteckblöcke aufgeteilt. Auf den Rändern dieser Blöcke wurde die Elementgröße der Betonelemente durch Unterteilung der Elementkanten definiert und die Stabelemente der Oberflächenbewehrung und der Rückhängebewehrung festgelegt. Die Betonränder auf der Vorderseite und auf der Rückseite des Betonblocks wurden über separate Volumenkörper modelliert.

In vorangegangenen Forschungsvorhaben konnte der Einfluss der im Bauteil liegenden Bewehrung auf das Traglastverhalten von Ankerplatten unter Schub insbesondere mit numerischen Untersuchungen nachgewiesen werden (*Kuhlmann u.a. 2012* und *Kuhlmann u.a. 2013*). Aus diesem Grund wurden im numerischen Modell die Oberflächenbewehrung und die Rückhängebewehrung zum Teil berücksichtigt. Erste numerische Untersuchungen von Ankerplatten mit kurzen Kopfbolzen unter Querkraftbeanspruchung haben gezeigt, dass der Einfluss der Oberflächenbewehrung quer zur Belastungsrichtung gering ist (Mishaxhiu 2015). Diese wird deshalb im Modell vernachlässigt, da der Einfluss der Oberflächenbewehrung quer zur Belastungsrichtung gering ist, da sich diese am Rand nicht durch Auflagerbedingungen abstützen kann.

Neben der Rückhängebewehrung wurde allerdings im numerischen Modell die Oberflächenbewehrung längs zur Belastungsrichtung berücksichtigt, da deren Einfluss in Parameteruntersuchungen quantifizierbar war (Mishaxhiu 2015). Die Bewehrung wurde in der numerischen Berechnung mit Stabelementen berücksichtigt. Die Knoten der Stabenden wurden so modelliert, dass diese auf den Knoten der Betonelemente lagen und in einem weiteren Schritt miteinander verbunden werden konnten.

In den Versuchen wurde die Oberflächenbewehrung mit einer Betondeckung von c = 35 mm als Abstand Bewehrung und Unterkante Ankerplatte eingebaut. Im Bereich der Ankerplatte wurde Bewehrung mit einem Durchmesser von d = 10 mm und Rückhängebewehrung mit einem Durchmesser von d = 8 mm eingebaut. Im numerischen Modell wurde die Rückhängebewehrung als Stabelement definiert, dem in der Berechnung neben den Festigkeitskennwerten eine Querschnittsfläche zugeordnet wird. Da diese nicht als Volumenelement definiert wurde, wurden diese mit einer Betondeckung von 40 mm geometrisch in der Mitte der tatsächlich vorhandenen Rückhängebewehrung definiert.

An den Kanten zwischen den Bewehrungsbügeln und der Längsbewehrung wurden die Stabelemente biegesteif miteinander verbunden. Alle anderen Stabelemente der Bewehrung wurden gelenkig miteinander verbunden. Vergleichsrechnungen (Mishaxhiu 2015) haben gezeigt, dass insbesondere bei den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen die Hakentragwirkung der Rückhängebewehrung vernachlässigt werden kann, wenn die Stabelemente in diesen Bereichen nicht biegesteif modelliert wurden. Dies deckt sich mit den Untersuchungen in anderen Forschungsvorhaben (Schmid 2009). In Bild 4.20 ist die Bewehrung und die Rückhängebewehrung im Versuchskörper dargestellt.

Die Ankerplatte und die auf der Ankerplatte angeschweißten Anbauteile wurden mit Hexaederelementen modelliert. Die Ankerplatte und das Anbauteil wurden verschiedenen Materialgruppen zugeordnet, so dass diese mit den experimentell bestimmten Materialkenngrößen modelliert werden konnten (Kuhlmann u.a. 2016). Im Bereich des Einbauteils wurden im numerischen Modell Vereinfachungen getroffen, da davon auszugehen ist, dass diese für die Ergebnisse von untergeordneter Bedeutung sind. Vereinfachend wurde das I-Profil ohne Ausrundungsradien und die Laschen zur Lasteinleitung im numerischen Modell nicht berücksichtigt. Des Weiteren wurden die Schweißnähte nicht modelliert. Bei der Modellierung der Versuche mit kleiner Exzentrizität wurden die in den Versuchen erforderlichen Knaggen nicht berücksichtigt.



Bild 4.20: Modellierung der Rückhängebewehrung und der Bewehrungsstäbe

Zwischen Ankerplatte und Beton, sowie zwischen den Kopfbolzen und dem Beton wurde eine Kontaktschicht mit integrierten Stabelementen definiert. Aus numerischen Gründen werden die Stabelemente mit jeweils sechs Freiheitsgraden in der Kontaktschicht eingebettet und fallen bei einer entsprechenden Zugbeanspruchung aus, da diese nur Druck übertragen können. In

MASA wird der Kontakt zwischen zwei Materialien festgelegt, indem entsprechende Knotenverbindungen über die Stabelemente definiert werden. Aus diesem Grund muss keine Kontaktfläche definiert werden, bei der in der numerischen Berechnung die Zuordnung der Knoten auf den entsprechenden Master- oder Slave Flächen überprüft werden muss.

Die Reibung im Bereich der Kontaktschicht zwischen Stahl und Beton wurde nach Fichtner 2011 im Modell berücksichtigt. In ersten Untersuchungen hat sich die Berücksichtigung eines Reibkoeffizienten von $\mu = 0,2$ als geeignet herausgestellt. Mit diesen Einstellungen konnte das Verformungsverhalten der Ankerplatte ausreichend genau modelliert werden (vgl. Bild 4.21).



Bild 4.21:Kontaktbereich zwischen Ankerplatte und Beton im FE-Modell (links) und im Versuch (rechts)

Nach der Erstellung des FE-Netzes und der Zuordnung der Materialien zu den Volumen- oder Stabelementen wurden die Randbedingungen definiert. Neben den Randbedingungen in der Symmetrieebene wurden die Lagerungen der Versuche in den zugehörigen Bereichen auf der Betonoberfläche definiert. Am Stahleinbauteil wurde zusätzlich auf vier Knoten eine Verschiebung in die Belastungsrichtung definiert.

In einem weiteren Schritt wurden die übereinanderliegenden Knoten miteinander verschmolzen und die Knoten und Elemente neu nummeriert. Aus numerischen Gründen erfolgte die Nummerierung in Belastungsrichtung. Mit der Nummerierung der Knoten und der Elemente endet das "pre-processing" in FEMAP (FEMAP v11.1.0) und das Modell wird über eine Routine von FEMAP ausgelesen und über die Benutzeroberfläche von MASA eingelesen.

4.3.2.5 Materialparameter

Insgesamt wurden acht verschiedene Materialien definiert, deren Materialeigenschaften nach den Zug- und Druckversuchen festgelegt wurden, die in Kuhlmann u.a. 2016 dokumentiert sind. Die für die numerischen Berechnungen gewählten Materialparameter für die Grundversuche sind im Anhang dargestellt.

Die Materialeigenschaften der Betonelemente wurden mit den erforderlichen Angaben des Microplane-Modells definiert. Hierfür waren Angaben über die Zug- und Druckfestigkeit, E-Modul, Querdehnzahl sowie die Bruchenergie notwendig. Die Betondruckfestigkeit wurde über drei Würfelproben mit 150 mm Kantenlänge am Versuchstag gemessen. Aus diesen Ergebnissen wurden die weiteren Materialkennwerte nach Müller u.a. 2012 mit den Gleichungen (4.5) bis (4.8) bestimmt.

$$f_{c,m} = 0.81 \cdot f_{c,cube,150}$$
 (4.5)

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$
 (4.6)

$$E_{c} = 9000 \cdot (f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$
(4.7)

$$G_{\rm f} = 0.7 \cdot (f_{\rm ck})^{\frac{7}{10}} \tag{4.8}$$

In den Versuchen konnten sowohl Beton- als auch Stahlversagensmechanismen beobachtet werden. Aus diesem Grund wurde die Ankerplatte und die Kopfbolzen über ein nichtlineares

Materialverhalten abgebildet. Dazu mussten E-Modul, Streckgrenze, Zugfestigkeit, Querdehnzahl sowie der Wiederverfestigungsmodul angegeben werden. Für die Streckgrenze und die Zugfestigkeit wurden die Messwerte der Zugproben angenommen. Der E-Modul wurde mit $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$, die Querkontraktionszahl zu v = 0,33 und der Wiederverfestigungsmodul zu H = 3.000 N/mm² als konstant angenommen.

Im Bereich der Oberflächenbewehrung und der Rückhängebewehrung wurden die verschiedenen Bewehrungsdurchmesser im Modell durch die Definition der Eigenschaften der Stabelemente berücksichtigt. Somit konnten in der Parameterstudie insbesondere der Bewehrungsdurchmesser der Rückhängebewehrung über die Querschnittsfläche der Bewehrung variiert werden. Im Modell wurden im Bereich der auf Zug belasteten Kopfbolzen jeweils Stabelemente als Diskretisierung der Bügelschenkel pro Kopfbolzen angeordnet. In der Materialdefinition konnten diese Stabelementen Querschnittsflächen zugeordnet werden und der Einfluss in der Berechnung der Elemente durch die Wahl einer sehr geringen Querschnittsfläche minimiert werden.

Die Bewehrungsstäbe wurden wie der Baustahl nichtlinear mit Verfestigung modelliert. Hierfür wurden die Streckgrenze und die Zugfestigkeiten den Materialzeugnissen der zugehörigen Prüfberichte entnommen. Für den E-Modul, die Querkontraktion und den Wiederverfestigungsmodul wurden die identischen Werte wie für die Stahleinbauteile gewählt.

Die Kontaktschicht, in die die Kontaktstäbe aus numerischen Gründen eingebettet wurden, hat keine tragende Wirkung. Aus diesem Grund wurde als Materialdefinition für die Kontaktschicht der E-Modul mit $E = 1.0 \cdot 10^{-30}$ gering angesetzt. Für die Kontaktstäbe war ein E-Modul von $E = 1000 \text{ N/mm}^2$ geeignet, da dadurch Konvergenzprobleme beseitigt werden konnten. Die Materialeinstellungen für die Nachrechnung der Versuche sind in den Übersichten der validierten Modelle im Anhang gegeben.

4.3.2.6 Weitere numerische Einstellungen

Neben der Definition der Materialparameter sind für die numerische Berechnung weitere Parameter festzulegen. Für die Bestimmung der Steifigkeitsmatrix in der numerischen Berechnung können verschiedene Lösungsstrategien angewendet werden. Die Wahl des Ansatzes hat Einfluss auf das Tragverhalten und die Traglast des numerischen Modells. Bei der CSM-Methode (constant stiffness mehtod) wird die Steifigkeitsmatrix einmal zu Beginn jedes Lastschrittes ermittelt und in der Berechnung dann als konstant angenommen. Diese Methode ist ungenauer aber weniger rechenzeitintensiv, da nicht in jedem Iterationsschritt die Steifigkeitsmatrix neu bestimmt wird.

Bei der Wahl der TSM-Methode (tangent stiffness method) wird die Steifigkeitsmatrix in jedem Iterationsschritt neu errechnet. Dies führt zu genaueren Ergebnissen, ist allerdings sehr rechenzeitintensiv. In den numerischen Berechnungen zu den großen Ankerplatten wurde die SMM-Methode gewählt (sekant stiffness method), bei der die Steifigkeitsmatrix zu Beginn jedes Lastschrittes und nach jedem 25 Iterationsschritt errechnet wird. Dies führt auch bei zunehmenden Schädigungen zu ausreichend genauen Ergebnissen.

In den numerischen Berechnungen wurde eine Lastschrittweite von 0,05 mm für alle Versuche verwendet. Für alle Berechnungen wurden 1000 Lastschritte angesetzt und das Tragverhalten während der Berechnung kontrolliert. Nach dem Erreichen der Höchstlast wurde die Berechnung bei den Versuchen mit Stahlversagen beendet und ausgewertet. Die numerischen Berechnungen der Versuche mit Betonversagen wurden nach dem Erreichen der Höchstlast bei einer Traglast von 70% der Höchstlast ausgewertet.

4.3.2.7 Auswertung der numerischen Berechnungen

Im Anschluss an die numerischen Berechnungen wurden vier Lastschritte bei einem Niveau von 25%, 50%, 75%, 100% der Höchstlast und bei Betonversagen ein Lastschritt im Nachtraglastbereich ausgewertet. Neben der Abbildung des Traglastniveaus und der unterschiedlichen Versagensmechanismen durch das numerische Modell wurde die Querkraftverteilung zwischen den einzelnen Kopfbolzenreihen aus diesen Ergebnissen ermittelt, da diese nicht experimentell bestimmt werden konnten.

Hierfür wurde in jeder Kopfbolzenreihe im Bereich des Kopfbolzenschaftes am Dübelfuß ein Schnitt durchgeführt und die Elemente ausgewählt. Die zugehörigen Knotenkräfte dieser Elemente wurden über die Benutzeroberfläche von MASA eingelesen, so dass diese nach der Berechnung ausgewertet werden konnten. Nach der Berechnung wurden an den oben beschrieben Lastniveaus die resultierenden Querkräfte als Summe der Knotenkräfte im Schnitt des Kopfbolzenschaftes pro Reihe mit Hilfe eines VBA-Tools ausgewertet. Die Zuverlässigkeit dieser Vorgehensweise wurde an einem eingespannten Rundstab mit Stahlelementen überprüft. Im Auflagerbereich des eingespannten Rundstabes konnten über die Summe der Knotenkräfte dieselbe Querkraft errechnet werden, wie am Ende des Kragarms.

Neben den Knotenkräften am Dübelfuß wurden auch die Knotenkräfte in der Mitte des Kopfbolzenschaftes ausgewertet. In diesem Bereich waren die Dehnmessstreifen der Kopfbolzen angebracht, so dass die Ergebnisse des numerischen Modells mit den Ergebnissen der der Versuche verglichen werden konnten. Neben den Knotenlasten wurden die Rissentwicklung, die Verformungen und Spannungsbilder in FEMAP ausgewertet, indem die Ergebnisfiles der Berechnung in MASA über ein Makro eingelesen wurden.

4.3.3 Validierung des numerischen Modells der Querkraftversuche

4.3.3.1 Allgemeines

Mit den im vorangegangene Kapitel beschriebenen Materialparametern und den numerischen Einstellungen konnten hinsichtlich der Traglasten gute Übereinstimmungen mit den Versuchswerten erreicht werden. Durch verschiedene Versuchsparameter wie die Einbindelänge der Kopfbolzen, die Ankerplattendicke oder die Exzentrizität der Lasteinleitung konnten in den Versuchen verschiedene Versagensmechanismen beobachtet werden. Diese Versagensmechanismen konnten auch in den numerischen Untersuchungen beobachtet werden. Neben der Validierung hinsichtlich der Traglasten ist daher im Folgenden auch die Validierung des FE-Modells im Vergleich mit den Versagensmechanismen bei Stahl- oder Betonversagen und der Rissbildung dargestellt.

4.3.3.2 Validierung des Modells hinsichtlich der Traglasten

Für die Ergebnisse der numerischen Modelle konnte im Vergleich der Höchstlasten mit den Versuchen eine gute Übereinstimmung getroffen werden. In der Tabelle 4.2 werden die Ergebnisse der numerischen Modelle mit den Versuchen verglichen. In der Versuchsreihe 2 konnte in den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen über die Rissinduzierung die Höchstlast der Versuche auf ca. 80% verringert werden. Für die Versuche mit Rissinduktion wurde allerdings kein separates numerisches Modell erstellt.

Gerissene Versuche können mit MASA modelliert werden, indem in der Rissachse Betonelemente mit einer geringeren Festigkeit definiert werden. Dies ist allerdings mit einem hohen Aufwand bei der Modellerstellung verbunden. Aus diesem Grund wurden die Versuche im gerissenen Beton mit den vorliegenden Materialparametern nachgerechnet und die Ergebnisse der FE-Berechnungen für den Vergleich mit den Versuchen mit dem Faktor 0,8 abgemindert.

Nr.	Versuch	Belas- tung	Exzent- rizität	Ein- binde- länge	Platten- dicke	Betongrund	Höchst- last Versuch	Höchst- last Numerik	Fu,FE/Fu,Versuch	
	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	B3-Q	Schub	80	92	40	ungerissen	1001	1067	1,07	
2	R2-1Q	Schub	1000	92	40	ungerissen	166	165	0,99	
3	R2-2Q	Schub	80	92	40	ungerissen	1129	1035	0,92	
4	R2-3Q(1)	Schub	1000	92	40	gerissen	139	128	0,92	
5	R2-3Q(2)	Schub	1000	92	40	gerissen	142	133	0,93	
6	R2-4Q(1)	Schub	80	92	40	gerissen	940	898	0,96	
7	R2-4Q(2)	Schub	80	92	40	gerissen	977	907	0,93	
8	R3-1Q	Schub	1000	242	40	ungerissen	335	345	1,03	
9	R3-2Q(1)	Schub	1000	242	40	ungerissem	345	382	1,11	
10	R3-2Q(2)	Schub	1000	242	40	gerissen	342	386	1,13	
11	R3-3Q	Schub	80	242	40	ungerissen	1081	1068	0,99	
12	R5-1Q	Schub	1000	242	15	ungerissen	266	298	1,12	
13	R5-2Q	Schub	1000	242	15	ungerissen	271	296	1,09	
14	R5-3Q	Schub	80	242	15	ungerissen	1099	1051	0,96	
							Mitte	lwert:	1,01	
							Standarda	bweichung:	8%	
rik (Fu.FE)	400 ₩ 350 0 R2-3Q(2) x 300 ★ R3-1Q ★ 250 ★ R3-1Q ★ R3-1Q ★ R3-1Q ★ R3-2Q ★ R3-2Q									

Tabelle 4.2: Vergleich der Höchstlasten zwischen den FE-Berechnungen $F_{u,FE}$ und der Versuchswerte $F_{u,Versuch}$



Bild 4.22: Vergleich der Höchstlasten in den numerischen und experimentellen Untersuchungen bei großer Exzentrizität (links) und kleiner Exzentrizität (rechts)

Im Vergleich der Höchstlasten zwischen den numerischen und den experimentellen Untersuchungen konnte eine ausreichend genaue Übereinstimmung erzielt werden (vgl. Tabelle 4.2 und Bild 4.22). Die Übereinstimmung der Ergebnisse liegt dabei im Rahmen von vorangegangenen Forschungsprojekten (*Kuhlmann u.a. 2013*), in denen Abweichungen in einer vergleichbaren Größenordnung erzielt wurden. Es ist zu berücksichtigen, dass im Rahmen dieser Untersuchungen das Traglastverhalten verschiedener Versagensmechanismen wie Stahl- und Betonversagen unter gleichen Randbedingungen und Parametereinstellungen abgebildet werden kann. So bildeten die numerischen Modelle eine gute Ausgangsbasis für weitere Parameteruntersuchungen innerhalb der experimentell definierten Grenzen.

4.3.3.3 Validierung des Modells hinsichtlich der Versagensmechanismen

4.3.3.3.1 Allgemeines

Neben dem Vergleich der Höchstlasten der numerischen Modelle und der Versuche wurden die Versagensmechanismen wie Beton- und Stahlversagen miteinander verglichen. Der Stahl der

Kopfbolzen und der Ankerplatte wurde nicht rein linear elastisch modelliert sondern unter Berücksichtigung des Fließens des Baustahls und der Verfestigung. Mit dem Erreichen der Fließgrenze konnten in den Stahlelementen hohe Dehnungen bestimmt werden. Dadurch war es möglich Stahlversagensmechanismen von einem Betonversagen durch die Ausbildung eines Betonausbruchkegels abzugrenzen. Im Folgenden sind diese Versagensmechanismen dargestellt.

In den Dehnungsbildern sind für eine direkte Vergleichbarkeit der Ergebnisse alle Dehnungen auf $\varepsilon_{11} = 0,02$ skaliert und jeweils die Lastschritte beim Erreichen der Höchstlast dargestellt. Unter Annahme einer kritischen Dehnung von 0,15 mm nach *Eligehausen u.a. 2006* bei der keine Last mehr über den Riss übertragen werden kann, kann die kritische Dehnung nach Gleichung (4.9) berechnet werden, wenn die mittlere Elementgröße im Bereich der Ankerplatte von 15 mm angesetzt wird.

$$\varepsilon_{\rm cr} = \frac{0.15}{15} = 0.01$$
 (4.9)

4.3.3.3.2 Validierung der Versuchsserie 2

In den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen und dicker Ankerplatte der zweiten Versuchsserie konnte in allen Versuchen ein Betonversagen auf der lastabgewandten Seite beobachtet werden. Dieser Versagensmechanismus konnte ebenfalls in den numerischen Untersuchungen beobachtet werden. In Bild 4.23 und Bild 4.24 sind die Berechnungsergebnisse der Hauptzugdehnungen ε_{11} für die Versuche mit großer und kleiner Exzentrizität dargestellt.

Die kritische Dehnung von $\varepsilon_{cr} = 0,01$ ist in der numerischen Simulation sowohl bei kleiner als auch bei großer Exzentrizität überschritten. In den roten Bereichen sind Dehnungslokalisierungen dargestellt, die die Risse im Beton anzeigen. Umfang und Größe der Betonausbruchkegel sind in der Größenordnung in der numerischen Simulation und im Experiment für die Versuchsserie 2 identisch.



Bild 4.23: Vergleich des Versagensbildes des Versuchs R2-1Q mit großer Exzentrizität



Bild 4.24: Vergleich des Versagensbildes des Versuchs R2-2Q mit kleiner Exzentrizität

4.3.3.3.3 Validierung der Versuchsserie 3

In den Versuchen der Versuchsserie 3 konnte in den Versuchen mit großer Exzentrizität ein Betonversagen auf der lastabgewandten Seite beobachtet werden, das mit der numerischen Simulation abgebildet werden konnte (vgl. Bild 4.26). Die Größe und Form des Betonausbruchkegels war in den numerischen und den experimentellen Untersuchungen gleich und bildete sich auf der lastabgewandten Seite bis an den Rand der Ankerplatte. Im Bereich seitlich der Ankerplatte bildeten sich in den Versuchen Risse in die Richtung zur oberen Abspannung. Ursache ist die Ausbildung von Druckstreben ausgehend von den oberen Kopfbolzenreihen in Richtung der Lagerung. Wie in den Versuchen werden im numerischen Modell



Bild 4.25:Aktivierung der Rückhängebewehrung

beide Rückhängebewehrungsreihen gleichmäßig beansprucht (vgl. Bild 4.25). Die Spannungen in der Rückhängebewehrung haben das Maximum im Bereich des Kopfbolzenkopfes, da sich hier der Riss des Betonausbruchkegels bildet. Über die Länge des Bewehrungsbügels bauen sich die Spannungen in der Rückhängebewehrung zum Rand hin ab.

In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität der Versuchsserie 3 scherten die Kopfbolzen ab. Der Versagensmechanismus des Stahlversagens konnte mit der numerischen Simulation über das die nichtlinearen Spannung-Dehnungsbeziehungen des Stahls nachgebildet werden und die Traglasten so modelliert werden (vgl. Bild 4.27). Ein Betonversagen konnte in der numerischen Simulation nicht beobachtet werden, da die kritischen Dehnungen im Bereich des Betonausbruchkegels nicht erreicht wurden. In den oberen Kopfbolzenreihen bildeten sich allerdings Dehnungskonzentrationen auf Grund der Ausbildung von Druckstreben und in den unteren Kopfbolzenreihen Spaltrisse durch die Zugbeanspruchung der Kopfbolzen. Die Ergebnisse der Versuche und der Simulation sind hinsichtlich des Verlaufs der Risse vergleichbar.


Bild 4.26: Vergleich des Versagensbildes des Versuchs R3-1Q mit großer Exzentrizität



Bild 4.27: Vergleich des Versagensbildes des Versuchs R3-2Q mit kleiner Exzentrizität

4.3.3.3.4 Validierung der Versuchsserie 5

In den Versuchen der fünften Serie war das Stahlversagen der dünnen Ankerplatte mit der Fließgelenkbildung und dem Abscheren der Kopfbolzen maßgebend (vgl. Bild 4.28). Dieser Versagensmechanismus konnte unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens der Kopfbolzen und der Ankerplatte modelliert werden (vgl. Bild 4.29). Die Verformungen im Bereich der Ankerplatte im numerischen Modell entsprechen den Beobachtungen der Versuche. Die Versagensmechanismen wurden identifiziert, indem überprüft wurde, ob in der numerischen Simulation die Zugtragfähigkeit des Stahls im Bereich der Ankerplatte oder der Kopfbolzen erreicht wurden. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität (vgl. Bild 4.30) konnte im



Bild 4.28:Vergleichsspannungen im Bereich der Ankerplatte für die Versuche mit Großer Exzentrizität

Vergleich zu den Versuchen mit dicker Ankerplatte (vgl. Bild 4.24) im Zugbereich eine entsprechende Spaltrissbildung beobachtet werden. Allerdings wurde ein größerer Anteil der Querkräfte in den Versuchen mit dünner Ankerplatte an die lastabgewandten Kopfbolzenreihen weitergegeben, so dass die Rissbildung durch die Druckstrebenbildung nicht so ausgeprägt war.



Bild 4.29: Vergleich des Versagensbildes des Versuchs R3-1Q mit großer Exzentrizität



Bild 4.30: Vergleich des Versagensbildes des Versuchs R3-2Q mit kleiner Exzentrizität

4.3.3.3.5Zusammenfassung der Validierung

Mit Hilfe der numerischen Untersuchungen konnte Information über die Querkraftverteilung zwischen den einzelnen Kopfbolzenreihen gewonnen werden, indem die entsprechenden Knotenkräfte im Bereich des Schweißwulstes des Kopfbolzens ausgewertet wurden. Neben der Validierung des numerischen Modells im Hinblick auf die Traglasten und die Versagensmechanismen konnten die in den Versuchen beobachte Normalkraftverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen mit den numerischen Ergebnissen verglichen werden. In Bild 4.31 bis Bild 4.33 ist der Vergleich zwischen den relativen Verteilungen der Normalkräfte, die aus den Mittelwerten der Dehnungsmessungen in der entsprechenden Kopfbolzenreihen bestimmt wurde, mit den Ergebnissen zur Normalkraftverteilung der numerischen Untersuchungen dargestellt. In den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen und dem vergleichsweise spröden Betonversagen wird die elastische Verteilung der Normalkräfte über das numerische Modell abgebildet (vgl. Bild 4.31). Des Weiteren ist es möglich, die Umlagerung der Zugkräfte und die Aktivierung der Reihen 2 und 3 auch im numerischen Modell abzubilden. Im Bereich der zweiten Kopfbolzenreihe ergeben sich geringe Unterschiede bei den Belastungsstufen bis 75% der Höchstlast. Bei Höchstlast ist aber eine ausreichende Übereinstimmung vorhanden. Mit der Wahl der numerischen Einstellungen konnte insgesamt eine gute Übereinstimmung mit den in den Versuchen beobachteten Ergebnissen erzielt werden. Die Untersuchungen bildeten so eine gute Grundlage für weitere Untersuchungen zur Lastverteilung im Bereich der Ankerplatte.



Bild 4.31: Vergleich der Normalkraftverteilung zwischen den Versuchswerten (links) und den numerischen Untersuchungen (rechts) des Versuchs R2-1Q



Bild 4.32: Vergleich der Normalkraftverteilung zwischen den Versuchswerten (links) und den numerischen Untersuchungen (rechts) des Versuchs R3-1Q



Bild 4.33: Vergleich der Normalkraftverteilung zwischen den Versuchswerten (links) und den numerischen Untersuchungen (rechts) des Versuchs R5-1Q

4.3.4 Parameterstudie und Beschreibung des Tragverhaltens

4.3.4.1 Allgemeines und Parameterwahl

Zur Untersuchung des Tragverhaltens der Ankerplatten und zur Abschätzung des Einflusses der wesentlichen Parameter wurde eine Parameterstudie durchgeführt. Die Parameter wurden so gewählt, dass die Simulationen an den Versuchen validiert wurden und die Bereiche innerhalb dieser Parametergrenzen über numerische Simulationen abgebildet wurden (vgl. Bild 4.34). In Rahmen der Parameterstudie wurden zusätzlich Parameter außerhalb des Bereichs der Versuchskörperkonfigurationen gewählt. Neben dem Parameter der Exzentrizität wurden die Betondruckfestigkeit und der Bewehrungsgrad in den Versuchen variiert, in denen die Rückhängebewehrung einen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Versuche hatte.



Weitere Parameter:

- Bewehrungdurchmesser Rückhängebewehrung: 8 mm, 10 mm, 12 mm
- Betondruckfestigkeit: C16/20; C20/25; C25/30; C45/55

Bild 4.34: Konfiguration der Stahleinbauteile

Die Parameter der Versuche wurden so variiert, dass zur Vergleichbarkeit der Ergebnisse immer nur ein Parameter variiert wurde. Innerhalb der Parameterstudie wurde immer nur ein Parameter variiert und verschiedene Parameter innerhalb der Grenzen der Versuche nicht miteinander kombiniert. Dadurch ergaben sich ca. 80 unterschiedliche Berechnungen. Auf Grundlage dieser Parameterstudie wird im Folgenden der Einfluss der Faktoren Exzentrizität, Ankerplattendicke, Bewehrungsgrad und Betonfestigkeit auf das Tragverhalten der Ankerplatte beschrieben. Des Weiteren werden die Ergebnisse der numerischen Berechnung für die Validierung des Komponentenmodells in Kapitel 5.4 verwendet.

4.3.4.2 Einfluss der Exzentrizität auf die Lastverteilung im Bereich der Ankerplatte

Die Variation der Exzentrizität der Querkraft hat einen Einfluss auf die Lastverteilung im Bereich der Ankerplatte und auf die Zugbeanspruchungen der Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite. Mit wachsender Exzentrizität nehmen diese auf Grund der größer werdenden Momentenbeanspruchung zu. Neben den Ergebnissen der Dehnungsmessungen in den Versuchen, die in Kapitel 3.3 beschrieben sind, konnte dies auch durch die numerischen Untersuchungen bestätigt werden.

In Bild 4.35 sind die Höchstlasten der Versuche mit der Variation der Exzentrizität dargestellt. Mit zunehmender Exzentrizität verringert sich die Höchstlast, die zu einem Versagen auf der lastabgewandten Seite der Ankerplatte führt. Da die Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite mit zunehmender Exzentrizität überwiegend auf Zug beansprucht werden, stellt sich in diesem Bereich ein fast ausschließliches Zugversagen ein. In den folgenden Darstellungen der numerischen Simulationen ist dies durch die größeren Hauptdruckspannungen S₃₃ [N/mm²] im Bereich der Pressungsflächen der zugbeanspruchten Kopfbolzen in den Untersuchungen mit größerer Exzentrizität erkennbar (vgl. Bild 4.36, Bild 4.39 und Bild 4.42). Mit größer werdender Exzentrizität kann durch die zunehmende Zugbeanspruchung der Kopfbolzen in den hinteren Reihen die Tragfähigkeit nicht weiter gesteigert werden und somit läuft diese gegen einen Grenzwert (vgl. Bild 4.35).

Bezüglich der Verteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen steigt mit zunehmender Exzentrizität der Anteil, der über Reibung übertragen wird und die Höchstlast, die zu einem Versagen führt wird geringer. Im horizontalen Kräftegleichgewicht schwindet so der Anteil, der über die Kopfbolzen übertragen werden muss. Ein entsprechend entgegengesetzter Effekt im Tragverhalten des Anschlusses tritt bei geringer werdender Exzentrizität ein. Mit abnehmender Exzentrizität steigt die Querkraftbeanspruchung in den Kopfbolzenreihen und die Zugbeanspruchung wird geringer. Allerdings kann die Querkrafttragfähigkeit des Anschlusses nicht unbegrenzt gesteigert werden, da sich ab einem Lastniveau von ca. 1100 kN ein Stahlversagen der Kopfbolzen durch Abscheren im Dübelfuß einstellt (vgl. Bild 4.35). Für den Grenzfall des Abscherens der Kopfbolzen liegen die Traglasten der Versuchserien nahe beieinander. Mit zunehmender Exzentrizität liegen die Höchstlasten der Versuche mit kurzen Kopfbolzen der Serie 2 unter den Höchstlasten der Versuche mit langen Kopfbolzen der Serie 3 und der Serie 5. Die Traglasten der Versuche mit einer dünnen Ankerplatte der Serie 5 sind geringer als die Traglasten mit einer dicken Ankerplatte der Serie 3. Dies ist in Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.



Bild 4.35:Vergleichsspannungen im Bereich der Ankerplatte für die Versuche mit Großer Exzentrizität

Zur Veranschaulichung der Lastverteilung der Querkräfte sind im Folgenden die Spannungsbilder der Hautdruckspannungen im Beton dargestellt. Diese sind für die bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse in allen Schaubildern auf den Bereich von 0 bis- -10 N/mm² skaliert. Die Exzentrizität wurde in den numerischen Untersuchungen innerhalb der in den Versuchen verwendeten Exzentrizität von e = 1000 mm und e = 80 mm variiert. Darüber hinaus wurde eine geringere Exzentrizität von e = 15 mm bzw. e = 40 mm auf der Oberkannte der Ankerplatte und eine größere Exzentrizität mit e = 1320 mm gewählt.

Für die Variation der Exzentrizität innerhalb der Grenzen der Versuchsserie 2 kann in der Auswertung der numerischen Berechnungen bis auf den Versuch P 1-6 ein Betonversagen als maßgebender Versagensmechanismus bestimmt werden. Bei größerer Exzentrizität liegen die maximalen Druckspannungen im Bereich der Pressungsfläche des Kopfbolzenkopfes der auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihen. Die Lage der aus den Gleichgewichtsbedingungen resultierenden Druckkraft kann in den Versuchen mit großer Exzentrizität im Bereich des Randes der Ankerplatte angenommen werden. Allerdings entstehen auch Druckspannungen direkt unterhalb des Flansches des Anbauteils (vgl. P1-1 bis P1-4 in Bild 4.36).

Mit geringer werdender Exzentrizität werden die Hauptdruckspannungen durch die Druckkräfte aus der Schubbeanspruchung der Kopfbolzen überlagert und die Druckbeanspruchungen am Kopfbolzenkopf werden geringer.



Bild 4.36: Spannungsbilder der Hauptdruckspannungen S₃₃ bei Variation der Exzentrizität in Versuchsserie 2 bei Höchstlast [N/mm²]

Die Verteilung der Schubkräfte zwischen den Kopfbolzen kann quantifizierbar gemacht werden, indem die Knotenkräfte in den Dübelreihen an Schnitten im Bereich der Kopfbolzenschäfte aufsummiert werden. Der Reibungsanteil wurde als Differenz aus dem horizontalen Kräftegleichgewicht der Knotenkräfte und der gesamten aufgebrachten Querkraft ermittelt. Zusätzlich wurden verschiedene Lastniveaus neben der Höchstlast bei 50 % und 75 % der Höchstlast ausgewertet.

In Bild 4.37 ist für Variation der Exzentrizität die prozentuale Verteilung der Querkräfte zwischen den Bolzenreihen dargestellt. Im direkten Vergleich dieser Ergebnisse kann festgestellt werden, dass bei größerer Exzentrizität die Querkraft über Reibung und die vorderen Dübelreihen übertragen wird, während bei kleiner Exzentrizität eine gleichmäßige Verteilung beobachtet werden kann.

In den Untersuchungen mit größerer Exzentrizität (P1-1 bis P1-3) wird der überwiegende Anteil der Querkraft über Reibung den Reibungsanteil abgetragen. Innerhalb dieser Versuche wird mit zunehmender Belastung der Reibungsanteil geringer, da die Querkräfte zur ersten Dübelreihe hin umgelagert werden. Dies setzt geringe Verschiebungen in Belastungsrichtung voraus, die im numerischen Modell und in den Versuchen beobachtet werden konnten.

Bemerkenswert ist die höhere Schubbeanspruchung der Reihe 4 und die negative (!) Beanspruchung in den Reihen 2 und 3. Durch das das Abheben der Ankerplatte und die anfängliche Ausbildung im Zugbereich der Ankerplatte und die damit verbundenen Membrankräfte entsteht eine Zug- und Schubbeanspruchung zum Flansch des Trägers hin. Dieser Effekt ist in den Versuchen mit dünner Ankerplatte noch stärker ausgeprägt (vgl. Bild 4.43).



Bild 4.37: Verteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen in der Versuchsserie 2

Bei der Variation der Exzentrizität innerhalb den Randbedingungen der Serie 3 kann ein ähnliches Tragverhalten wie in der Serie 2 beobachtet werden (vgl. Bild 4.39 mit Bild 4.36). Durch die längere Einbindelänge der Kopfbolzen werden allerdings höhere Traglasten erreicht und die Rückhängebewehrung wird bis zur Streckgrenze aktiviert.

Auf Grund der längeren Einbindelänge der Kopfbolzen wird im Zugbereich ein wesentlich größerer Bereich auf Druck beansprucht. In der Druckzone wird durch die Nachgiebigkeit der Ankerplatte der gesamte Bereich zwischen dem Flansch des Anbauteils und der vorderen Ankerplattenkante auf Druck beansprucht. Die maximalen Druckspannungen konzentrierten sich allerdings im Bereich ab der Vorderkante der Ankerplatte. Dies wird in den in den Spannungsbildern mit einer größeren Skalierung in Bild 4.38 deutlich.



Bild 4.38: Hauptdruckspannungen S_{33} mit Skalierung von 0 bis - 40 N/mm² für das Modell P1-7

Es kann beobachtet werden, dass in den Versuchen mit größerer Exzentrizität P1-7 bis P1-10 durch die Verankerung der Rückhängebewehrung in der unteren Bewehrungslage Druckkräfte unterhalb des Kopfbolzenkopfes in den Beton eingeleitet werden. In der analytischen Berechnung können durch die Überlagerung des Druck- und des Zugbereiches nach Kapitel 2.2.2.3 eine größere Versagenslast für ein Betonversagen auf Zug angesetzt werden. Aus den Spannungsbildern nach Bild 4.39 kann für die Versuche mit großer Exzentrizität eine Überlagerung der Druckzone mit allen auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihen nicht vorausgesetzt werden.



Bild 4.39: Spannungsbilder der Hauptdruckspannungen S₃₃ bei Variation der Exzentrizität in Versuchsserie 3 bei Höchstlast [N/mm²]

Die Verteilung der Querkräfte in Versuchsreihe 3 ist mit der Verteilung der Querkräfte in Versuchsreihe 2 vergleichbar (vgl. Bild 4.40 mit Bild 4.38). In den Versuchen mit größerer Exzentrizität der Untersuchungen P1-7 bis P1-9 wird die Querkraft über den Reibungsanteil und mit zunehmender Beanspruchung auch über die erste Kopfbolzenreihe abgetragen.

In den Untersuchungen mit größerer Exzentrizität verformen sich die Kopfbolzen durch die größere Zugbeanspruchung in Richtung des auf Zug beanspruchten Flanschs des Anbauteils. Aus diesem Grund können an den Schnitten auf Höhe der Schweißwülste der Kopfbolzen in den Reihen 2,3 und 4 positive und negative Querkräfte bestimmt werden.

Bei kleinerer Exzentrizität verteilen sich die Querkräfte gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen. Mit der gleichmäßigeren Verteilung der Querkraft zwischen den Kopfbolzenreihen können größere Verschiebungen der Ankerplatte in Belastungsrichtung in der Simulation bestimmt werden. Dies ist in Übereinstimmung mit den Beobachtungen der Versuche. Der Anteil der Querkraft, der über Reibung übertragen werden kann wird mit geringer werdender Exzentrizität kleiner, da die Normalkraftbeanspruchungen im Bereich der Ankerplatte bei kleinerer Exzentrizität abnehmen. Innerhalb des elastischen Nachweiskonzepts für die Bemessung von Ankerplatten wird die Querkraft gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt. Im Rahmen des plastischen Nachweiskonzepts kann die Querkraft frei zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt werden. Unter Berücksichtigung der vorliegenden numerischen Untersuchungen ist diese Vorgehensweise überzeugend, da die Querkraft überwiegend über Reibung und die vorderen Kopfbolzenreihen übertragen wird.



Bild 4.40: Verteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen in Versuchsserie 3 [N/mm²]

Neben der Auswirkung der Variation der Exzentrizität auf die Querkraftverteilung kann über den Vergleich der Serien 5 und 3 der Einfluss der Ankerplattendicke auf die Lastverteilung berücksichtigt werden. Im Vergleich zur starren Platte liegt die resultierende Druckkraft bei einer nachgiebigen Platte näher am Flansch des Anbauteils (vgl. Bild 4.41 mit Bild 4.38).

In den Versuchen mit großer Exzentrizität kann sowohl in den numerischen Untersuchungen als auch in den Versuchen die ausgeprägte Ausbildung des T-Stummels beo-



Bild 4.41: Hauptdruckspannungen S_{33} mit Skalierung von 0 bis - 40 N/mm² für das Modell P1-13

bachtet werden. Auf Grund der Verformungen der Kopfbolzen zum T-Stummel hin entstehen in den hinteren Kopfbolzenreihen Druckbeanspruchungen im Bereich des Kopfbolzenschafts (vgl. Versuch P1-13 in Bild 4.42). In den numerischen Untersuchungen mit kleinerer Exzentrizität ist die Verteilung der Querkraft vergleichbar mit den Untersuchungen mit dickerer Ankerplatte. Die Querkräfte verteilen sich gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen.



Bild 4.42: Spannungsbilder der Hauptdruckspannungen S₃₃ bei Variation der Exzentrizität in Versuchsserie 3 bei Höchstlast [N/mm²]

Bei einer nachgiebigen Ankerplatte kann jedoch bei kleinerer Exzentrizität ein größerer Anteil der Querkraft durch Reibung abgetragen werden als bei einer dickeren Platte. Auf Grund der

Nachgiebigkeit der Ankerplatte wird im Kontaktbereich eine größere Fläche aktiviert. Durch die größeren Verformungen im Bereich des T-Stummels und die ausgeprägte Zugbandwirkung können in den numerischen Untersuchungen bei größerer Exzentrizität größere Querkräfte gemessen werden. Diese werden sowohl in den numerischen, als auch in den experimentellen Untersuchungen maßgebend für das Versagen der Versuche (vgl. P1-19 bis P1-24 in Bild 4.43).



Bild 4.43: Verteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen in Versuchsserie 5 [N/mm²]

Aus den numerischen Untersuchungen kann als Fazit für den Einfluss der Exzentrizität gezogen werden, dass für den Fall einer kleinen Exzentrizität der Querkraft die Schubbeanspruchungen in etwa gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt werden. Mit zunehmender Exzentrizität wächst die Zugbeanspruchung auf der lastabgewandten Seite und es entstehen zusätzlich Querkräfte in den Kopfbolzen durch die Zugbandwirkung im Bereich des T-Stummels.

Diese Querkraftbeanspruchungen schließen sich in den hinteren Kopfbolzenreihen kurz. In den hinteren Kopfbolzenreihen wird in den numerischen Untersuchungen die gleiche Querkraft gemessen, wie in Summe in den Reihen 2 und 3. Die einwirkende Querkraft wird von der vorderen Kopfbolzenreihe und dem Anteil aus Reibung abgetragen. Als Grenzwert der Exzentrizität bei der die Querkräfte von der Reihe 1 übertragen werden, kann als grobe Abschätzung der innere statische Hebelarm herangezogen werden. Bei der starren Ankerplatte beträgt dieser ca. 400 mm und bei der nachgiebigen Ankerplatte ca. 300 mm. Als grobe Abschätzung sollte ab dieser Exzentrizität für den Rahmen dieser Untersuchungen eine gleichmäßige Verteilung der Querkräfte angenommen werden. Im Kapitel 5.4.2 ist auf Grundlage dieser Abschätzung ab diesem Grenzwert eine modifizierte Verteilung der Querkräfte für Ankerplatten mit einer höheren Momentenbeanspruchung, bzw. einer größeren Exzentrizität der einwirkenden Querkräft

eingeführt. In Tabelle 4.3 sind die Ergebnisse der Traglasten der numerischen Untersuchungen als Übersicht angegeben.

	Exzentrizität	Einbinde- länge	Bewehrungs- grad	Betondruck- festigkeit	Dicke der An- kerplatte	Höchstlast nu- merische Be- rechnung
	е	h _{ef}	Ø pro SD	f _{cm}	tp	F u,FE
	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm²]	[mm]	[kN]
P1-1	1320	92	2x Ø8mm	33	40	152,54
P1-2	1000	92	2x Ø8mm	33	40	180,37
P1-3	680	92	2x Ø8mm	33	40	288,60
P1-4	340	92	2x Ø8mm	33	40	530,18
P1-5	80	92	2x Ø8mm	33	40	1073,12
P1-6	40	92	2x Ø8mm	33	40	1109,94
P1-7	1360	242	2x Ø8mm	33	40	298,32
P1-8	1000	242	2x Ø8mm	33	40	347,74
P1-9	640	242	2x Ø8mm	33	40	500,00
P1-10	360	242	2x Ø8mm	33	40	841,08
P1-11	80	242	2x Ø8mm	33	40	1068,66
P1-12	40	242	2x Ø8mm	33	40	1053,56
P1-13	1320	242	2x Ø8mm	33	15	218,54
P1-14	1000	242	2x Ø8mm	33	15	301,02
P1-15	680	242	2x Ø8mm	33	15	435,04
P1-16	320	242	2x Ø8mm	33	15	804,28
P1-17	80	242	2x Ø8mm	33	15	1066,72
P1-18	15	242	2x Ø8mm	33	15	1036,80

Tabelle 4.3	: Parameterui	ntersuchung	Exzentrizität
-------------	---------------	-------------	---------------

4.3.4.3 Einfluss der Einbindelänge der Kopfbolzen

In den Versuchen mit geringer Exzentrizität und kurzen Kopfbolzen ($h_{ef} = 100$ mm) wurden bei Höchstlast in der letzten Kopfbolzenreihe geringere Zugkräfte in den Beton eingeleitet als in den davor liegenden Reihen (vgl. Bild 3.113). Die letzte Kopfbolzenreihe entzieht sich bei Maximallast dem Lastabtrag. Dies wiederspricht der Annahme einer elastischen Verteilung der Kräfte innerhalb der Kopfbolzenreihen bei der über die letzte Kopfbolzenreihe die maximale Kraft in den Beton eingeleitet wird, da alle Kopfbolzen bis zur Höchstlast eine gleiche Steifigkeit haben. Im elastischen Nachweiskonzept ist der höchstbelastete Dübel maßgebend für den Nachweis bei Einzelversagen der Verbindungsmittel (vgl. Kapitel 2.2.1.2). Bei kurzen Kopfbolzen und kleiner Exzentrizität ist zu berücksichtigen, dass der meist beanspruchte Kopfbolzen innerhalb der Verbindungsmittelgruppe liegen kann und theoretisch für den rechnerischen Nachweis maßgebend werden würde.

In den Versuchen mit längeren Kopfbolzen ($h_{ef} = 250 \text{ mm}$) konnte auf Grund der ausreichenden Verankerungslänge die maximale Aktivierung der Tragfähigkeit in der letzten Kopfbolzenreihe auch bei kleiner Exzentrizität beobachtet werden (vgl. Bild 3.115). Zur Untersuchung der erforderlichen Verankerungslänge der Kopfbolzen bei der sich alle Verbindungsmittelreihen am Lastabtrag beteiligen wurden weitere Parameteruntersuchungen mit Variation der Einbindelänge nach Tabelle 4.4 durchgeführt.



Tabelle 4.4: Parameteruntersuchung zur Einbindelänge der Kopfbolzen

Bild 4.44: Dehnungen in Hauptzugrichtung bei Höchstlast unter Variation der Einbindelänge der Kopfbolzen [-]

In den Dehnungsbildern in Bild 4.44 können die Ergebnisse der Parameterstudie zur Einbindelänge anschaulich dargestellt werden. In den numerischen Untersuchungen mit größerer Exzentrizität (P2-1 bis P2-3) kann in allen Versuchen ein Betonversagen beobachtet werden. Mit zunehmender Einbindelänge können plastische Umlagerungen von der Reihe 4 zur Reihe 3 hin beobachtet werden. Dies kann über die Auswertung der Normalkräfte der numerischen Berechnungen bei Summation der Knotenkräfte in Schaftmitte ausgewertet werden (vgl. Bild 4.45). In den Untersuchungen mit kleiner Exzentrizität ist im Versuch P2-5 die Einbindelänge ausreichend groß, so dass im Bereich des Kopfbolzenschaftes ein Schubversagen der Kopfbolzen durch ein Erreichen der Streckgrenze festzustellen ist. Bei einer Einbindelänge von $h_{ef} = 168$ mm kann in der Reihe 4 die maximale Zugbeanspruchung errechnet werden, so dass davon auszugehen ist, dass sich diese Reihe voll am Lastabtrag beteiligt.





Bild 4.45: Verteilung der Normalkräfte in Relation zur höchstbeanspruchten Dübelreihe für die Versuche mit großer Exzentrizität

Bild 4.46: Verteilung der Normalkräfte in Relation zur höchstbeanspruchten Dübelreihe für die Versuche mit kleiner Exzentrizität

Zusammenfassend kann für die Untersuchungen zur Einbindelänge festgestellt werden, dass mit zunehmender Einbindelänge alle Kopfbolzen am Abtrag der Zugbeanspruchungen beteiligt werden. In den Untersuchungen mit Stahlversagen der Kopfbolzen kann insbesondere im Rahmen einer plastischen Bemessung davon ausgegangen werden, dass alle Kopfbolzen voll auf Zug beansprucht werden. In den Versuchen mit Betonversagen und kleiner Exzentrizität kann eine elastische Verteilung der Normalkraftbeanspruchungen nicht in jedem Fall vorausgesetzt werden, dass möglich ist, dass sich die letzte Reihe dem Lastabtrag der Normalkräfte entzieht.

4.3.4.4 Einfluss des Bewehrungsgrads der Rückhängebewehrung auf die Traglast

Ein wesentlicher Parameter zur Steigerung der Tragfähigkeit von Ankerplatten ist die Variation der im Bereich der Kopfbolzen liegenden Rückhängebewehrung. Mit zunehmendem Bewehrungsgrad kann die Tragfähigkeit des Anschlusses deutlich ansteigen. Allerdings haben neuere Untersuchungen gezeigt, dass die Tragfähigkeit durch die Zulage einer Rückhängebewehrung nicht unbegrenzt gesteigert werden kann, da der Beton zwischen der Rückhängebewehrung ausbrechen kann und die Tragfähigkeit der Bewehrung so nicht voll angesetzt werden kann (vgl. *Kuhlmann u. a. 2012*).



Bild 4.47: Einfluss des Bewehrungsgrads

Neben dem Abstand der Bewehrungsbügel vom Kopfbolzen hat auch die Anzahl der Bewehrungsbügel einen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Aus diesem Grund wurden in den numerischen Untersuchungen zusätzlich zur Variation des Bewehrungsdurchmessers (Parameterstudie 4) auch die Anzahl der Bewehrungsbügel pro Kopfbolzen variiert. Mit einer mehrreihigen Anordnung der Rückhängebewehrung im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen kann die Tragfähigkeit der Ankerplatte gesteigert werden (vgl. Bild 4.47). In den Versuchen mit größerer Exzentrizität kann die Tragfähigkeit durch die Anordnung einer Rückhängebewehrung deutlich gesteigert werden, da die Kopfbolzen hauptsächlich auf Zug beansprucht werden. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität werden die Bewehrungsbügel im Bereich des Kopfbolzenkopfes nur gering durch Zugkräfte beansprucht und es ist nur eine geringe Steigerung der Tragfähigkeit möglich (vgl. Bild 4.48).



Bild 4.48: Spannungsbilder der Normalspannungen bei Variation der Exzentrizität in Versuchsserie 5 bei Höchstlast bei großer e = 1000 mm (links) und e = 80 mm (rechts) [N/mm²]

Mit Hilfe der numerischen Untersuchungen und der Variation der Anzahl an Bewehrungsbügel je Kopfbolzen kann die Aktivierung der Rückhängebewehrung untersucht werden. In den FE-Untersuchungen mit kurzen Kopfbolzen konnte die Tragfähigkeit nicht weiter gesteigert werden, da der Versagensmechanismus des Betonversagens zwischen der Rückhängebewehrung maßgebend wurde. Im Rahmen dieser Parameterstudie wurden aus diesem Grund die Anzahl der Bewehrungsbügel pro Kopfbolzen nur für die Modelle mit langen Kopfbolzen variiert.



Bild 4.49: Spannungsbilder der Normalspannungen bei Variation der Bewehrungsbügel pro Kopfbolzen in Versuchsserie 3 bei Höchstlast [N/mm²] In Bild 4.49 ist die Variation der Anzahl an Bewehrungsbügel je Kopfbolzen für die Versuche mit großer Exzentrizität e = 1000 mm dargestellt. In den Untersuchungen mit einer geringen Anzahl an Bewehrungsbügel erreichen die Stabelemente des Bewehrungsstabs den Bereich der Streckgrenze. Dies ist in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen (vgl. Kapitel 3.3.5.3). In den Untersuchungen mit 4 Bügelschenkel je Kopfbolzen können alle Bewehrungsbügel in etwa gleichmäßig aktiviert werden, so dass das Stahlversagen der Kopfbolzen maßgebend wird.

Tabelle 4.6 sind die Ergebnisse bei Variation des Bewehrungsdurchmessers für die Kalibrierung des Analytischen Modells dargestellt. Bei der Variation der Anordnung der Bewehrungsbügel im Bereich der Kopfbolzen haben die numerischen Untersuchungen gezeigt, dass es vorteilhaft ist, wenn die Bewehrung in Belastungsrichtung vor den Kopfbolzen angeordnet wird. Bei dieser Anordnung werden die Bewehrungsbügel besser auf Zug aktiviert und erhöhen die Steifigkeit im Bereich des Dübelfußes.

	Exzentrizität	Einbinde- länge	Bewehrungs- grad	Betondruck- festigkeit	Dicke der An- kerplatte	Höchstlast nu- merische Be- rechnung
	е	h _{ef}	Ø pro SD	f _{cm}	tp	F u,FE
	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm²]	[mm]	[kN]
P3-1	1000	242	0x Ø8mm	33	40	304,88
P3-2	1000	242	1x Ø8mm	33	40	349,36
P3-3	1000	242	2x Ø8mm	33	40	355,72
P3-4	1000	242	4x Ø8mm	33	40	364,78
P3-5	1000	242	0x Ø8mm	33	15	276,40
P3-6	1000	242	1x Ø8mm	33	15	288,46
P3-7	1000	242	2x Ø8mm	33	15	301,02
P3-8	1000	242	4x Ø8mm	33	15	321,20
P3-9	80	242	0x Ø8mm	33	15	1057,82
P3-10	80	242	2x Ø8mm	33	15	1066,72
P3-11	80	242	4x Ø8mm	33	15	1065,04

Tabelle 4.5: Variation des Bewehrungsgrads durch Anordnung mehrerer Bewehrungsbügel pro SD

Tabelle 4.6: Variation des Bewehrungsgrads durch Anordnung von Bewehrungsbügel mit größerem Durchmesser

	Exzentrizität	Einbinde- länge	Bewehrungs- grad	Betondruck- festigkeit	Dicke der An- kerplatte	Höchstlast nu- merische Be- rechnung
	е	h _{ef}	Ø pro SD	f _{cm}	tp	$F_{u,FE}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm²]	[mm]	[kN]
P4-1	1000	242	2x Ø8mm	33	40	347,74
P4-2	1000	242	2x Ø10mm	33	40	352,12
P4-3	1000	242	2x Ø12mm	33	40	362,08
P4-4	1000	242	2x Ø8mm	33	15	301,02
P4-5	1000	242	2x Ø10mm	33	15	332,5
P4-6	1000	242	2x Ø12mm	33	15	340,63
P4-7	80	242	2x Ø8mm	33	15	1066,72
P4-8	80	242	2x Ø10mm	33	15	1062,64
P4-9	80	242	2x Ø12mm	33	15	1066,1

4.3.4.5 Einfluss der Betonfestigkeit

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit wird untersucht, indem die Festigkeiten für den Beton im Bereich der Betongüten C16/20 bis C45/55 variiert werden. Das numerische Modell wird auf Basis von mittleren Zylinderdruckfestigkeiten kalibriert (vgl. Kapitel 4.3.3), so dass für die Parameterstudie die Festigkeiten zwischen $f_{cm} = 24$ N/mm² und $f_{cm} = 53$ N/mm² variiert wird. Mit der Steigerung der Betonfestigkeit steigt neben der erreichbaren Höchstlast auch die Anfangssteifigkeit der Ankerplatte (vgl. Bild 4.41) und die Zugfestigkeit des Betons. Mit der Variation der Betondruckfestigkeit kann die



Bild 4.50: Einfluss der Betonfestigkeit auf die Anfangssteifigkeit der Ankerplatte

Höchstlast nur in einem begrenzen Rahmen gesteigert werden, da andere Versagensmechanismen wie ein Stahlversagen der Kopfbolzen oder ein Fließen in der Ankerplatte maßgebend werden. Im numerischen Modell wird das Materialverhalten des Stahls über eine eindimensionale trilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung berücksichtigt (vgl. Kapitel 4.3.2.5). Mit der Steigerung der Betondruckfestigkeit wird ein Stahlversagen auch im numerischen Modell maßgebend, wenn die Versagensmechanismen des Stahl- und des Betonversagens ausreichend voneinander abgegrenzt werden können.

In den numerischen Untersuchungen mit größerer Exzentrizität und langen Kopfbolzen liegen die Höchstlasten der Versagensmechanismen Stahlversagen und Betonversagen nahe beieinander. Dies bedeutet, dass mit der Ausbildung erster Risse im Bereich des Kopfbolzenkopfes die kritischen Dehnungen noch weiter zunehmen, während die Tragfähigkeit des Kopfbolzens bei Stahlversagen eigentlich erreicht ist. Die Spannungen im Kopfbolzen bleiben im numerischen Modell bei zunehmender Verschiebungsbeanspruchung ab dem Erreichen der Fließspannung konstant, so dass die kritischen Dehnungen im Bereich des Kopfbolzenkopfes mit jedem Lastschritt weiter zunehmen. Aus diesem Grund wurden für die Untersuchungen mit langen Kopfbolzen und dicken Ankerplatten Vergleichsrechnungen mit ANSYS durchgeführt, mit denen die Tragfähigkeiten durch genauere Stahlspannungs- und Dehnungsmodelle realistischer erfasst werden konnte. In Tabelle 4.7 sind die Ergebnisse der Parameterstudie dargestellt. Die modifizierten Höchstlasten der Vergleichsrechnungen sind in Grau angegeben. Der Einfluss der Betonfestigkeit auf die Höchstlast der Modelle ist in Bild 4.51 und Bild 4.52 für numerischen Untersuchungen mit großer und kleiner Exzentrizität dargestellt.



Bild 4.51: Einfluss der Betonfestigkeit auf die Höchstlast der numerischen Untersuchungen mit großer Exzentrizität



Bild 4.52: Einfluss der Betonfestigkeit auf die Höchstlast der numerischen Untersuchungen mit kleiner Exzentrizität

	Exzentrizität	Einbinde- länge	Bewehrungs- grad	Betondruck- festigkeit	Dicke der An- kerplatte	Höchstlast nu- merische Be- rechnung
	е	h _{ef}	Ø pro SD	f _{cm}	tp	F u,FE
	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm²]	[mm]	[kN]
P5-1	1000	92	2x Ø8mm	24	40	137,40
P5-2	1000	92	2x Ø8mm	28	40	140,52
P5-3	1000	92	2x Ø8mm	33	40	180,37
P5-4	1000	92	2x Ø8mm	53	40	206,60
P5-5	80	92	2x Ø8mm	24	40	819,96
P5-6	80	92	2x Ø8mm	28	40	952,14
P5-7	80	92	2x Ø8mm	33	40	1073,12
P5-8	80	92	2x Ø8mm	53	40	1201,36
P5-9	80	92	1x Ø8mm	24	40	898,36
P5-10	80	92	1x Ø8mm	28	40	984,92
P5-11	80	92	1x Ø8mm	33	40	1070,80
P5-12	80	92	1x Ø8mm	53	40	982,92
P5-13	1000	242	2x Ø8mm	24	40	282,38
P5-14	1000	242	2x Ø8mm	28	40	303,74
P5-15	1000	242	2x Ø8mm	33	40	347,74
P5-16	1000	242	2x Ø8mm	53	40	348,40
P5-17	80	242	2x Ø8mm	24	40	1067,42
P5-18	80	242	2x Ø8mm	28	40	1071,88
P5-19	80	242	2x Ø8mm	33	40	1068,66
P5-20	80	242	2x Ø8mm	53	40	1070,58
P5-21	1000	242	2x Ø8mm	24	15	229,46
P5-22	1000	242	2x Ø8mm	28	15	257,04
P5-23	1000	242	2x Ø8mm	33	15	301,02
P5-24	1000	242	2x Ø8mm	53	15	305,40
P5-25	80	242	2x Ø8mm	24	15	984,66
P5-26	80	242	2x Ø8mm	28	15	1037,40
P5-27	80	242	2x Ø8mm	33	15	1066,72
P5-28	80	242	2x Ø8mm	53	15	1068,36

Die Variation der Betondruckfestigkeit hat Auswirkung auf die Höchstlast in den Versuchen für die das Betonversagen der maßgebliche Versagensmodus ist. In den Versuchen, in denen ein Stahlversagen maßgebend wird, kann die Tragfähigkeit nicht weiter gesteigert werden. Dies kann für die Versuche mit den blau hinterlegten Werten in Bild 4.51 und Bild 4.52 beobachtet werden. Allerdings hat die Variation der Betondruckfestigkeit auch in den Versuchen mit Betonversagen einen Einfluss auf die Anfangssteifigkeit der Versuche. Die Ergebnisse dieser Parameterstudie bilden eine gute Grundlage für eine weitere Kalibrierung des analytischen Modells.

4.3.4.6 Einfluss der Ankerplattendicke auf die Verteilung der Zugkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen

In einer weiteren Parameterstudie wird die Ankerplattendicke zwischen 10 und 50 mm variiert, da die Nachgiebigkeit der Ankerplatte Einfluss auf die Lastverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen hat. Des Weiteren wird über die Dicke der Ankerplatte die Duktilität des Anschlusses beeinflusst. Mit der Fließgelenkbildung in der Ankerplatte nimmt die Verformungsfähigkeit des Anschlusses zu und es stellten sich bei dünnen Ankerplatten größere Verdrehungen des Anschlusses als bei dicken Ankerplatten ein. Die Fließgelenke können sich sowohl im Druck, als auch im Zugbereich der Ankerplatte bilden. Bei sehr dünnen Ankerplatten können auch Fließlinien parallel zum Steg des Anbauteils entstehen.

In Tabelle 4.8 sind die Höchstlasten der numerischen Untersuchungen dargestellt, die für die Validierung des analytischen Modells verwendet wurden. In den Versuchen mit einer großen Momentenbeanspruchung ist der Einfluss der Ankerplattendicke auf Grund der größeren Zugbeanspruchung wesentlich größer als in den Untersuchungen mit kleiner Exzentrizität. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität ist der Einfluss der Ankerplattendicke sowohl in den Versuchen mit Stahlversagen, als auch in den Versuchen mit Betonversagensmechanismen vernachlässigbar.

	Exzentrizität	Einbinde- länge	Bewehrungs- grad	Betondruck- festigkeit	Dicke der An- kerplatte	Höchstlast nu- merische Be- rechnung
	е	h _{ef}	Ø pro SD	f _{cm}	tp	F u,FE
	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm²]	[mm]	[kN]
P6-1	1000	242	2x Ø8mm	33	10	254,14
P6-2	1000	242	2x Ø8mm	33	15	298,32
P6-3	1000	242	2x Ø8mm	33	25	307,82
P6-4	1000	242	2x Ø8mm	33	40	347,74
P6-5	1000	242	2x Ø8mm	33	50	351,82
P6-6	80	242	2x Ø8mm	33	10	860,58
P6-7	80	242	2x Ø8mm	33	15	1062,06
P6-8	80	242	2x Ø8mm	33	30	1073,58
P6-9	80	242	2x Ø8mm	33	40	1068,66
P6-10	1000	92	2x Ø8mm	33	10	173,74
P6-11	1000	92	2x Ø8mm	33	20	166,35
P6-12	1000	92	2x Ø8mm	33	40	180,26
P6-13	1000	92	2x Ø8mm	33	50	206,92
P6-14	80	92	2x Ø8mm	33	10	1082,22
P6-15	80	92	2x Ø8mm	33	20	1069,34
P6-16	80	92	2x Ø8mm	33	40	1071,76
P6-17	80	92	2x Ø8mm	33	50	1104,78
P6-18	80	92	1x Ø8mm	33	10	1068,16
P6-19	80	92	1x Ø8mm	33	20	1090,96
P6-20	80	92	1x Ø8mm	33	40	1067,00
P6-21	80	92	1x Ø8mm	33	50	1103,06

Tabelle 4.8: Parameteruntersuchung Ankerplattendicke

Die Fließgelenkbildung im Bereich der Druckzone hat Einfluss auf die Lage der resultierenden Druckkraft im Druckbereich. Bei einer ausgeprägten Fließgelenkbildung im Druckbereich liegt die resultierende Druckkraft näher am Flansch des Einbauteils. Dadurch verringert sich der innere statische Hebelarm und die Tragfähigkeit der Berechnung mit dünner Ankerplatte liegt niedriger als die des Versuchs mit dicker Ankerplatte. Allerdings sind bei einer dünnen Ankerplatte Lastumlagerungen von den hinteren Reihen zu den vorderen weniger belasteten Kopfbolzen möglich (vgl. Bild 4.53).



Bild 4.53: Spannungsbilder der Vergleichsspannungen S_V (links) und der Hauptdruckspannungen S_{33} (rechts) im Bereich der Ankerplatte bei Variation der Ankerplattendicke mit langen Kopfbolzen

Die Höchstlast kann durch diesen Effekt bei dieser Ankerplattenkonfiguration mit zwei innenliegenden Kopfbolzen nicht gesteigert werden, da sich die Steigerung der Tragfähigkeit mit dem geringeren inneren Hebelarm und der kleineren Tragfähigkeit ausgleicht (vgl. Bild 4.42). In den numerischen Untersuchungen unter Querkraft mit kleiner Exzentrizität wird der verbleibende Anteil der Querkraft, der nicht über Reibung abgetragen werden kann gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt (vgl. Bild 4.36). In den Versuchen mit großer Exzentrizität wird die Querkraft über die vorderen Kopfbolzenreihen und über den Reibungsanteil abgetragen. Ergebnis dieser numerischen Untersuchungen ist, dass insbesondere bei einer sehr steifen Ankerplatte der Beton im Bereich des Dübelfußes stark beansprucht wird, da in diesem Bereich die Verformungen der Ankerplatte in Belastungsrichtung verhindert werden.

4.3.4.7 Zusammenfassung der Parameteruntersuchungen der Querkraftversuche

Mit der Parameterstudie der Querkraftversuche konnte das Tragverhalten der Ankerplatte untersucht werden. Auf diese Weise konnten insbesondere die Verteilung der Querlast auf die einzelnen Kopfbolzenreihen erfasst und über die Auswertung der resultierenden Knotenkräfte bestimmt werden.

Hinsichtlich der Lastverteilung und der beobachteten Versagensmechanismen stellt sich bei den großen Ankerplatten ein vergleichbares Tragverhalten wie bei kleineren Ankerplatten mit einer geringeren Anzahl an Kopfbolzen ein. Bei einer dicken, starren Ankerplatte werden die einzelnen Kopfbolzenreihen elastisch beansprucht, indem die lastabgewandte Kopfbolzenreihe die größten Normalkraftbeanspruchungen erfährt. Bei dünnen, nachgiebigen Ankerplatten können auch in den numerischen Untersuchungen Lastumlagerungen zu den vorderen Kopfbolzenreihen hin beobachtet werden.

Die Beobachtungen zum Lastabtrag der Querkräfte sind im Wesentlichen in Übereinstimmung mit den bereits vorhandenen Bemessungsansätzen im Rahmen einer plastischen Bemessung. Bei einer großen Exzentrizität wird die Querkraft hauptsächlich über den Reibungsanteil und die vordere Kopfbolzenreihe beansprucht. Mit geringer werdender Exzentrizität kann in den numerischen Untersuchungen einer gleichmäßigen Verteilung der Querkraft zwischen den Kopfbolzenreihen festgestellt werden.

Hervorzuheben sind allerdings die hohen Zug- und Schubbeanspruchungen, die durch die Membrankräfte im Zugbereich der Ankerplatte entstehen. Durch das Abheben der Ankerplatte führen diese zu größeren Schubbeanspruchungen in der letzten Kopfbolzenreihe, die insbesondere in den numerischen Untersuchungen mit dünner Ankerplatte stark ausgeprägt waren. Dies ist in Übereinstimmung mit den experimentellen Untersuchungen, in denen mit einer dünnen Ankerplatte ein Versagen in der letzten Kopfbolzenreihe beobachtet werden konnte.

Die Tragfähigkeit des Querkraftanschlusses kann über verschiedene Parameter gesteigert werden. Neben der Wahl einer höheren Betondruckfestigkeit kann mit der Variation des Bewehrungsgrades im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen eine höhere Tragfähigkeit erzielt werden. Es ist allerdings zu berücksichtigen, dass dieser Effekt durch weitere mögliche Versagensmechanismen wie ein Stahlversagen der Kopfbolzen begrenzt sein kann.

4.4 FE-Modellierung der Versuche unter Zwang

4.4.1 Beschreibung des FE-Modells

Durch die numerische Analyse der experimentellen Untersuchungen unter Zwang konnte das analytische Modell bekräftigt werden. Da es in diesen Versuchen zu keinem Versagen kam, wurden die Materialien insgesamt linear elastisch implementiert. Zusätzlich wurden Viskositätsparameter hinzugefügt, um für eine zeitliche Betrachtung das Kriechen und die durch Kriechen verursachte Änderung der Dehnungen zu beobachten.

Die Dehnungen infolge einer konstanten Auflast konnten mittels Dehnmessstreifen an den relevanten Bauteilen aufgezeichnet werden. Da durch die Auflast der Beton und alle Einzelkomponenten sich im elastischen Bereich des jeweiligen Werkstoffes befinden, sind die Dehnungen in den experimentellen Untersuchungen sowie auch in den Simulationen sehr gering.

Durch die Numerik konnten weitere Stellen im Bauteil ausgewertet werden, sowie eine detaillierte Beschreibung geliefert werden, um das analytische Modell zu verifizieren.

Die numerischen Untersuchungen wurden ebenfalls mit dem FE-Programm ABAQUS durchgeführt. Auf eine Simulation von Schwinden wurde auf Grund der kurzen Versuchsdauer und einer sehr geringen Auswirkung in dem untersuchten Zeitraum verzichtet. Das verwendete Betonmodell ist wie beschrieben ein rein linear elastisches mit dem Zusatz, dass hier Kriechen anhand des Norton-Laws implementiert wurde. Dies ist standardmäßig in ABAQUS integriert.

4.4.2 Modellanalyse

4.4.2.1 Allgemeines

Die Modellierung der Kurzzeitrelaxationsversuche wurde ebenfalls mit der der Software Auto-CAD der Firma Autodesk durchgeführt. Der Import in Abaqus verlief analog zu den Simulationen unter Normalkraftbeanspruchung. Die Bewehrung wurde ebenfalls als Stabelemente eingefügt, um eine Optimierung der Rechenleistung zu erreichen und somit die zeitaufwändigen Berechnungen zu verkürzen. Die Auswertung hat gezeigt, dass die Ergebnisse in einem akzeptablen Streubereich liegen.

Die Berechnung der einzelnen Modelle wurde wie zuvor bei den Normalkraftversuchen beschrieben, über das Hochleistungsrechenzentrum der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführt.

4.4.2.2 Betonmodell – Norton Law

Das für eine viskose Berechnung standardmäßig in ABAQUS integrierte Materialmodell wurde für die Berechnung herangezogen. Für Annäherung an die nach Norm vorgegebene Kriechdehnung über die Zeit wird folgende Funktion eingeführt.

$$\varepsilon(t,q) = \frac{q}{E} + \frac{A}{m+1} \cdot q^n \cdot t^{m+1}$$

(4.10)

Mit:

A, n, mMaterialabhängige ParameterEElastizitätsmodul

Anhand dieser Gleichung lässt sich eine gute Annäherung herstellen. Die Parameter der Variablen A, n und m mussten für die Betrachtung der Kriechdehnung innerhalb der Versuchsdauer mit Hilfe der Methode der kleinsten Fehlerquadrate generiert werden.

Bild 4.54 zeigt diese Annäherung für den Bereich innerhalb von 10 Stunden. Der dabei generierte Fehler liegt bei $4,8 \cdot 10^{-7}$ und liefert somit eine ausreichende Genauigkeit für die Implementierung in ABAQUS.



Bild 4.54: Annäherung an die Kriechkurve nach Norm

Die Parameter A, n, m können somit zu dem Materialmodell des Betons ergänzt werden.

Α	0,00000125259938234585
n	1,0
m	-0.712496616580755

Tabelle 4.9: Parameter für das Norton-Law-Modell

4.4.3 Verifizierung des Modells

Die numerische Untersuchung von großen Ankerplatten unter Zwang kann somit für den Fall des Kriechens über den Versuchszeitraum verifiziert werden. Die im Versuchsbericht *Kurz u.a. 2016* beschriebenen Versuche dienen als Grundlage dieser Simulationen. Dabei galt es über die gemessenen Dehnungen über den Zeitraum von acht Stunden eine Kurzzeitrelaxation des Betons zu beobachten und die Auswirkungen auf die Ankerplatte festzuhalten. Die Validierung des numerischen Modells wurde anhand der seitlich am Beton applizierten Dehnungen aller Versuche. Da die Dehnungen in einem sehr kleinen Bereich liegen wurden die Kurven der Versuche geglättet um eine bessere Vergleichbarkeit herzustellen. Der Effekt der Kurzzeitrelaxation ist somit nicht mehr eindeutig über die Betondehnungen zu erkennen. Betrachtet man hingegen die Dehnungen der Kopfbolzen, so kann dieser Effekt dort beobachtet werden.

Die Betondehnungen liegen in den numerischen Untersuchungen leicht auf der konservativen Seite, sodass eine größere Betondehnung ebenfalls eine größere Stauchung der Ankerplatte und somit größere Spannungen hervorrufen. Des Weiteren konnte durch die FE eine konstante Dehnung im Beton bestätigt werden. Bild 4.55 zeigt auf der rechten Seite den Verlauf der Dehnungen in y-Richtung über den Probekörper.

Weiter konnten die gemessenen Dehnungen am Kopfbolzenschaft bestätigt werden. Folgende Abbildung zeigt, dass der Effekt der Kurzzeitrelaxation auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden kann und die numerischen Simulation eine gut Annäherung und somit Grundlager für das analytische Modell liefert.



Bild 4.55: Vergleich der Betondehnungen – FE und Versuch



Bild 4.56: Vergleich der Dehnungen: Kopfbolzen und Rückhängebewehrung

Die durch die konstante Auflast verursachte Dehnung des Betons wirkt sich ebenfalls auf die Ankerplatte aus, sodass diese eine zusätzliche Normalkraftbeanspruchung erfährt. Durch das Applizieren von Dehnungsmessstreifen in Symmetrieachse der Ankerplatte konnten die in y-Richtung auftretenden Dehnungen aufgezeichnet werden. Die numerischen Simulationen haben gezeigt, dass sich die Dehnungen der Ankerplatte gut nachbilden lassen. In der nachfolgenden Grafik ist die Dehnung der Ankerplatte aus Versuchskörper R4-1-Z 1 über die Dehnungen der FE angetragen.

Die in den experimentellen Untersuchungen leicht rückläufigen Dehnungen konnten nicht bestätigt werden, weshalb die Numerik weiter auf der sicheren Seite liegt. Die in der Grafik beschriebene Ebene 3 ist dabei die Symmetrieachse der Ankerplatte bei maximaler Dehnung.



Bild 4.57: Vergleich der Dehnungen: Ankerplatte - Symmetrieachse

Die durch die Versuche festgestellten und die FE-Modelle bestätigten unterschiedlichen Dehnungsebenen über die Höhe der Ankerplatte, können somit in einem analytischen Ansatz berücksichtigt werden.



Bild 4.58: Betrachtung der Dehnungsebenen über die Ankerplatte

Die im vorigen Bild dargestellten Dehnungen der Ankerplatte wurden zum Zeitpunkt nach Erreichen der maximalen Auflast von 0,6 MN erreicht. Die Änderung der Dehnung über die Versuchsdauer ist in folgenden Grafiken abgebildet.



Bild 4.59: Vergleich der Dehnungen über die Zeit - Ankerplatte

Die Ebenen der unterschiedlichen Dehnungen sind auf Grund der Anordnung der Kopfbolzen eindeutig zu identifizieren. Somit stellt jede Kopfbolzenreihe eine neue Dehnungsebene dar. Die bei dieser Versuchsserie festgestellten Dehnungen je Ebene können nachfolgender Tabelle entnommen werden.

Aus den unterschiedlichen Dehnungen folgen für eine Ankerplatte ohne angeschweißtes Profil und einer Kopfbolzenanordnung von 2 x 6 die in Tabelle 4.10 dargestellten Zusammenhänge, die eine unterschiedliche Schubbelastung der Kopfbolzen verursachen. Dabei erfährt der oberste Kopfbolzen bzw. die oberste Reihe der Kopfbolzen die größte Belastung, die sich mit jeder Reihe zur Ankerplattenmitte hin reduziert. Die Ankerplatte erfährt durch diesen Effekt zur Symmetrieachse hin größer werdende Belastungen.

Ebene	Dehnung [‰]	Verhältnis
1	-0,0051	0,41
2	-0,0100	0,80
3	-0,0125	

Tabelle 4.10: Dehnungen je Ebene

Bild 4.61 zeigt die Vergleichsspannungen nach einer Belastungsdauer von acht Stunden. Die Spannungen in der Ankerplatte, den Kopfbolzen sowie der Rückhängebewehrung sind im elastischen Bereich des jeweiligen Materials geblieben.

Tatsächliche Kriechauswirkungen können in einem Zeitraum von acht Stunden nicht festgehalten werden, die Versuchsserie diente lediglich zur Verifizierung des analytischen Modells. Die aus den experimentellen Untersuchungen und den erweiterten Erkenntnissen aus den numerischen Untersuchungen sind in das Bemessungsmodell mit eingeflossen.



Bild 4.60: Vergleichsspannungen der Ankerplatte, Kopfbolzen und Rückhängebewehrung



Bild 4.61: Spannungen S22 in y-Richtung der Ankerplatte und Kopfbolzen

Die Verifikation des numerischen Modells erlaubt eine Extrapolation mit den gegebenen Einstellungen über einen Zeitraum von 50 Jahren. Hierfür wird das beschriebene Modell und die implementierte Kriechkurve auf 50 Jahre bezogen. Die Eingabe erfolgt ebenfalls über das Modell nach Norton Law und ist in Bild 4.62 dargestellt.



Bild 4.62: Annäherung an die Kriechkurve nach Norm - Langzeit

Tabelle 4.11:	Parameter	für das	Norton-Law-	Modell -	Langzeit

Α	0,00000208492241413035
n	1,0
m	-0.863840699062608

Infolge Kriechens kann somit auf folgende Dehnungs- und Spannungsverteilung geschlossen werden.



Bild 4.63: Dehnungen (links) und Spannungen in Längsrichtung der Ankerplatte (rechts) – 50 Jahre

Die vorigen Abbildungen aus Bild 4.63 zeigen, dass eine Langzeitbetrachtung infolge Kriechens eine Erhöhung der Dehnung in Ebene 3 (Symmetrieachse der Ankerplatte) um ca. 82 % bewirkt.

Die Spannung in Längsrichtung der Ankerplatte erhöhen sich auf ca. 4 N/mm². Der Anteil dieser Spannungen der rein statischen Auflast, zu Beginn der Untersuchungen lag bei ca. 2,5 N/mm².

In Bild 4.64 ist die Vergleichspannung der Ankerplatte infolge Kriechens nach einer Auflast von 0,6 MN nach 50 Jahren dargestellt. Diese haben sich im Vergleich zu Bild 4.60 im Bereich der Ebene 2 und 3 etwas gleichmäßiger verteilt. Dies spiegelt sich ebenfalls bei der genauen Betrachtung der Ebenen wieder.

Das Diagramm in Bild 4.65 zeigt die Auswertung der Ankerplatte im Bereich der beschriebenen Ebenen. Hier wird der Effekt deutlich der sich in den Vergleichsspannungen gezeigt hat. Das Verhältnis von Ebene 1 zu Ebene 3 bleibt in ähnlicher Größenordnung, wobei das Verhältnis von Ebene 2 zu Ebene 3 kleiner wird.



Bild 4.64: Vergleichsspannungen der Ankerplatte – Langzeit (50 Jahre)



Bild 4.65: Annäherung an die Kriechkurve nach Norm – Langzeit (50 Jahre)

Nachfolgend sind die beschriebenen Verhältnisse der Langzeituntersuchung nochmals dargestellt.

Ebene	Dehnung [‰]	Verhältnis
1	-0,0119	0,52
2	-0,0197	0,86
3	-0,0228	

5 KOMPONENTENMODELL FÜR GROßE ANKERPLATTEN UNTER NORMAL-UND QUERKRAFTBEANSPRUCHUNG UND ZWANG

5.1 Allgemeines

Im Folgenden wird das Komponentenmodell beschrieben, das auf Grundlage von Untersuchungen von steifen und biegeweichen Ankerplatten unter Zug- und Querkraftbeanspruchung für den Anwendungsbereich von großen Ankerplatten weiterentwickelt wurde (Berger 2015, Kuhlmann u.a. 2008, Kuhlmann u.a. 2012, Kuhlmann u.a. 2013, Kuhlmann u.a. 2015, Rybinski 2014). Das Komponentenmodell kann in Zug-, Druck und Querkraftkomponenten zerlegt werden für deren Einzelkomponenten die Last-Verformungskurven hinsichtlich Traglast und Steifigkeit beschrieben werden können.

Für die Anschlüsse mit großen Ankerplatten wird ein analytisches Modell vorgeschlagen, für das die resultierenden Kräfte in den beiden lastabgewandten Kopfbolzenreihen zu einer Zugkraft zusammengefasst werden. Das analytische Modell der Zugkomponente wurde an Normalkraftversuchen an der Technischen Universität Kaiserslautern (Kurz u.a. 2016) kalibriert und verifiziert. Im Kapitel 5.2 werden die Einzelkomponenten unter Zug- und exzentrische Querkraftbeanspruchung beschrieben. Mit der isolierten Betrachtung der Zugkomponente können Rückschlüsse auf das Tragverhalten des Anschlusses unter Querkraftbeanspruchung gezogen werden, indem die Zugkomponente in dieses analytische Modell integriert wird. Diese Zusammenfügung zum Gesamtmodell erfolgt im Kapitel 5.3. Anhand der Versuche unter Querkraftbeanspruchung (Kuhlmann u.a. 2016) konnte das Bemessungsmodell unter Last verifiziert werden.

Für die Berücksichtigung von Zwang im Bereich von Ankerplatten wird in Kapitel 5.5 ein analytisches Modell vorgeschlagen, das aus den an der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführten Versuche abgeleitet wurde. Effekte infolge der zeitabhängigen Verformungen des Betons durch Kriechen und Schwinden können mit diesem Modell berücksichtigt werden.

Im Folgenden wird für die verschiedenen Versagensmodi zwischen den allgemein gültigen mechanischen Modellen basierend auf den Versuchswerten (Indizierung mit u) und den bemessungsrelevanten Bestimmungsgleichungen unterschieden (Indizierung mit k).

5.2 Einzelkomponenten unter Zug und Querkraft

5.2.1 Einzelkomponenten unter Zugbeanspruchung

5.2.1.1 Stahlversagen des Kopfbolzens

Für die Berechnung des charakteristischen Widerstandes Stahlversagen der Kopfbolzen unter Normalkraftbeanspruchung wird die Querschnittsfläche As des Kopfbolzenschaftes mit dem Durchmessers d und die Zugfestigkeit $f_{u,k}$ des Kopfbolzens nach Gleichung (5.1) angesetzt. Im Bereich der Befestigungstechnik werden die Tragfähigkeiten bei Stahlversagen im Allgemeinen auf die Zugfestigkeit des Bolzenmaterials bezogen, die durch vergleichsweise hohe Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN EN 1992-4 abgemindert werden. Unter Zugbeanspruchung wird für Kopfbolzen ein Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ms} von mind. 1,4 gefordert. Anforderungen an die Duktilität der Kopfbolzen sind in Kapitel 2.2.2.3 beschrieben.

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{u,k} \tag{5.1}$$

Die mittlere Tragfähigkeit nach Gleichung (5.2), die für die Kalibrierung der Versuchswerte verwendet wird, kann mit der mittleren Zugfestigkeit f_u bestimmt werden, die für die in diesem Vorhaben verwendeten Kopfbolzen in Kapitel 3.3.2.6 angegeben ist.

5.2.1.2 Herausziehen des Kopfbolzens

In der Regel tritt die Versagensart des Herausziehens des Kopfbolzens nicht auf, da die Aufstandsfläche des Kopfes der Kopfbolzen seitens der Kopfbolzenhersteller ausreichend groß ausgelegt ist. In Untersuchungen zu zentrisch beanspruchten Kopfbolzen nach *Furche 1994* konnte das Last-Verformungsverhalten durch Verformungen im Bereich des Betons am Bolzenkopf erfasst werden. Mit zunehmender Aufstandsfläche des Kopfbolzens werden die Beanspruchungen in diesem Bereich geringer. In den Versuchen zu den großen Ankerplatten konnten durch die starke Zerkleinerung des Betons in diesem Bereich hohe dreidimensionale Beanspruchungen in diesem Bereich festgestellt werden. Im ungerissenen Beton wird nach *DIN EN 1992-4* der Widerstand durch die Betonpressung unter dem Kopf des Kopfbolzens nach Gleichung (5.3) begrenzt.

$$N_{Rk,p} = 10.5 \cdot A_h \cdot f_{ck} \tag{5.3}$$

Für die mittlere Tragfähigkeit wird nach *Furche 1994* im ungerissenen Beton eine kritsche Unterkopfpressung von $p_h = 14 \cdot f_{cc,200}$ bei einer Einbindelänge von $h_{ef} = 200 \text{ mm}$ und von $p_h = 10 \cdot f_{cc,200}$ bei einer Einbindelänge von $h_{ef} = 40 \text{ mm}$ angegeben. Zu berücksichtigen ist die Kantenlänge der Probewürfel von 200 mm mit abweichenden Lagerbedingungen wie sie aktuell in *DIN EN 1390-2* vorgeschrieben sind. Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Voraussetzungen wird für die Kalibrierung der Versuche der mittlere Widerstand bei Herausziehen des Kopfbolzens mit Gleichung (5.4) für den ungerissenen Beton angesetzt.

$$N_{u,p} = 12 \cdot A_h \cdot f_{cm} \tag{5.4}$$

Mit:

 A_h Pressungsfläche des Kopfbolzens bei Herausziehen; f_{ck} Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons; f_{cm} Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons.

5.2.1.3 Kegelförmiger Betonausbruch

Als weiterer Versagensmechanismus kann Betonversagen in Form eines kegelförmigen Betonausbruchs für Kopfbolzen unter zentrischer Beanspruchung auftreten. Bei diesem Versagensmechanismus bilden sich ausgehend vom Kopfbolzenkopf Risse in Richtung der Betonoberfläche aus. In Abhängigkeit von der Verankerungslänge kann die Neigung des radialen Risses zwischen 30° und 40° variieren. Die Bruchlast bei Ausbildung eines kegelförmigen Betonausbruchs kann nach *Fuchs u.a. 1995* für einen Kopfbolzen in ungerissenem Beton mit Gleichung (5.5) bestimmt werden. In diesem Berechnungsansatz wird ein Ausbruchkegel mit einem mittleren Neigungswinkel von 35° und einer quadratischen Aufstandsfläche nach Bild 5.1 unterstellt. Nach diesem Ansatz können die Tragfähigkeiten bei Ausbildung eines Betonausbruchs realistisch berechnet werden. In Gleichung (5.5) wird anteilig durch den Vorfaktor und den Wurzelterm die Zugfestigkeit des Betons und mit dem Anteil der effektiven Einbindelänge die Oberfläche des Ausbruchkegels berücksichtigt. Zusätzlich ist in dem Vorfaktor der Maßstabseffekt enthalten, der in *Eligehausen u.a. 2006* detailliert beschrieben ist.

$$N_{u,c}^0 = 16.8 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1.5} \tag{5.5}$$

Mit:

fcm	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons;
h _{ef}	Effektive Verankerungstiefe.



Bild 5.1: Idealisierter Betonausbruchkörper bei kegelförmigem Betonausbruch

Der charakteristische Widerstand für einen Kopfbolzen ohne Berücksichtigung der Bauteilränder kann mit Gleichung (5.6) mit $k_9 = 8,9$ für gerissenen Beton und $k_9 = 12,7$ für ungerissenen Beton bestimmt werden. Genauere Angaben für den Vorfaktor k_9 können der jeweiligen Zulassung des Kopfbolzens entnommen werden.

$$N_{Rk,c}^{0} = k_9 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5}$$
(5.6)

Wenn mehrere Kopfbolzen pro Ankerplatte verwendet werden, kann die Traglast über das Verhältnis der idealisierten Ausbruchflächen berechnet werden. Zusätzlich sind für die Berechnung des charakteristischen Widerstands von Gruppenbefestigungen die Beiwerte nach Gleichung (5.7) zu berücksichtigen. Die Anwendung der Beiwerte in dieser Gleichung bei Anschlüssen mit einer Normalkraftbeanspruchung durch eine exzentrische Querkraft ist für jeden Beiwert zu überprüfen. In Gleichung (5.7) kann der Randabstand $\psi_{s,N}$, der Bewehrungsgrad $\psi_{re,N}$, der exzentrische Lastangriff einer Normalkraft $\psi_{ec,N}$ und die Überlagerung des auf Zug aktivierten Betonbereichs durch eine Druckkraft in der Druckzone $\psi_{M,N}$ berücksichtigt werden. Die experimentellen Hintergründe der Beiwerte nach Gleichung (5.7) sind in *Eligehausen u.a. 2006* erläutert.

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^{0} \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^{0}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N}$$
(5.7)

Mit:

 $A_{c,N}$ Ideelle Ausbruchfläche der Gruppenbefestigung nach Bild 5.1; $A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2 = 9 \cdot h_{ef}^2$ Ideelle Ausbruchfläche eines Kopfbolzens nach Bild 5.1; $\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c}{c_{cr,N}}$ Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses durch Bauteilränder; $\psi_{ec,N} = \frac{1}{1+2 \cdot \frac{e_N}{s_{cr,N}}}$ Beiwert zur Berücksichtigung einer exzentrischen Zugkraft. $\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \le 1,0$ Schalenabplatzfaktor bei einer Verankerungstiefe von $h_{ef} < 100 mm$; $\psi_{M,N} = 2 - 0,67 \cdot \frac{z}{h_{ef}} \ge 1,0$ Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Druckzone auf die auf Zug beanspruchten Kopfbolzen.

5.2.1.4 Berücksichtigung der zusätzlichen Rückhängebewehrung

Wird im Bereich der auf Zug belasteten Befestigungsmittel eine Rückhängebewehrung angeordnet, kann diese nach *DIN EN 1992-4* rechnerisch angesetzt werden, wenn die Versagensmechanismen des Stahlversagens nach Gleichung (5.8) und des Verbundversagens nach Gleichung (5.9) berücksichtigt werden. Es wird angenommen, dass die Bewehrungsstäbe im Betonausbruchkegel durch Stahlversagen oder bei einer zu geringen Verankerungslänge der Bewehrungsbügel im Betonausbruchkegel durch Verbundversagen versagen.

$$N_{Rk,re} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,k} \tag{5.8}$$

Mit:

 n_{re} Anzahl an Bügelschenkel pro Befestigungsmittel; $A_{s,re}$ Querschnittsfläche der Rückhängebewehrung; $f_{y,k}$ Streckgrenze der Rückhängebewehrung.

$$N_{Rk,a} = \sum_{n_{re}} \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bk}}{\alpha}$$
(5.9)

Mit:

l ₁ Verankerungslänge;	
<i>d</i> _{s,re} Durchmesser der Rückhängebewehrung;	
<i>d_s</i> Durchmesser der Rückhängebewehrung;	
<i>f_{bk}</i> Charakteristische Verbundfestigkeit nach <i>DIN EN 1992-1-1;</i>	
α Einflussbeiwert nach <i>DIN EN 1992-1-1</i> (0,7 bei Haken, 1,0 bei geraden Stäben)	

Neuere Untersuchungen von *Kuhlmann u.a. 2012* zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung haben gezeigt, dass die Tragfähigkeit unterschätzt wird, wenn das Stahl- und das Verbundversagen der Rückhängebewehrung als eigenständiger Versagensmechanismus betrachtet wird. Diese Untersuchungen hatten zum Ergebnis, dass diese beiden Versagensmechanismen im Zusammenwirken mit dem Beton berücksichtigt werden müssen. Hintergründe zu diesem Bemessungsansatz sind in Kapitel 2.3.4 gegeben.

Die Höchstlast zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Zugkomponente unter Berücksichtigung des Fließens der Rückhängebewehrung kann mit Gleichung (5.10) und des Verankerungsversagens mit Gleichung (5.11) berechnet werden. In dieser Gleichung ist die Betonsteifigkeit des abfallenden Astes zu berücksichtigen.

$$N_{u,re,1} = N_{u,re} + N_{u,c} + \delta_{u,re} \cdot k_{c,de}$$
(5.10)

(5.11)

$$N_{u,re,2} = N_{u,a} + N_{u,c} + \delta_{u,a} \cdot k_{c,de}$$

Mit:

IVIIL.	
N _{u,re}	Höchstlast bei Stahlversagen der Rückhängebewehrung;
N _{u,c}	Höchstlast bei Betonversagen;
N _{u,a}	Höchstlast bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung;
$\delta_{u,re}$	Verformungen der Rückhängebewehrung bei Stahlversagen;
$\delta_{u,a}$	Verformungen der Rückhängebewehrung bei Verbundversagen;
k _{c,de}	Steifigkeit des Betons im abfallenden Ast.

Da für die Gleichungen (5.10) und (5.11) die Betonsteifigkeit und die Verformungen bestimmt werden müssen, wurde von *Berger 2015* ein vereinfachtes Modell vorgeschlagen, mit dem die Tragfähigkeit unabhängig vom Versagensmechanismus mit Hilfe eines Einflussfaktors α_t nach Gleichung (5.12) bestimmt werden kann. Weitere Untersuchungen von *Kuhlmann u.a. 2013* haben gezeigt, dass mit Hilfe dieses Einflussfaktors die Tragfähigkeit ausreichend genau abgeschätzt werden kann.

$$N_{u,re} = N_{u,c} + \alpha_t \cdot \sum_n \min(N_{u,re}, N_{u,a})$$
(5.12)

Mit:

$$\alpha_t = 0,6$$

Einflussfaktor der Rückhängebewehrung

Mit der Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung im Bereich auf Zug beanspruchter Kopfbolzen, kann als zusätzlicher Versagensmodus der Beton zwischen der Bewehrung ausbrechen. Für diesen möglichen Versagensmodus kann die Tragfähigkeit in Abhängigkeit des Abstand der Rückhängebewehrung zum Kopfbolzen nach Gleichung (5.13) bestimmt werden.

$$N_{u,cs} = \psi_{supp} \cdot N_{u,c} \tag{5.13}$$

 $\psi_{supp} = \frac{2.5}{1 + \frac{x}{h_{ef}}} \ge 1,0$ Erhöhungsfaktor nach Berger 2015 für den Fall, dass die Oberflächenbewehrung nicht von der Rückhängebewehrung umschlossen wird; $\psi_{supp} = 2 - 2/3 \frac{x}{h_{ef}} \ge 1,0$ Erhöhungsfaktor nach Berger 2015 für den Fall, dass die Oberflächenbewehrung von der Rückhängebewehrung umschlossen wird.

Bei Gruppenbefestigungen mit mehreren auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihen muss berücksichtigt werden, dass sich die Kräfte einer Kopfbolzenreihe auch auf die Bewehrungsbügel einer benachbarten Reihe abstützen können. Für eine Gruppenbefestigung unter Zug ist eine entsprechendes Modell in Kapitel 5.3 dargestellt.

5.2.1.5 Membraneffekte im Nachtraglastbereich auf Grund der Rückhängebewehrung

Auf Grund der in Kapitel 2.3.5 beschriebenen Effekte der Oberflächenbewehrung und der in den experimentellen Untersuchungen beobachteten Abstützungen der Ausbruchkegel auf die Oberflächenbewehrung wird in diesem Kapitel der entstehende Membraneffekt durch große Betonausbruchkegel näher erläutert.

Für die Berücksichtigung der Oberflächenbewehrung kann eine Modifizierung des Modells nach *Schlüter 1987* erfolgen. Hierfür werden, wie beschrieben, die Dämpfungsfedern der dynamischen Berechnung nach *Schlüter* nicht weiter berücksichtigt. Ebenfalls wird durch die Belastung nur eine Lage der Bewehrung aktiviert, deren Länge durch die Bildung des Betonausbruchkegels gut berechnet werden kann. Durch die Größe der nicht quadratischen Ankerplatte bildet sich ein elliptischer Betonausbruch. Dieser hat zur Folge, dass in beiden Richtungen die Oberflächenbewehrung unterschiedlich aktiviert wird. Auf Grund der Größe der in den experimentellen Untersuchungen entstandenen Ausbruchkegel konnte der Einfluss der umschließenden Rückhängebewehrung für ein duktileres Nachbruchverhalten nicht bestätigt werden. Lediglich die Aktivierung der Rückhängebewehrung konnte durch das Umschließen gesteigert werden.

Die verschiedenen Bewehrungsgrade in X- und Y-Richtung sowie den elliptischen Ausbruchkörper können über die Anpassung des effektiven Stahlquerschnittes nach Gleichung (5.14) berücksichtigt werden.

$$A_{s,E}^* = \frac{l_1}{2} \cdot \left(a_{sx} + \frac{l_2}{l_1} a_{sy} \right)$$
(5.14)

Mit:

iviit.	
l_1 ; l_2	Halblängen des elliptischen Betonausbruchkörpers auf Höhe der Bewehrungslage;
$\frac{l_2}{l_1}$	Verhältnis von Kreis zu Ellipse;
a_{sx} ; a_{sy}	Bewehrungsgehalt in X- und Y-Richtung.

Um die Halblängen des elliptischen Ausbruchkörpers ermitteln zu können, müssen zunächst die Versagensmechanismen berechnet werden. Diese bestimmen, in welcher Breite der Beton aktiviert wird. Für die Ermittlung von l_1 und l_2 wird der theoretische Ausbruchkörper auf der

Oberfläche des Betons analog zu den Traglastkomponenten bestimmt und dann die Betonüberdeckung über den Ausbruchwinkel α abgezogen.

$$l_{1} = \left[\left(s_{1} \cdot 3 + 2 \cdot 1, 5 \cdot h_{ef} \right) - \frac{c_{nom}}{\tan \alpha} \right] \cdot \frac{1}{2}$$

$$l_{2} = \left[\left(s_{2} + 2 \cdot x \right) - \frac{c_{nom}}{\tan \alpha} \right] \cdot \frac{1}{2}$$
Mit:
$$s_{1} \qquad \text{Abstand der Kopfbolzen in X-Richtung (ohne Rückhängebewehrung);}$$

$$s_{2} \qquad \text{Abstand der Kopfbolzen in Y-Richtung (mit Rückhängebewehrung);}$$

$$x \qquad \text{nach dem Versagensmechanismus des kleinen Druckstrebenbruchs}$$

$$= \frac{d_{s}}{2} + d_{s,re} + a + \frac{c_{nom}}{\tan \alpha};$$

$$d_{s} \qquad \text{Durchmesser Kopfbolzen;}$$

$$d_{s,re} \qquad \text{Durchmesser Rückhängebewehrung;}$$

$$x \qquad \text{Abstand Kopfbolzen zur Rückhängebewehrung.}$$
(5.15)

Zur Ermittlung der beiden Durchmesser des Ausbruchkegels werden die beiden Halblängen l_1 und l_2 mit dem Faktor 2 multipliziert. In einem weiteren Schritt werden die beiden Durchmesser L_1 und L_2 zu einer Länge L gemittelt, um aus der Ellipse einen kreisförmigen Ersatzausbruchkörper zu bilden. Dieser wird analog zur Befestigungstechnik als Quadrat idealisiert. Mit diesem Schritt werden die unterschiedlichen Bewehrungsstablängen im Ausbruchkörper über den Kreisquerschnitt eliminiert und es kann ein idealer Ersatzstab bestimmt werden, der die Bewehrungsgrade beider Bewehrungsrichtungen besitzt. Folgende Abbildung verdeutlicht das Vorgehen.



Bild 5.2: Idealisierter Betonausbruchkörper mit Ersatzstab

Der Ersatzstab hat folgende Eigenschaften

- Gemittelte Länge *L* der Ellipsendurchmesser
- Gemittelter Bewehrungsgehalt $a_m [cm^2/m]$
- Gemittelter Abstand der Bewehrungsstäbe *a*_{sm}

Mit den gemittelten und idealisierten Parametern kann nach Gleichung (5.16) die Beanspruchung des Ersatzstabes ermittelt werden.

Für die Ermittlung des Widerstandes und das im Nachtraglastbereich duktilere Verhalten durch Auslenkung des Seilnetzes durch den Ersatzstab, kann folgendes Modell zugrunde gelegt werden. $F_{M,Rd,i}$ beschreibt dabei den Widerstand eines Ersatzstabes auf einer Seite des Ausbruchkegels und $F_{M,\nu}$ die einwirkende Belastung auf eine Seite des Ersatzstabes.

$$F_{M,v} \le F_{M,Rd,i} = A_c \cdot k \cdot f_{ct}$$

(5.16)
Mit:	
A _c	Betongrundfläche
	$= (a_{sm} - d_{sre,m}) \cdot t \cdot \frac{2}{3};$
a _{sm}	mittlerer Bewehrungsabstand;
d _{sre,m}	gemittelter Bewehrungsdurchmesser;
t	Tiefe des Spannungsblocks nach Bild 5.4 (links);
k	Völligkeit des Spannungsverlaufes nach Bild 5.4 (rechts);
	$= 0.4 \cdot \frac{0.4}{2/_3} = 0.24;$
f _{ct}	Zugfestigkeit des Betons.

Die Anzahl n der Bewehrungsstäbe richtet sich nach der idealisierten Ausbruchsbreite L sowie dem mittleren Bewehrungsabstand a_{sm} .

$$n = \frac{L}{a_{sm}} \tag{5.17}$$

Bild 5.3 stellt dabei ein idealisiertes System bei Betonausbruch dar, wobei verschiedene Durchmesser eines kegelförmigen Betonausbruchkörpers berücksichtigt werden können. Infolge der Abschätzung des Durchmessers des idealisierten Betonausbruchkörpers nach Gleichung (5.18) kann mit Hilfe von Gleichung (5.19) die Stabanzahl ermittelt werden. $F_{M,V}$ aus Gleichung (5.20) sowie Bild 5.3 rechts, beschreibt dabei die infolge der Höchstlast und einer Auslenkung (u_{max}) der Oberflächenbewehrung einwirkende Kraft je Seite eines Ersatzstabes.



Bild 5.3: links: schematisch dargestellter Membraneffekt; rechts: einwirkende Kraft $F_{M,V}$ durch ausgelenkte Oberflächenbewehrung

Über die Berücksichtigung der aktivierten Betonfläche des in Bild 5.4 gezeigten räumlichen Spannungsverlaufes, kann der Widerstand der Betondeckung errechnet werden.





Bild 5.4: links: Idealisierter Betonausbruchkörper mit Ersatzstäben; rechts: Spannungsverlauf infolge abhebender Membrankräfte $F_{M,V}$

Die Ermittlung des Gesamtwiderstandes kann somit nach folgender Gleichung durchgeführt werden.

$$F_{M,Rd} = 2 \cdot F_{M,Rd,i} \cdot n \tag{5.21}$$

5.2.1.6 Spalten des Betons

Werden in einen Betonkörper mit geringen Abmessungen hohe Zuglasten eingeleitet, kann ein Spalten des Betongrunds eintreten. Unter Berücksichtigung einer erforderlichen Rissbreitenbeschränkung nach *DIN EN 1992-4* ist daher eine Mindestbewehrung mit einer Querschnittsfläche nach Gleichung (5.22) einzulegen.

$$A_s = k_{12} \frac{\sum N_{Ed}}{f_{yk}/\gamma_{Ms,re}}$$
(5.22)

Mit:

 $k_{12} = 0,5$ Vorfaktor bei Kopfbolzen; $\sum N_{Ed}$ Summe der Bemessungswerte der Zugkraft; f_{yk} Nennstreckgrenze des Bewehrungsstahls mit $f_{yk} = 600 \frac{N}{mm^2}$; $\gamma_{Ms,re}$ Teilsicherheitsbeiwert der Bewehrung.

Kann die Mindestbewehrung zur Verhinderung des Spaltens des Betons nicht eingelegt werden, muss die Tragfähigkeit bei Bildung eines kegelförmigen Betonausbruchs nach Gleichung (5.7) um den Faktor $\psi_{h,sp}$ anstelle des Faktors $\psi_{M,N}$ nach Gleichung (5.23) abgemindert werden.

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{\frac{2}{3}} \le max \left\{1; \left(\frac{h_{ef} + 1, 5 \cdot c_1}{h_{min}}\right)^{\frac{2}{3}}\right\} \le 2$$
(5.23)

Mit:

hBauteildicke; h_{min} kleinste zulässige Dicke des Betonbauteils; h_{ef} wirksame Verankerungstiefe; c_1 Randabstand in Richtung 1.

5.2.1.7 Ankerplatte auf Biegung infolge einer Zugbeanspruchung

Bei Zugbeanspruchung kann sich in der Ankerplatte der Versagensmechanismus des T-Stummels ausbilden. Die Bemessung des T-Stummels erfolgt für reine Stahlanschlüsse nach *DIN EN 1993-1-8* und kann auf Anschlüsse zwischen Stahl und Beton übertragen werden. Beim Versagensmechanismus des T-Stummels ist zwischen drei verschiedenen Versagensmodi zu unterscheiden, bei denen die kleinste Tragfähigkeit bemessungsrelevant ist. Beim Modus 1 nach Gleichung (5.24) tritt ein vollständiges Plastizieren der Ankerplatte ein. Treten Abstützkräfte auf, bildet sich eine Fließgelenkkette mit vier Fließgelenken während sich zwei Fließgelenke ausbilden, wenn sich die Ankerplatte nicht auf den Betongrund abstützen kann.

$$N_{T,1,Rk} = i \cdot \frac{M_{pl,1,Rk}}{m_{\chi}}$$
(5.24)

Mit: *i*

Anzahl der Fließgelenke: i = 2,ohne Ausbildung von Abstützkräften, i = 4 bei der Ausbildung von Abstützkräfte;

$$M_{pl,1,Rk} = 0.25 \sum \min(l_{eff,nc}; l_{eff,c}) \cdot t_f^2 \cdot f_{yk}$$
 Plastische Momententragfähigkeit des Ankerplattenquerschnitts;
 $l_{eff,nc}; l_{eff,c}$ Wirksame Längen nach DIN EN 1993-1-8.

Im Modus 2 kann ein gemischtes Versagen beobachtet werden, da sich mit dem Plastizieren im T-Stummelflansch Abstützkräfte ausbilden. Mit der Ausbildung von Abstützkräften wird die Last in den Kopfbolzen erhöht und unter Aktivierung weiterer Membrankräfte in der Ankerplatte tritt ein Zug-Schubversagen des Kopfbolzens ein. Die Tragfähigkeit dieses Modus kann nach Gleichung (5.25) bestimmt werden.

$$N_{T,2,Rk} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rk} + n \cdot \sum F_{t,Rk}}{(m_x + n)}$$
(5.25)

Mit:

$$F_{t,Rk}$$
Bemessungswert der Zugtragfähigkeit des Kopfbolzens; n Abstand Kopfbolzenachse bis Ankerplattenrand; m_x Abstand Kopfbolzenachse bis Schweißnahtansatz; $M_{pl,2,Rk} = 0,25 \cdot \sum \min(l_{eff,nc}) \cdot t_f^2 \cdot f_{yk}$ Plastische Momententragfähigkeit des Ankerplattenquerschnitts; $l_{eff,nc}$ Wirksame Länge nach DIN EN 1993-1-8.

Bei einer vergleichsweisen dicken Ankerplatte versagen die Kopfbolzen auf Zug, ohne eine Fließgelenkbildung in der Ankerplatte. Die Tragfähigkeit im Modus 3 kann mit Gleichung (5.26) berechnet.

$$N_{T,3,Rk} = \sum F_{t,Rk} \tag{5.26}$$

Mit:

*F*_{*t,Rk} Bemessungswert* der Zugtragfähigkeit des Kopfbolzens.</sub>

Abstützkräfte sind im Bereich der Ankerplatte zu berücksichtigen, wenn Gleichung (5.27) gilt. Dabei kann für die Dehnlänge vereinfachend die effektive Einbindelänge der Kopfbolzen h_{ef} angesetzt werden.

$$L_b \le L_b^* = \frac{8.8 \cdot m_x^3 \cdot A_s \cdot n_b}{\sum l_{eff} \cdot t_f^3}$$
(5.27)

Mit:

 m_x Abstand Kopfbolzenachse bis Schweißwulst; A_s Querschnittsfläche des Kopfbolzens; n_b Anzahl an Kopfbolzen; l_{eff} Wirksame Länge des T-Stummels nach DIN EN 1993-1-8; t_f Plattendicke des T-Stummels.

Analog zu den Versagensmodi nach *DIN EN 1993-1-8* werden nachfolgend die Versagensmodi einer 4-reihigen Anschlusskonfiguration dargestellt.

a. Versagensmodus 1 (reines Flanschfließen)





1

Die Grenztragfähigkeit der Ankerplatte für eine innerhalb des Profils liegenden Kopfbolzenreihe kann somit analog zu Kapitel 2.3.2.1. nach Gleichung (5.28) bestimmt werden. Zu berücksichtigen sind die verschiedenen Hebelarme m und ms.

$$N_{T,1,F,Rk} = \frac{4 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot \rho_F \cdot l_{eff,1}}{m_s}$$

und
$$N_{T,1,S,Rk} = \frac{4 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot \rho_S \cdot l_{eff,1}}{m}$$

$$\rightarrow$$

$$N_{T,1,Rk} = N_{T,1,F,Rk} + N_{T,1,S,Rk}$$

Mit:
$$l_{eff,1} \quad \text{nach Tabelle 2.3;}$$

$$\rho_S; \rho_F \quad \text{nach Gleichung (2.29);}$$

(5.28)

Die Grenztragfähigkeit des Stirnplattenüberstandes für außerhalb des Trägerprofils liegende Kopfbolzen kann wie folgt ermittelt werden.

$$N_{T,1,Rk}^* = \frac{4 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot l_{eff,1}}{m_{\chi}}$$
(5.29)
Mit:

nach Tabelle 2.4 $l_{eff,1}$

b. Versagensmodus 2 (kombiniertes Versagen)

Der Tragfähigkeitsanteil der äußeren Kopfbolzenreihe innerhalb des Trägerprofils, kann somit ebenfalls analog zu Kapitel 2.3.2.1 wie folgt ermittelt werden.

$$N_{T,2,i,Fa,Rk} = \frac{2 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot l_{eff,2,Fa} + 2 \cdot F_{t,Rk} \cdot n_s}{m_s + n_s}$$
(5.30)

$$n_s$$
 $n_s = 1,25 \cdot m_s$; Lage der Abstützkraft Q - Zoetemeijer 1974;
 $l_{eff,2,Fa}$ nach Tabelle 2.4.

Der innere Kopfbolzen innerhalb des Trägerprofils muss gemäß der Gewichtung der Zugbeanspruchung aus Steg und Flansch wie folgt abgebildet werden.

$$N_{T,2,i,S,Rk} = \frac{2 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot (l_{eff,2,Fi} + l_{eff,2,S}) + 2 \cdot F_{t,Rk} \cdot 1,25 \cdot m}{m_s + 1,25 \cdot m}$$
(5.31)

Mit:

$$\begin{array}{ll} l_{eff,2,Fi} & l_{eff,2,Fi} = l_{eff,2,F} \cdot \rho_{Fi}; \\ l_{eff,2,Fa} & l_{eff,2,Fa} = l_{eff,2,F} \cdot (1 - \rho_{Fi}); \\ \rho_{Fi} & \rho_{Fi} = \frac{\frac{w_1 + w_2}{2}}{\frac{b_b}{2}}; \end{array}$$

2

 $F_{t,Rk}$

Bemessungswert der Zugtragfähigkeit des Kopfbolzens.

Durch Addition der Einzeltragfähigkeiten kann die Gesamttragfähigkeit ermittelt werden.

$$N_{T,2,i,Rk} = N_{T,2,i,Fa,Rk} + N_{T,2,i,S,Rk}$$
(5.32)

Für den Stirnplattenüberstand kann entsprechend *DIN EN 1993-1-8* unter Berücksichtigung der modifizierten Fließlinienlängen nach Tabelle 2.4 vorgegangen werden.

$$N_{T,2,Rk}^{*} = \frac{2 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot l_{eff,2} + 4 \cdot F_{t,Rk} \cdot e}{m_{\chi} + e}$$
(5.33)

Mit: $e = e_x$ und $e < 1,25 \cdot m_x$.

c. Versagensmodus 3 (Kopfbolzenversagen)

Analog zu dem nach *DIN EN 1993-1-8* in Kapitel 2.3.2.1 beschriebenen Versagensmodus kann die Tragfähigkeit wie folgt ermittelt werden.

$$N_{T,3,Rk} = \sum F_{t,Rk} \tag{5.34}$$

Mit:

 $F_{t,Rk}$ Bemessungswert der Zugtragfähigkeit eines Kopfbolzens.

5.2.2 Einzelkomponenten unter Querkraftbeanspruchung

5.2.2.1 Stahlversagen des Kopfbolzens

Für den Versagensmechanismus des Stahlversagens durch ein Abscheren der Kopfbolzen kann die Tragfähigkeit der Kopfbolzen mit Gleichung (5.35) bestimmt werden. Indem die Kopfbolzen auf der Ankerplatte aufgeschweißt werden wird die Querkraft direkt am Bolzenfuß eingeleitet. Eine Querlast mit Hebelarm mit Biegenormalspannungen im Bolzenschaft nach *DIN EN 1992-4* ist daher nicht zu berücksichtigen. Für spröde Versagensmechanismen mit kurzen Kopfbolzen $h_{ef}/d < 5$ bei Betonen mit einer geringen Betondruckfestigkeit < C20/25 muss die charakteristische Tragfähigkeit bei Stahlversagen zusätzlich auf 80% abgemindert werden.

$$V_{Rk,s} = k_{50} \cdot A_s \cdot f_{u,k} \tag{5.35}$$

Mit:

 $k_{50} = 0.6$ Reduktionsfaktor der Schubtragfähigkeit für $f_{uk} \le 500 N/mm^2$; $k_{50} = 0.5$ Reduktionsfaktor für $500 N/mm^2 \le f_{uk} \le 1000 N/mm^2$.

Die Tragfähigkeit bei Stahlversagen kann nach *Eligehausen u.a. 2006* für Kopfbolzen nach Gleichung (5.36) bestimmt werden.

$$V_{u,s} = 0.6 \cdot A_s \cdot f_u \tag{5.36}$$

5.2.2.2 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

Neben dem Stahlversagen muss bei einer Querkraftbeanspruchung von randfernen Kopfbolzen auch der Versagensmechanismus des Betonversagens auf der lastabgewandten Seite berücksichtigt werden. Das Versagen durch die Ausbildung eines Betonausbruchkegels auf der lastabgewandten Seite entsteht auf Grund der resultierenden Zugbeanspruchungen im Kopfbolzen. Die charakteristische Tragfähigkeit kann mit Gleichung (5.37) bestimmt werden. Mit dem Verhältnisbeiwert wird die Tragfähigkeit unter einer Querkraftbeanspruchung in Relation zur reinen Zugtragfähigkeit des Dübels und der in diesem Fall theoretisch vorhandenen Ausbruchsfläche gesetzt. Nach Untersuchungen von *Zhao 1993* kann für einen Kopfbolzen mit $h_{ef} \ge 60 mm$ für die Querkrafttragfähigkeit der zweifache Wert der Zugtragfähigkeit angesetzt werden. Wird im Bereich des Kopfbolzen eine Rückhängebewehrung eingelegt, ist die charakteristische Tragfähigkeit nach Gleichung (5.37) des Weiteren auf 75% abzumindern um den derzeitigen Stand der Normung im bereich der Befestigungstechnik gerecht zu werden.

$$V_{Rk,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} \tag{5.37}$$

Mit:

$$k_3 = 2$$

Vorfaktor für die Querkrafttragfähigkeit bei Betonversagen.

Zur Berechnung der Höchstlast und zur Verifizierung des analytischen Modells an den Versuchswerten wird die Tragfähigkeit unter Querkraftbeanspruchung auf Basis der Traglasten bei Ausbildung eines kegelförmigen Betonausbruchkegels unter Zug nach Gleichung (5.38) bestimmt.

$V_{u,cp} = k_3 \cdot N_{u,c}$	(5.38)
N 4%	

Mit: $k_3 = 2$

Vorfaktor für die Querkrafttragfähigkeit bei Betonversagen, ohne Abminderung um 75% bei Berücksichtigung von Rückhängebewehrung.

5.2.2.3 Berücksichtigung zusätzlicher Rückhängebewehrung

Wird die Ankerplatte mit einem geringen Randabstand eingebaut, kann die Tragfähigkeit über eine schlaufenförmige Rückhängebewehrung gesteigert werden. Im vorliegenden Forschungsvorhaben wurden die Rückhängebewehrung zur Steigerung der Tragfähigkeit der Normalkraftkomponente verwendet und Versuche mit ausreichend großen Randabstand durchgeführt. Der Ansatz einer möglichen Rückhängebewehrung für den Anwendungsfall des geringen Randabstands ist in *Eligehausen 2006* und *Kuhlmann 2013* beschrieben.

5.2.3 Tragfähigkeit im Druckbereich der Ankerplatte

5.2.3.1 Lage der Druckkraft in Abhängigkeit der Ankerplatte

Die Ausbreitung der Druckzone im Bereich der Ankerplatte ist von der Dicke der Ankerplatte abhängig. Im Bereich von Stützenfüßen werden die Fußplatten überwiegend durch Druckkräfte beansprucht. Für diesen Fall kann vorausgesetzt werden, dass sich die Druckzone im Bereich des Anbauteils ausbildet und die Tragfähigkeit nach Kapitel 5.2.3.2 bestimmt werden kann. Neben den Stützenfüßen kann sich auch bei starren Ankerplatten unter Querkraft- und Momentenbeanspruchung die Lage der Druckzone zum Ankerplattenrand hin verschieben (vgl. Bild 2.8).

5.2.3.2 Ankerplatte mit Biegebeanspruchung im Druckbereich

Für Fußplatten kann die Tragfähigkeit infolge einer Druckbeanspruchung im T-Stummelflansch nach Gleichung (5.39) im Rahmen der *DIN EN 1993-1-8* berechnet werden. Die maximal zulässigen Druckspannungen im Beton und die maximal zulässigen Biegenormalspannungen im Stahl werden unter Berücksichtigung von Gleichung (5.39) eingehalten.

$$C_{Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff} \tag{5.39}$$

Mit:

f _{ja}	Grenzpressung in der Lagerfuge nach Kapitel 5.2.3.3;
b _{eff}	mitwirkende Breite;
leff	mitwirkende Länge.

Die mögliche Belastungsfläche kann mit den effektiven Längen und Breiten mit Hilfe des T-Stummelüberstands nach Gleichung (5.40) berechnet werden.

$$c = t_f \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}}$$
(5.40)

Mit:

Dicke des T-Stummelflanschs; Streckgrenze des Stahls.

5.2.3.3 Beton unter Druckbeanspruchung

Die Grenzpressung in der Lagerfuge kann mit Gleichung (5.41) ermittelt werden. Eine Mörtelschicht für Ankerplatten mit Hinterschnitt- oder Verbunddübeln kann mit dem Anschlussbeiwert β_i berücksichtigt werden.

$$f_{jd} = \beta_j \cdot \frac{F_{Rdu}}{b_{eff} \cdot l_{eff}}$$
(5.41)

Mit: β_i

Anschlussbeiwert nach DIN EN 1992-1-1;

 F_{Rdu}

Maximal aufnehmbare Teilflächenlast nach Gleichung (5.41).

Die Tragfähigkeit F_{Rdu} unter einer konzentrierten Lasteinleitung kann auf Grundlage der maximal möglichen Teilflächenlast nach *DIN EN 1992-1-1* nach Gleichung (5.42) bestimmt werden.

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \le 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$
(5.42)

Mit:

A_{c0}	Belastungsfläche in der Lagerfuge nach DIN EN 1992-1-1;
A _{c1}	maximale Verteilungsfläche nach DIN EN 1992-1-1;
f _{cd}	Bemessungswert der Druckspannungen.

5.2.3.4 Reibungsanteile im Druckbereich

In der Druckzone können bei Ankerplatten die durch ein Moment beansprucht werden, Reibungskräfte nach Gleichung (5.43) übertragen werden. Voraussetzung ist, dass der Kontakt zwischen Ankerplatten und Beton durch eine mögliche Zugkraftbeanspruchung nicht aufgehoben ist.

$$V_{Rk,f} = \mu \cdot D \tag{5.43}$$

Mit:

$\mu = 0.4 - 0.5$	nach <i>Cook u.a. 1989;</i>
$\mu = 0.2$	nach Kuhlmann u.a. 2012.

5.2.4 Berücksichtigung der Interaktion aus Zug- und Querkraftbeanspruchung

5.2.4.1 Interaktion aus Stahlversagen bei einer starren Ankerplatte

Bei einer kombinierten Beanspruchung des Verbindungsmittels durch Zug- und Querkräfte muss die Interaktion nach Gleichung (5.44) bei Stahlversagen nach *DIN EN 1992-4* beachtet werden.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^2 \le 1,0$$
(5.44)

5.2.4.2 Interaktion aus Betonversagen bei einer starren Ankerplatte

Gleichzeitig auftretende Zug- und Querlasten bei allen anderen Versagensmechanismen können nach Gleichung (5.45) nachgewiesen werden.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^{\frac{3}{2}} \le 1,0$$
 (5.45)

5.2.4.3 Interaktion nach dem plastischen Nachweiskonzept

Bei einem Nachweis von kombinierten Zug- und Querlasten nach dem plastischen Nachweiskonzept nach *DIN EN 1992-4 TR Plastische Bemessung* ist ausschließlich eine lineare Interaktion bei gleichzeitig wirkenden Zug- und Querlasten nach Gleichung (5.46) zulässig.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^{1,0} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^{1,0} \le 1,0$$
(5.46)

5.2.5 Steifigkeiten und Last-Verformungsverhalten der Zug- und Schubkomponenten

5.2.5.1 Allgemeines

Neben der Berechnung möglicher Tragfähigkeiten kann mit der Komponentenmethode das Last-Verformungsverhalten der Stahl- und Betonkomponenten bestimmt werden. Für Anschlüsse mit einer Rückhängebewehrung wurde von *Kuhlmann u.a. 2012* ein analytisches Modell zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens entwickelt.

Die jeweiligen Berechnungsverfahren der Last-Verformungsbeziehungen für die einzelnen Komponenten wurden in *Kuhlmann u.a. 2015* zusammengefasst und sind in der Tabelle 5.1 aufgeführt. Die Komponente Stahlversagen wurde mit dem Spannungs-Dehnungsmodell nach *Ramberg/Osgood 1943* erweitert. Neben diesen Steifigkeiten sind zusätzlich die Last-Verformungsbeziehungen für die Komponente zur Berücksichtigung der Membraneffekte der Rückhängebewehrung im Nachtraglastbereich angegeben. Des Weiteren werden die in *DIN EN 1993-1-8* beschriebenen Steifigkeitskoeffizienten und Last-Verformungsbeziehungen in Tabelle 5.1 in zusammengefasst. Für die Betonkomponente mit Rückhängebewehrung sind die Last-Verformungsbeziehungen nach *Berger 2015* angegeben.

Komponente	Steifigkeit k _i	Verformung δ _i	
	[N/mm]	[mm]	
Stahlversagen nach Glei- chung (5.2) nach Ramberg u.a. 1943	$\begin{split} \text{Bereich 1: } & \text{N}_{act} < \text{N}_{s,1} \\ & \text{k}_{s1} = \frac{\text{E}_{s} \cdot \text{A}_{s}}{\text{h}_{ef}} \\ \text{Bereich 2: } & \text{N}_{s,1} < \text{N}_{act} \leq \text{N}_{s,2} \\ & \text{k}_{s2} = \frac{\text{E}_{s2} \cdot \text{A}_{s}}{\text{h}_{ef}} \\ \text{Bereich 3: } & \text{N}_{s,2} < \text{N}_{act} \leq \text{N}_{s,3} \\ & \text{k}_{s3} = \frac{\text{E}_{s3} \cdot \text{A}_{s}}{\text{h}_{ef}} \\ \text{Bereich 4: } & \text{N}_{s,3} < \text{N}_{act} \leq \text{N}_{s,4} \\ & \text{k}_{s4} = \frac{\text{E}_{s4} \cdot \text{A}_{s}}{\text{h}_{ef}} \end{split}$	$\begin{split} \text{Bereich 1: } & N_{act} < N_{s,1} \\ & \delta_{y,s,1} = \epsilon_{s,1} \cdot h_{ef} \\ & \epsilon_{s,1} = \frac{N_{s,1}}{E_s \cdot A_s \cdot n} \\ \text{Bereich 2: } & N_{s,1} < N_{act} \leq N_{s,2} \\ & \delta_{y,s,2} = \epsilon_{s,2} \cdot h_{ef} \\ & \epsilon_{s,2} = \frac{\epsilon_{s,el} - \epsilon_{s,ini}}{N_{s,2} - N_{s,1}} \cdot \left(N_{act} - N_{s,1}\right) + \epsilon_{s,ini} \\ \text{Bereich 3: } & N_{s,2} < N_{act} \leq N_{s,3} \\ & \delta_{y,s,3} = \epsilon_{s,3} \cdot h_{ef} \\ & \epsilon_{s,3} = \frac{\epsilon_{s,pl} - \epsilon_{s,el}}{N_{s,3} - N_{s,2}} \cdot \left(N_{act} - N_{s,2}\right) + \epsilon_{s,el} \\ \text{Bereich 4: } & N_{s,3} < N_{act} \leq N_{s,4} \\ & \delta_{y,s,4} = \epsilon_{s,4} \cdot h_{ef} \\ & \epsilon_{s,4} = \frac{\epsilon_{s,u} - \epsilon_{s,pl}}{N_{s,4} - N_{s,3}} \cdot \left(N_{act} - N_{s,3}\right) + \epsilon_{s,pl} \end{split}$	
$N_{s,2}$ $N_{s,1}$ $N_{s,1}$ $\varepsilon_{s,1} \varepsilon_{s,2} \varepsilon_{s,3}$ $\varepsilon_{s,4}$	$\begin{array}{llllllllllllllllllllllllllllllllllll$; fbolzens [mm ²]; $N_{s,1} = \frac{2}{3} \cdot f_{yk} \cdot A_s \cdot n [N];$ $\epsilon_{s,ini} = \frac{2/3 \cdot f_{yk}}{E_s} [-];$ $\epsilon_{s,el} = \frac{f_{yk}}{E_s} + 0,002 [-];$ $N_{s,2} = f_{yk} \cdot A_s \cdot n [N];$ $rag \qquad \epsilon_{s,pl} = 4 \cdot \epsilon_{s,el} [-];$ $N_{s,3} = f_{pl} \cdot A_s \cdot n \text{ mit } f_{pl} = 0,99 \cdot f_{uk} [N];$ $\epsilon_{s,u} = 0,15 [-];$ $N_{s,4} = f_{uk} \cdot A_s \cdot n [N];$ $r_{k} \qquad E_{s2} = \frac{f_{yk}^{-2/3} \cdot f_{yk}}{\epsilon_{s,el} - \epsilon_{s,ini}} [N/mm^2];$ $E_{s3} = \frac{f_{uk} - f_{pl}}{\epsilon_{s,u} - \epsilon_{s,el}} [N/mm^2].$	

Tabelle 5.1: Steifigkeiten der Komponenten aus Kapitel 5.2.1.1 bis Kapitel 5.2.1.7

Fortsetzung Tabelle 5.1

Komponente	Steifigkeit k _i	Verformung δ _i	
	[N/mm]	[mm]	
Herausziehen nach Glei- chung (5.4) nach <i>Furche</i>	$\begin{split} \text{Bereich 1: } & \text{N}_{act} < \text{N}_{u,c} \\ & \text{k}_{p,1} = \frac{\text{N}_{act}}{\delta_{p,1}} \\ \text{Bereich 2: } & \text{N}_{u,c} < \text{N}_{act} \leq \text{N}_{u} \\ & \text{k}_{p,2} = \frac{\text{N}_{act}}{\delta_{p,2}} \\ \text{Bereich 3: } & \text{N}_{u} > \text{N}_{act} > 0 \\ & \text{k}_{p,3} = -1000 \text{für N}_{u,re,1} > \\ & \left(\text{N}_{u,re,2}; \text{N}_{u,p}\right) \right] \\ & \text{k}_{p,3} = \infty \text{ für N}_{u,re,1} < \left(\text{N}_{u,re,2}; \text{N}_{Rd,p}\right) \end{split}$	$\begin{split} \text{Bereich 1: } & N_{act} < N_{u,c} \\ & \delta_{p,1} = \frac{k_a \cdot k_A}{c \cdot f_{cc,200}} \Big(\frac{N_{act}}{A_h \cdot n} \Big)^2 \\ \text{Bereich 2: } & N_{u,c} < N_{act} \leq N_u \\ & \delta_{p,2} = \frac{k_a \cdot k_A \cdot (2 \cdot N_{act}^2 - N_{u,c}^2)}{c \cdot f_{cc,200} \cdot (A_h \cdot n)^2} \\ \text{Bereich 3: } & N_u > N_{act} > 0 \\ & \delta_{p,3} = \delta_{p,2} (N_u) + \frac{N_{act} - N_u}{k_{p,3}} \\ & \text{für } N_{u,re,1} < \big(N_{u,re,1}; N_{u,p} \big) \\ & \delta_{p,3} = \delta_{p,2} (N_u) [\text{mm}] \\ & \text{für } N_{u,re,1} > \big(N_{u,re,2}; N_{Rd,p} \big) \end{split}$	
1994 und Berger 2015 N_u $N_{u,c}$ $\delta_{p,1}$ $\delta_{p,2}$ $\delta_{p,3}$	$ \begin{array}{lll} c & & \mbox{Beiwert für die Kopfpressung} \\ c = 23300 für ungerissenen Bet \\ c = 11650 für gerissenen Bet \\ k_a & \mbox{von der Schulterbreite abhäng} \\ k_A & \mbox{Querschnittsabhängiger Form} \\ k_A = 0.5 \cdot \sqrt{d_s^2 + m \cdot (d_h^2 - d_s^2)} \\ A_h & \mbox{Aufstandsfläche des Kopfbolz} \\ f_{cc,200} & \mbox{Betonwürfeldruckfestigkeit min} \\ n & \mbox{Anzahl an Kopfbolzen [-];} \\ N_{u,c} & \mbox{Tragfähigkeit des Betons bei } \\ Rückhängebewehrung [-]; \\ N_u & \mbox{Maximale Tragfähigkeit des E} \\ gebewehrung mit N_u = min(N \\ N_{u,re,2} & \mbox{Betonversagen mit Verbundversagen } \\ N_{u,cs} & \mbox{Betonversagen bei Bildung ei } \\ gebewehrung [N]. \\ \end{array} $	nach Berger 2015: Beton [-]; on [-]; giger Formbeiwert: $k_a = \sqrt{5/a} \ge 1$ [-]; beiwert; $0 - 0.5 \cdot d_h$ [-]; zens $A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d_s^2)$ [mm ²]; it Kantenlänge von 200 mm [N/mm ²]; Bildung eines Betonausbruchkegels ohne Betons unter Berücksichtigung der Rückhän- $M_{u,re}$; $N_{u,cs}$) [N]; agen der Rückhängebewehrung [N]; ersagen der Rückhängebewehrung [N]; ines Betonausbruchs zwischen der Rückhän-	
Kegelförmiger Betonaus- bruch nach Gleichung (5.5) ohne Bewehrung	$\begin{array}{l} \text{Bereich 1: } N_{act} < N_{u,c} \\ k_c = \infty \\ \text{Bereich 2: } N_{u,c} < N_{u,act} < N_u \\ k_{c,de} = \alpha_c \cdot \sqrt{f_{cc,200}} \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot \psi_{A,N} \cdot \end{array}$	$ \begin{array}{l} \text{Bereich 1: } N_{act} < N_{u,c} \\ \delta_{c,1} = 0 \\ \text{Bereich 2: } N_{u,c} < N_{u,act} \\ \delta_{c,2} = \frac{N_{act} - N_{u,c}}{k_{c,de}} \end{array} $	
N _{u.c}	$ \begin{array}{lll} \alpha_{c} & \mbox{Faktor für die Steifigkeit des E} \\ \alpha_{c} &= -537 \mbox{nach Kuhlmann u.a} \\ \alpha_{c} &= -605 \mbox{ nach Berger 2015} \\ \mbox{f}_{cc,200} & \mbox{Betondruckfestigkeit eines Berger 2015} \\ \mbox{h}_{ef} & \mbox{Verankerungstiefe [mm];} \\ \psi_{A,N} & \mbox{Faktor } \psi_{A,N} & \mbox{mit } \psi_{A,N} &= \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \mbox{n} \end{array} $	Faktor für die Steifigkeit des Betons im abfallenden Ast: $\alpha_c = -537$ nach <i>Kuhlmann u.a. 2012</i> [-]; $\alpha_c = -605$ nach <i>Berger 2015</i> [-]; Betondruckfestigkeit eines Betonwürfels bezogen auf eine Kantenlänge von 200 mm [N/mm ²]; Verankerungstiefe [mm]; Faktor $\psi_{A,N}$ mit $\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}$ nach Gleichung (5.7).	

Fortsetzung Tabelle 5.1

etenighet h	verformung o _i		
[N/mm]	[mm]		
	$\delta_{\rm re} = \frac{2 N_{\rm u,re,2}^2}{\alpha_{\rm s} f_{\rm ck} d_{\rm re}^4 n_{\rm re}^2}$		
$\begin{array}{lll} \alpha_{s} & \mbox{Faktor der Rückhängebeweh} \\ d_{re} & \mbox{Durchmesser der Rückhänge} \\ n_{re} & \mbox{Gesamtanzahl der Schenkel} \\ N_{u,re,i} & \mbox{Maximale Tragfähigkeit bei S} \\ & \mbox{bewehrung mit } N_{u,re} = N_{u,re,i} \end{array}$	Faktor der Rückhängebewehrung auf Zug, $\alpha_s = 12100$ [-]; Durchmesser der Rückhängebewehrung [mm]; Gesamtanzahl der Schenkel der Rückhängebewehrung [-]; Maximale Tragfähigkeit bei Stahl- oder Verbundversagen der Rückhängebewehrung mit N _{u,re} = N _{u,re,i} + N _{u,c} + $\delta_{re} \cdot k_{c,de}$ [N].		
$\begin{array}{l} \text{Bereich 1: } N_{act} < N_{u,c} \text{ ;} \\ k_{c,1} = \infty \\ \text{Bereich 2: } N_{u,c} < N_{act} \leq N_u \text{ ;} \\ k_{c,2} = \frac{N_{act}}{\delta_{c,2}} \\ \text{Bereich 3: } N_u > N_{act} > 0 \text{ ;} \\ k_{c,3} = k_{c,de} \end{array}$	$\begin{split} \text{Bereich 1: } & N_{act} < N_{u,c} \text{ ; } \\ & \delta_{c,1} = 0 \\ \text{Bereich 2: } & N_{u,c} < N_{act} \leq N_{u} \text{ ; } \\ & \delta_{c,2} = \frac{N - N_{u,c}}{60.5 \cdot f_{cc,200}^{0.5} \cdot d_{s,re}^2 \cdot n_{re} + k_{c,de}} \\ \text{Bereich 3: } & N_u > N_{act} > 0 \text{ ; } \\ & \delta_{c,3} = \delta_{c,2} \big(N_{u,c} \big) + \frac{N_{act} - N_{u,c}}{k_{c,de}} \end{split}$		
d _{s,re} Durchmesser der Rückhänge n _{re} Anzahl der Bewehrungsbüge bindungsmittel [mm ²]; k _{c,de} Steifigkeit des Betons im abfa	bewehrung [mm²]; I im Bereich der auf Zug beanspruchten Ver- allenden Ast [N/mm].		
$ \begin{array}{ l l l l l l l l l l l l l l l l l l l$			
	$\label{eq:asympt} \begin{array}{ c c c } \hline [N/mm] \\ \hline \alpha_{s} & Faktor der Rückhängebeweh \\ d_{re} & Durchmesser der Rückhänge \\ n_{re} & Gesamtanzahl der Schenkel \\ N_{u,re,i} & Maximale Tragfähigkeit bei S \\ bewehrung mit N_{u,re} &= N_{u,re,i} \\ \hline Bereich 1: N_{act} < N_{u,c} ; \\ k_{c,1} &= \infty \\ Bereich 2: N_{u,c} < N_{act} \leq N_{u} ; \\ k_{c,2} &= \frac{N_{act}}{\delta_{c,2}} \\ \hline Bereich 3: N_{u} > N_{act} > 0 ; \\ k_{c,3} &= k_{c,de} \\ \hline \\ d_{s,re} & Durchmesser der Rückhänge \\ n_{re} & Anzahl der Bewehrungsbüge \\ bindungsmittel [mm²]; \\ k_{c,de} & Steifigkeit des Betons im abfa \\ \hline Identisch mit dem Ansatz nach Bergen \\ nichtlinearer Ansatz für das Verbundtr \\ Bereich 2: N_{u,c} < N_{act} \leq N_{u} ; \\ \hline \\ & \delta_{c,2} &= \frac{k_{c,de} \cdot (N - N_{u,c}) + 0,125 \cdot N_{c,2}}{\delta_{c,2}} \\ \hline \\ \hline \\ \alpha_{s} & Faktor für das Verbundtragve \\ nach Kuhlmann u.a. 2012; \alpha_{s} \\ \hline \end{array}$		

Tabelle 5.2: Steifigkeiten der Komponenten aus Kapitel 5.2.1.7 und Kapitel 5.2.3.2 nach *DIN EN 1993-1-8*

Komponente	Steifigkeit ki	jkeit k _i Verformung δ _i	
	[-]	[mm]	
Ankerplatte auf Biegung infolge Zugbeanspruchung nach Gleichung (5.24) bis	$\begin{array}{l} & \text{Ohne Abstützkräfte} \\ k_{15} = \frac{0,425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3}{m^3} \\ & \text{Mit Abstützkräften (vereinfachend)} \\ & k_{15} = \frac{0,85 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3}{m^3} \end{array}$	$\begin{split} \text{Bereich 1: } & N_{act} < N_{T,el} \text{ ;} \\ & \delta_{T,1} = \frac{N_{act}}{E_a \cdot k_{15}} \\ \text{Bereich 2: } & N_{T,el} < N_{act} \leq N_{T,pl} \text{ ;} \\ & \delta_{T,2} = \Big(\frac{3 \cdot N_{pl}}{E_a \cdot k_{15}} - \frac{N_{el}}{E_a \cdot k_{15}} \Big) \frac{N_{act} - N_{el}}{N_{pl} - N_{el}} + \delta_{T-Stummel,1}(N_{el}) \\ \text{Bereich 3: } & N_{T,pl} < N_{act} \leq N_{T,u} \text{ ;} \\ & \delta_{T,3} = \Big(\frac{N_{act} - N_{pl}}{E_a \cdot k_{15}} \Big) [25 \div 50] + \delta_{T-Stummel,2}(N_{pl}) \end{split}$	
(5.27) für eine Reihe auf Zug	leff wirksame Länge des T-Stummelflanschs [mm]:		
Nicht-elastische Verfor- mungsbeziehungen nach <i>Rybinski 2014</i>	L-Form		
$N_{T,e}$	$\begin{array}{ll} k_{15} & \mbox{Steifigkeit des T-St}\\ m_x & \mbox{Abstand Kopfbolze}\\ E_a & \mbox{E-Modul der Anker}\\ N_{T,el} & \mbox{Aufnehmbare Norr} \end{array}$	tummels nach <i>DIN EN 1993-1-8;</i> enachse bis Schweißnahtansatz $m_x = e - 0.8 \cdot \sqrt{2} \cdot a;$ platte [N/mm ²]; nalkraft in einer Kopfbolzenreihe bis zur elastischen	
	Tragfähigkeit des T Name Aufnehmbare Norr	Γ-Stummels: $N_{el} = \frac{2}{m} \cdot \sum \min(l_{eff,nc}; l_{eff,cp}) \cdot \frac{t_f^2}{6} \cdot f_y$ [N];	
	dung im T-Stumme $N_{T,u}$ Maximal aufnehmt $N_{pl} = \frac{2}{m} \cdot \sum \min(l_{eff})$	el: N _{pl} = $\frac{2}{m} \cdot \sum \min(l_{eff,nc}; l_{eff,cp}) \cdot \frac{t_f^2}{4} \cdot f_y$ [N]; pare Normalkraft in einer Kopfbolzenreihe _{i,nc} ; l _{eff,cp}) $\cdot \frac{t_f^2}{4} \cdot f_u$ [N].	
Beton mit Druckbeanspru-	$k_{13} = \frac{E_{c} \cdot \sqrt{b_{eff} \cdot l_{eff}}}{1,275}$	$\delta_{c,Druck} = \frac{N_{Druck}}{k_{13}}$	
Gleichung (5.39) nach DIN EN 1993-1-8	EaE-Modul der Ankerbeffwirksame Bereite dleffwirksame Länge de	E-Modul der Ankerplatte [N/mm ²]; wirksame Bereite des T-Stummelflanschs [mm]; wirksame Länge des T-Stummelflanschs [mm].	

5.3 Tragfähigkeit einer Verankerungsgruppe unter Normalkraftbeanspruchung

5.3.1 Allgemeines

Das folgende Kapitel beschreibt Verankerungsgruppen unter einer Normalkraftbeanspruchung. Das entwickelte analytische Modell basiert auf der Grundlage der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8* und auf den Bemessungsmodell nach *DIN EN 1992-4*. Die Betonkomponenten werden aufbauend auf vorangegangenen Forschungsprojekten neben der Tragfähigkeit ebenfalls in ihrer Steifigkeit beschrieben. Das beschriebene analytische Modell bildet wiederum die Grundlage für den Vorschlag eines Bemessungskonzepts.

5.3.2 Analytisches Modell

Das beschriebene Komponentenmodell kann den Untersuchungen zufolge auf große Ankerplatten mit Kopfbolzen angewandt werden. Die Erweiterungen auf vier Bolzen in einer Reihe und aller im Zugbereich liegenden Kopfbolzen stellen die Grundlage des analytischen Modells dar. Des Weiteren kann festgehalten werden, dass bei unterschiedlichen Festigkeiten des Betons und Geometrien der Ankerplatten ein Mischversagen auftreten kann.

Das nebenstehende Federmodell beschreibt die Tragfähigkeit sowie den Nachtraglastbereich mit der bei Betonversagen ab maximaler Traglast dritten Parallelschaltung der Oberflächenbewehrung. Diese Feder beschreibt ein duktileres Nachbruchverhalten und ist nicht traglastrelevant.

Die Feder der Oberflächenbewehrung trägt erst mit einer deutlichen Verformung zur Tragwirkung bei. Begründet wird das Nichtbetrachten der Oberflächenbeweh $N_{Rd,T-Stub}$ $N_{Rd,T-Stub}$ $N_{Rd,s}$ $N_{Rd,s}$ $N_{Rd,s}$ $N_{Rd,p}$ $N_{Rd,p}$ $N_{Rd,p}$ $N_{Rd,re}$ $N_{Rd,re}$ $N_{Rd,re}$ $N_{Rd,re}$

Bild 5.6: Federmodell der Zugkomponenten

Links: Traglast

Rechts: Nachtraglast

rung für die Traglast darin, dass sich erst ein Riss komplett bis auf die Lage der Oberflächenbewehrung ausbilden muss. Die entstehende Einwirkung auf die einzelnen Bewehrungsstäbe hängt signifikant vom Durchhang der angenommenen Parabelfunktion ab. Auf Grund dessen ist die Wirksamkeit dieser Feder bei größer werdenden Betonausbruchkörpern und geringen Verformungen gering. Entsteht jedoch ein relativ kleiner Ausbruchkörper dicht an der Ankerplatte und wird dieser von der Oberflächenbewehrung verankert, hat diese Feder über die kurze Länge der Auslenkung einen großen Einfluss auf das Nachtraglastverhalten von Betonausbrüchen.

Infolge der verschiedenen möglichen Versagenmodi unter einer Zugbeanspruchung werden im Folgenden die Einzelkomponenten des Betons und des Stahls zusammen betrachtet. Dabei lassen sich die Versagensmodi analog zur *DIN EN 1993-1-8* einordnen.

Versagensmodus 1 beschreibt analog zu Kapitel 5.2.1.7 das reine Fließen der Ankerplatte und kann nach Gleichung (5.47) berechnet werden.

Tragfähigkeit der Ankerplatte für eine innerhalb eines Trägerprofils liegende Kopfbolzenreihe

$$N_{T,1,Rk} = N_{T,1,F,Rk} + N_{T,1,S,Rk}$$

für den Ankerplattenüberstand

$$N_{T,1,Rk}^* = \frac{4 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot l_{eff,1}}{m_x}$$

(5.47)



Seite 190

Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau

 $N_{T,1,F,Rk}; N_{T,1,S,Rk}$

Grenztragfähigkeiten für eine innerhalb des Profils liegenden Kopfbolzenreihe nach Gleichung (5.20)

Die Tragfähigkeit bei Versagensmodus 3, kann auf Grund der verschieden möglichen Versagensarten, nach Gleichung (5.44) ermittelt werden. Dieser Versagensmodus tritt überwiegend bei biegestarren Ankerplatten auf. Die Tragfähigkeit bestimmt sich dabei aus dem Minimum der Traglasten aus dem Betonausbruch, dem Betonausbruch mit Rückhängebewehrung, dem Herausziehen oder dem Stahlversagen der Kopfbolzen.

$$N_{T,3,Rk} = min \begin{cases} N_{u,s} \\ N_{u,p} \\ N_{u,c} \\ N_{u,re,1} \\ N_{u,re,2} \\ N_{u,re,2} \\ N_{u,re,2} \end{cases}$$

(5.48)

Mit

N _{u,s}	Kopfbolzenversagen nach Gleichung (5.2)
$N_{u,p}$	Herausziehen nach Gleichung (5.4)
N _{u,c}	Betonausbruch nach Gleichung (5.7)
$N_{u,re,1}$	Stahlversagen der Rückhängebewehurung nach Gleichung (5.10)
$N_{u,re,2}$	Verankerungsversagen nach Gleichung (5.11)
N _{u,cs}	Berücksichtung der Rückhängebewehrung in Kombination mit dem Beton

Das kombinierte Versagen, Versagensmodus 2, kann durch die in Versagensmodus 3 maßgebende Traglast und die sich bildenden Fließgelenke wie folgt beschrieben werden. Es wird wie bei Versagensmodus 1 zwischen innenliegenden Kopfbolzenreihen neben Trägersteg und flansch sowie dem Ankerplattenüberstand unterschieden.

für eine innerhalb eines Trägerprofils liegende Kopfbolzenreihe gilt:

 $N_{T,2,i,Rk} = N_{T,2,i,Fa,Rk} + N_{T,2,i,S,Rk}$

für den Ankerplattenüberstand gilt:

$$N_{T,2,Rk}^* = \frac{2 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot l_{eff,2} + 4 \cdot \frac{N_{T,3,Rk}}{2} \cdot e}{m_r + e}$$

Mit:	
$\frac{N_{T,3,Rk}}{2}$	maßgebende Tragfähigkeit nach Versagensmodus 3 je Kopfbolzenreihe
N _{T,2,i,Fa,Rk}	Tragfähigkeit des Kopfbolzens am Trägerflansch unter Berücksichtigung der maßgebenden Trag fähigkeit der Einzelkomponenten nach Versagensmodus 3
	$=\frac{2 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot l_{eff,2,Fa} + 2 \cdot \frac{N_{T,3,Rk}}{2} \cdot n_s}{m_s + n_s}$
$N_{T,2,i,S,Rk}$	Tragfähigkeit des Kopfbolzens am Trägersteg unter Berücksichtigung der maßgebenden Tragfä- higkeit der Einzelkomponenten nach Versagensmodus 3
	2 m l NT 3.Rk 4 25 m

 $=\frac{2 \cdot m_{pl,Platte,k} \cdot (l_{eff,2,Fi} + l_{eff,2,S}) + 2 \cdot \frac{\cdots 7,3,KK}{2} \cdot 1,25 \cdot m}{2}$ m_s +1,25·m

Neben der Traglastbetrachtung kann mit Hilfe der Komponentenmethode auch das Verformungsverhalten beschrieben werden. Für den Zusammenbau der Last-Verformungscharakteristik müssen die Einzelkomponenten separat betrachtet werden. Im Allgemeinen ist es möglich, aufbauend auf Kuhlmann u.a. 2012, die Verformungen in drei Bereiche zu unterteilen. Bereich 1, der ungerissene Bereich, in dem lediglich Verformungen infolge der Unterkopfpressung der Kopfbolzen, Verformungen durch Verlängerung der Kopfbolzen selber sowie Verformungen der Ankerplatte betrachtet werden. Bereich 2 beginnt mit Erreichen der reinen Betontraglast. Zusätzlich zu den genannten Verformungskomponenten kann der entstehende Ausbruchkegel in Kombination mit der Rückhängebewehrung berücksichtigt werden. Bereich 3 beschreibt den

(5.49)

Nachtraglastbereich. Dieser muss in Abhängigkeit der beschriebenen Versagensmodi betrachtet werden. Versagensmodus 1 und das damit verbundene reine Fließen der Ankerplatte, Versagensmodus 3, der maßgebenden Komponente aus den Betontraglasten oder Stahltraglasten sowie dem kombinierten Versagen nach Modus 2. Wenn die maßgebende Komponente aus dem Betonversagen besteht (nicht Herausziehen) und sich ein Betonausbruchkegel bilden kann, muss bei großen Ausbruchkegeln die Oberflächenbewehrung mit berücksichtigt werden. Diese beschreibt ein ggf. duktileres Nachbruchverhalten.

5.3.3 Validierung des Analytischen Modells

5.3.3.1 Allgemeines

Für die Validierung des analytischen Modells unter Normalkraft musste im Bereich der Rückhängebewehrung eine genauere Betrachtung des Faktors ψ_{supp} erfolgen. Hierfür wurden nach Bild 5.2 Versuche aus vorangegangenen Forschungsvorhaben genutzt, um den Erhöhungsfaktor präziser zu verifizieren. Für den Fall, dass die Rückhängebewehrung die Oberflächenbewehrung nicht umschließt hat der nach Stand der Technik bestehende Ansatz eine gute Übereinstimmung aufgezeigt. Für ein Umschließen der Oberflächenbewehrung musste für große Ankerplatten mit einer Gruppenbefestigung die Ermittlung des Faktors ψ_{supp} neu bestimmt werden.

$$\psi_{supp} = 2 - \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{h_{ef}} \tag{5.50}$$

Mit:

xtheoretischer Abstand von Kopfbolzen zum Ausbruch des sekundären Ausbruchkegelsh_{ef}Verankerungstiefe

5.3.3.2 Validierung des analytischen Modells im Nachtraglastbereich

In Bild 5.9 sind die Kraft-Verformungsbeziehungen der Oberflächenbewehrung nach dem modifizierten Modell nach *Schlüter 1987* getrennt nach Versuchsserien dargestellt.



Bild 5.7: Ermittlung der mittleren Steifigkeit im Nachtraglastbereich infolge Absprengen der Oberflächenbewehrung – links: B-N-Serie; rechts: R5-N-Serie

Tatsächliches Lastverformungsverhalten der Oberflächenbewehrung (grau) Idealisiertes Lastverformungsverhalten der Oberflächenbewehrung (schwarz)

In den Diagrammen ist gut zu erkennen, wie sich die Oberflächenbewehrung infolge der Auslenkung verhält. Wie im Modell beschrieben hat diese Komponente erst mit wachsender Verformung signifikante Auswirkungen auf das Last-Verformungsverhalten. Das Tragverhalten lässt sich mit Hilfe des idealisierten Last-Verformungsverhalten ausreichend genau beschreiben. Hierbei wird die Tragfähigkeit dieser Komponente nach Gleichung (5.21) bestimmt. Bis zum Erreichen der Tragfähigkeit steigt die Last überproportional an und nimmt dann einen horizontalen Verlauf an. Infolge des horizontalen Verlaufs kommt es zum sukzessiven Absprengen der Oberflächendeckung und folglich zu einem duktileren Nachbruchverhalten. Das Ansteigen bis zum Widerstand $F_{M,Rd}$ nach Gleichung (5.21) bewirkt im Last-Verformungsverhalten einen horizontalen Bereich. Diese Plateaubildung ist in unterschiedlichen Längen in den experimentellen Untersuchungen zu beobachten. Für die Implementierung in das analytische Modell werden die Steifigkeiten beider Versuchsserien gemittelt, da diese in einem ähnlich großen Bereich liegen. Nachfolgender Tabelle ist die mittlere Steifigkeit der beiden Versuchsserien zu entnehmen.

Komponente	Steifigkeit ki			
	[kN/cm]			
	Ermittlung des Wider- standes nach Gleichung (5.21)	$F_{M,Rd} = 2 \cdot F_{M,Rd,i} \cdot n$		
	Beschreibung der Belas- tungsentwicklung der Oberflächenbewehrung in Abhängigkeit von der Auslenkung nach Glei- chung (2.52) und $A_{s,E}^*$ nach Gleichung (5.14)	$F(u) = 2 \cdot \sin(\arctan\frac{4 \cdot u}{l}) \cdot A^*_{s,E} \cdot \sigma(\varepsilon)$		
Membranwirkung der Oberflächenbeweh- rung im Nachtrag- lastbereich	Ermittlung der Steifigkeit	Für eine Auslenkung <i>u</i> , aus der eine Kraft <i>F</i> (<i>u</i>) resultiert, kann die Steifigkeit wie folgt ermittelt werden: $F(u) \le F_{M,Rd}$ gilt: $k_{sre} = \frac{F(u)=F_{M,Rd}}{u}$ Für die weitere Auslenkung der Oberflächenbewehrung und dem Absprengen der Betondeckung kann die Steifigkeit zu Null gesetzt werden. Für $u > u_{Ausbruch}$ gilt: $k_{sre} = 0$		
		B-N – Serie	R5-N – Serie	
	Beispiel der Steifigkeiten der Versuchsserien B-N	Auslenkung u = 0,208 cm $F(u) = F_{M,Rd} = 30,81 kN$	Auslenkung u = 0,352 cm $F(u) = F_{M,Rd} = 52,55 kN$	
	sowie R5-N	$k_{sre} = \frac{30,81 \text{ kin}}{0,208 \text{ cm}} = 148,13 \frac{\text{kin}}{\text{cm}}$	$k_{sre} = \frac{52,55 \text{ kN}}{0,352 \text{ cm}} = 149,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$	
		$k_{sre,m} = \frac{148,13 + 149,2}{2}$	$\frac{9}{-} = 148,71 \approx 150 \frac{kN}{cm}$	

Tabelle 5.3: Erm	ittluna der S	Steifiakeit der	Oberflächenbewehrung
		ereinighten alen	• • • • • • • • • • • • • • • • • • •

Für die Steifigkeit der Oberflächenbewehrung bei einem Raster von 9 x 14 cm ist die Steifigkeit somit nach dem zuvor beschriebenen Modell sowie den jeweiligen Größen der Betonausbruchkörper und Auslenkungen des Ersatzstabes mit 150 kN/cm anzusetzen. Die Steifigkeiten anderer Bewehrungsraster und Betonausbruchkörper kann über die Auslenkung und der Tragfähigkeit $F_{M,Rd}$ nach Gleichung (5.21) erfolgen. Die Ermittlung der Steifigkeit der Oberflächenbewehrung ist nur implizit lösbar, sodass die Steifigkeit iterativ gelöst werden kann.

Erwartungsgemäß haben beide Versuchserien bei unterschiedlichen Betonausbruchkörpern sowie Auslenkungen die gleiche Steifigkeit. Dies liegt an der identischen Bewehrungsführung.

Diese Komponente wird durch eine Parallelschaltung zu der Komponente Betonausbruch mit Rückhängebewehrungsversagen beschrieben. Die ermittelte Steifigkeit wirkt dabei dem negativen Anteil des Bereiches 3 nach Tabelle 5.1 entgegen.

5.4 Tragfähigkeit der Ankerplatte unter Querkraftbeanspruchung

5.4.1 Allgemeines

Im folgenden Kapitel ist die Validierung des analytischen Modells des Querkraftanschlusses anhand der Versuchsergebnisse und der numerischen Parameteruntersuchungen beschrieben. Das analytische Modell baut auf der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8* auf, in der die Betonkomponenten und deren Versagensmechanismen nach *DIN EN 1992-4* integriert werden. Mit Hilfe der Komponentenmethode ist es möglich, neben den Höchstlasten auch die Last-Verformungsbeziehungen der Anschlusskomponenten darzustellen und das Tragverhalten des gesamten Anschlusses zu berücksichtigen. Aus dem analytischen Modell wird ein Vorschlag für ein vereinfachtes Bemessungsmodell für die Praxis abgeleitet mit dem Ankerplatten mit mehr als die aktuell zulässige Anzahl an Kopfbolzen für Anschlüsse unter Querkraftbeanspruchung berücksichtigt werden können. Das Bemessungsmodell ist dabei in Übereinstimmung mit dem elastischen und dem plastischen Bemessungskonzept für Anschlüsse zwischen Stahlund Beton nach *DIN EN 1992-4*.

Im Rahmen von vorangegangenen Forschungsprojekten hat sich die Komponentenmethode neben den reinen Stahlanschlüssen auch im Bereich von Anschlüssen zwischen Stahl- und Beton für die Entwicklung von analytischen Modellen bewährt (vgl. *Kuhlmann u.a. 2008, Kuhlmann u.a. 2012, Kuhlmann u.a. 2013*). In diesen Forschungsvorhaben wurden im überwiegenden Teil der Untersuchungen Ankerplatten mit einer zweireihigen Anordnung der Verbindungsmittel eingesetzt. Die Lastverteilung innerhalb der Ankerplatte war in diesen Untersuchungen speziell für die einwirkende Zugkraft eindeutig. Durch den exzentrischen Lastangriff der Querkraft wird die Biegebeanspruchung wird der lastabgewandten Verbindungsmittelreihe zugeordnet und die erste Reihe für den Lastabtrag von Normalkräften vernachlässigt. Bei einer dreireihigen Anordnung der Verbindungsmittel wurde in diesen Vorhaben ein elastischer Bemessungsansatz nach Kapitel 2.2.1 für die Verteilung der Einwirkungen aus Zug- und Querkraft angewendet der unterstellt, dass alle Verbindungsmittel die gleiche Steifigkeit haben.

In diesem Forschungsvorhaben wurden Ankerplatten mit mehreren Verbindungsmittelreihen verwendet, so dass die einwirkenden Kräfte in den einzelnen Reihen auf Grund der hohen statischen Unbestimmtheit nicht per se bestimmt werden können. Für eine genaue Berücksichtigung der Lastverteilung im analytischen Modell muss die Steifigkeit der Verbindungsmittel und die Nachgiebigkeit der Ankerplatte berücksichtigt werden. Im Rahmen einer numerischen Berechnung ist dies möglich, da die Steifigkeit der Anschlusskomponenten über die Definition bestimmter Parameter wie der Materialeigenschaften berücksichtigt werden können (vgl. Kapitel 4.3). Im Rahmen der Komponentenmethode können auf der Seite der Komponenten den einzelnen Versagensmechanismen Last-Verformungsbeziehungen nach Kapitel 5.2.6 zugeordnet werden und die Steifigkeit dieser Komponenten im Anschluss berücksichtigt werden. Die Berücksichtigung des Tragverhaltens und der genauen Lastverteilung innerhalb der Verbindungsmittelreihen ist allerdings nur möglich, wenn neben der Nachgiebigkeit der Ankerplatte auch die Verformungen der Einzelkomponenten berücksichtigt werden. Zur Traglastbestimmung und der Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens von großen Ankerplatten werden drei Ansätze vorgeschlagen:

- Analytisches Modell auf Grundlage der Komponentenmethode unter Berücksichtigung aller Dübelreihen für eine mögliche Zugbeanspruchung (vgl. Kapitel 5.4.2);
- Vereinfachtes Bemessungsmodell auf Grundlage der Komponentenmethode (vgl. Kapitel 5.4.3);
- Nachweismodell unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Ankerplatte mit Hilfe des Weggrößenverfahrens innerhalb eines Bemessungsprogramms (vgl. 5.4.4).

5.4.2 Analytisches Modell auf Grundlage der Komponentenmethode

5.4.2.1 Beschreibung des Modells

Im Nachweiskonzept der Komponentenmethode werden die Widerstände der einzelnen Komponenten den jeweiligen Einwirkungen gegenübergestellt. Bei Ankerplatten mit einer mehrreihigen Dübelanordnung ist für die Ermittlung der resultierenden Beanspruchungen in den Dübelreihen zunächst die Versagensart entscheidend. So steht auf der Beanspruchungsseite einem elastischen Nachweiskonzept mit den spröden Betonversagensmechanismen ein plastischer Ansatz gegenüber, bei dem Lastumlagerungen auf Grund der Verformungen der Stahlkomponenten angesetzt werden können.

Neben der Berücksichtigung unterschiedlicher Versagensmechanismen sind im Rahmen der Bestimmung der einzelnen Kräfte auf die jeweiligen Kopfbolzenreihen Annahmen zur Lastverteilung der Zug- und Querlasten innerhalb der Verbindungsmittelreihen zu treffen. Auf Seite der Widerstände ist zusätzlich zu berücksichtigen, dass nach *DIN EN 1992-4* für den Nachweis der Betonversagensmechanismen das Gruppenversagen der Befestigung nachgewiesen wird, während beim Stahlversagen der Nachweis am höchstbeanspruchten Befestigungsmittel geführt wird.

Vor dem Hintergrund dieser Überlegungen soll im Folgenden ein analytisches Modell für die Querkraftanschlüsse vorgeschlagen werden, das die unterschiedlichen Anforderungen und Voraussetzungen auf der Seite der Lastverteilung und der jeweiligen Widerstände berücksichtigt. Nach Bild 5.8 wird der Anschluss, der durch eine exzentrische Querkraft belastet wird zunächst in zwei Ersatzsysteme aufgeteilt. Die Unterteilung erfolgt in einen rein durch ein Versatzmoment beanspruchten Anschluss zur Untersuchung der Normalkraftkomponenten und in einen ausschließlich auf Querkraft ohne Exzentrizität beanspruchten Anschluss zur Untersuchung der Querkraftkomponenten. Diese Unterteilung erfolgt für alle Versagensmechanismen und auf diese Weise können die Tragfähigkeiten der einzelnen Komponenten auf Querlast und auf Zug getrennt betrachtet werden. Im Rahmen der Interaktionsbedingungen werden beide Belastungsrichtungen im Nachweis gemeinsam berücksichtigt.

Des Weiteren erfolgt eine Unterteilung hinsichtlich Stahl- und Betonversagensmechanismen, so dass eine Trennung zwischen dem Einzelversagen des höchstbelasteten Verbindungsmittel der Stahlversagensmechanismen und dem Gruppenversagen bei Betonversagen möglich ist. Abweichend zur *DIN EN 1992-4* werden dabei die Betonkomponenten unter Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung dem Gruppenversagen zugeordnet, da insbesondere nach den neueren Ansätzen nach *Kuhlmann u.a. 2012* und *Berger 2015* die Tragwirkung des Betonausbruchkegels in der Bestimmungsgleichung des charakteristischen Widerstands miteingeht und daher nicht pauschal einem Verbindungsmittel zugeordnet werden kann (vgl. Gleichung (5.10) bis Gleichung (5.12)).

Innerhalb bestimmter Anwendungsgrenzen kann eine plastische Bemessung durchgeführt werden, wenn ein sprödes Betonversagen ausgeschlossen werden kann. Im Rahmen des plastischen Nachweiskonzeptes können unter Vernachlässigung der Steifigkeiten der Verbindungsmittel die Lasten nach *DIN EN 1992-4 TR Plastische Bemessung* zwischen den Dübelreihen verteilt werden. Dabei werden unter Annahme eines Stahlversagens die Zugbeanspruchungen den lastabgewandten Verbindungsmittelreihen zugeordnet und die Querlast, die nicht über Reibung abgetragen werden kann, wird den vorderen Dübelreihen zugeordnet.



Bild 5.8: Ableitung des analytischen Modells

Neben der Lastverteilung werden im Rahmen der plastischen Bemessung verschiedene Annahmen bei der Interaktion aus Normal- und Querlasten getroffen. Bei der Anwendung des elastischen Nachweiskonzeptes wird für das Stahlversagen ein quadratischer Ansatz und für das Betonversagen ein Ansatz mit dem Exponent k = 1,5 gewählt. Für den Interaktionsnachweis des Stahlversagens bei der Annahme einer plastischen Verteilung der Beanspruchung wird der Exponent auf Grund von Untersuchungen nach *Lotze, Klingner 1997* zu 1,0 gesetzt. Für die Stahlversagensmechanismen ist der Interaktionsnachweis in der hintersten Kopfbolzenreihe auf der lastabgewandten Seite maßgebend, da in dieser Reihe neben der Normalkraftbeanspruchung Beanspruchung aus der Querlast wirken können.

Die einwirkenden Normalkraftbeanspruchungen in den lastabgewandten Kopfbolzenreihen werden aus den Gleichgewichtsbedingungen der vertikalen Kräfte und dem Momentengleichgewicht im Bereich des Druckpunktes bestimmt. Dabei sind zunächst Annahmen für die Anzahl der auf Zug beanspruchten Verbindungsmittelreihen und die Lage der Druckzone bei einer plastischen Bemessung zu treffen, die im Rahmen einer iterativen Berechnung ggf. korrigiert werden müssen (vgl. Bild 5.9).



Bild 5.9: Elastische und plastische Verteilung der Normalkräfte

Neben der Annahme über die Anzahl der auf Zug aktivierten Kopfbolzenreihen wird die Lage der Querlasten im Bereich der Kopfbolzen nach Untersuchungen von *Kuhlmann u.a. 2012* in einem zum Dübeldurchmesser äquivalenten Abstand zur Unterkante der Ankerplatte festgelegt. Diese Abschätzung ist in Übereinstimmung mit den in Kapitel 4.3 beschriebenen numerischen Untersuchungen.

Im Rahmen der *elastischen Berechnung* kann unter Annahme einer Druckzonenhöhe x_c und einer Aktivierung von drei Dübelreihen die Einwirkung im höchstbelasteten Dübel mit Gleichung (5.55) bestimmt werden.

$$N_{Ed,4}^{h} = \frac{V_{Ed} \cdot (e+d) + C_{Ed} \cdot \frac{x_{c}}{3} - C_{Ed} \cdot \mu \cdot d}{\left(\frac{z_{2} - x_{c}}{z_{4} - x_{c}} \cdot z_{2} + \frac{z_{3} - x_{c}}{z_{4} - x_{c}} \cdot z_{3} + z_{4}\right)}$$
(5.51)

Die im Druckbereich liegenden Dübelreihen werden rechnerisch für die Normalkraftwirkung vernachlössigt (vgl. *DIN EN 1992-4 TR Plastische Bemessung*). Unter der Annahme, dass alle Verbindungsmittel die gleiche Steifigkeit haben, werden im Zugbereich die Normalkraftbeanspruchungen in Abhängigkeit der geometrischen Lage der Verbindungsmittelreihe verteilt. Im Gegensatz zur Berechnung mit einem Trägheitsmoment nach Gleichung (2.2) wird mit der Annahme der Druckzone ab Beginn der Ankerplatte eine realistischere Abschätzung getroffen, die allerdings eine iterative Berechnung erforderlich macht. Die iterative Berechnung kann beendet werden, wenn die Gleichgewichtsbeziehungen über das vertikale Kräftegleichgewicht nach Gleichung (5.57) eingehalten sind.

$$N_{Ed,4}^{h} \cdot \left(\frac{z_2 - x_c}{z_4 - x_c} + \frac{z_3 - x_c}{z_4 - x_c} + 1\right) = C_{Ed}$$
(5.52)

Für den *plastischen Bemessungsansatz* vereinfachen sich die Gleichgewichtsbeziehungen nach Gleichung (5.51) und Gleichung (5.52), da für alle zugbeanspruchten Dübelreihen die gleiche Beanspruchung angesetzt wird. Die Einwirkung in einer Dübelreihe kann mit Gleichung (5.53) bei einer Zugbeanspruchung in den hinteren drei Dübelreihen unter Annahme der Druckzonenhöhe x_c bestimmt werden. Ziel der iterativen Berechnung ist, dass Gleichung (5.59) für die n Dübelreihen unter Zug eingehalten ist.

$$N_{Ed,4}^{h} = \frac{V_{Ed} \cdot (e+d) + C_{Ed} \cdot \frac{x_c}{3} - C_{Ed} \cdot \mu \cdot d}{(z_2 + z_3 + z_4)}$$
(5.53)

$$N^h_{Ed,4} \cdot n = C_{Ed} \tag{5.54}$$

Die Lage der Druckzone ist im Nachweis eines plastischen Nachweiskonzeptes abhängig davon, ob sich in der Ankerplatte ein Fließgelenk im Druckbereich bildet. Nach Bild 2.8 wird die Lage des Druckbereichs bei einer Fließgelenkbildung im Druckbereich des Anbauteils und bei einer ausreichend starren Ankerplatte am Ankerplattenrand angenommen. Im Rahmen der iterativen Berechnung ist eine mögliche Fließgelenkbildung nach Gleichung (2.18) und die Reduktion der inneren statischen Hebelarme über Fallunterscheidungen zu berücksichtigen.

Neben den aus dem Biegeanteil resultierenden Zugbeanspruchungen sind die Querlasten in den Dübelreihen bei einem Einzelversagen und in der gesamten Verankerungsgruppe bei einem Gruppenversagen nachzuweisen. Reicht der Reibungsanteil im Druckbereich für den Abtrag der Querlasten nicht aus, so ist der verbleibende Querlastanteil beim Stahlversagen und der Annahme eines *elastischen Nachweiskonzeptes* zu gleichen Teilen zwischen den Kopfbolzenreihen zu verteilen. Für den Versagensmechanismus des Betonversagens wird der verbleibende Querkraftanteil der gesamten Verankerungsgruppe zugeordnet und mit dem zugehörigen Nachweis der Gruppenbefestigung verglichen.

Für die nachgiebige Ankerplatte werden die Querkräfte im Rahmen des *plastischen Nachweiskonzepts* dem Reibungsanteil und zunächst den vorderen nicht auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihen zugeordnet. Mit geringer werdender Exzentrizität ist auch für eine nachgiebige Ankerplatte eine gleichmäßige Verteilung der Querkräfte anzunehmen. Dies ist in Übereinstimmung mit den Ergebnissen numerischer Untersuchungen (vgl. Bild 4.43).

Für diese Beobachtungen kann ein Grenzwert nach Gleichung (2.10) für die Exzentrizität bei einer Kopfbolzenreihe unter Schub hergeleitet werden, ab der eine gleichmäßige Verteilung der Querkräfte unterstellt werden kann. Wenn die Exzentrizität der Querkraft kleiner als die in Gleichung (5.55) gegebene Exzentrizität ist, ist von einer gleichmäßigen Verteilung der Querkraft auszugehen.

$$e_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n} z_i}{(n \cdot \mu + \gamma)}$$
(5.55)

Für den Fall einer großen Exzentrizität sind neben den äußeren Querlasten in der lastabgewandten Dübelreihe Schubbeanspruchungen durch das Abheben des T-Stummels zu berücksichtigen. Diese Querlastbeanspruchungen sind insbesondere bei dünnen Ankerplatten mit der ausgeprägten Ausbildung eines Membraneffekts deutlich ausgeprägt.

Im Rahmen der Validierung des beschriebenen analytischen Modells hat sich herausgestellt, dass ein Versagen durch ein Abscheren der Kopfbolzen aus dem Abheben der Ankerplatte durch den in *DIN EN 1993-1-8* implementierten Versagensmechanismus des Modus 2 des T-Stummels ausreichend genau abgeschätzt wird. Eine Berücksichtigung des Abscherens der Kopfbolzen ist über neuere Ansätze nach *Kuhlmann u.a. 2012* (vgl. Kapitel 2.3.2.3) möglich. Dabei wird über die Längung der Ankerplatte die resultierende Normalspannung in der Ankerplatte aus dem Membraneffekt errechnet.

Im Vorangegangen wurde die Lastverteilung auf Seite der *Einwirkungen* bei einer elastischen oder plastischen Berechnung beschrieben. Auf der Seite der Beanspruchungen können die entsprechenden *Widerstände* nach den Bestimmungsgleichungen nach Kapitel 5.2 und 5.3 beschrieben. Für das höchstbeanspruchte Verbindungsmittel können so die Widerstände bei Stahlversagen und dem Herausziehen des Verbindungsmittels vergleichsweise einfach bestimmt werden.

Beim Gruppenversagen der Betonversagensmechanismen ist beim Nachweis der Normalkraftkomponenten im elastischen Nachweis auf der lastabgewandten Seite die exzentrische Beanspruchung der Zugkomponenten zu berücksichtigen. Der Einfluss der Lastexzentrizität der Normalkräfte kann, wenn unterschiedliche Zugkräfte in den einzelnen Befestigungsmitteln wirken, über die Abminderung des Widerstandes bei der Ausbildung eines kegelförmigen Betonausbruchs nach Gleichung (5.56) berücksichtigt werden.





Bild 5.10: Berücksichtigung der Exzentrizität bei Aktivierung von zwei Bolzenreihen auf Zug (links), drei Bolzenreihen auf Zug (Mitte) und vier Bolzenreihen auf Zug (rechts)

5.4.2.2 Validierung des analytischen Modells an Versuchsergebnissen und numerischen Untersuchungen

Für die Validierung des analytischen Modells ist zu berücksichtigen, dass sowohl auf der Seite der Einwirkungen als auch auf der Seite der Widerstände Annahmen bei der Entwicklung eines Bemessungsmodells getroffen werden, die zu konservativeren Abschätzungen der Traglasten führen. Auf Widerstandsseite werden in der Bemessung charakteristische Materialkenngrößen verwendet und insbesondere bei Betonversagensmechanismen Traglastformeln, deren Vorfaktoren im Rahmen der normativen Implementierung abgemindert werden. Zur Validierung werden daher die tatsächlichen Materialkennwerte nach Kapitel 3.3.2.6 und die in vorangegangenen Forschungsvorhaben hergeleiteten Bestimmungsgleichungen (vgl. Kapitel 5.2) auf Traglastniveau verwendet (Index u).

Auf der Einwirkungsseite wurden bei der Herleitung der Lastverteilung vereinfachende, konservative Annahmen getroffen, die eine Berechnung im Rahmen eines Bemessungsmodells ermöglichen und dabei in Übereinstimmung mit den Vorgaben nach *DIN EN 1992-4* und *DIN EN 1992-4 TR Plastische Bemess*

ung sind. Allerdings sind vor dem Hintergrund der Auswertung der experimentellen und numerischen Untersuchungen genauere Überlegungen zur Lastverteilung innerhalb der Ankerplatte für die Validierung des Bemessungsmodells zu berücksichtigen.

Im Folgenden werden die Beobachtungen der Versuche und der numerischen Untersuchungen und deren Bedeutung für die Entwicklung des analytischen Modells kurz dargestellt.



Beobachtungen zur Versuchsserie 2:

Bild 5.11: Einhängen der dritten Kopfbolzenreihe in die Rückhängebewehrung

In der zweiten Versuchsserie wurde mit kurzen Kopfbolzen ein Betonversagen mit allgemein niedrigeren Tragfähigkeiten erzielt. In allen Versuchen dieser Serie mit großer Exzentrizität konnte eine elastische Dehnungsverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen gemessen werden. Dies ist in Übereinstimmung mit den Annahmen nach dem elastischen Bemessungskonzept.

In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität konnte allerdings beobachtet werden, dass mit dem Erreichen der Höchstlast in der letzten Kopfbolzenreihe geringere Dehnungen als in der dritten Dübelreihe gemessen werden konnten. Aus diesen Messergebnissen kann abgeleitet

werden, dass sich das Versagen des lastabgewandten Betonausbruchkegels ausgehend von

der letzten Kopfbolzenreihe bildet und dennoch eine weitere Laststeigerung möglich ist, da sich die dritte Kopfbolzenreihe in die davor liegende Bewehrung einhängt (vgl. Bild 5.11). Dieser Effekt war in den Versuchen in gerissenem Beton noch stärker ausgeprägt, da sich das Versagen von der letzten Kopfbolzenreihe aus bildete und diese durch die Rissinduzierung geschwächt war.

Die numerischen Untersuchungen zur Verteilung der Querkräfte hatten als Ergebnis, dass auch bei einer starren Ankerplatte mit Betonversagen und großer Exzentrizität die Querkräfte über Reibung und die vordere Kopfbolzenreihe übertragen werden. Allerdings entstehen auch bei kurzen Kopfbolzen durch die Nachgiebigkeit der Ankerplatte Schubbeanspruchungen in der letzten Kopfbolzenreihe (vgl. Bild 4.37). In den numerischen Untersuchungen mit geringer Exzentrizität war die Verteilung der Querkräfte gleichmäßig.

Fazit der Beobachtungen aus Versuchsserie 2 in Hinblick auf die Validierung:

Für die Validierung des analytischen Modells bedeutet dies, dass hinsichtlich der Verteilung der Zugkräfte in den Untersuchungen mit großer Exzentrizität eine ausreichend Übereinstimmung gegeben ist. Da für die Komponente Betonausbruch mit Rückhängebewehrung auf Schub bisher noch kein genaueres Federmodell existiert, sind für diese Komponente Traglastreserven vorhanden. Über die Berücksichtigung der exzentrischen Belastung der Dübelreihen im Zugbereich nach Gleichung (5.56) wird auf der Widerstandseite dem Effekt der ungleichmäßigen Verteilung der Normalkräfte im Zugbereich Rechnung getragen.

Beobachtungen zur Versuchsserie 3:

Auf Grund der längeren Einbindelänge der Kopfbolzen konnten in Versuchsserie 3 höhere Kräfte als in der Versuchsserie 2 erreicht werden. Für die Versuche mit großer Exzentrizität ergaben sich plastische Umlagerungen zwischen den Kopfbolzenreihen. Diese können allerdings nach dem Konzept der plastischen Bemessung theoretisch nicht angesetzt werden, da ein Betonversagen eintritt und ein elastischer Nachweis durchgeführt werden muss. Zusätzlich konnten in der zweiten Kopfbolzenreihe hohe Normalkräfte gemessen werden, die ca. 60% der Normalkraftbeanspruchung in den hinteren Kopfbolzenreihen betragen. Auf Grund der Begrenzung nach Gleichung (2.22) können diese nach dem plastischen Nachweiskonzept rechnerisch nicht angesetzt werden, da die Kopfbolzenreihe zu nahe am Druckpunkt der Ankerplatte liegt. Eine Berücksichtigung nach dem elastischen Nachweiskonzept ist nur zu einem geringen Teil möglich, da die zweite Kopfbolzenreihe nahe am Druckpunkt liegt. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität wurde durch die ausreichende Verankerungslänge der Kopfbolzen eine elastische Verteilung der Normalkräfte gemessen.

Die Beobachtungen zur Verteilung der Querkräfte in Abhängigkeit der Exzentrizität sind in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen der Versuchsreihe 2 (vgl. Bild 4.40). Bei großer Exzentrizität wird die Querkraft über Reibung und die vordere Kopfbolzenreihe übertragen, während mit kleiner werdender Exzentrizität alle Kopfbolzenreihen gleichmäßig auf Schub beansprucht werden. Allerdings verformte sich die Ankerplatte im Zugbereich durch die größeren Normalkraftbeanspruchungen stärker, so dass in der Reihe 4 höhere Schubbeanspruchungen als in Serie 2 gemessen werden konnten.

Fazit der Beobachtungen aus Versuchsserie 3 in Hinblick auf die Validierung:

In der Versuchsserie 3 ergeben sich auf Seite der Einwirkungen größere Abweichungen für die Verteilung der Normalkräfte, da für den Fall der großen Exzentrizität ein elastisches Nachweiskonzept anzuwenden und plastische Umlagerungen nicht angesetzt werden können. Dies ist im Rahmen der Validierung hinsichtlich der Lastverteilung zu berücksichtigen. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität sind in Schaftmitte die Normalkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen elastisch verteilt, da die Normalkraftbeanspruchungen auf Grund der kleinen Exzentrizität gering sind.

Beobachtungen zur Versuchsserie 5:

In den Versuchen mit dünner Ankerplatte, langen Kopfbolzen und großer Exzentrizität bildeten sich auf Grund der Fließgelenkbildung in der Ankerplatte (vgl. Bild 3.104) hohe Schubbeanspruchungen im Bereich des Schweißwulstes der Kopfbolzen in Reihe 4. Es kann ein Modus 2 Versagen des T-Stummels beobachtet werden. Die Zugkräfte werden überwiegend über die hinteren beiden Kopfbolzenreihen übertragen. Mit zunehmender Verformung der Ankerplatte werden auch die Kopfbolzen in der zweiten Reihe auf Zug beansprucht (vgl. Bild 4.28). Die Kopfbolzen in Reihe 4 versagen durch Stahlversagen unter Fließgelenkbildung in der Ankerplatte. Die maximalen Druckbeanspruchungen liegen bei einer nachgiebigen Ankerplatte im Bereich des Anbauteils.

Fazit der Beobachtungen aus Versuchsserie 5 in Hinblick auf die Validierung

Mit der Fließgelenkbildung in der Ankerplatten kann in der Versuchsserie 5 ein Stahlversagen erreicht werden und eine plastische Bemessung ist für die Versuche gerechtfertigt. Mit dem Erreichen der Höchstlast werden in den Kopfbolzen im Bereich des Flansches des Anbauteils Kräfte erreicht, die über der Fließspannung liegen. Diese können bisher nicht angesetzt werden, da der Abstand der Kopfbolzenreihe *DIN EN 1992-4 TR Plastische Bemessung* zum Druckpunkt der Ankerplatte zu gering ist.

Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen

Aus den vorangegangenen Überlegungen wird ersichtlich, dass das Tragverhalten von Ankerplatten und die Lastverteilung innerhalb des Anschlusses von mehreren Faktoren (Exzentrizität, Ankerplattendicke, Einbindelänge der Kopfbolzen, Zustand des Betongrundes, Steifigkeit des Anbauteils, etc.) abhängig ist. Neben der Validierung des Modells hinsichtlich der Traglasten sollen mit dem analytischen Modell auch die tatsächlichen Versagensmodi abgebildet werden. Eine Validierung hinsichtlich der Traglasten gelingt nur, wenn die tatsächlich beobachtete Lastverteilung innerhalb der Ankerplatte im analytischen Modell berücksichtigt wird und alle Dübelreihen rechnerisch angesetzt werden.

Für die Validierung des Bemessungsmodells wurde in allen Versuchen ein Reibungskoeffizient von $\mu = 0,4$ angesetzt. Für die Wahl eines elastischen oder plastischen Nachweiskonzepts war nicht der Versagensmechanismus, sondern die Nachgiebigkeit der Kopfbolzen über eine ausreichende Einbindelänge ausschlaggebend. Auf diese Weise konnten plastische Umlagerungen auch für die Betonversagensmechanismen mit längeren Kopfbolzen berücksichtigt werden. In Bild 5.12 und Tabelle 5.4 ist ein Vergleich des analytischen Modells mit den Versuchsergebnissen gegeben.



Bild 5.12: Vergleich der Höchstlasten des analytischen Modells und der experimentellen Untersuchungen bei großer Exzentrizität (links) und kleiner Exzentrizität (rechts)

Versuch	Höchst- last Ver- such	Höchst- last Mo- dell	Faktor	Versagens- mechanismus Versuch	Versagens- mechanismus Mo- dell	Lastverteilung
	Fu,Versuch	Fu,Modell	Fu,Mo- dell/Fu,Ver- such			[-]
	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]
B3-Q	1000,6	696	0,70	Betonversagen/Stahlver- sagen RB	Betonversagen Inter- aktion	elastisch
R2-2Q	1128,9	701	0,62	Betonversa- gen/Druckstrebenbruch	Betonversagen Inter- aktion	elastisch
R2-4Q(1)	940	501	0,53	Betonversa- gen/Druckstrebenbruch	Betonversagen Inter- aktion	elastisch
R2-4Q(2)	977	511	0,52	Betonversa- gen/Druckstrebenbruch	Betonversagen Inter- aktion	elastisch
R3-3Q	1080,6	1001	0,93	Stahlversagen Kopfbol- zen	Stahlversagen Inter- aktion	plastisch
R5-3Q	1099,2	941	0,86	Stahlversagen Kopfbol- zen	Stahlversagen Inter- aktion	plastisch
R2-1Q	170,1	121	0,71	Betonversa- gen/Druckstrebenbruch	Druckstrebenbruch Zug	elastisch
R2-3Q(1)	138,66	86	0,62	Betonversa- gen/Druckstrebenbruch	Druckstrebenbruch Zug	elastisch
R2-3Q(2)	142,4	91	0,64	Betonversa- gen/Druckstrebenbruch	Druckstrebenbruch Zug	elastisch
R3-1Q	335,25	291	0,87	Betonversagen/Stahlver- sagen RB	Stahlversagen Kopf- bolzen Zug	plastisch
R3-2Q(1)	344,9	231	0,67	Betonversagen/Stahlver- sagen RB	Betonversagen Rückhängebeweh- rung Zug	plastisch
R3-2Q(2)	341,6	291	0,85	Betonversagen/Stahlver- sagen RB	Stahlversagen Kopf- bolzen Zug	plastisch
R5-1Q	265,7	206	0,78	Stahlversagen Kopfbol- zen	Stahlversagen Inter- aktion	plastisch
R5-2Q	270,91	206	0,76	Stahlversagen Kopfbol- zen	Stahlversagen Inter- aktion	plastisch

Tabelle 5.4: Vergleich de	r Traglasten des	s analytischen	Modells Fu, Modell mit den	Versuchslasten Fu, Versuch
---------------------------	------------------	----------------	----------------------------	----------------------------

Mit dem analytischen Modell können die Traglasten der Versuche mit großer Exzentrizität bei unterschiedlichen Versagensmechanismen gut abgeschätzt werden. Dabei werden die beobachteten Versagensmechanismen des analytischen Modells in den meisten Fällen realistisch widergegeben. Abweichungen ergeben sich, wenn die Widerstände der maßgebenden Versagensmechanismen nahe beieinander liegen.

Allerdings ergibt sich im Vergleich der Höchstlasten des analytischen Modells mit den experimentellen Untersuchungen bei kleiner Exzentrizität und Betonversagen eine konservative Abschätzung der Traglasten. Ein Hinweis auf die Ursache folgt aus dem Vergleich der in den Versuchen beobachteten Versagensmechanismen und des analytischen Modells. Ausschlaggebend ist der Widerstand beim Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite, der in den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen und kleiner Exzentrizität maßgebend wird. Da für diesen Versagensmechanismus die Rückhängebewehrung auf Grund fehlender Modelle rechnerisch noch nicht angesetzt werden kann, wären in diesem Bereich Traglaststeigerungen möglich.

In den Versuchen mit einer großen Querbeanspruchung und Betonversagen liegen bereits die errechneten Traglasten des reinen Querlastwiderstandes nach Gleichung (5.38) unter den Versuchswerten. Mit der zusätzlich erforderlichen Berücksichtigung der Interaktion aus Zug- und Querlast nach Gleichung (5.45) wird eine mögliche Traglast weiter abgemindert. Für eine realistischere Abschätzung der Traglasten wäre insbesondere im Bereich der reinen Querkraftkomponente für die die Traglast aktuell pauschal über den Vorfaktor $k_3 = 0.5$ abgeschätzt wird Forschungsbedarf vorhanden. Dadurch könnte auch in den Versuchen mit kleiner Exzentrizität die traglaststeigernde Wirkung der Rückhängebewehrung effektiv angesetzt werden.

Validierung des analytischen Modells an den Ergebnissen der numerischen Parameterstudie

Mit Hilfe der numerischen Parameterstudie kann die Datenbasis für die Validierung des analytischen Modells erweitert werden und der Einfluss verschiedener Parameter dargestellt werden. Neben der Validierung des analytischen Modells an den 14 Versuchsergebnissen war der Vergleich mit 93 weiteren numerischen Untersuchungen möglich, die im Detail in Kapitel 4.3.4 beschrieben sind. In Bild 5.13 ist der Vergleich zwischen der Höchstlast der numerischen Untersuchung und der analytisch ermittelten Höchstlasten bei Variation der Exzentrizität dargestellt. Da die Exzentrizität einen maßgeblichen Einfluss auf die Lastverteilung im Bereich der Ankerplatte hat, ist dieser Parameter wichtig für die Validierung des analytischen Modells. Über das im vorangegangenen Abschnitt vorgeschlagene analytische Modell kann die Höchstlast für verschiedene Exzentrizitäten ausreichend genau abgeschätzt werden.

Die Validierung bei Variation der Einbindelänge ist in Bild 5.14 dargestellt. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität hat die Einbindelänge keinen Einfluss auf die Höchstlast, da die Kopfbolzen abscheren. Die Datenpunkte liegen daher übereinander, da das Stahlversagen maßgebend wird. Dies wird sowohl durch das analytische als auch über das numerische Modell korrekt widergeben. In den Versuchen mit großer Exzentrizität und den geringeren Traglasten hat die Einbindelänge Einfluss auf die Traglast, da die lastabgewandten Kopfbolzen auf Zug beansprucht werden und sich dies auf die Tragfähigkeit bei Betonversagen auswirkt.





Bild 5.13: Validierung bei Variation der Exzentrizität

Bild 5.14: Validierung bei Variation der Einbindelänge

In Bild 5.15 ist die Validierung bei Variation des Bewehrungsgrades dargestellt. Die Variation des Bewehrungsgrades hat Einfluss auf die Versuche mit größerer Exzentrizität, da hier die Zugkomponente maßgebend ist und die Rückhängebewehrung stärker aktiviert wird. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität hat die Variation des Bewehrungsgrades keinen Einfluss und die Datenpunkte liegen übereinander. Auffallend ist, dass die Tragfähigkeit in den Versuchen, in denen keine Rückhängebewehrung im Zugbereich rechnerisch angesetzt wird stärker auf der konservativen Seite liegt als in den Versuchen mit Rückhängebewehrung.

Die Validierung bei Variation der Betondruckfestigkeit ist in Bild 5.16 dargestellt. In den Versuchen mit großer und kleiner Exzentrizität kann die Tragfähigkeit der numerischen Untersuchungen bei Druckfestigkeiten von C20/25 bis C45/55 ausreichend genau abgeschätzt werden. Für die Versuche mit kleiner Exzentrizität ist zu berücksichtigen, dass mit größer werdender Betondruckfestigkeit ein Stahlversagen durch das Abscheren der Kopfbolzen maßgebend wird und die Höchstlasten nicht gesteigert werden können.



Bild 5.15: Validierung bei Variation des Bewehrungsgrades der Rückhängebewehrung

In Bild 5.17 ist die Validierung bei Variation der Ankerplattendicke dargestellt. Der Einfluss der Ankerplattendicke ist insbesondere in den Versuchen mit großer Exzentrizität (e = 1000mm) ausgeprägt. Bei dünneren Ankerplatten (tap=10 mm und 15 mm) wird die Komponente des T-Stummels mit dem Modus 2 maßgebend. Für die dickeren Ankerplatten (tap=25 mm bis 50 mm) ist das Stahlversagen der Kopfbolzen auf Zug die Zugkomponente mit der geringsten Tragfähigkeit. Da die Ergebnisse auf der konservativeren Seite liegen, ist eine weitere Berücksichtigung des Abscherens der Kopfbolzen über die Membranwirkung fraglich. Die Traglasten werden durch die Komponente



Bild 5.16: Validierung bei Variation der Betondruckfestigkeit



Bild 5.17: Validierung bei Variation der Ankerplattendicke

des T-Stummels ausreichend genau abgeschätzt und würden durch die zusätzliche Membranwirkung weiter abgemindert werden.

5.4.3 Vereinfachtes Bemessungsmodell auf Grundlage der Komponentenmethode

5.4.3.1 Beschreibung des Nachweiskonzeptes

Auf Grundlage des in Kapitel 5.4.2 vorgeschlagenen Komponentenmodells wird im Folgenden ein vereinfachendes Bemessungsverfahren für die Praxis vorgeschlagen, in dem die Einwirkungen in den Dübelreihen zusammengefasst werden. Dabei werden die Zugkräfte in den hinteren Kopfbolzenreihen zu einer Zugbeanspruchung $N_{Rd,2}$ nach Bild 5.18 zusammengefasst. Die Tragfähigkeit im Zugbereich $N_{Rd,2}$ kann nach dem Komponentenmodell nach Kapitel 5.3 bestimmt werden, in dem neben den Betonversagensmechanismen ein Versagen in der Ankerplatte und ein gemischtes Stahlversagen in den Kopfbolzen und der Ankerplatte über das Modell des äquivalenten T-Stummels berücksichtigt wird.

In dem im Folgenden vorgeschlagenen Komponentenmodell werden Ansätze aus vorangegangenen Untersuchungen für Anschlüsse unter Querkraft weiterentwickelt (vgl. *Kuhlmann u.a. 2008, Kuhlmann u.a. 2012, Kuhlmann u.a. 2013).* Voraussetzung für die Entwicklung des Modells ist, dass alle Kopfbolzen im Bereich der Ankerplatte aktiviert werden können und sich am Lastabtrag beteiligen. Insbesondere im Zugbereich ist sicherzustellen, dass die Beanspruchungen in die Kopfbolzen eingeleitet werden können. Dies ist beispielsweise möglich, wenn die Kopfbolzen im Bereich der Komponenten des T-Stummels angeordnet werden.



Bild 5.18: Komponentenmodell für die resultieren Zug-, Druck- und Querkräfte

Im Folgenden ist der Nachweis des Anschlusses in sechs Schritten aufgeführt:

Schritt 1 und 2: Tragfähigkeiten der Einzelkomponenten und Abgrenzen des Stahlversagens

Im *ersten Schritt* werden die Tragfähigkeiten der Einzelkomponenten nach Kapitel 5.2 unter Zug und Schub berechnet. Das plastische Bemessungskonzept ohne Berücksichtigung der Kompatibilitätsbedingungen kann nach *DIN EN 1992-4 TR Plastische Bemessung* angesetzt werden, wenn im *zweiten Schritt* sichergestellt wird, dass das Stahlversagen der maßgebende Versagensmechanismus ist und Lastumlagerung im Bereich der Ankerplatte möglich sind. Dies ist zutreffend, wenn bei Zugversagen nach Gleichung (5.57) und bei Schubversagen nach Gleichung (5.58) die Betonversagensmechanismen mind. 30% unter den Stahlversagensmechanismen liegen.

$$N_{Rk,s} \le 0.7 \cdot \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{inst}} \text{ und } N_{Rk,s} \le 0.7 \cdot \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{inst}}$$
(5.57)

Mit:

$N_{Rk,s}$	Charakteristischer Widerstand bei Stahlversagen unter Zug;
$N_{Rk,p}$	Charakteristischer Widerstand bei Herausziehen unter Zug;
$N_{Rk,c}$	Charakteristischer Widerstand bei Betonversagen unter Zug;
Yinat	Montagesicherheitsbeiwert nach Produktspezifikation.

$$V_{Rks}^g \leq 0.7 \cdot V_{Rk.cp}$$

Mit:

 $V_{Rk,s}^{g}$ Charakteristischer Widerstand bei Stahlversagen der Verbindungsmittelgruppe unter Schub;

V_{Rk.cp} Charakteristischer Widerstand wie rückwärtigem Betonausbruch.

Sind diese Randbedingungen eingehalten, kann die Lastverteilung innerhalb der Ankerplatte nach Bild 5.9 (rechts) angesetzt werden. Durch die günstige Anordnung einer Rückhängebewehrung im Bereich der Ankerplatte kann die Tragfähigkeit der Betonkomponenten vorteilhaft erhöht werden. Wenn kein duktiles Stahlversagen vorausgesetzt werden kann, ist der elastische Bemessungsansatz zu verwenden.

(5.58)

Schritt 3: Lage des Druckbereichs

Bei Anwendung des plastischen Bemessungsansatzes wird im *dritten Schritt* mit Gleichung (5.59) und Gleichung (5.60) überprüft, ob sich im Druckbereich ein Fließgelenk in der Ankerplatte bildet. Hierfür muss in einem ersten Iterationsschritt aus eine Annahme über die Druckzonenhöhe getroffen werden.

Starre Ankerplatte:	$M_{y,d} > C_{Ed} \cdot a_4$	(5.59)
Nachgiebige Ankerplatte:	$M_{y,d} < C_{Ed} \cdot a_4$	(5.60)

Mit:

 C_{Ed}, a_4

 $M_{y,d} = \frac{l_{eff} \cdot t_{ap}^2 \cdot f_{yd}}{4}$ Momententragfähigkeit des Ankerplattenquerschnitts bei Fließgelenkbildung;

Resultierende Druckkraft und Hebelarm

Schritt 4: Verifizierung der Druckzonenhöhe und Kräftegleichgewicht

Im *vierten Schritt* wird die tatsächliche Druckzonenhöhe iterativ bestimmt. Über das Momentengleichgewicht nach Gleichung (5.61) und das vertikale Kräftegleichgewicht nach Gleichung (5.62) kann die einwirkende Zugbeanspruchung im Bereich des Trägerflanschs bestimmt werden.

$$\sum M = 0 \rightarrow V_{Ed} \cdot e = N_{Ed,2} \cdot \left(z - \frac{x_c}{2}\right)$$
(5.61)

$$\sum V = 0 \to N_{Ed,2} = N_{Ed,1}$$
(5.62)

$$x_c = \frac{N_{Ed,1}}{f_{jd} \cdot l_y} \tag{5.63}$$

Mit:

V_{Ed}	Einwirkende Querkraft;
N _{Ed}	Resultierende Zugkraft;
Ζ	statischer Hebelarm der inneren Kräfte;
x _c	Betondruckzonenhöhe.
fja	Grenzpressung in der Lagerfuge nach Gleichung (5.41).
l_{γ}	Länge der Ankerplatte in Querrichtung.

Hierfür ist in jedem Iterationsschritt erneut zu überprüfen, ob eine nachgiebige oder eine starre Ankerplatte vorliegt.

Schritt 5: Verteilung der Querlasten

Auf Grundlage der Ergebnisse der numerischen Untersuchungen kann im *fünften Schritt* eine Annahme für die Verteilung der Schubkräfte zwischen den Kopfbolzen getroffen werden. Bei der Beanspruchung der Ankerplatte mit einer kleinen Exzentrizität mit e < z kann eine gleichmäßige Verteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen angenommen werden. Bei einer größeren Exzentrizität mit e > z kann davon ausgegangen werden, dass die einwirkende Querkraft von den vorderen Kopfbolzenreihen aufgenommen wird. Es kann vorausgesetzt werden, dass die Querkraftbeanspruchungen in den hinteren Kopf die aus dem Abheben des T-Stummels resultieren über die Komponente des T-Stummels unter Zug im Bemessungsmodell berücksichtigt sind. Im Druckbereich kann der Querkraftanteil aus Reibung nach Gleichung (5.43) berücksichtigt werden.

Schritt 6: Ausnutzungsgrade der Einzelkomponenten und der Interaktionsbedingungen

Im letzten Schritt werden die Interaktionsbedingungen nach Gleichung (5.46) und die Ausnutzungsgrade der Einzelkomponenten überprüft.

Die Tragfähigkeit des Anschlusses kann mit dem Komponentenmodell nach dem Berechnungsablauf nach Bild 5.19 in den sechs oben beschriebenen Schritten bestimmt werden. Der Berechnungsablauf wird zur Bestimmung der Tragfähigkeit so lange iteriert bis der Ausnutzungsgrad der Einzelkomponenten oder Interaktionsbedingungen erreicht ist.





Bild 5.19: Berechnungsablauf für die Ankerplatte unter Querkraftbeanspruchung

5.4.3.2 Bemessungsbeispiel

Nachweis eines Querkraftanschlusses





Bild 5.20: Praxisbeispiel des Anschlusses zwischen Stahl und Beton

Anzahl Kopfbolzen	n	16
Dübeltyp	[-]	SD 16/250
Bolzenwerkstoff	[-]	S235J2+C470
Zugfestigkeit	f _{uk}	470 N/mm ²
Länge SD	h _n	250 mm
Achsabstand	sy	90 mm
	Sz	140 mm
Randabstand	С	$c > c_{cr} = 1.5 \cdot h_{ef}$
Belastung:		
Normalkraft	N _{Ed}	0 kN
Querkraft	V _{Ed}	130 kN
Moment	M _{Ed}	130 kNm

Betongrund	[-]	ungerissen
Betongüte	[-]	C30/37
Betondeckung	c _{nom}	45 mm
Anbauteil	[-]	HE 300 B
Wurzelmaß	a _w	8 mm
Ankerplatte	[-]	S355J2
Dicke Ankerplatte	t _{ap}	20 mm
Länge Ankerplatte	l _y	370 mm
Breite Ankerplatte	l_z	520 mm
Bewehrung	[-]	B500A
Rückhängebewehrung	d _{re}	12 mm
Bewehrungsbügel in Y-Richtung	ny	4
Bewehrungsbügel in Z-Richtung	nz	2

Im Folgenden wird der in Bild 5.20 dargestellte Anschluss nachgewiesen. Der Nachweis des Anbauteils und der Schweißnähte ist zusätzlich zu führen und wird in diesem Bemessungsbeispiel nicht im Detail ausgeführt. Es erfolgt zunächst der Nachweis unter Annahme des vereinfachten Bemessungsansatzes nach Kapitel 5.4.3.

Tragfähigkeit der Einzelkomponenten bei Zugbelastung:

Versagensart Stahlversagen: $N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \cdot n_y = 377 \text{ kN}$ $\gamma_{Ms} = 1,59$ $N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 251 \text{ kN}$ Versagensart Herausziehen: $N_{Rk,p} = 10.5 \cdot A_h \cdot f_{ck} \cdot n_y = 760 \text{ kN}$ $\gamma_{Mc} = 1.5$ $N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}} = 506 \text{ kN}$ Versagensart Betonausbruch: Randabstand: $c_{min} = 1,00 \text{ m} \ge c_{cr} = 1,5 \cdot h_{ef} = 393 \text{ mm}$ → kein Randienfluss

Achsabstand: $s_{max}=140~mm~\leq s_{cr}=1.5\cdot h_{ef}=786~mm$ \rightarrow Gruppeneinfluss in beide Richtungen

 $\gamma_{Ms} = 1.2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1.4$ nach DIN EN 1992-4 Tabelle 4.1

Wirksame Verankerungstiefe $\mathbf{h}_{ef} = \mathbf{h}_n - \mathbf{h}_3 + \mathbf{t}_{ap}$

Grundwert des charakt. Widerstands: $N^{0}_{Rk,c} = k_{9} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h^{1,5}_{ef} = 12,7 \cdot \sqrt{30} \cdot 262^{1,5} = 294 \text{ kN}$ Bewehrung der projizierten Flächen: $A^{0}_{c,N} = 9 \cdot h^{2}_{ef} = 9 \cdot 262^{2} = 617796 \text{ mm}^{2}$ $A_{c,N} = (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} + s_{z}) \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} + 3 \cdot s_{y}) = 977856 \text{ mm}^{2}$ Kein Randeinfluss: $\psi_{s,N} = 1,0$ Keine dichte Bewehrung: $\psi_{re,N} = 1,0$ Einfluss der Druckkraft auf den Zugbereich: $\psi_{M,N} = 2 - 0,67 \cdot \frac{z}{h_{ef}} = 1,2$ Keine Exzentrizität: $\psi_{ec,N} = 1,0$ $N_{Rk,c} = N^{0}_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^{0}_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{M,N} \cdot \psi_{ec,N} = 558 \text{ kN}$ $\gamma_{Mc} = 1,5$ $N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{1,5} = 372 \text{ kN}$

Versagensart Spalten:

$$\begin{split} &1,00 \text{ m}=c \ \geq 1,2 \cdot c_{cr} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} = 471 \text{ mm} \\ &450 \text{ mm}=h \ \geq h_{min} = h_{ef} + \text{k} + c_{nom} + t_{ap} = 295 \text{ mm} \\ &A_s = k_{12} \frac{\sum N_{Ed}}{f_{yk}/\gamma_{Ms}} = 0,5 \cdot \frac{433}{43,5} = 4,97 \text{ cm}^2 \end{split}$$

Versagensart Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung:

$$\begin{split} A_{c,N,2} &= s_z \cdot \left(2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} + 3 \cdot s_y\right) = 147840 \text{ mm}^2 \\ A_{c,N,1} + A_{c,N,3} &= 2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} \cdot \left(2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} + 3 \cdot s_y\right) = 830016 \text{ mm}^2 \\ x &= \frac{d_s}{2} + d_{s,a} + \frac{c_{nom}}{\tan 35} = 84 \text{ mm} \\ \psi_{supp} &= 2,75 - 1,17 \cdot \frac{x}{h_{ef}} = 2,37 \\ N_{Rk,cs} &= \frac{A_{c,N,2}}{A_{c,N}} \cdot N_{Rk,c} + \frac{A_{c,N,1} + A_{c,N,3}}{A_{c,N}} \cdot \psi_{supp} \cdot N_{Rk,c} = 1213 \text{ kN} \\ \gamma_{Mc} &= 1,5 \\ N_{Rd,cs} &= \frac{N_{Rk,c}}{1,5} = 809 \text{ kN} \end{split}$$

Versagensart Fließen der Rückhängebewehrung:

Charakt. Widerstand beim Fließen der Rückhängebewehrung: $N_{Rk,s,re} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,k} = 904 \text{ kN}$ Verformungen beim Fließen der Rückhängebewehrung:

$$\begin{split} \delta_{u,re,1} &= \frac{2 \cdot N_{Rk,s,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{cm} \cdot d_{re}^4 \cdot n_{re}^2} = 0,6 \text{ mm} \\ k_{c,de} &= a_c \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot \psi_{A,N} = -101 \frac{kN}{mm} \\ N_{Rk,re,1} &= N_{Rk,c} + N_{Rk,s,re} + \delta_{u,re,1} \cdot k_{c,de} = 1401 \text{ kN} \\ \gamma_{Mc} &= 1,5 \\ N_{Rd,re,1} &= \frac{N_{Rk,re,1}}{1,5} = 934 \text{ kN} \end{split}$$

Versagensart Verbundversagen der Rückhängebewehrung: Charakt. Widerstand beim Verbundversagen:

$$N_{Rk,b,re} = \sum_{n,re} \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bk}}{\alpha} = 1357 \text{ kN}$$

Charakteristischer Widerstand eines Kopfbolzens nach DIN EN 1992-4

Innerer mittlerer Hebelarm z aus iterativer Berechnung

Widerstand der Zugkomponente bei Bildung eines Betonausbruchkegels

Spalten muss nicht berücksichtigt werden, da die Grenzbedingungen für den Randabstand und die Bauteildicke eingehalten sind sowie ausreichend Bewehrung gegen Spalten im Bereich der Ankerplatte nach *DIN EN* 1992-4 eingelegt wird.

Berechnung der projizierten Flächen nach Kapitel 2.3.4.3:



Berücksichtigung der gemeinsamen Tragwirkung der Rückhängebewehrung und des Betons nach *Kuhlmann u.a.* 2012



Erhöhung des Widerstands durch Hakentragwirkung der Rückhängebewehrung nach DIN EN 1992-4 mit Faktor α

Verbundfestigkeit des Betons nach DIN EN 1992-1-1 Abs. 8.42





$$\begin{split} & \mathsf{N}_{T,2p,Rk} = \frac{2 \cdot \mathsf{M}_{p12,Rk} + 0.5 \cdot \sum \mathsf{F}_{L,Rk} \cdot \frac{n_1^2 + 2 \cdot n_2^2 + 2 \cdot n_1 \cdot n_2}{n_1 + n_2}}{m_1 + n_2} = 234 \text{ kN} \\ & \mathsf{N}_{T,2p,Rk} = \frac{2 \cdot \mathsf{M}_{p12,Rk} + 0.5 \cdot \sum \mathsf{F}_{L,Rk} \cdot n_1}{m_1 + n_1} = 259 \text{ kN} \\ & \mathsf{N}_{T,2np,Rk} = \frac{2 \cdot \mathsf{M}_{p12,Rk} + 0.5 \cdot \sum \mathsf{F}_{L,Rk} \cdot n_1}{m_1 + n_1} = 259 \text{ kN} \\ & \mathsf{N}_{T,3,Rd} = \min(\mathsf{N}_{R,k;S};\mathsf{N}_{R,k;p};\mathsf{N}_{R,k;c;S};\mathsf{N}_{R,k;r;2}) = 251 \text{ kN} \\ & \mathsf{N}_{R,K,T} = \min(\mathsf{N}_{T,1,Rk};\mathsf{N}_{T,2,Rk}) = 234 \text{ kN} \\ & \mathsf{N}_{R,K,T} = \min(\mathsf{N}_{T,1,Rk};\mathsf{N}_{T,2,Rk}) = 234 \text{ kN} \\ & \mathsf{Tragfähigkeit der Einzelkomponenten bei Querbelastung: \\ & \underline{\mathsf{Versagensart Stahlversagen:}}{\mathsf{Varks}} = 0.6 \cdot \mathsf{N}_{Rk,S} = 226 \text{ kN} \\ & \mathsf{Y}_{Ms} = 1.25 \\ & \mathsf{V}_{Rd,s} = \frac{\mathsf{V}_{Rk,s}}{\mathsf{h}_{2,5}} = 180 \text{ kN} \\ & \mathsf{Versagensart Betonkantenbruch:} \\ & \rightarrow \text{ Nicht zu berücksichtigen, da ausreichende Randabstände vorhanden} \\ & \underline{\mathsf{Versagensart Betonkantenbruch:} \\ & \rightarrow \text{ Nicht zu berücksichtigen, da ausreichende Randabstände vorhanden} \\ & \underline{\mathsf{Versagensart Betonkantenbruch:} \\ & \mathsf{N}_{Rk,c} = \mathsf{e}_{9} \cdot \mathsf{h}_{ef}^* = 9 \cdot \mathsf{h}_{ef}^* = 12,7 \cdot \sqrt{30} \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot \mathsf{h}_{ef} + 3 \cdot \mathsf{s}_2) \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot \mathsf{h}_{ef} + 3 \cdot \mathsf{s}_2) = 1273540 \text{ mm}^2 \\ & \mathsf{Keine Randelinfluss: } \psi_{s,N} = 1,0 \\ & \mathsf{Einfluss der Druckkraft auf auf den Zugbereich: } \psi_{M,N} = 2 - 0.67 \cdot \frac{z}{\mathsf{h}_{ef}} = 1,2 \\ & \mathsf{Keine Exzentrizitäi: } \psi_{ec,N} = 1,0 \\ & \mathsf{Keine Catter Diveltion and the matter Divelt$$

$$\begin{split} N_{Rk,c} &= N_{Rk,c}^{0} \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^{0}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{M,N} \cdot \psi_{ec,N} = 726 \text{ kN} \\ V_{Rk,cp} &= 2 \cdot N_{Rk,c} = 1453 \text{ kN} \\ \gamma_{Mc} &= 1,5 \\ V_{Rd,cp} &= \frac{V_{Rk,cp}}{1,5} = 969 \text{ kN} \end{split}$$

Abgrenzung elastische – plastische Bemessung

Überrüfung ob plastisches Nachweiskonzept zulässig ist:

$$\begin{array}{l} 377 \ k\text{N} = \text{N}_{\text{Rk},\text{s}} \leq 0.7 \cdot \frac{\text{N}_{\text{Rk},\text{p}}}{\gamma_{\text{inst}}} = 532 \ k\text{N} \\ 754 \ k\text{N} = \text{N}_{\text{Rk},\text{s}} \cdot n_{\text{zug}} \leq 0.7 \cdot \frac{\min(\text{N}_{\text{Rk},\text{cs}}; \text{N}_{\text{Rk},\text{re},1}; \text{N}_{\text{Rk},\text{re},2})}{\gamma_{\text{inst}}} = 849 \ \text{kN} \\ 904 \ \text{kN} = \text{V}_{\text{Rk},\text{s}}^{\text{g}} \leq 0.7 \cdot \text{V}_{\text{Rk},\text{cp}} = 1017 \end{array}$$

Einwirkungen – Normalkraftbeanspruchung:

Annahme der Druckzone am Ankerplattenrand: Annahme der Druckzonenhöhe zu $x_c = 18 \text{ mm}$

$$N_{Ed,4}^{h} = \frac{V_{Ed} \cdot (e+d) + C_{Ed} \cdot \frac{X_{C}}{2} - \mu \cdot d \cdot C_{Ed}}{(z_{3} + z_{4})} = 167 \text{ kN}$$

$$334 \text{ kN} = \text{N}_{\text{Ed},4}^{\text{h}} \cdot 2 \sim \text{C}_{\text{Ed}} = \text{x}_{\text{c}} \cdot \text{l}_{\text{z}} \cdot 3 \cdot \text{f}_{\text{cd}} = 335 \text{kN}$$

itzkräften es äquivalenten Tier Kopfbolzen ohne Abstützkräften

r die Einzelkomponennentenmodell berück-

1,25 für $f_{uk} \le 800 \text{ N/}$ 0,8 nach Tabelle 4.1

belreihen trotz Druckder vorderen Dübel-

Der Querkraftwiderstand wird als Gruppenversagen errechnet und mit der einwirkenden Querkraft verglichen, die nach Abzug des Reibungsanteils verbleibt.

Neben den Normalkraftund querkraftkomponenten ist weiteren im Druckbereich äquivalente T-Stummel des der mit Druckbeanspruchung nach DIN EN 1993-1-8 Abs. 6.2.5 nachzuweisen.

Das plastische Nachweiskonzept kann angewendet werden, da Stahlversagen der Kopfbolzen sowohl bei Zug als auch bei Querlast maßgebend ist

Die Normalkraft N^h_{Fd 4}folgt aus dem Momentengleichgewicht im Bereich des Druckpunktes der Ankerplatte.

Verifizierung der Druckzonenhöhe durch vertikales Kräftegleichgewicht. Iteration bis die Normalkraftbeanspruchung in den hinteren beiden Dübelreihen der Druckbeanspruchung entspricht.

Überprüfung ob im Druckbereich eine starre Ankerplatte vorhanden ist. 1313 kNcm = $f_{yd} \cdot \frac{l_z \cdot t_{ap}^2}{4} = f_{yd} \cdot W_y = M_{yd} \le C_{Ed} \cdot a_4 = 3413$ kNcm → Neue Annahme für den inneren statischen Hebelarm, da sich im Druckbereich bildet sich ein Fließgelenk bildet Annahme der Druckzone im Bereich des Druckflansches Annahme der Druckzonenhöhe zu $x_c = 23 \text{ mm}$ Auf der konservativen Seite liegend $N^{h}_{Ed,4} = \frac{V_{Ed} \cdot (e+d) + C_{Ed} \cdot \frac{x_c}{2} - \mu \cdot d \cdot C_{Ed}}{(z_3 + z_4)} = 216 \text{ kN}$ wird in den hier durchgeführten Nachweisen ein Reibungskoeffizient von $\mu = 0,2$ angesetzt. 432 kN = $N_{Ed,4}^{h} \cdot 2 \sim C_{Ed} = x_c \cdot l_z \cdot 3 \cdot f_{cd} = 433$ kN Einwirkungen - Querkraftbeanspruchung: $e_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n} z_i}{(n \cdot \mu + \gamma)} = 313 \text{ mm} \le e = 1000 \text{ mm}$ Grenzexzentrizität nach Gleichung (5.55) Da die Exzentrizität ausreichend groß ist, wird die Querkraft bei Stahlversagen über den Reibungsanteil und die erste Kopfbolzenreihe übertragen. Bei Betonversagen wird der verbleibende Querkraftanteil zwischen allen Kopfbolzenreihen verteilt
$$\begin{split} V_{Ed,1}^{h} &= \frac{V_{Ed} - C_{Ed} \cdot \mu}{n} = \frac{140 \text{ kN} - 435 \text{ kN} \cdot 0.2}{4} = 10.8 \text{ kN} \\ V_{Ed}^{g} &= V_{Ed} - C_{Ed} \cdot \mu = 140 \text{ kN} - 435 \text{ kN} \cdot 0.2 = 43.3 \text{ kN} \end{split}$$
Verteilung der Querkräfte bei Stahlversagen $V^{h}_{Ed,1}$: Einwirkung bei Stahlversagen V_{Ed}^{g} : Einwirkung bei Betonversagen

Zusammenfassung der Bemessungswerte:

Versagensart	Einwirkung	Nachweis	Widerstand	Auslastung
	[kN]	Gruppe/Einzeldubel	[kN]	[%]
Stahlversagen N _{Rd,s}	216	Einzeldübel	251	0,86
Herausziehen N _{Rd,p}	433	Einzeldübel	506	0,43
Stahlversagen der Rückhängebeweh- rung N _{Rd,re,1}	433	Gruppe	934	0,47
Verbundversagen der Rückhängebe- wehrung N _{Rd,re,2}	433	Gruppe	1175	0,36
Kleiner Druckstrebenbruch $N_{Rd,cs}$	433	Gruppe	809	0,54
Ankerplatte auf Biegung $N_{Rd,T}$	216	Einzelkomponente	234	0,92
StahlversgagenV _{Rd,s}	11	Einzeldübel	180	0,06
Betonversagen V _{Rd,cp}	44	Gruppe	969	0,09

Interaktionsnachweise aus Zugbelastung und Querbelastung:

$$\begin{split} \eta_{N} &= \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0,92 \\ \eta_{V} &= \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,06 \\ \eta_{N} &+ \eta_{V} = 0,92 + 0,06 = 0,98 \end{split}$$

5.4.4 Genauere Betrachtung der Nachgiebigkeit der Ankerplatte

Im Rahmen des Forschungsvorhabens INFASO (*Kuhlmann u.a. 2012*) wurde ein Bemessungsprogramm für Ankerplatten entwickelt, das die Lastumlagerung innerhalb einer nachgiebigen Ankerplatte berücksichtigt (vgl. Bild 5.22). Neben einem Rechenkern, der die Nachgiebigkeit der Ankerplatte auf Grundlage des Verschiebungsgrößenverfahrens berücksichtigt und in *Krimpmann 2014* entwickelt wurde, sind in dem hier weiterentwickelten Programm die elastischen und plastischen Bemessungsansätze nach Kapitel 5.4.2 zusätzlich berücksichtigt. Das modifizierte Bemessungsprogramm war des weiteren Plattform für die Validierung der Versuchsergebnisse.

Die Grundlage des Bemessungsprogrammes bildet das Tabellenkalkulationsprogramm Microsoft Excel mit der integrierten Programmiersprache Microsoft Visual Basic. Mit Hilfe dieses Programms können unterschiedliche Tabellenblätter für die Eingabe, Bemessung der Einzelkomponenten, Verwendung des elastischen/ oder plastischen Nachweiskonzepts, Berechnung des Gesamtsystems mittels Weggrößenverfahren und für die Datenablage erzeugt werden. Aufgrund des nichtlinearen Tragverhaltens der Ankerplatte unter Biegebeanspruchung und der nach Ausbildung einer kinematischen Fließgelenkkette auftretenden geometrischen, nichtlinearen Effekte der Zugbandwirkung wird die Bemessung des Gesamtsystems iterativ im Lastschrittverfahren unter Berücksichtigung von Systemwechseln durchgeführt.

Als Ausgangsmodell wird die Ankerplatte als eindimensionales, ebenes Stabwerk abgebildet. Das dabei verwendete statische System stellt einen Durchlaufträger auf elastischen Einzellagern, die den Betonuntergrund abbilden, dar. Die durch das angeschlossene Profil ausgesteiften Plattenbereiche werden als starre Stäbe diskretisiert. Die Einzellager sind Betondruckfedern, die nur aktiv sind, wenn sich die Ankerplatte gegen den Beton abstützt. Falls es zu einem Abheben der Ankerplatte, d.h. zu einer Vergrößerung des Abstands zwischen Ankerplatte und Betonkörper kommt, entfallen diese Druckfedern, und im Bereich der angebrachten Kopfbolzen werden nichtlineare Zugfedern aktiv, die das Tragverhalten der Kopfbolzen einschließlich Rückhängebewehrung abbilden.

Nach jedem Lastschritt werden die Randbedingungen der Auflagerfedern an die entsprechenden Knotenverformungen angepasst. Die angebrachten Kopfbolzen befinden sich abhängig vom Abstand der Kopfbolzen untereinander entweder an den Knoten 2 + 7 und 4 + 5, oder wenn der Abstand der äußersten Kopfbolzenreihen genau der Höhe des Stahlprofils entspricht, bei 3 + 6 und 4 + 5 (vgl. Bild 5.21). Im Laufe der iterativen Berechnung können an den Stellen 2, 3, 6 und 7 Fließgelenke entstehen, wobei zu Beginn der Berechnung am Stabzug keine Gelenke vorhanden sind.



Bild 5.21: Eindimensionales ebenes Stabwerk der Ankerplatte auf elastischen Einzellagern


Bild 5.22: Berechnungsablauf für die Ankerplatte unter Querkraftbeanspruchung

Mit Hilfe des Bemessungsprogramms kann die Nachgiebigkeit der Ankerplatte und die Lastumlagerungen innerhalb der Ankerplatte erfasst werden. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass den einzelnen Verbindungsmittelreihen Widerstände und Steifigkeiten zugeordnet werden müssen. Bei einem Gruppenversagen wie dem lastabgewandten Betonversagen müssen dabei vereinfachende Annahmen zur Zuordnung der Widerstände und Verformungen der einzelnen Reihen getroffen werden, die noch nicht abschließend validiert sind.

5.5 Berücksichtigung von Beanspruchungen durch Zwang in einem analytischen Modell

5.5.1 Allgemeines

Die experimentellen sowie numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass Zwang im Bereich von Ankerplatten eine zusätzliche Beanspruchung bedeuten kann. Dies hängt von mehreren Faktoren ab. Zum einen ob ein Haftverbund zwischen Ankerplatte und Beton vorhanden ist oder ob dieser bereits geschädigt wurde bzw. durch eine quasi-ständige Einwirkungskombination im Laufe der Zeit geschädigt wird und somit nicht mehr angesetzt werden kann. Mit dem entwickelten analytischen Modell können die beiden Grenzfälle, voller sowie kein Haftverbund betrachtet werden. Die experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass sich durch das Anbringen einer Ankerplatte seitlich an ein Betonbauteil die Steifigkeit dieser Seite erhöht. Die zu erwartenden kleineren Verformungen auf dieser Seite konnten in den Untersuchungen bestätigt werden. Die numerischen Untersuchungen haben dies bestätigt, sodass eine gute Grundlage für die Entwicklung eines analytischen Modells geschaffen wurde.

Da Schwinden im Versuch, auf Grund der Versuchsdauer, nicht zu beobachten war, wurde das analytische Modell anhand der elastischen statischen Verformung sowie der Implementierung der Kriechdehnungen entwickelt. Schwinden wird dazu über ein angepasstes Modell des Stahlverbundbaus ergänzt.

Aus dem Bauteil wird zunächst eine Scheibe mit einer infinitesimal kleinen Dicke d_z herausgelöst. Diese Scheibe befindet sich, wie in Bild 5.23 dargestellt, genau auf der Symmetrieachse der Ankerplatte. Es wird angenommen, dass die Dehnungen in x-Richtung konstant sind, sodass die Scheibe unter Voraussetzung vom Ebenbleiben der Querschnitte (Bernoulli) als starrer Balken in der y-z-Ebene betrachtet werden kann.



Bild 5.23: Schematische dargestellter Probekörper mit der Scheibe der Dicke d_z

Der angenommen starre Balken hat somit die Länge des Prüfkörpers in y-Richtung und wird durch die Einzelkomponenten der Ankerplatte, der Längsbewehrung und des Betons an der entsprechenden Stelle ergänzt. Bild 5.24 beschreibt im Allgemeinen den Aufbau des aus dem starren Balken abgeleiteten Federmodells. Dabei werden die Einzelkomponenten als Federn abgebildet und erhalten entsprechende Federsteifigkeiten. Über die angetragene Normalkraft in z-Richtung lassen sich die Dehnungen und resultierenden Kräfte in den Federn über die Gleichgewichtsbedingungen ermitteln.

Da es sich um eine Scheibe der Dicke d_z handelt kann die entsprechende Federsteifigkeit wie folgt angesetzt werden.

$$c_i = E_i \cdot A_i$$

Mit:

E_i Elastizitätsmodul des Materials *i*

A_i Fläche des Materials *i*



Bild 5.24: statisches System des starren Balkens als Federmodell

Mit:

C _{AP,ges}	Federsteifigkeit der Ankerplatte
C _{Bst}	Federsteifigkeit der Betonstahlbewehrung in z-Richtung
C _c	Betonsteifigkeit



mit Hilfe der Gleichung (5.64) ermittelt werden, mit Ausnahme der Federsteifigkeit $c_{AP,ges}$ die eine Kombination aus mehreren Faktoren zusammengesetzt wird. Diese Feder beschreibt die Ankerplattensteifigkeit, die Haftverbundsteifigkeit zwischen Beton und Ankerplatte sowie die Kopfbolzensteifigkeit quer zum Kopfbolzen. Der Zusammenbau dieser Feder unter Beachtung der genannten Parameter ist folgender Abbildung zu entnehmen.

Die resultierende Federsteifigkeit kann somit nach Glei-

chung (5.65) ermittelt werden.

Die in Bild 5.24 abgebildeten Federsteifigkeiten können

Bild 5.25: Berücksichtigung der verschiedenen Ankerplattenkomponenten

$$c_{\text{AP,ges}} = \left(\frac{1}{c_{\text{AP}}} + \frac{1}{c_{\text{Dii}} + c_{\text{Haff}}}\right)^{-1}$$

Mit:

 c_{AP} Steifigkeit der Ankerplatte $= E_s \cdot A_{AP}$ $c_{D\ddot{u}}$ Steifigkeit der Kopfbolzen $= E_s \cdot A_b$ c_{Haft} Steifigkeit der beiden Grenzfälle $= \infty$ mit Haftverbund

= 0 ohne Haftverbund

Die beiden Grenzfälle mit oder ohne Haftverbund bewirken, dass in Grenzfall 1, mit Haftverbund die Ankerplatte voll aktiviert wird. Die Kraftübertragung erfolgt hierbei ausschließlich über die Haftung, wodurch es zu keiner Kraftübertragung durch die Kopfbolzen kommen kann.

Bei Grenzfall 2, ohne Haftverbund, kommt es hingegen ausschließlich zu einer Kraftübertragung durch die Kopfbolzen. Die Dübelsteifigkeiten wurden anhand von Kalibrierversuchen an

(5.65)

der Technischen Universität Kaiserslautern ermittelt. Hierbei wurden Kopfbolzen durch eine nahezu reine Querlast beansprucht. Die Versuche können nach *DIN EN 1994-1-1* bezüglich der Steifigkeit ausgewertet werden. Die Ermittlung der Steifigkeit ist in Kapitel 5.5.4 erläutert.

Die Berechnung des analytischen Modells kann somit über die Gleichgewichtsbedingen erfolgen. Durch eine vertikale Belastung, vgl. Bild 5.24 verformt sich das System wie nachfolgend dargestellt. Dabei werden die jeweiligen Federn mit resultierenden Federkräften F_i und Verfomrungen mit d_i dargestellt.



Bild 5.26: Verformtes statisches System.

Um das statische System mit den in Kapitel 3.4, Versuche unter Zwang, erzeugten Ergebnissen vergleichbar zu machen, wurde zusätzlich die Verformung d_6 am rechten Bauteilrand eingeführt.

Nachfolgend ist das Gleichungssystem aufgestellt.

$$\sum F_{\rm iv} = 0 = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 - N \tag{5.66}$$

$$\sum M_i^{(DP)} = 0 = F_2 \cdot a' + F_3 \cdot (a' + b') + F_4 \cdot (a' + b' + c') + F_5 \cdot (a' + b' + c' + d') - N \cdot \frac{A'}{2}$$
(5.67)

Mit:

 F_i Federkräftea' - d'Hebelarme zu den Einzelkomponenten

Mittels des Hooke'schen Gesetzes können die Federkräfte in Abhängigkeit der Verformungen und Federsteifigkeiten dargestellt werden.

$$F_{1} = c_{St} \cdot d_{1}$$

$$F_{2} = c_{Bst} \cdot d_{2}$$

$$F_{3} = c_{C} \cdot d_{3}$$

$$F_{4} = c_{C} \cdot d_{4}$$

$$F_{5} = c_{Bst} \cdot d_{5}$$
(5.68)

Mit:

$C_{AP,ges}$	Federsteifigkeit der Ankerplatte
c _{Bst}	Federsteifigkeit der Betonstahlbewehrung in z-Richtung

C _c	Betonsteifigkeit
F _i	Federkräfte
a' - d'	Hebelarme zu den Einzelkomponenten

Durch die Annahme, dass das System ein starrer Balken ist, können die Verformungsgrößen d_2 , d_3 und d_4 in linearer Abhängigkeit von d_1 und d_5 beschrieben werden.

$$d_{2} = d_{1} + \frac{d_{5} - d_{1}}{A' - e'} \cdot (a')$$

$$d_{3} = d_{1} + \frac{d_{5} - d_{1}}{A' - e'} \cdot (a' + b')$$

$$d_{4} = d_{1} + \frac{d_{5} - d_{1}}{A' - e'} \cdot (a' + b' + c')$$
Mit:

A'

Systemlänge

Werden die Randbedingungen aus den Gleichungen (5.68) und (5.69) in die Gleichgewichtsbedingungen aus Gleichung (5.66) und (5.67) eingesetzt, erhält man die beiden folgenden Gleichungssysteme.

$$\begin{split} \Sigma F_{\rm iv} &= 0 = (c_{\rm St} \cdot d_1) + \left(c_{\rm Bst} \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a') \right) \right) \\ &+ \left(c_{\rm C} \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a' + b') \right) \right) \\ &+ \left(c_{\rm C} \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a' + b' + c') \right) \right) + (c_{\rm Bst} \cdot d_5) - N \end{split}$$

$$\begin{split} \Sigma M_{\rm i}^{(DP)} &= 0 = \left(c_{\rm Bst} \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a') \right) \right) \cdot a' + \left(c_{\rm C} \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a' + b') \right) \right) \\ &+ \left(c_{\rm C} \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a') \right) \right) \cdot a' + \left(c_{\rm C} \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a' + b') \right) \right) \\ &+ \left(c_{\rm Bst} \cdot d_5 \right) \cdot \left(a' + b' + c' + d' \right) - N \cdot \frac{A'}{2} \end{split}$$

$$\end{split}$$

$$\end{split}$$

$$\end{split}$$

$$\tag{5.70}$$

Auf Grund der Größe der Gleichgewichtsbedingungen wurden folgende Vereinfachungen (Substitutionen) eingeführt.

$$v = \frac{c_{Bst} \cdot (d' + c' + b') + c_{C} \cdot (2 \cdot d' + c')}{A' - e'}$$
(5.72)

$$w = \frac{c_{Bst} \cdot a' \cdot (d' + c' + b') + c_{C} \cdot \left((a' + b') \cdot (d' + c') + (a' + b' + c') \cdot d'\right)}{A' - e'}$$
(5.73)

$$x = \frac{\left(w - c_{Bst} \cdot (2 \cdot a' + b' + c' + d') - c_{C} \cdot (2 \cdot a' + 2 \cdot b' + c')\right) \cdot (c_{St} + v)}{w}$$
(5.74)

Das Lösen des Gleichungssystems ergibt sich für d_5 wie folgt:

$$d_{5} = \frac{N - \frac{N \cdot A'}{2 \cdot w} \cdot (c_{St} + v)}{w}$$
(5.75)

Für die Berechnung von d_1 wird d_5 benötigt und d_1 ergibt sich zu.

$$d_{1} = \frac{N \cdot \frac{A'}{2} - d_{5} \cdot (c_{Bst} \cdot (2 \cdot a' + b' + c' + d') + c_{C} \cdot (2 \cdot a' + 2 \cdot b' + c') - w)}{w}$$
(5.76)

Da die Berechnung anhand der gemessenen Versuchswerte überprüft werden soll, wird die Dehnung bzw. Verschiebungsgröße d_6 am rechten Bauteilrand eingeführt. Die Berechnung dieser Größe lässt sich anhand von von d_1 und d_5 ermitteln.

$$d_6 = d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (A')$$
(5.77)

5.5.2 Analytisches Modell

5.5.2.1 Allgemeines

Anhand des analytischen Modells kann Zwang infolge von Kriechen und Schwinden unter den zuvor beschriebenen Randbedingungen berücksichtigt werden. Die Berücksichtigung orientiert sich dabei an den in *DIN EN 1992-1-*1 gegebenen Parametern. Die ermittelte Endkriechzahl sowie das Endschwindmaß können ohne weiteres auf das entwickelte Federmodell angesetzt werden.

5.5.2.2 Kriechen

Kriechen wird als Zunahme der Dehnung infolge konstanter gleichbleibender Belastungen definiert. *DIN EN 1992-1-1* unterscheidet zwischen linearem und nicht linearem Kriechen in Abhängigkeit der Betondruckspannungen σ_c zum Zeitpunkt t_0 . Übersteigen diese Spannungen den Grenzwert 0,45 f_{ck} nicht, kann von linearem Kriechen ausgegangen werden. Sind die Betondruckspannungen größer 0,45 f_{ck} wird nicht lineares Kriechen unterstellt.

Die Einbindung in das analytische Modell erfolgt über den effektiven Elastizitätsmodul des Betons, der über die Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ ermittelt werden kann.

$$E_{\rm c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \tag{5.78}$$

Mit

 E_{cm} mittleres Elastizitätsmodul des Betons $\varphi(\infty, t_0)$ die für die Last und das betrachtete Zeitintervall maßgebende Kriechzahl nach DIN EN 1992-1-1

Für das analytische Modell wird somit zu dem betrachteten Zeitpunkt das Zeitintervall für die Ermittlung der Kriechzahl bestimmt und als effektiver Elastizitätsmodul übertragen.

5.5.2.3 Schwinden

Die Berücksichtigung von Schwinden im Bereich von Ankerplatten orientiert sich am Verbundbau und wird analog zu *DIN EN 1994-1-1* durch eine zusätzlich wirkende Normalkraft N_{cs} beschriebenen. Das Modell wird an die Thematik der Anschlüsse mit großen Ankerplatten angepasst und ist in Bild 5.27 abgebildet.



Bild 5.27: Berücksichtigung von Schwinden im Bereich von Ankerplatten

Schwinden ist eine lastunabhängige Verkürzung des Betons. Dabei setzt sich die Gesamtschwinddehnung $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ aus dem Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd}(t, t_s)$ und der autogene Schwinddehnung $\varepsilon_{ca}(t)$ zusammen.

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \varepsilon_{cd}(t,t_s) + \varepsilon_{ca}(t)$$
(5.79)

Mit:

 $\varepsilon_{cd}(t, t_s)$ Trocknungsschwinden $\varepsilon_{ca}(t)$ Autogene Schwinddehnung

In diesem Modell kann sich der Beton ungehindert von den Stahlbauteilen verkürzen, da er gedanklich getrennt betrachtet wird. Durch die Verkürzung des Betons muss der Beton auf die Ausgangslänge zurückgezogen werden, wodurch die Normalkraft N_{cs} eingeführt wird. Im nächsten Schritt wird der Verbund wieder betrachtet, sodass diese Normalkraft als zusätzliche Druckkraft auf den Systemquerschnitt wirkt.

Die Ermittlung der zusätzlichen Druckkraft kann nach Gleichung (5.80) erfolgen.

$$N_{\rm cs} = E_{\rm cm} \cdot A_{\rm c} \cdot \varepsilon_{\rm cs}(t, t_{\rm s})$$

Mit:

 $E_{\rm cm}$ mittleres Elastizitätsmodul des Betons $A_{\rm c}$ Querschnittsfläche des Betons $\varepsilon_{\rm cs}(t, t_{\rm s})$ Gesamtschwinddehnung nach Gl. (5.79)

Die im Beton entstehenden Zugspannungen müssen bei der Ermittlung der Spannungen im Beton mitberücksichtigt werden.

5.5.2.4 Aufbau des Federmodells

Die experimentellen Untersuchungen haben neben den numerischen Simulationen gezeigt, dass es zu keiner konstanten Normkraftbeanspruchung der Ankerplatte kommt. Dieser Effekt muss ebenfalls für Grenzfall 2, ohne Haftverbund, berücksichtigt werden. Für den Grenzfall 1, mit Haftverbund, kann das statische System aus Bild 5.24 für die Berechnung der maximalen Normalkraftbeanspruchung der Ankerplatte herangezogen werden.

Die untersuchten Ankerplatten hatten eine Kopfbolzenanordnung von 6 x 2. Das Modell wird in der Symmetrieachse geschnitten, sodass ein 3 x 2 System entsteht. Der Kräfteverlauf kann durch ein Ansteigen der Normalkraft in der Ankerplatte, bis zur Symmetrieachse und ein anschließendes Abnehmen der Normalkraft beschrieben werden. Um diesen Effekt zu berücksichtigen wird das in Bild 5.24 dargestellte System je Dübelreihe betrachtet und auf mehrere beliebige Reihen erweitert. Somit ergeben sich für die experimentellen Untersuchungen drei Ebenen die nachfolgend abgebildet sind.

(5.80)



Bild 5.28: Einteilung der Referenzversuche in Ebenen

Das in Bild 5.25 dargestellte statische System, wird wie eingangs beschrieben gekoppelt und kann nachfolgender Abbildung entnommen werden.



Bild 5.29: Federmodell der Referenzversuche

Dabei werden die Federsteifigkeiten nicht mehr auf einer Dehnungsebene betrachtet sondern erhalten zusätzlich den Abstand der jeweiligen Dübelreihen (Ebenen). Die Federsteifigkeiten können wie nachfolgend dargestellt ermittelt werden.

$$\bar{c}_i = \frac{E_i \cdot A_i}{l_i} \tag{5.81}$$

Mit:	
E_i	Elastizitätsmodul des Materials i
A_i	Fläche des Materials i
li	Abstand zwischen den Ebenen
	Zur Symmetrieachse hin wird der Abstand mit ${l_i}/{_2}$ angesetzt

5.5.3 Validierung des Analytischen Modells

Die Auflast in den experimentellen Untersuchungen betrug konstant 0,6 *MN* und ergab auf die Betonfläche im Bereich der Ankerplatte eine resultierende Spannung σ_c von 1,333 *N/mm*². Der Beton befand sich somit im linear elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie nach *DIN EN 1992-1-1, 3.1.5.* Somit kann für die Ermittlung des effektiven Elastizitätsmodul $E_{c,eff}$, statt des mittleren Elastizitätsmoduls E_{cm} , das Tangenmodul E_c angesetzt werden. Das Tangenmodul errechnet sich mit $E_c = 1,05 E_{cm}$.

Der ermittelte effektive Elastizitätsmodul $E_{c,eff}$ ist somit größer, wodurch es durch eine Vergrößerung der Steifigkeit der Betonfedern zu einer kleineren Verformung kommt und die Ergebnisse nach dem analytischen Modell eine kleinere Abweichung zu den experimentellen Untersuchungen liefern. Folgende Tabelle zeigt die Nachrechnung über den effektiven Elastizitätsmodul $E_{c,eff}$, der mit dem Tangentenmodul E_c ermittelt wurde.

	statisch		8 h			
	Grenzfall 1	Versuch	Grenzfall 2	Grenzfall 1	Versuch	Grenzfall 2
AP [‰]	-0,0390	-0,0157	-0,0015	-0,0443	-0,0120	-0,0017
d1 [‰]	-0,0390	-0,0357	-0,0507	-0,0443	-0,0357	-0,0600
d6 [‰]	-0,0584	-0,0467	-0,0515	-0,0703	-0,0483	-0,0611

Tabelle 5.5: Vergleich der Dehnung in der Symmetrieachse – Modell und Versuch

Die Berechnungen liefern leicht konservative Ergebnisse. Da im Versuch keine nenneswerten Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton gemessen wurden, kann von vollem Haftverbund ausgegangen werden. Bild 5.30 stellt die Tabelle 5.5 grafisch dar und beschreibt eine Belastungsdauer von acht Stunden.



Bild 5.30: Grafischer Vergleich der Dehnungen in der Symmetrieachse – Versuch (8h) - Modell

Für das analytische Modell hingegen gilt es zu prüfen in welchen Bereich der Spannungen sich das Bauteil befindet. Für eine konstante Spannung σ_c bis etwa 0,4 f_{cm} kann das Tangenmodul angesetzt werden, für größere Betonspannung der Sekantenmodul E_{cm} .

Weitere Abweichungen der berechneten Dehnungen kommen daher, dass die Kriechzahlen für eine mittlere Temperatur von T=20 °C berechnet wurden. Nach *DIN EN 1992-1-1* liegen die mittleren Variationskoeffizienten für die Vorhersage der Endkriechzahlen und Schwinddehnungen bei ca. 30%, sodass hier die mögliche Streuung mit berücksichtigt werden sollte. Des Weiteren ist der bei der Werkstoffprüfung ermittelte Elastizitätsmodul E_{cm} durch die kiesigen Zuschläge sehr niedrig. Werden gebrochene Zuschläge für die Betonrezeptur verwendet erhöht sich dieser Wert und nähert sich an den in der Norm gegebenen an. Das analytische Modell liefert somit auf der sicheren Seite liegend konservative Ergebnisse.

5.5.4 Ermittlung der Dübelsteifigkeiten nach DIN EN 1994-1-1

Die Berechnung der Federsteifigkeiten nach *DIN EN 1994-1-1* kann auf Grundlage der durchgeführten Kalibrierversuche erfolgen. Hierfür wurden Einzelkopfbolzen mit unterschiedlichen effektiven Einbindelängen unter nahezu reiner Querkraft abgeschert. Die erstellten Dübelkennlinien können für die Ermittlung dieser Steifigkeiten herangezogen werden.

Eine detaillierte Beschreibung der Versuchsabläufe, sowie weitere Ergebnisse können dem Versuchsbericht *Kurz u.a. 2016* entnommen werden.

Nach DIN EN 1994-1-1 kann die Steifigkeit eines Kopfbolzens wie folgt ermittelt werden.

$$k_{\rm sc} = \frac{0.7 \cdot P_{\rm Rk}}{s} \tag{5.82}$$

Mit:

P_{Rk} charakteristischer Wert der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens

s Schlupf bei Erreichen der Last $0,7 \cdot P_{Rk}$

Für die Untersuchungen der Tragfähigkeit von Kopfbolzen mit einem Durchmesser von $d_s = 16 mm$ mit einer effektiven Einbindelänge von $h_{ef} = 92 \text{ mm}$ wurden 3 Versuche durchgeführt. Die kleinste Versuchslast der 3 Versuche wurde in Versuch K1-Q1 erreicht und betrug 53,55 kN. Nach *DIN EN 1994-1-1* ergibt sich für P_{Rk} durch eine Abminderung um 10 % ein Wert von 48,2 kN.

In Tabelle 5.6 ist die Auswertung nach der Steifigkeit der einzelnen Versuche dargestellt. Die Berechnung von k_{sc} erfolgt nach Gleichung (5.82). Der Mittelwert der 3 Werte für k_{sc} ergibt sich zu $k_{sc} = 18,60 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$.

Tabelle 5.6: Ermittlung ksc für kurze Kopfbolzen

Versuch	Schlupf bei 0,7 · P _{Rk} [mm]	$k_{\rm sc} \left[\frac{\rm kN}{\rm mm}\right]$
K1-Q1	1,911	17,70
K1-Q2	1,800	18,74
K1-Q3	1,744	19,35

Die Auswertung der Querkraftkalibrierversuche mit einer effektiven Einbindelänge von h_{ef} = 242 mm und eine Kopfbolzendurchmesser von d_s = 16 mm erfolgte analog zu der Auswertung der kurzen Kopfbolzen.

Die kleinste Versuchslast bei dieser Serie wurde mit 54,35 kN festgehalten (K2-Q3). Eine Abminderung um 10 % ergibt eine charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} von 48,92 kN.

Die Berechnung der einzelnen Steifigkeiten ist in Tabelle 5.7 zusammengefasst. Der Mittelwert der Steifigkeiten beträgt: $k_{sc} = 27,80 \frac{kN}{mm}$.

Versuch	Schlupf bei 0,7 · P _{Rk} [mm]	$k_{\rm sc} \left[\frac{\rm kN}{\rm mm}\right]$
K2-Q1	1,294	26,46
K2-Q2	1,165	29,39
K2-Q3	1,243	27,55

Tabelle 5.7: Ermittlung ksc für lange Kopfbolzen

5.5.5 Beispielrechnung zur Bestimmung der zusätzlich auf die Verbindungsmittel anzusetzenden Schubkräfte

5.5.5.1 Allgemeines

Das in Kapitel 5.5.2 beschriebene Modell kann über ein geeignetes Stabwerkprogramm auf den Referenzversuch angewandt werden. Das in Bild 5.29 gezeigte Federmodell wird somit abgebildet und berechnet. Nachfolgend sind die Ergebnisse dieser Berechnung dargestellt. An dieser Stelle wird Grenzfall 2, ohne Haftverbund untersucht, da hier die maximale Beanspruchung der Dübel ermittelt werden kann.

5.5.5.2 Vorgehen und Ergebnis

Über ein Stabwerkprogramm können die in Bild 5.28 gezeigten verschiedenen Ebenen berücksichtigt werden. Die Modellierung erfolgt über Stäbe mit entsprechenden Elastizitätsmoduln sowie Flächenanteilen.

Die Nachrechnung des Referenzversuchs sowie die Anwendung des Modells auf einen Betrachtungszeitraum von 50 Jahren ergibt folgendes in Tabelle 5.8 dargestelltes Ergebnis. Hierbei werden zunächst die Ankerplattenbereiche betrachtet und in einem weiteren Schritt die maximalen zusätzlichen Schubkräfte ermittelt

Tabelle 5.8: Darstellung der Normalkrafte in der Ankerplatte

Normalkrafte in den entsprechenden Ebenen der Ankerplatte (AP) nach Bild 5.28

	Betrachtungsdauer			
Ebene	0 Stunden	8 Stunden	50 Jahre	50 Jahre
	rein statisch	nur Kriechen	nur Kriechen	Kriechen und Schwinden
ΑΡΙ	-0,622	-0,736 kN	-1,934 kN	-6,940 kN
AP II	-0,992	-1,174 kN	-3,085 kN	-11,077 kN
AP III	-1,115	-1,320 kN	-3,467 kN	-12,449 kN

Ermittlung der zusätzlichen Schubkräfte

Der grafische Verlauf der Normalkräfte über die Ankerplatte zeigt, dass die oberste Dübelreihe die größte Beanspruchung infolge Kriechens erfährt. Die ermittelte Belastung muss in dieser Versuchskonfiguration der Ankerplatte durch zwei Kopfbolzen geteilt werden, da je Reihe zwei Kopfbolzen angeordnet wurden. Die zusätzliche Schubbeanspruchung der Kopfbolzen infolge Kriechen und Schwinden kann aus der Differenz des betrachteten Zeitraums zur rein statischen Belastung ermittelt werden. Die Einwirkung auf die Kopfbolzen errechnet sich dabei jeweils aus den Differenzen der Normalkraftanteilen der Ankerplatte.



Bild 5.31: Grafischer Verlauf der Normalkäfte über die Ankerplatte sowie Belastung der Dübelreihen

Die Differenz und zusätzliche Schubkraft auf die Kopfbolzen des Referenzversuches infolge Kriechen ist somit $0,114 \ kN$ je Dübelreihe und $0,057 \ kN$ je Kopfbolzen. Für den Betrachtungszeitraum von 50 Jahren unter zusätzlicher Berücksichtigung des Schwindens ist die Differenz zur statischen Auflast $6,312 \ kN$ je Dübelreihe und somit $3,156 \ kN$ je Kopfbolzen.

5.5.5.3 Fazit

Die Ermittlung der zusätzlichen Beanspruchung hat gezeigt, dass die äußerste Dübelreihe die größte Beanspruchung infolge einer statischen Auflast von 0,6 *MN* erfährt. Der Betrachtungszeitraum von 8 Stunden (Referenzversuche) zeigt, dass es erwartungsgemäß zu keiner signifikanten Steigerung dieser Beanspruchung kommt. Bei einer Betrachtung über 50 Jahre und der zusätzlichen Berücksichtigung von Schwinden zeigt sich, dass Schwinden als Haupteinwirkung betrachtet werden kann, dennoch die Gesamtzusatzbeanspruchung mit 3,156 *kN* je Kopfbolzen gering ist.

6 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

6.1 Zusammenfassung

Anschlüsse zwischen Stahl und Beton können im Bereich von Mischkonstruktionen mit Hilfe von Ankerplatten in geeigneter Weise hergestellt werden. Diese Bauweise erlaubt ein hohes Maß an Flexibilität da auf der Vorderseite der Ankerplatte unterschiedliche Stahlbauteile montiert werden können und rückseitig eine Befestigung an Massivbauteilen über verschiedene Verbindungsmittel möglich ist.

Allerdings stellen diese Anschlüsse für die Bemessung eine Schnittstellenproblematik dar, bei der die Nachweisverfahren des Stahlbaus und die des Massivbaus gleichermaßen berücksichtigt werden müssen. Für den Nachweis dieser Anschlüsse eignet sich die Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8* in besonderer Weise, da in diesem Nachweiskonzept die Betonkomponenten neben den Stahlkomponenten integriert werden können. Im Rahmen vorangegangener Forschungsvorhaben wurden in *Kuhlmann u.a. 2012* und *Kuhlmann u.a. 2015* Bemessungsmodelle für herkömmliche Anwendungsbereiche wie Stützenfuß- und Träger-Wand-Anschlüsse entwickelt und für die Praxis aufbereitet.

Neben der Untersuchung von Einbausituationen von Ankerplatten mit ausreichendem Randabstand *Kuhlmann u.a. 2003, Kuhlmann u.a. 2007* und *Kuhlmann u.a. 2012* wurden des Weiteren Einbausituationen von Ankerplatten mit Randeinfluss *Kuhlmann u.a. 2007, Kuhlmann u.a. 2013* untersucht. Innerhalb dieser Forschungsvorhaben wurden Bemessungsmodelle für Einbausituationen von Ankerplatten mit Randeinfluss in stabförmigen Bauteilen wie Stützen oder Streifenfundamenten entwickelt. Weitere Hintergründe zu diesen Forschungsvorhaben sind in Kapitel 2 gegeben.

Im vorliegenden Forschungsvorhaben wurden die bereits existierenden Bemessungsansätze um den Anwendungsbereich von großen Ankerplatten erweitert. Insbesondere im Industrie- und Anlagenbau ist die aktuelle Begrenzung der Verankerung auf maximal 3x3 Verbindungsmittel nach *DIN EN 1992-4* unzureichend, da in diesem Bereich häufig hohe Lasten über die Ankerplatten übertragen werden müssen. Während bei großen Ankerplatten eine höhere Flexibilität bei der Montage der Anbauteile vorteilhaft ist, müssen auf der anderen Seite Zwangsbeanspruchungen beispielsweise infolge zeitabhängiger Verformungen des Betons durch Kriechen und Schwinden beobachtet werden.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden Bemessungsmodelle für große Ankerplatten unter Schub, Zug und Zwang entwickelt. Auf Grundlage experimenteller Untersuchungen wurden an der Technischen Universität Kaiserslautern Versuche unter Normalkraft und Zwangsbeanspruchung und an der MPA Stuttgart Versuche unter Querlast durchgeführt. Wesentlicher Bestandteil der Untersuchungen war die Bestimmung der Lastverteilung der Kräfte innerhalb der Ankerplatte, die für die Normalkräfte über Dehnmessstreifen in Bereich der Kopfbolzenschäfte bestimmt werden konnte. Neben der Verankerungslänge der Kopfbolzen wurden Parameter wie Exzentrizität, Ankerplattendicke und der Bewehrungsgrad der Rückhängebewehrung variiert. Des Weiteren wurden Versuche in gerissenem und ungerissenem Beton durchgeführt. Die unter Zwang durchgeführten Versuche wurden durch das Aufbringen einer konstanten Auflast realisiert, um das Kurzzeitrelaxationsverhalten des Betons unter Berücksichtigung größerer Ankerplatten zu verifizieren und die Verformungsgrößen abzuschätzen. Die Versuche sind in Kapitel 3 beschrieben.

Zur Erweiterung der Datenbasis der Versuche und zur Bestimmung der Verteilung der Schubkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen wurden umfangreiche numerische Untersuchungen und Parameterstudien durchgeführt. Hierfür erfolgte eine Kalibrierung der numerischen Modelle an den Versuchsergebnissen. Die Lastverteilung der Querlasten zwischen den Kopfbolzenreihen konnte durch die Auswertung der resultierenden Knotenkräfte im Bereich des Dübelfußes in den jeweiligen Kopfbolzenreihen quantifizierbar gemacht werden. Im Rahmen dieser Untersuchungen konnte der Einfluss von Exzentrizität, Ankerplattendicke, Einbindelänge der Kopfbolzen sowie der Betondruckfestigkeit untersucht werden. Die Numerik zeigt hinsichtlich der Traglasten sowie der Versagensmechanismen eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Untersuchungen. Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen sind in Kapitel 4 angegeben.

Aufbauend auf den experimentellen und numerischen Untersuchungen wurde ein analytisches Bemessungsmodell auf Grundlage der Komponentenmethode hergeleitet. Dabei wurden zunächst die Versagensmechanismen der einzelnen Stahl- und Betonkomponenten nach *DIN EN 1993-1-8* und *DIN EN 1992-4* in Kapitel 5 hergeleitet. Neben den bestehenden Komponenten wurden neuere Bemessungsansätze für die Rückhängebewehrung nach *Kuhlmann u.a. 2012* und *Berger 2015* berücksichtigt. Neben die Widerständen auf Bemessungs- und Traglastniveaus werden die Steifigkeiten der einzelnen Komponenten nach *Rybinski 2014* und *Berger 2015* erläutert, da so die Verformungen im Bereich der Ankerplatten und die daraus resultierenden Lastumlagerungen erfasst werden können.

Das Bemessungsmodell unter Normalkraft baut dabei auf *DIN EN 1992-4* und neueste Untersuchungen von *Kuhlmann u.a. 2012, Rybinski 2014* sowie *Berger 2015* für die Betonkomponenten und Untersuchungen von *Schmidt 2008* für die Erweiterung der Verbindungsmittelanzahl je Reihe der *DIN EN 1993-1-8* von Kopfplatten auf.

Das Bemessungsmodell der Querkraftanschlüsse baut auf den in *DIN EN 1992-4* und *DIN EN 1992-4* TR Plastische Bemessung verankerten elastischen und plastischen Nachweisverfahren auf. Dabei werden die einwirkende Querkraft und die aus der Exzentrizität resultierende Momentenbeanspruchung in die einzelnen Belastungsrichtungen aufgeteilt. Eine Differenzierung zwischen Gruppenversagensmechanismen bei Betonversagen und dem Versagen des am höchsten belasteten Verbindungsmittels ist notwendig. Eine genauere Betrachtung der Lastumlagerungen ist über ein Bemessungsprogramm möglich, das die Nachgiebigkeit der Ankerplatte und der Kopfbolzen berücksichtigt.

Mit den Widerständen der Beton- und Stahlkomponenten in *DIN EN 1993-1-8* und *DIN EN 1992-4* und den Annahmen zur Lastverteilung nach *DIN EN 1992-4* und *DIN EN 1992-4 TR Plastische Bemessung* kann die Tragfähigkeit der großen Ankerplatten unter Querlast mit dem vorgeschlagenen Komponentenmodell gut abgeschätzt werden. Eine Erweiterung der existierenden Regeln auf Ankerplatten mit einer 4x4 Anordnung der Kopfbolzen ist möglich. Voraussetzung ist allerdings, dass alle Verbindungsmittel im Bereich der Ankerplatte aktiviert werden und die Kopfbolzen eine ausreichende Verankerungslänge haben, so dass auch die letzte, lastabgewandte Dübelreihe unter Querlast bis zur Höchstlast voll tragfähig ist. Diese Voraussetzung ist im Rahmen einer plastischen Bemessung gegeben. Die Nachgiebigkeit der Ankerplatte ist im Zug- und Druckbereich zu berücksichtigen und kann über das Modell des äquivalenten T-Stummels abgeschätzt werden. Die Annahme einer starren, elastischen Platte ist kritisch zu überprüfen.

Das Bemessungsmodell unter Zwang basiert auf einem starren Balken, der die Einzelkomponenten als Auflagerungen abbildet. Die Implementierung von Zwang erfolgt über eine zusätzliche Normalkraftbeanspruchung bei Schwinden bzw. einer Abminderung des Elastizitätsmoduls bei Kriechen und somit einer Änderung der Federsteifigkeit. Es kann der Grenzfall, des vollen Haftverbunds, für die maximale Beanspruchung der Ankerplatte ohne Mitwirken der Kopfbolzen und der Grenzfall ohne Haftverbund, in dem die Kopfbolzen sowie Abstand der Dübelreihen mit berücksichtigt werden, betrachtet werden. Kriechen und Schwinden ist in diesem Modell nach den Regeln der *DIN EN 1992-1-1* berücksichtigt und beschreiben die Einwirkung in bestimmten Betrachtungszeiträumen.

6.2 Ausblick

Mit den Untersuchungen konnte das Tragverhalten von großen Ankerplatten und der Einfluss wesentlicher Parameter untersucht werden. Randeinflüsse wurden allerdings nicht behandelt und sind daher nach den Vorgaben nach *DIN EN 1992-4* konservativ über die Tragfähigkeit der randnahen Dübelreihe abzuschätzen. In diesem Bereich sollten weitere experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt werden, so dass die Tragfähigkeit von Ankerplatten im randnahen Bereich und die Lastumlagerungen bei Rissbildung ausreichend genau abgeschätzt werden kann.

Der Widerstand bei Ausbildung eines Betonausbruchs auf der lastabgewandten Seite wird über das Produkt der Zugtragfähigkeit der Befestigung und dem Verhältniswert der Ausbruchfläche bei Zug und bei Querlast berechnet. Im Vergleich der experimentellen und analytischen Ergebnisse ist der Widerstand dieser Komponente insbesondere im gerissenen Beton gering und liefert eine konservative Abschätzung der Höchstlasten. Die Rückhängebewehrung im Bereich des Verbindungsmittels kann auf Grund fehlender Modelle rechnerisch nicht angesetzt werden. An dieser Stelle besteht weiterer Forschungsbedarf, im Rahmen dessen die Annahmen für den Flächenverhältniswert und zum Zustand des Betongrunds kritisch zu überprüfen sind.

Das Tragverhalten der Querkraftanschlüsse kann nur mit ausreichender Sicherheit abgeschätzt werden, wenn die Nachgiebigkeit der Ankerplatte und die Verformungen der Betonkomponenten insbesondere im GZG realitätsgetreu widergegeben werden. Für bestimmte Anwendungsfälle ist es möglich, dass eine elastische Verteilung der Kräfte das Tragverhalten der Ankerplatte nicht richtig darstellt und die Tragfähigkeit der Ankerplatte überschätzt wird. Dies gilt beispielsweise bei einer exzentrisch unter Zug beanspruchten großen, nachgiebigen Ankerplatte. Ziel weiterführender Untersuchungen ist die Erfassung dieser Einflüsse in einem Bemessungsprogramm, das die Nachgiebigkeit der Ankerplatte ausreichend genau abbildet. Hierfür ist es notwendig, die Steifigkeiten und die Widerstände der einzelnen Komponenten zu kennen, wofür in *Kuhlmann u.a. 2012, Rybinski 2014* und *Berger 2015* Grundlagen geschaffen wurden. Die Herausforderung der Diskretisierung der Anschlusssituation in einem Modell liegt in der Zuordnung der Steifigkeiten und Widerstände zu einzelnen Verbindungsmittelreihen, die noch nicht abschließend geklärt ist.

Das Tragverhalten bei großen Ankerplatten unter Normalkraftbeanspruchung kann über die bestehenden Modelle sowie die in diesem Forschungsvorhaben entwickelten Erweiterungen auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt werden. Bei Betonversagen und der Ausbildung eines kegelförmigen Ausbruchkörpers sind weitere experimentellen Untersuchungen im Bereich des Nachtraglastbereiches und der daraus resultierenden Aktivierung der Oberflächenbewehrung notwendig.

Zwang im Bereich von großen Ankerplatten mit Kopfbolzen liefert über das beschriebene Modell ebenfalls konservative Ergebnisse, sodass hier weitere Parameter bezüglich einer möglichen Schädigung eines Haftverbundes über die Zeit erfasst werden können. Des Weiteren kann über das aufgezeigte Federmodell der Lastfall der Temperatur integriert werden.

7 LITERATUR

7.1 Forschungs- und Versuchsberichte

Cook u.a. 1989	Cook, A.; Klingner, R.: <i>Behavior and Design of ductile Multi- ple-Anchor Steel-to-Concrete Connections</i> , Research Report CTR 1126-3, University of Texas at Austin, 1989.
Eligehausen u.a. 2003	Eligehausen, R.; Fichtner, S.: <i>Erforderliche Steifigkeit von An- kerplatten</i> , Schlussbericht, Institut für Werkstoffe im Bauwe- sen, Universität Stuttgart, 2003.
Kuhlmann u.a. 2003	Kuhlmann, U.; Imminger, T.: <i>Ankerplatten und Einbaudetails zur Kraftüberleitung im Stahlbau</i> , Schlussbericht, Forschungsvorhaben im Auftrag des Deutschen Ausschusses für Stahlbau (DASt), 2003.
Kuhlmann u.a. 2007	Kuhlmann, U.; Rybinski, M: <i>Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Kopfbolzen in stabförmigen Betonteilen</i> . Schlussbericht, Forschungsvorhaben P 722, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA), 2007.
Kuhlmann u.a. 2008	Kuhlmann, U.; Eligehausen, R.; Rybinski, M.; Fichtner, S.: Modellierung biegeweicher Stützenfüße im Stahl – und Ver- bundbau als integriertes System von Tragwerk und Funda- ment, Schlussbericht, Institut für Konstruktion und Entwurf und Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2008.
Kuhlmann u.a. 2012	Kuhlmann, U.; Hofmann, J.; Wald, F.; da Sliva, L., Krimp- mann, M.; Sauerborn, N.; et al: <i>New market chances for steel</i> <i>structures by innovative fastening solutions between steel and</i> <i>concrete (INFASO)</i> . Final report, Report EUR 25100 EN, Eu- ropean Commission, 2012.
Kuhlmann u.a. 2013	Kuhlmann, U.; Ožbolt, A.: Verbesserung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen in stabförmigen Stahlbetonbauteilen, Schlussbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 17028 über den Deutschen Ausschuss für Stahl- bau (DASt), 2013.
Kuhlmann u.a. 2015	Kuhlmann, U.; Hofmann, J.; Wald, F.; da Silva, L., Krimp- mann, M.; Sauerborn, N.; et al: <i>Valorisation of Knowledge for</i> <i>Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete</i> <i>(INFASO+),</i> Final report, KI-NA-27745-EN-N, European Com- mission, 2015.
Kuhlmann u.a. 2016	Kuhlmann, U.; Ruopp, J.: Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anla- genbau unter Querkraftbeanspruchung, Versuchsbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 17654 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt), 2016.
Kurz u.a. 2016	Kurz, W.; Scholz, J.: Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagen-

	bau unter Normalkraftbeanspruchung und Zwang, Versuchs- bericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 17654 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt), 2016.
Lotze u.a. 1997	Lotze, D.; Klingner, R. E.: <i>Behavior of Multiple-Anchor Con-</i> <i>nections to Concrete from the Perspective of Plastic Theory</i> , University of Texas at Austin, PMFSEL Report No. 96-4, 1997.
Sokol u.a. 1997	Sokol, Z.; Wald, F.: <i>Experiments with T-Stubs in Tension and Compression</i> , Research Report, Technical University in Prague, 1997.

7.2 Fachbücher, Zeitschriften und Aufsätze in Tagungsbänden

Coucaux u.a. 2015	Coucaux, M.; Demonceau, JF.; Weynand, K.: <i>Calcul d'un assemblage par platine comportant quatre boulons par ran- gée</i> ; Revue Construciton Métallique, Heft 2, 2015.
Demonceau u.a. 2010	Demonceau, JF.; Jaspart, J. P.; Weynand, K.; Oerder, R.; Müller, C.: <i>Connections with Four Bolts per Horizontal Row:</i> <i>Application of Eurocode 3</i> , Eurosteel 2011, Budapest, 2011.
Eligehausen u.a. 2006	Eligehausen, R.; Mallée, R.: <i>Befestigungstechnik im Beton und Mauerwerksbau</i> , Ernst & Sohn Verlag, 2000.
Fuchs u.a. 1995	Fuchs, W.; Eligehausen, R.: <i>Das CC-Verfahren für die Be-</i> <i>rechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen</i> , Beton- und Stahlbetonbau 90, Heft 1, S. 6-9, Heft 2, S. 38-44, Heft 3, S.73-76, 1995.
Kuhlmann 2011	Kuhlmann, U (Hrsg.): Stahlbau Kalender, <i>Eurocode</i> 3 – <i>Grundnorm Verbindungen</i> , Berlin, Ernst & Sohn Verlag 2011.
Lee u.a. 1998	Lee, J; Fenves, G. L.: <i>Plastic-Damage-Model for Cyclic Load-ing of Concrete Structures</i> , Journal of Engineering Mechanics, vol 124, no. 8, pp. 892-900; 1998.
Lubliner 1989	Lubliner, J.; Oliver, S.; Oller, S.; Oñate, E.: <i>A Plastic-Damage-Model for Concrete</i> , International Journal of Solids and Structures, vol 25, pp. 299-329; 1989.
Mallée u.a. 1999	Mallée, R.; Burkhardt, F. <i>Befestigungen von Ankerplatten mit dübeln – ein Beitrag zur erforderlichen Ankerplattendicke</i> , Beton und Stahlbetonbau 94, 502-511, Ernst & Sohn Verlag, 1999.
Müller u.a. 2012	Müller, HS.; Reinhardt, HW.; Wiens, U.: Beton in: Beton- Kalender 2012, Teil 1, Ernst & Sohn, S. 303-458
Ožbolt u.a. 1999a	Ožbolt, J.; Mayer, U.; Vocke, H.; Eligehausen, R.: <i>Verschmierte Rißmethode – Theorie und Anwendung,</i> Beton- und Stahlbetonbau 94, 1999.

Ožbolt u.a. 1999b	Ožbolt, J.; li, YJ.; Kožar, I: <i>Mixed constrained microplane model for concrete</i> , Zur Veröffentlichung in International Journal of Solids and Structures, 1999.
Pregartner 2009	Pregartner, T.: Bemessung von Befestigungen in Beton – Ein- führung mit Beispielen, Ernst & Sohn Verlag, 2009.
Ramberg u.a. 1943	Ramberg, W.; Osgood, W. R.: <i>Description of Stress- Strain Curves by three Parameters</i> , Technical Note No. 902, National Advisory Committee For Aeronautics, Washington 1943.
Steenhuis u.a. 2008	Steenhuis, M.; Wald, F.; Zendek, S.; Stark, J.: <i>Concrete in Compression and Base Plate in Bending</i> , HERON Volume 53, No. 1/2,2008.
Tschemmernegg u.a. 1997	Tschemmernegg, F.; Huber, G.; Huter, M.; Rubin, D.: <i>Kompo- nentenmethode und Komponentenversuche zur Entwicklung</i> <i>von Baukonstruktionen in Mischbauweise</i> , Stahlbau 66, S. 624 – 639, Ernst & Sohn Verlag, Berlin,1997
Wald u.a. 2008a	Wald, F.; Sokol, Z.; Steenhuis, M.; Jaspart, J. P.: <i>Component Method for Steel Column Bases</i> , HERON Volume 53, No. 1/2,2008.
Wald u.a. 2008b	Wald, F.; Sokol, Z.; Jaspart, J. P.: <i>Base Plate in Beding and Anchor Bolts in Tension</i> , HERON Volume 53, No. 1/2,2008
Zoetemeijer 1974	Zoetemeijer, P.: A design method for the tension side of stati- cally loaded boltet beam-to-column connections, HERON Vol- ume 20; No. 1, 1974

7.3 Normen, Literatur und sonstige Regelwerke

CEN/TS 1992-4-1:2009	CEN/TS 1992-4-1: Bemessung der Verankerungen von Befestigungen im Beton – Teil 4-1: Allgemeines. August 2009.
CEN/TS 1992-4-2:2009	CEN/TS 1992-4-2: Bemessung der Verankerungen von Be- festigungen im Beton – Teil 4-2: Kopfbolzen. August 2009.
DIN EN 12390-2:2009	Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen. August 2009.
DIN 50125	Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben. Juli 2007.
DIN EN 1992-1-1 mit natio- nalem Anhang DIN EN 1992- 1-1/NA	Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemes- sungsregeln und Regeln für den Hochbau. Januar 2011.
DIN EN 1992-4 mit nationa- lem Anhang DIN EN 1992- 4/NA	Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Veran- kerungen von Befestigungen in Beton. Oktober 2013.
DIN EN 1992-4 TR Plasti-	Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton-

	von Befestigungen mit Kopfbolzen und nachträglich montier- ten Befestigungsmittel, Technical Report, (noch nicht veröf- fentlicht).
DIN EN 1993-1-1 mit natio- nalem Anhang DIN EN 1993- 1-1/NA	Eurocode 3 – <i>Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten</i> – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Dezember 2010.
DIN EN 1993-1-8 mit natio- nalem Anhang DIN EN 1993- 1-8/NA	Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen. Dezember 2010.
DIN EN 1994-1-1 mit natio- nalem Anhang DIN EN 1994- 1-1/NA	Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtrag- werken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemes- sungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. De- zember 2010.
DIN EN 10204	Metallische Erzeugnisse – Arten von Prüfbescheinigungen. Januar 2005.
DIN EN ISO 6892-1	Metallische Werkstoffe – <i>Zugversuch</i> – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, Juni 2014.
ETA-03/0039	Deutsches Institut für Bautechnik: <i>Europäische Technische Zulassung ETA-03/0039</i> , KÖCO-Kopfbolzen aus Stahl, Berlin, Juni 2013.
ETAG 001	Anhang A – Anhang C: Leitlinie für die Europäische Techni- sche Zulassung für Metalldübel zur Verankerung im Beton, April 2013.

7.4 Dissertationen und Abschlussarbeiten

Berger 2015	Berger, W.: <i>Trag- und Verschiebungsverhalten sowie Bemes-</i> <i>sung von Kopfbolzenverankerungen mit und ohne Rückhän-</i> <i>gebewehrung unter Zuglast</i> , Dissertation, Institut für Werk- stoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2015.
Fichtner 2011	Fichtner, S.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Grup- penbefestigungen unter Berücksichtigung der Ankerplattendi- cke und einer Mörtelschicht, Dissertation, Institut für Werk- stoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2011.
Furche 1994	Furche, J.: Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopf- bolzen bei zentrischem Zug, Dissertation, Institut für Werk- stoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1994.
Jörg 2014	Jörg, F.: Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit großen Ankerplatten, Bachelorarbeit, Nr. 2014-30x, Institut für Kon- struktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2014.
Lungerhausen 1988	Lungerhausen, H.: <i>Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendü- beln</i> , Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, 1988.

Mishaxhiu 2015	Mishaxhiu, N.: Steel-to-Concrete Joints – Development of a FE-Model for Large Anchor Plates with Concrete Failure Mechanisms, Masterarbeit, Nr. 2015-10X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2014.
Ruopp 2019	Ruopp, J.: Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton unter Querkraft- und Momentenbeanspruchung mit großen Ankerplatten oder Randeinfluss (Arbeitstitel), Disser- tation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stutt- gart, 2019 (nicht veröffentlicht).
Rybinski 2014	Rybinski, M.: Komponentenmethode für Ankerplatten mit Kopfbolzen unter einachsiger Beanspruchung. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2014.
Schmidt 2008	Schmidt, B.: Zum Tragverhalten von geschraubten momen- tentragfähigen Stirnplattenverbindungen mit 4 Schrauben in jeder Schraubenreihe. Dissertation, Lehrstuhl für Stahlbau, TU Dortmund, 2008.
Schmid 2009	Schmid, K.: Tragverhalten und Bemessung von Befestigun- gen am Bauteilrand mit Rückhängebewehrung unter Querlas- ten rechtwinklig zum Rand, Dissertation, Institut für Werk- stoffe im Bauwesen.
Schlüter 1987	Schlüter,FH.: <i>Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Be- lastung – Flugzeugabsturz</i> . Dissertation, Institut für Massiv- bau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1987.
Zhao 1993	Zhao, G.: <i>Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenveranke- rungen bei Betonbruch</i> , Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1993.
7.5 Sonstiges	
Krimpmann 2014	Krimpmann, M.: Bemessungsprogramm für dünne Ankerplat- ten mit Kopfbolzen – momententragfähige Anschlüsse (Ver- sion 2.0), Electronic Tool, Research Fund for Coal and Steel (RFCS), European Commission, 2014.
Kurz u.a. 2011	Kurz, W.; Rechke J.: Versuche zum tragverhalten von Stahlli- nern mit Kopfbolzenverankerung, Studienarbeit, Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2011 (nicht veröffentlicht).
Ožbolt 2014	Ožbolt J.: <i>MASA – Microplane Analysis Program</i> , Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Version 07/2014

ABAQUS User's Guide Abaqus 6.14 Online Documentation, Dessault Systèmes, 2014

8 FORMELZEICHEN

8.1 Geometrieparameter

a _i	Abstand zwischen Zug- und Druckresultierenden und dem Fließgelenk	[mm]
A _h	Pressungsfläche am Kopfbolzenkopf bei Herausziehen	[mm²]
A _s	Querschnittsfläche des Kopfbolzens	[mm²]
A _{s,re}	Querschnittsfläche der Bewehrung	[mm²]
A _{c,N,1}	Flächenanteile der ideellen Ausbruchfläche bei Betonversagen	[mm²]
A ⁰ _{c.N}	Ideelle Ausbruchfläche eines Kopfbolzens	[mm²]
b	Breite des Versuchskörpers	[mm]
с	Betondeckung	[mm]
d	Dicke des Versuchskörpers	[mm]
d _h	Durchmesser des Kopfbolzenkopfes	[mm]
ds	Durchmesser des Kopfbolzenschafts	[mm]
d _{s,re}	Durchmesser der Bewehrung	[mm]
e	Exzentrizität der Querkraft bis Oberkante Beton	[mm]
h	Höhe des Versuchskörpers	[mm]
h _{ef}	Effektive Verankerungstiefe	[mm]
h _h	Höhe des Kopfbolzenkopfes	[mm]
Iy	Trägheitsmoment um Y-Achse	[mm ⁴]
l ₁	Verankerungslänge der Bewehrung im Ausbruchkegel	[mm]
ly	Länge der Ankerplatte in y-Richtung	[mm]
lz	Länge der Ankerplatte in z-Richtung	[mm]
L	Länge des Kopfbolzens	[mm]
n _s	Anzahl der Bewehrungsschenkel je Kopfbolzen	[-]
n _y	Anzahl der Kopfbolzen in y-Richtung	[-]
n _z	Anzahl der Kopfbolzen in z-Richtung	[-]
sy	Achsabstand der Kopfbolzen in y-Richtung quer zur Belastungsrichtung	[mm]
Sz	Achsabstand der Kopfbolzen in z-Richtung in Belastungsrichtung	[mm]
t _i	Dicke des betrachteten Stahlbauteils	[mm]
z _i	Abstand des Kopfbolzens zur Bezugsachse	[mm]
Z	Abstand zwischen der resultierenden Zug- und Druckkraft	[mm]

8.2 Parameter der Beton- und Stahlkomponenten

C _{Ed}	Einwirkende Druckkraft im Druckbereich der Ankerplatte	[kN]
k _c	Steifigkeit des Betons im Nachtraglastbereich	[Nmm]
N _{T,1,Rk}	Charakteristischer Widerstand des T-Stummels bei vollständigem Plasti- zieren der Ankerplatte	[N]
N _{T,1,u}	Mittlerer Widerstand des T-Stummels bei vollständigem Plastizieren der Ankerplatte	[N]
N _{T,2,Rk,p}	Charakteristischer Widerstand des T-Stummels bei fließen der Anker- platte und Versagen in der Betonkomponente ohne Abstützkräfte	[N]

Seite 234	Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industr	rie- und Anlagenbau
N _{T,2,Rk,np}	Charakteristischer Widerstand des T-Stummels bei fließen der Anker- platte und Versagen in der Betonkomponente ohne Abstützkräfte	[N]
N _{T,2,u}	Mittlerer Widerstand des T-Stummels bei fließen der Ankerplatte und Versagen in der Betonkomponente	[N]
N _{T,3,Rk}	Charakteristischer Widerstand des T-Stummels bei starrer Ankerplatte mit Versagen in der Betonkomponente	[N]
N _{T,3,u}	Mittlerer Widerstand des T-Stummels bei starrer Ankerplatte mit Versa- gen in der Betonkomponente	[N]
F _u	Gemessene Höchstlast im Versuch	[kN]
F _{u,n}	Normierte Höchstlast	[kN]
M _{Ed,y}	Einwirkendes Bemessungsmoment auf die Ankerplatte	[kNm]
N_{Ed}^{h}	Normalkraft im Am höchsten belasteten Dübel	[kN]
N ^g _{Ed}	Normalkrafteinwirkung bei Gruppenversagen	[kN]
N _{Rk,s}	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen bei Stahlversagen	[N]
N _{u,s}	Mittlerer Widerstand bei Stahlversagen der zugbeanspruchten Kopfbol- zen bei Stahlversagen	[N]
N _{Rk,c}	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen einer Gruppenbefestigung bei Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch.	[N]
N _{u,c}	Mittlerer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen einer Gruppen- befestigung bei Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch.	[N]
N _{Rk,sp}	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen bei Spalten des Betons	[N]
N _{Rk,re}	Charakteristischer Widerstand bei Stahlversagen der Bewehrung	[N]
N _{Rk,a}	Charakteristischer Widerstand bei Verbundversagen der Bewehrung	[N]
N _{Rk,re,1}	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens von Rückhängebewehrung und Betonausbruch bei Stahlversagen der Rückhängebewehrung	[N]
N _{u,re,1}	Mittlerer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen unter Berück- sichtigung des Zusammenwirkens von Rückhängebewehrung und Be- tonausbruch bei Stahlversagen der Rückhängebewehrung	[N]
N _{Rk,re,2}	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens von Rückhängebewehrung und Betonausbruch bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung	[N]
N _{u,re,2}	Mittlerer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen unter Berück- sichtigung des Zusammenwirkens von Rückhängebewehrung und Be- tonausbruch bei Betonversagen zwischen der Rückhängebewehrung	[N]
N _{Rk,cs,max}	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens von Rückhängebewehrung und Betonausbruch bei Betonversagen zwischen der Rückhängebeweh- rung	[N]
N _{u,cs,max}	Mittlerer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen unter Berück- sichtigung des Zusammenwirkens von Rückhängebewehrung und Be- tonausbruch bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung	[N]
N ⁰ _{Rk,c}	Charakteristischer Widerstand eines Kopfbolzens bei Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch.	[N]
N ⁰ _{u,c}	Mittlerer Widerstand eines Kopfbolzens bei Versagen durch kegelförmi- gen Betonausbruch.	[N]
N _{Rk,p}	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen bei Herausziehen unter Zuglast	[N]
N _{u,p}	Mittlerer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen bei Herauszie- hen unter Zuglast	[N]

V _{Rk,cp}	Charakteristischer Widerstand bei Betonversagen auf der lastabgewand- ten Seite	[N]
V _{u,cp}	Mittlerer Widerstand bei Betonversagen auf der lastabgewandten Seite	[N]
V _{Rk,s}	Charakteristischer Widerstand bei Stahlversagen der Kopfbolzen unter Querkraftbelastung	[N]
V _{u,s}	Mittlerer Widerstand bei Stahlversagen der Kopfbolzen unter Querkraftbelastung	[N]
V _{Rk,f}	Charakteristischer Widerstand des Reibungsanteils im Druckbereich	[N]
x _c	Betondruckzonenhöhe	[mm]
α_t	Einflussfaktor der Rückhängebewehrung	[-]
γ	Verhältniswert Querkraft zur Zugtragfähigkeit des Kopfbolzens	[-]
$\epsilon_{cs}(t,t_s)$	Schwindzahl nach DIN EN 1992-1-1	[-]
$\epsilon_{cd}(t, t_s)$	Trocknungsschwinden	[-]
$\epsilon_{ca}(t)$	Autogene Schwinddehnung	[-]
η	Ausnutzungsgrad	[-]
k _{sc}	Steifigkeit eines Kopfbolzens (Querlast)	[N/mm]
μ	Reibungskoeffizient	[-]
$\varphi(\infty, t_0)$	Die für die Last und das betrachtete Zeitintervall maßgebende Kriech- zahl nach DIN EN 1992-1-1	[-]
$\psi_{ec,N}$	Beiwert zur Berücksichtigung einer exzentrischen Zugkraft	[-]
$\psi_{re,N}$	Schalenabplatzfaktor	[-]
$\psi_{s,N}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Bauteilränder	[-]
Ψ _{M,N}	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Druckzone auf die auf Zug beanspruchten Kopfbolzen	[-]
Ψ_{supp}	Erhöhungsfaktor bei Berücksichtigung des Betonversagens zwischen der Rückhängebewehrung	[-]

8.3 Materialkenngrößen und Teilsicherheitsbeiwerte

А	Bruchdehnung des Stahls	[N/mm²]
E _c	Elastizitätsmodul des Betons	[N/mm²]
E _{c,eff}	Effektiver Elastizitätsmodul des Betons	[N/mm²]
f _{bk}	Charakteristische Verbundfestigkeit des Betons	[N/mm²]
f _{c,cube,150}	Mittlere Betondruckfestigkeit am Würfel mit Kantenlänge 150 mm	[N/mm²]
f _{ck}	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	[N/mm²]
f _{cd}	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons	[N/mm²]
f _{c,m}	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons	[N/mm²]
f _{c,m,cube}	Mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons	[N/mm²]
f _{ctm}	Mittlere Biegezugfestigkeit des Betons	[N/mm²]
f _{jd}	Grenzpressung in der Lagerfuge zwischen Ankerplatte und Beton	[N/mm²]
f _u	Zugfestigkeit des Kopfbolzens auf Traglastniveau	[N/mm²]
f_{uk}	Zugfestigkeit des Kopfbolzens/ der Ankerplatte nach Norm	[N/mm²]
G_{f}	Bruchenergie	[Nmm/mm ²]
R _{p0.2}	Streckgrenze des Stahls der Materialzugprobe	[N/mm²]
R _m	Zugfestigkeit des Stahls der Materialzugprobe	[N/mm²]

Seite 236	Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenb		
ε _{cr}	Kritische Dehnung des Betons bei der keine Kraft mehr im Riss übertra- gen werden kann	[-]	
Yinst	Montagesicherheitsbeiwert nach Produktspezifikation	[-]	

8.4 Sonstiges

DMS	Dehnmessstreifen	
SD " <i>XX/YY</i> "	Kopfbolzen "Durchmesser/Einbindelänge"	
v _n	Versuchsgeschwindigkeit	[mm/s]
d_t	Zugschädigung	[-]
$ ilde{arepsilon}_t^{pl}$	Plastische Zugdehnung	[-]
$\tilde{arepsilon}_t^{ck}$	Rissdehnung	[-]
ε_t	Totale Dehnung	[-]
ε_o^{el}	Elastische Dehnung des ungeschädigten Materials	[-]
θ	Temperatur	[°]
σ_t	Zugspannung	[N/mm²]
E ₀	Elastizitätsmodul des ungeschädigten Materials	[N/mm²]

9 ANHANG

9.1 Dokumentation der Versuchsaufbauten – Normalkraft



Bild 9.1: Plan Stahleinbauteil B-N Serie



Bild 9.2: Bewehrungsplan B1-N



Bild 9.3: Bewehrungsplan B2-N



Bild 9.4: Bewehrungsplan B3-N



Bild 9.5: Plan Stahlbauteile R5-1N und R5-3N



Bild 9.6: Plan Stahlbauteile R5-2N



Bild 9.7: Bewehrungsplan R5-1N



Bild 9.8: Bewehrungsplan R5-2N



Bild 9.9: Bewehrungsplan R5-3N

9.2 Dokumentation der Versuchsaufbauten – Querkraft



Bild 9.10 Plan Stahleinbauteil Versuchskörper B3-Q



Bild 9.11 Plan Stahleinbauteil Versuchskörper R2-1Q



Bild 9.12 Plan Stahleinbauteil Versuchskörper R2-2Q


Bild 9.13 Plan Stahleinbauteil Versuchskörper R2-3Q



Bild 9.14 Plan Stahleinbauteil Versuchskörper R2-4Q



Bild 9.15 Plan Stahleinbauteil Versuchskörper R3-1Q



Bild 9.16 Plan Stahleinbauteil Versuchskörper R3-2Q



Bild 9.17 Plan Stahleinbauteil Versuchskörper R3-3Q



Bild 9.18 Plan Stahleinbauteil Versuchskörper R5-1Q



Bild 9.19 Plan Stahleinbauteil Versuchskörper R5-2Q



Bild 9.20 Plan Stahleinbauteil Versuchskörper R5-3Q



Bild 9.21 Plan der Lasteinleitung im Bereich des Hydraulikzylinders



Bild 9.22 Plan Verankerung Doppel-U-Profile am Boden



Bild 9.23 Plan Abspannung des Versuchskörpers



Bild 9.24 Bewehrungsplan Versuchskörper B3-Q



Bild 9.25 Bewehrungsplan Versuchskörper R2-1Q



Bild 9.26 Bewehrungsplan Versuchskörper R2-2Q



Bild 9.27 Bewehrungsplan Versuchskörper R2-3Q



Bild 9.28 Bewehrungsplan Versuchskörper R2-4Q



Bild 9.29 Bewehrungsplan Versuchskörper R3-1Q



Bild 9.30 Bewehrungsplan Versuchskörper R3-2Q



Bild 9.31 Bewehrungsplan Versuchskörper R3-3Q



Bild 9.32 Bewehrungsplan Versuchskörper R5-1Q



Bild 9.33 Bewehrungsplan Versuchskörper R5-3Q



Bild 9.34 Bewehrungsplan Versuchskörper R5-2Q



Bild 9.35 Einbauplan Ankerplatten, Schlitzblech und Transportanker



Bild 9.36 Schlitzblech für Kopfbolzen für SD 16x250



Bild 9.37 Schlitzblech für Kopfbolzen für SD 16x100



Bild 9.38 Versuchsaufbau Exzentrizität groß



Bild 9.39 Versuchsaufbau Exzentrizität klein



Bild 9.40 Anordnung und Benennung der Dehnmessstreifen



Bild 9.41 Anordnung und Benennung der Wegaufnehmer bei großer Exzentrizität



Bild 9.42 Anordnung und Benennung der Wegaufnehmer bei kleiner Exzentrizität

9.3 Dokumentation der Versuchsaufbauten – Zwang



Bild 9.43: Plan Stahlbauteil R4-1-Z



Bild 9.44: Bewehrungsplan R4-1-Z



9.4 Dokumentation der Versuchsnachrechnung der Normalkraftversuche mit ABAQUS

Bild 9.45: Numerische Ergebnisse und Modellierung des Versuchs B3-N



Bild 9.46: Numerische Ergebnisse und Modellierung des Versuchs R5-1N

9.5 Dokumentation der Versuchsnachrechnung der Querkraftversuche mit MASA



Bild 9.47: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Modellierung des Versuchs R2-1(Q)



Bild 9.48: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Modellierung des Versuchs R2-2(Q)-4


Bild 9.49: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Modellierung des Versuchs R2-2(Q)



Bild 9.50: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Modellierung des Versuchs R3-1(Q)

	Universität Stut Institut für Kons Prof. DrIng. UI	itgart struktion und Entwurf Irike Kuhlmann			Proj	je kt:	Große Ank hochbeans industrie- u	erplatten m pruchte Koi ind Kraftwei	it Kopfbolze nstruktionei rksbau	en für n im		Universität Stuttgart Institut für Konstruktion und En Prof. DrIng. Ulrike Kuhlmann	wurt	Projekt:	Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Kraftwerksbau
FE-Modellien R3-3Q Materialeig	ung R3-3Q Jenschafter	cI	Rechner: Pfad:	: 129.69.1(D:\Jakobi	09.61 R\04_Gros	se_Anker	platten_6	11\R3-3Q\	2016_02_	15	Bild 1:	Option Service		0.02 0.010 0.016	
Nr. Bez	:. Mater	rial Modellierung	R _{p0.2} /f _{ctm} [N/mm ²]	Rm [N/mm ²]	E-Modu [N/mm ²]	> -	Ξ	fc,m N/mm ²]	G _f [N/mm]	A [mm ²]			PRE-	0.013	
1 Beto 2 Ankerol	In C20/2	25 Microplane 5 nichtlinear	2,461	547	28424	0.18	3000	31,5	0,078					6900.0	
3 Konta schic	τ, Έ				1.0D-30	00'0						×		0.0044	
4 Kopfbo	Izen S235+C	470 nichtlinear	443	545	200000	0,18	3000					A		o	
5 I-Pro 6 Oberfläc bewehr	hen-BSt 56	5 linear 00 nichtlinear	550	591	200000	0,33	3000			s.u.	Bild 2:	Output Ber MS3 R3-300121 Deforment(8.080) Trade motel disp Contour: Beam Stress			
7 Rückhä bewehr	inge- BSt 5. ung	00 nichtlinear	559	637	200000	0,33	3000			s.u.					
7 Konta Geometrie	eigenschat	ften [mm]			1000	0	1			1					
			Γ				ŀ								
Bezeichnung Anbauteil	115(115(l _x Länge l _y Länge l _z 0 150 300		Bezeichn Kopfbolze	an	d 16	h _{ef} 242	c						T	
Ankerplatte Betonkörper	40	185 520 975 1800	<u> </u>	R-Beweh O-Beweh	rung	8 10/12						Net		_	
Exzentrizität	80			Betondec	kung	П	Η	35				450, 400, 200,	300. 259. 200. 150. 100. 50.	° 🔲	
Bemerkun	gen:										Bild 3:	Output Sert. MSD R5-300121 Deformed(8.562), 17 feat nould day. Elemental Confour: Ang Sk stra. E			
Durchmes: Durchmes: Zugfestigk	ser Oberflå ser Rückhä eit E-Modu	ächenbewehrung: ' ängebewehrung: ^ε Il Beton nach Verst	10/2; 10; ; 3; 16; 0,1; uch + Diff	2x14 0,1 erenzieru	vsuA gnu	vertung	Schub	nnd Zug							
<u>Vergleich F</u>	FE-Modell	<u> </u>													
Fu Versuch Fu FE Weg: Lastschritt:	1080 1068 6 6	,67 kN ,20 kN ,05 mm 121 -	Ausgewe Lastschritt	e - Lastschrit	chritte tweite	ron 1	bis - 121	alle % % 0,050							
	0,28 Verteilung der Querkraft 0,18 0,18 0,18 0,18 0,18 0,18 0,18 0,18	bung Reihe		eihe 2		50% 50% 1000	Reit Reit	e 4			Auswertu La 1% 50% 50% 100%	ng der Verteilung der C ei F Vi ei F Vi Eu KNI Jaus Fu 254,44 50,1674 Fu 254,44 50,1674 Fu 788,62 113,884 Fu 788,62 180,492 Fu 708,62 180,425 6 1068,2 204,451	Vuerkräfte zwischen den Konfb V2 V3 V4 V IkNI IkNI IkNI IkI IkI 46598 5.3522 5.2173 9.4 42.7132 47.7654 46.7592 67.4 43.5456 99.5615 97.293 110 93.5456 93.5615 97.293 110 146.376 152.833 153.04 155 146.376 152.833 123.04 155 21.049 221.8 210.338 210.3	bolzenreit V _{Inc} LS V _{Inc} LS (N) [-] 03106 1 43478 9 0,8154 20 5,8794 34 0,5718 12	

Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau

Bild 9.51: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Modellierung des Versuchs R3-3(Q)



Bild 9.52: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Modellierung des Versuchs R5-1(Q)



Bild 9.53: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Modellierung des Versuchs R5-3(Q)-4



9.6 Dokumentation der FE-Untersuchungen der Querkraftversuche

Bild 9.54: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 2 mit Exzentrizität e=1320 mm

7

ž



Bild 9.55: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 2 mit Exzentrizität e=1000 mm



Bild 9.56: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 2 mit Exzentrizität e=680 mm



Bild 9.57: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 2 mit Exzentrizität e=340 mm



Bild 9.58: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 2 mit Exzentrizität e= 80 mm



Bild 9.59: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 2 mit Exzentrizität e= 40 mm



Bild 9.60: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 3 mit Exzentrizität e=1360 mm



Bild 9.61: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 3 mit Exzentrizität e=1000 mm



Bild 9.62: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 3 mit Exzentrizität e=640 mm



Bild 9.63: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 3 mit Exzentrizität e=360 mm



Bild 9.64: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 3 mit Exzentrizität e= 80 mm



Bild 9.65: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 3 mit Exzentrizität e= 40 mm



Bild 9.66: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 5 mit Exzentrizität e=1320 mm



Bild 9.67: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 5 mit Exzentrizität e= 1000 mm



Bild 9.68: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 5 mit Exzentrizität e=680 mm



Bild 9.69: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 5 mit Exzentrizität e=320 mm



Bild 9.70: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 5 mit Exzentrizität e= 80 mm



Bild 9.71: Numerische Einstellungen und Ergebnisse der Versuchsserie 5 mit Exzentrizität e= 15 mm

9.7 Dokumentation der Versuchsnachrechnung der Zwangversuche mit ABQAUS



Bild 9.72: Numerische Ergebnisse und Modellierung des Versuchs R5-1N

DASt-Richtlinien (deutscherstahlbau.de)

Forschungsberichte (deutscherstahlbau.de)