

Untersuchungen an großen Ankerplatten zwischen Stahl und Beton unter Normalkraftbeanspruchung sowie Zwang als zusätzlicher Belastungszustand

Vom Fachbereich
Bauingenieurwesen
der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität
Kaiserslautern-Landau
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Joachim Scholz

aus Kassel

Dekan:	Prof. Dr.-Ing. K. Körkemeyer
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. W. Kurz
2. Berichterstatterin:	apl. Prof. Dr.-Ing. C. Thiele
Tag der mündlichen Prüfung:	29.11.2023

Kaiserslautern 2023

(D 386)

Joachim Scholz

**Untersuchungen an großen Ankerplatten zwischen
Stahl und Beton unter Normalkraftbeanspruchung
sowie Zwang als zusätzlicher Belastungszustand**

Inhalt

Inhalt.....	i
Kurzdarstellung.....	vii
Abstract.....	ix
1 Einleitung.....	1
1.1 Allgemeines und Zielsetzung	1
1.2 Motivation.....	2
1.3 Abgrenzung der Arbeit	3
1.4 Aufbau der Arbeit	4
1.5 Formelzeichen und Abkürzungen.....	5
1.5.1 Geometrieparameter	5
1.5.2 Parameter der Beton- und Stahlkomponenten	6
1.5.3 Materialkenngrößen und Teilsicherheitsbeiwerte	8
1.5.4 Sonstige	9
2 Stand der Technik	11
2.1 Allgemeines.....	11
2.2 Untersuchungen im Stahl- und Verbundbau sowie Befestigungstechnik	12
2.2.1 Allgemeines.....	12
2.2.2 Bemessungsregeln für Kopfbolzen Bemessungsregeln für Kopfbolzen unter einer Zugbeanspruchung.....	13
2.2.3 Untersuchungen zur Berücksichtigung von Rückhängebewehrungen im Bereich von Ankerplatten	14
2.2.3.1 Untersuchungen von Kuhlmann.....	14
2.2.3.2 Untersuchungen von Berger	15
2.2.4 Bemessungsregeln für Ankerplatten.....	16
2.2.5 Untersuchungen zu Anschlüssen mit vier Verbindungsmitteln je Reihe	19
2.2.6 Berücksichtigung der Oberflächenbewehrung.....	21
2.2.6.1 Berücksichtigung nach <i>DIN EN 1992-4</i>	21
2.2.6.2 Untersuchungen von Schlüter.....	21
2.3 Untersuchung von Zwangsbeanspruchungen im Bereich von Ankerplatten mit Kopfbolzen	24
2.3.1 Allgemeines.....	24
2.3.2 Untersuchungen von Kurz	24
3 Untersuchungen zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten	27

3.1	Allgemeines.....	27
3.2	Experimentelle Untersuchungen	28
3.2.1	Allgemeines.....	28
3.2.2	Versuchsparameter und Versuchsprogramm	28
3.2.3	Versuchsdurchführung	29
3.2.3.1	Versuchskörper.....	29
3.2.3.2	Versuchsaufbau.....	34
3.2.3.3	Messtechnik.....	36
3.2.4	Versuchsergebnisse	38
3.2.4.1	Materialprüfungen.....	38
3.2.4.2	Überblick über die Versuche der starren und nachgiebigen Ankerplatten.....	40
3.2.5	Versuche an starren Ankerplatten	42
3.2.5.1	Übersicht.....	42
3.2.5.2	Versuch B1-N1	43
3.2.5.3	Versuch B1-N2	48
3.2.5.4	Versuch B2-N	53
3.2.5.5	Versuch B3-N	58
3.2.6	Versuche an nachgiebigen Ankerplatten	63
3.2.6.1	Übersicht.....	63
3.2.6.2	Versuch R5-1N	65
3.2.6.3	Versuch R5-2N	71
3.2.6.4	Versuch R5-3N	78
3.2.7	Verformungsverhalten der Ankerplatten und Kopfbolzen	86
3.2.8	Analyse des Versagensmodus ‚Betonversagen‘ bei nachgiebigen Ankerplatten	87
3.3	Numerische Untersuchungen.....	89
3.3.1	Allgemeines.....	89
3.3.2	Kurzbeschreibung.....	89
3.3.3	Modellanalyse.....	91
3.3.4	Verifizierung des numerischen Modells	93
3.3.5	Vergleich der Numerik und der experimentellen Untersuchungen.....	96
4	Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung.....	109
4.1	Allgemeines.....	109
4.2	Komponentenmodell unter Berücksichtigung der Komponententragfähigkeiten	110
4.2.1	Allgemeines.....	110
4.2.2	Stahlversagen des Kopfbolzens	111

4.2.3	Kegelförmiger Betonausbruch	111
4.2.4	Stahl- und Verbundversagen der Rückhängebewehrung	113
4.2.5	Berücksichtigung der gemeinsamen Tragwirkung der Rückhängebewehrung und des Betons	114
4.2.6	Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung	116
4.2.7	Herausziehen	118
4.2.8	Spalten des Betons	118
4.2.9	Ankerplatte auf Biegung	119
4.2.9.1	Unausgesteifte Kopfbolzenreihen im Bereich des Stirnplattenüberstandes und außerhalb des anschließenden Trägerprofils liegende Kopfbolzen	120
4.2.9.2	Ausgesteifte Kopfbolzenreihen und für innerhalb des anschließenden Trägerprofils liegende Kopfbolzen	122
4.2.10	Membraneffekt im Nachtraglastbereich auf Grund der Oberflächenbewehrung	125
4.3	Komponentenmodell unter Berücksichtigung der Komponentensteifigkeiten .	130
4.3.1	Allgemeines	130
4.3.2	Stahlversagen des Kopfbolzens	130
4.3.3	Kegelförmiger Betonausbruch	132
4.3.4	Zusammenwirken von Bewehrung und Beton	133
4.3.5	Schlupf der Rückhängebewehrung.....	134
4.3.6	Herausziehen	135
4.3.7	Ankerplatte auf Biegung	137
4.3.8	Auslenkung der Oberflächenbewehrung im Nachtraglastbereich	138
4.4	Verifizierung des Komponentenmodells unter Normalkraftbeanspruchung	141
4.4.1	Allgemeines	141
4.4.2	Vergleich der Tragfähigkeiten anhand numerischer Berechnungen	143
4.5	Zusammenführung zum Komponentenmodell.....	146
4.5.1	Allgemeines	146
4.5.2	Beschreibung des Komponentenmodells starrer und nachgiebiger Ankerplatten	146
5	Untersuchungen zum Tragverhalten nachgiebiger Ankerplatten unter Zwang	153
5.1	Allgemeines.....	153
5.2	Experimentelle Untersuchungen	154
5.2.1	Allgemeines	154
5.2.1.1	Kalibrierversuche unter Querlast	154
5.2.1.2	Materialprüfungen der Kalibrierversuchsserie.....	155
5.2.1.3	Ergebnisse der Kalibrierversuche	156

5.2.2	Versuchsparameter und Versuchsprogramm	159
5.2.3	Versuchsdurchführung	161
5.2.3.1	Versuchskörper.....	161
5.2.3.2	Versuchsaufbau.....	163
5.2.3.3	Messtechnik.....	164
5.2.4	Versuchsergebnisse	166
5.2.4.1	Belastungsgeschichte.....	166
5.2.4.2	Materialprüfungen.....	166
5.2.4.3	Überblick über die Versuche an nachgiebigen Ankerplatten unter Zwang.....	169
5.2.5	Verformungsverhalten der Ankerplatten und Kopfbolzen	171
5.2.5.1	Versuch R4-1-Z 1	171
5.2.5.2	Versuch R4-1-Z 2	176
5.2.5.3	Versuch R4-1-Z 3	182
5.3	Numerische Untersuchungen.....	188
5.3.1	Allgemeines.....	188
5.3.2	Kurzbeschreibung.....	188
5.3.3	Verifizierung des numerischen Modells	190
6	Entwicklung eines Komponentenmodells zur Berücksichtigung von Zwang.....	199
6.1	Allgemeines.....	199
6.2	Definition der Komponente Zwang	205
6.2.1	Allgemeines.....	205
6.2.2	Steifigkeit der Kopfbolzen.....	205
6.2.3	Kriechen	206
6.2.4	Schwinden.....	207
6.2.5	Aufbau des analytischen Modells	208
6.3	Verifizierung des Komponentenmodells unter Zwang	210
6.3.1	Allgemeines.....	210
6.3.2	Versuchswerte.....	210
6.3.3	Berechnung der infolge der Zwangsbeanspruchungen zusätzlich auf die Verbindungsmittel wirkenden Schubkräfte	212
6.4	Fazit	213
7	Zusammenfassung und Ausblick	215
7.1	Zusammenfassung.....	215
7.2	Ausblick.....	216
	Literatur.....	217

Abbildungsverzeichnis	223
Tabellenverzeichnis	231
Anhang	233
Konstruktionszeichnungen	234
Versuchskörper der Normalkraftversuche.....	234
Versuchskörper der Querkraftkalibrierversuche.....	243
Versuchskörper der Versuche unter Zwang.....	247
Numerische Parameterstudie.....	249
Versagensbilder B1-N (P0-0) <i>Basis $h_{ef} = 92\text{ mm}$ / RHB-Grad: niedrig</i>	250
Versagensbilder B3-N (P1-1) <i>Basis $h_{ef} = 92\text{ mm}$ / RHB-Grad: hoch</i>	253
Versagensbilder (P1-4)	256
Versagensbilder (P1-7)	259
Versagensbilder (P2-2)	262
Versagensbilder (P2-3)	265
Versagensbilder (P3-2)	268
Versagensbilder (P3-3)	271
Versagensbilder (P1-2) <i>Basis $h_{ef} = 167\text{ mm}$ / RHB-Grad: niedrig</i>	274
Versagensbilder (P1-5)	277
Versagensbilder (P1-8)	280
Versagensbilder (P2-5)	283
Versagensbilder (P2-6)	286
Versagensbilder (P3-5)	289
Versagensbilder (P3-6)	292
Versagensbilder (P1-3) <i>Basis $h_{ef} = 242\text{ mm}$ / RHB-Grad: hoch</i>	295
Versagensbilder (P1-6)	298
Versagensbilder (P1-9)	301
Versagensbilder (P2-8)	304
Versagensbilder (P2-9)	307
Versagensbilder (P3-8)	310
Versagensbilder (P3-9)	313
Lebenslauf	317

Kurzdarstellung

Auf Grundlage normativer Regelungen, aktueller Forschungsvorhaben und deren Erkenntnisse (*Kuhlmann u. a. 2008* und *2012*) wurden experimentelle sowie numerische Untersuchungen an großen Ankerplatten mit mehr als der aktuell normativ zugelassenen Anzahl an Kopfbolzen durchgeführt. Ziel der Untersuchungen war es, einen Ansatz für die Tragfähigkeit großer nachgiebiger Ankerplatten mit Kopfbolzen zu entwickeln. Durch Variationen der maßgebenden Parameter wie der Ankerplattendicke, der Kopfbolzenlänge, des Grads der Rückhängebewehrung sowie des Zustands des Betons konnte anhand der experimentellen Untersuchungen ein Komponentenmodell verifiziert werden. Mögliche Versagensmechanismen, wie Stahlversagen der Kopfbolzen auf Zug, Fließen der Ankerplatte infolge der T-Stummelbildung, kegelförmiger Betonausbruch sowie Stahlversagen der Rückhängebewehrung, konnten mithilfe dieser Parameter abgebildet werden. Weiter hat sich beim Versagensmodus ‚kegelförmiger Betonausbruch‘ die Oberflächenbewehrung im Nachtraglastbereich als zusätzlicher Parameter herausgestellt.

Das auf Grundlage der *DIN EN 1993-1-8* entwickelte Modell und die Berücksichtigung der Komponentensteifigkeiten ermöglichen die Bemessung starrer und nachgiebiger Ankerplatten. Durch den Einbezug der Steifigkeiten einzelner Komponenten kann die Gesamtsteifigkeit einer Anschlusskonfiguration berechnet werden, um ein duktileres Tragverhalten zu erhalten. Neben verschiedenen möglichen Fließzonen auf der Ankerplatte infolge unterschiedlicher Geometrien und Anordnungen der Verbindungsmittel werden kegelförmige Betonausbrüche in Abhängigkeit einer möglichen zusätzlichen Rückhängebewehrung im Modell berücksichtigt.

Das in dieser Arbeit beschriebene Modell für die sich bildende Zugseite starrer sowie nachgiebiger Ankerplatten mit mehr als aktuell nach Norm zulässigen Verbindungsmitteln konnte anhand experimenteller und numerischer Versuche verifiziert werden. Der plastische Bemessungsansatz zeigt, über alle Versuchsserien hinweg, eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Untersuchungen sowie den numerischen Parameterstudien.

In einem zweiten Schritt wurden Auswirkungen einer Kurzzeitrelaxation des Betons infolge Zwang auf große Ankerplatten in Verbindung mit Kopfbolzen untersucht. Mit dem in Anlehnung an die Komponentenmethode der *DIN EN 1993-1-8* entwickelten Federmodell können zeitabhängige Verformungen von Beton infolge von Kriechen und Schwinden berücksichtigt werden. Mithilfe des anhand experimenteller und numerischer Versuche verifizierten Modells ist es möglich, Auswirkungen infolge Zwang auf Ankerplatten zu untersuchen.

Abstract

Based on normative codes, current researches and resolutions thereto (*Kuhlmann u. a. 2008* and *2012*) experimental and numerical investigations were conducted on large anchor plates with headed studs. The investigations aimed to develop load-bearing behaviour of large thin anchor plates with more fasteners than currently permitted. Due to changes in the parameters like anchor plate thickness, length of embedded depth of headed studs, ratio of a supplementary reinforcement and the state of concrete a component model had been verified. Possible failure mechanisms such as cone-shaped concrete failure, extraction of fasteners (Pull-out / Pull-through failure), split of the concrete as well as steel failure of fasteners and yielding of the flange of the T-stub had been shown as a result of changing the parameters. In addition, the surface reinforcement of Post-Peak behaviour appeared to be another parameter of describing the failure mechanism of cone-shaped concrete.

The developed model allows the calculation of rigid and yielding anchor plates and is based on *DIN EN 1993-1-8* and with consideration of the stiffness of their separate components to receive a ductile load-bearing behaviour. Besides possible yielding zones of anchor plates due to its geometry and its formation of fasteners, cone-shaped concrete failures with supplementary reinforcement can be considered in the designed model.

The described model in this thesis concerning the tension zone of rigid and yielding anchor plates with more than currently normative permitted fasteners was verified by experimental and numerical researches. The approach of calculation has shown a good correspondence during all test series to the above-mentioned investigations.

Furthermore, effects of the short-time relaxation of concrete due to constraining forces of large anchor plates in combination with headed studs were analysed. With the developed spring model according to *DIN EN 1993-1-8* time depending effects such as shrinkage and creeping of concrete can be calculated and the analytical model verified by experimental and numerical investigations considers the effects previously mentioned.

1 Einleitung

1.1 Allgemeines und Zielsetzung

Im klassischen Stahl- und Verbundbau sowie bei Mischbauweisen werden Ankerplatten als Verbindungselement zwischen einem Stahl- bzw. Verbundträger und einem massiven Bauteil in der Stahlbetonbauweise verwendet. Dabei werden auf die Ankerplatten als Verbindungselemente meist Kopfbolzen geschweißt. Diese Bauweise erlaubt eine hohe Flexibilität bzgl. der späteren Nutzung und Ausnutzung der Verbindungsbauteile, sodass ein nachträgliches Aufschweißen von Profilen auf die Ankerplatten möglich ist. Neben dem Anschweißen herkömmlicher Stahlbauprofile können Fahnenblech-, aber auch Knaggenanschlüsse konfiguriert werden. Ankerplatten können auf eine Betonoberfläche aufgesetzt sowie in den Beton eingebettet werden. Aufgesetzte Ankerplatten finden meist in Verbindung mit einer ausgleichenden Mörtelschicht als Stützenfußverbindung Verwendung, wohingegen eingebettete Ankerplatten als Trägeranschluss fungieren. Im Stahl- und Verbundbau hat sich mit der Komponentenmethode ein Bemessungsverfahren für Anschlüsse durchgesetzt, mit dem ein Anschluss in die jeweiligen Einzelkomponenten zerlegt werden kann. Die Zerlegung ermöglicht die Berechnung von Tragfähigkeiten sowie Steifigkeiten jeder Einzelkomponente. Weiter können mithilfe dieses Verfahrens Anschlusskonfigurationen als separates Bauteil betrachtet werden und neben dem Tragverhalten kann, über die Steifigkeit, das Verformungsverhalten ermittelt werden. Somit können mit dem Komponentenmodell unter Ausnutzung eines plastischen Materialverhaltens und entsprechender Kräfteumlagerungen verschiedene Anschlussarten charakterisiert werden.

Hohe Beanspruchungen aus dem Stahl- und Verbundbau haben durch normative Begrenzungen der Kopfbolzendübelanordnungen sowie Kopfbolzenanzahl ‚komplizierte‘ Anschlusskonfigurationen als Resultat. Dies bedeutet, dass als Versagensmechanismus das Stahlversagen des Befestigungselementes maßgebend wird, wodurch eine eher konservative Bemessung stattfindet.

Ankerplatten werden meist auf Grund fehlender Untersuchungen und des zuvor beschriebenen konservativen Ansatzes, dass das Stahlversagen der Befestigungsmittel maßgebend ist, mit einer großen Dicke ausgebildet. Hieraus resultiert, dass eine elastische Spannungsverteilung innerhalb der Ankerplatte angesetzt wird, womit die Lastverteilung auf die Verbindungsmittel als gleichmäßig angesehen werden darf. Starre Ankerplatten besitzen eine hohe Federsteifigkeit und die Möglichkeit, die hohen einwirkenden Lasten und Momente in den Massivbau zu übertragen. In den normativen Regelungen der Befestigungstechnik hat sich dieser elastische Bemessungsansatz etabliert. Das Concrete-Capacity-Verfahren bildet die Grundlage für europäische Zulassungen diverser Verbindungsmittel und ist wesentlicher Bestandteil der normativen Regelwerke.

Die auf der Betonseite einer Ankerplatte angeordneten Verbindungsmittel werden unterschiedlich beansprucht. Den Verbindungsmitteln der sich durch eine Biegebeanspruchung bildenden Zugseite können Zugkräfte zugeordnet werden. Die weiteren Verbindungsmittel können zum Querkraftabtrag herangezogen werden. Für die auf Zug beanspruchten Verbindungsmittel kann im Beton nach *DIN EN 1992-4* zusätzlich eine traglaststeigernde Rückhängebewehrung angeordnet werden. Diese erhöht die

Zugtragfähigkeit der Betonkomponente. In vorangegangenen Forschungsvorhaben wurde ein kombinierter Versagensmechanismus von entstehendem Betonausbruchkegel und einem Versagen der Rückhängebewehrung bereits in einem Bemessungsansatz für kleinere Ankerplatten mit einer nach Norm zulässigen Anzahl an Verbindungsmitteln verifiziert. Hierbei kommt es zu einem parallelen Wirken der beiden Versagensmechanismen ‚kegelförmiger Betonausbruch‘ und ‚Stahlversagen der Rückhängebewehrung‘. Begründet wird dieser Versagensmechanismus damit, dass mit sukzessiver Rissbildung und einer den Riss kreuzenden Bewehrung die Belastung bereits bei einer kleinen Rissöffnung auf die Rückhängebewehrung umgelagert werden kann. Weiter kann als Versagensmechanismus das Verbundversagen zwischen Rückhängebewehrung und umliegendem Beton auftreten, das in Form einer sich steiler in den Scheitelpunkt der Rückhängebewehrungsschenkel stellenden Druckstrebe auftreten kann.

In der vorliegenden Arbeit werden experimentelle sowie numerische Untersuchungen an großen Ankerplatten in randferner Lage dargestellt. Die Untersuchungen beziehen sich auf die sich bildende Zugseite einer Ankerplatte, wobei die zu erwartende einachsige Lastverteilung auf die Kopfbolzen und die Aktivierung einer zusätzlich angeordneten Rückhängebewehrung in Anlehnung an vorgängige Forschungsvorhaben (*Kuhlmann u. a. 2012*) untersucht wurden. Ziel der Arbeit ist es, das Komponentenmodell nach *DIN EN 1993-1-8* basierend auf *Tscherner u. a. (1997)* um nachgiebige Ankerplatten in Verbindung mit einem Betonversagen und somit einer Betonkomponente für auf Zug beanspruchte Verbindungsmittel zu erweitern.

Weiter bedeuten größer werdende Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln auch eine größere Überdeckung der Betonfläche. Zeitabhängiges Betonverhalten wie Kriechen und Schwinden kann ggf. durch die Geometrie der Ankerplatte und somit eine Änderung des Dehnungszustandes Auswirkungen auf die Ankerplatte selbst oder die Verbindungsmittel haben.

Ziel ist es, neben den zuvor beschriebenen statischen Lasten zeitabhängige Verformungen in einem mechanischen Modell berücksichtigen zu können, um somit Zusatzbeanspruchungen für Verbindungsmittel verifizieren zu können.

1.2 Motivation

Mit der Komponentenmethode wurde die Grundlage für eine wirtschaftlichere Bemessung von Anschlusskonfigurationen im Stahl- und Stahlverbundbau, im Vergleich zu früheren Regelwerken, normativ geregelt. Die Möglichkeit zur Ausnutzung plastischer Effekte, unter Berücksichtigung der Steifigkeiten und somit der Verformungen, führt zu einer realitätsnäheren Abbildung der Anschlüsse. Die Komponentenmethode erlaubt somit eine wirtschaftliche Bemessung des Gesamttragwerkes. Hohe Beanspruchungen im Industrie- und Anlagenbau sowie ein hohes Maß an Flexibilität der Anschlüsse bedürfen der Erweiterung der normativen Richtlinien. Insbesondere hinsichtlich der zuvor beschriebenen Mischbauweisen und des Anschlusses an einen Massivbau mittels Ankerplatte mit Kopfbolzen ist eine Erweiterung der Norm von hohem Interesse. Mit der vorliegenden Arbeit wird das Ziel verfolgt, die Beschränkung von 3 x 3 Kopfbolzendübeln je Ankerplatte auf vier Verbindungsmittel je Reihe zu erweitern. Die daraus re-

sultierenden größeren Ankerplattenabmessungen können neben der statischen Beanspruchung infolge zeitabhängiger Verformungen des Betons, wie Kriechen und Schwinden, zusätzlich beansprucht werden. Durch experimentelle sowie numerische Untersuchungen soll eine Grundlage geschaffen werden, um maßgebende Parameter zu definieren und in ein analytisches Modell zu integrieren.

1.3 Abgrenzung der Arbeit

Das Forschungsvorhaben dient der Verifizierung des Tragverhaltens, der Lastverteilung und des Kraftflusses von der Stelle der Lasteinleitung bis zu den Verbindungsmitteln großer nachgiebiger Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln unter einer Zugbeanspruchung ohne Randeinflüsse. Mit der Entwicklung eines analytischen Ansatzes für große nachgiebige Ankerplatten können neue Anschlusskonfigurationen mit hohen Tragwiderständen konstruktiv berücksichtigt werden.

Neben der statischen Beanspruchung von Ankerplatten werden in der vorliegenden Arbeit zeitabhängige Verformungen wie die Kurzzeitrelaxation des Betons im Bereich von Verbindungsmitteln sowie das Kriechen und Schwinden des anschließenden Betonbauteils berücksichtigt.

Durch experimentelle und numerische Untersuchungen soll ein Bemessungsansatz unter Berücksichtigung plastischer Materialverhalten zur einwirkenden Normalkraft sowie der Zwangsbeanspruchungen infolge von Kriechen und Schwinden entwickelt werden. Die Grundlage dieses Bemessungsansatzes liefern die Komponentenmethode der *DIN EN 1993-1-8* sowie vorangegangene Forschungsvorhaben zum Tragverhalten von Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln (*Kuhlmann u.a. 2012, Rybinski 2014, Berger 2015*), in denen Betonkomponenten mittels Federsteifigkeiten beschrieben wurden.

Grenzen der Anwendbarkeit des entwickelten Bemessungsansatzes sowie eine Abgrenzung großer Ankerplatten mit Kopfbolzen können wie nachstehend formuliert festgehalten werden.

Das vorgeschlagene Bemessungsmodell kann auf vier Verbindungsmittel je Reihe angewandt werden und wird über die vorliegende Forschungsarbeit validiert. Damit können je Ankerplatte mehr als derzeit normativ zugelassene Verbindungsmittel unter Berücksichtigung von Steifigkeit und Verformung der einzelnen Bauteilkomponenten am Lastabtrag beteiligt werden. Bei der Planung von Ankerplattenkonfigurationen mit mehrreihigen Verbindungsmitteln stellt sich stets die Frage der Lastverteilungen (Normal- und Querkraftverteilungen) auf die einzelnen Verbindungsmittel. Von der Betonbauseite existieren zwar Ansätze für mehrreihige Ankerplattenkonfigurationen z.B. nach *Cook u.a. (1989)*, jedoch fehlen für nachgiebige Ankerplatten von der Stahlbauseite entsprechende Untersuchungen zur elastischen und plastischen Lastverteilung auf die zweite und weiter außerhalb des anschließenden Stahlbauprofils liegender zusätzlichen Verbindungsmittelreihen. Die Beanspruchung ganzer Reihen sowie einzelner Verbindungsmittel ist unzureichend untersucht und daher unsicher. Insbesondere aber unter Berücksichtigung nachgiebiger Ankerplatten. Unter Einsatz einer zusätzlichen traglaststeigernden Rückhängebewehrung und deren Aktivierung im Zusammenspiel mit einem kegelförmigen Betonausbruch kann das vorgeschlagene Modell nicht auf mehrreihige Anschlusskonfigurationen nach Abb. 1.1 übertragen werden.

Große Ankerplatten werden somit als ‚groß‘ bezeichnet, wenn die Aktivierung der Verbindungsmittel und auch die Ausbildung von Fließlinien der Ankerplatte entsprechend beschrieben werden können, die Verbindungsmittel innerhalb sowie maximal eine Reihe außerhalb bzw. oberhalb des Stahlbauprofils liegen und die maximal zulässige Anzahl an Verbindungsmitteln nach *DIN EN 1992-4* überschritten ist.

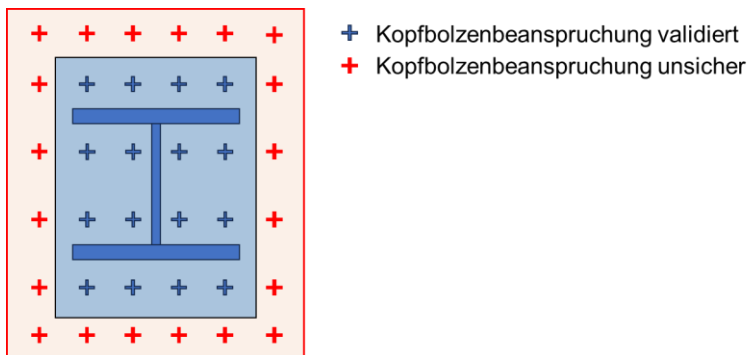


Abb. 1.1: Anwendbarkeit des entwickelten Bemessungsmodells für große Ankerplatten

1.4 Aufbau der Arbeit

In Kapitel 2 werden der Stand der Technik zur Verwendung von Kopfbolzen in der Befestigungstechnik sowie die Komponentenmethode der *DIN EN 1993-1-8* beschrieben. Neben normativen Bemessungsverfahren werden Weiterentwicklungen aus vorangegangenen Forschungsvorhaben aufgezeigt. Diese Weiterentwicklungen in der Befestigungstechnik sowie im Stahlbau bilden die Grundlage der vorliegenden Arbeit.

In Kapitel 3 werden die Konzeption und die Durchführung der experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Zugbeanspruchung ohne Randeinfluss sowie die Auswertung und die numerischen Vergleichsrechnungen dargestellt. Das numerische Modell wurde anhand der experimentellen Untersuchungen verifiziert und dient als Grundlage für weitere Untersuchungen, in denen das analytische Modell mittels Parameterstudien bestätigt wird.

In Kapitel 4 ist das Komponentenmodell für eine Ankerplatte mit Kopfbolzen unter einer Zugbeanspruchung mit den Einzelkomponenten beschrieben. Beton- und Stahlkomponenten werden hinsichtlich der Tragfähigkeit sowie der Steifigkeiten aufgezeigt.

In Kapitel 5 erfolgt eine Auseinandersetzung mit der Versuchskonzeption und der Durchführung der Ankerplattenversuche unter Zwangsbeanspruchung. Aufbauend auf den Erkenntnissen der experimentellen Untersuchungen wurde ein numerisches Modell zur Analyse entwickelt. Nach der Verifizierung dieses numerischen Modells konnte mithilfe der gewonnenen Erkenntnisse ein mechanisches Modell entwickelt werden.

In Kapitel 6 wird das, aufbauend auf den in Kapitel 5 dargestellten Erkenntnissen und in Anlehnung an die Komponentenmethode der *DIN EN 1993-1-8*, entwickelte analytische Modell beschrieben. Dabei werden Einzelkomponenten unter Berücksichtigung

ihrer Steifigkeiten dargestellt. Weiter wird die Auswirkung von zeitabhängigem Betonverhalten wie Kriechen und Schwinden auf die Ankerplatte und deren Verbindungsmittel betrachtet.

In Kapitel 7 werden die Erkenntnisse dieser Arbeit, die aus verschiedenen experimentellen und numerischen Untersuchungen gewonnen wurden, zusammengefasst. Weiter wird ein Ausblick auf mögliche Weiterentwicklungen der aufgezeigten analytischen Modelle gegeben.

1.5 Formelzeichen und Abkürzungen

1.5.1 Geometrieparameter

a	Lichter Abstand zwischen Verankerungsmittel und Rückhängebewehrung	[mm]
a_i	Abstand zwischen Zug- und Druckresultierenden und dem Fließgelenk	[mm]
$a_{s,sre,m}$	Mittlerer Bewehrungsabstand	[mm]
A_h	Pressungsfläche am Kopfbolzenkopf bei Herausziehen	[mm ²]
A_s	Querschnittsfläche des Kopfbolzens	[mm ²]
$A_{s,re}$	Querschnittsfläche der Bewehrung	[mm ²]
$A_{s,E}^*$	Stahlquerschnittsfläche der Bewehrung des elliptischen Ausbruchkörpers	[mm ²]
$A_{c,N,i}$	Flächenanteile der ideellen Ausbruchfläche bei Betonversagen	[mm ²]
$A_{c,N}^0$	Ideelle Ausbruchfläche eines Kopfbolzens	[mm ²]
b	Breite des Versuchskörpers	[mm]
c	Betondeckung	[mm]
c_1	Randabstand der Verankerung zum Betonbauteilrand	[mm]
d	Dicke des Versuchskörpers	[mm]
d_h	Durchmesser des Kopfbolzenkopfes	[mm]
d_s	Durchmesser des Kopfbolzenschafts	[mm]
d_{re}	Durchmesser der Rückhängebewehrung	[mm]
$d_{s,re}$	Durchmesser der Oberflächenbewehrung	[mm]
e	Abstand Zugkraft Verbindungsmittel zum Ankerplattenrand	[mm]
h	Höhe des Versuchskörpers	[mm]
h_{ef}	Effektive Verankerungstiefe	[mm]
h_h	Höhe des Kopfbolzenkopfes	[mm]
i	Anzahl der Fließgelenke	[-]
I_y	Trägheitsmoment um Y-Achse	[mm ⁴]
l_1	Verankerungslänge der Bewehrung im Ausbruchkegel	[mm]
l_y	Länge der Ankerplatte in y-Richtung	[mm]

l_z	Länge der Ankerplatte in z-Richtung	[mm]
L	Länge des Kopfbolzens	[mm]
$l_{\text{eff},i}$	Wirksame Länge des t-Stummels	[mm]
m	Abstand Zugkraft Verbindungsmittel zum Fließgelenkt Übergang Ankerplatte - Zugflansch	[mm]
n	Abstand Zugkraft Verbindungsmittel zur Abstützkraft	[mm]
n	Anzahl der Bewehrungsstäbe im Ausbruchkegel	[mm]
n_s	Anzahl der Bewehrungsschenkel je Kopfbolzen	[-]
n_y	Anzahl der Kopfbolzen in y-Richtung	[-]
n_z	Anzahl der Kopfbolzen in z-Richtung	[-]
s_x	Achsabstand der Kopfbolzen in x-Richtung	[mm]
s_y	Achsabstand der Kopfbolzen in y-Richtung quer zur Belastungsrichtung	[mm]
s_z	Achsabstand der Kopfbolzen in z-Richtung in Belastungsrichtung	[mm]
t	Tiefe des Spannungsblocks beim Absprengen der Bewehrungsüberdeckung	[mm]
t_p	Dicke des betrachteten Stahlbauteils	[mm]
u	Auslenkung Oberflächenbewehrung	[mm]
w	Abstand zwischen Verbindungsmitteln	[mm]
x	Abstand Betonausbruch zur Verankerung	[mm]
z_i	Abstand des Kopfbolzens zur Bezugsachse	[mm]
z	Abstand zwischen der resultierenden Zug- und Druckkraft	[mm]

1.5.2 Parameter der Beton- und Stahlkomponenten

a_{si}	Bewehrungsgehalt in entsprechender Richtung	[mm ² /mm]
k	Völligkeit des Spannungsverlaufes	
k_i	Vorfaktor zur Berücksichtigung des Zustandes des Betongrundes	[-]
k_c	Steifigkeit des Betons im Nachtraglastbereich	[Nmm]
$k_{i,i}$	Steifigkeit einer Grundkomponente (Komponentenmethode)	[Nmm]
k_{sc}	Steifigkeit eines Kopfbolzens (Querlast)	[N/mm]
$N_{T,1,Rk}$	Charakteristischer Widerstand des T-Stummels bei vollständigem Plastizieren 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 Ankerplatte und Versagen in der Betonkomponente ohne Abstützkräfte	[N]

$N_{T,2,Rk,np}$	Charakteristischer Widerstand des T-Stummels bei fließen der Ankerplatte 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 Versagen in der Betonkomponente	[N]
F_u	Gemessene Höchstlast im Versuch	[kN]
$F_{u,FE}$	Traglast der numerischen Nachrechnung	[kN]
$F_{u,Modell}$	Traglast des analytischen Modells	[kN]
M_{Ed}	Einwirkendes Bemessungsmoment	[kNm]
M_{Rd}	Momententragfähigkeit	[kNm]
N_{Ed}	Normalkrafteinwirkung	[N]
$N_{Rk,s}$	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen bei Stahlversagen	[N]
$N_{Rk,c}$	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen einer Gruppenbefestigung bei Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch.	[N]
$N_{Rk,sp}$	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen bei Spalten des Betons	[N]
$N_{Rk,s,re}$	Charakteristischer Widerstand bei Stahlversagen der Bewehrung	[N]
$N_{Rk,b,re}$	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]
$N_{Rk,re,2}$	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens von Rückhängebewehrung und Betonausbruch bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung	[N]
$N_{Rk,cs}$	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens von Rückhängebewehrung und Betonausbruch bei Betonversagen zwischen der Rückhängebewehrung	[N]
$N_{Rk,c}^0$	Charakteristischer Widerstand eines Kopfbolzens bei Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch.	[N]
$N_{Rk,p}$	Charakteristischer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen bei Herausziehen unter Zuglast	[N]
$N_{T,i,Rk}$	Charakteristischer Widerstand Ankerplatte, Versagensmodus 1-3	[N]
$N_{M,Rk}$	Charakteristischer Widerstand der Oberflächenbewehrung (Membraneffekt)	[N]

s	Verlängerung der Bewehrung infolge Abplatzungen der Bewehrungsüberdeckung	[mm]
$S_{j,i}$	Rotationssteifigkeit	[Nmm]
$S_{j,ini}$	Anfangsrotationssteifigkeit	[Nmm]
w_k	Rissweite im Beton	[mm]
Z	Zugkraft in der Oberflächenbewehrung infolge einer Auslenkung u	[kN]
α	Einflussbeiwert Stabverankerung nach DIN EN 1992-1-1	[-]
α_s	Einflussfaktor „Rückhängebewehrung auf Zug“	[-]
α_c	Einflussfaktor „Betonversagen auf Zug“	[-]
α_t	Einflussfaktor der Rückhängebewehrung	[-]
δ_i	Verformung	[mm]
γ_{Ms}	Verhältniswert Bruchgrenze zur Fließgrenze eines Kopfbolzens	[-]
ε	Dehnung Bewehrung	[-]
$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	Schwindzahl nach DIN EN 1992-1-1	[-]
$\varepsilon_{cd}(t, t_s)$	Trocknungsschwinden	[-]
$\varepsilon_{ca}(t)$	Autogene Schwinddehnung	[-]
η	Ausnutzungsgrad	[-]
μ	Reibungskoeffizient	[-]
$\varphi(\infty, t_0)$	Die für die Last und das betrachtete Zeitintervall maßgebende Kriechzahl nach DIN EN 1992-1-1	[-]
$\psi_{A,N}$	Beiwert zur Berücksichtigung der geometrischen Abstände der Befestigungsmittel	[-]
$\psi_{ec,N}$	Beiwert zur Berücksichtigung einer exzentrischen Zugkraft	[-]
$\psi_{re,N}$	Schalenabplatzfaktor	[-]
$\psi_{s,N}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Bauteilränder	[-]
$\psi_{h,sp}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Bauteildicke	[-]
$\psi_{M,N}$	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Druckzone auf die auf Zug beanspruchten Kopfbolzen	[-]
ψ_{supp}	Erhöhungsfaktor des Betontragwiderstandes unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung	[-]
Φ_i	Rotation; Rotationskapazität	[-]
$\sigma(\varepsilon)$	Spannung des Ersatzstabes in Abhängigkeit der Dehnung infolge der Auslenkung des Ersatzstabes	[N/mm ²]

1.5.3 Materialkenngrößen und Teilsicherheitsbeiwerte

A	Bruchdehnung des Stahls	[N/mm ²]
E_c	Elastizitätsmodul des Betons	[N/mm ²]
$E_{c,eff}$	Effektiver Elastizitätsmodul des Betons	[N/mm ²]

f_{bk}	Charakteristische Verbundfestigkeit des Betons	[N/mm ²]
$f_{c,cube,150}$	Betondruckfestigkeit am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm	[N/mm ²]
$f_{cc,200}$	Betondruckfestigkeit am Würfel mit einer Kantenlänge von 200 mm	[N/mm ²]
f_{ck}	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	[N/mm ²]
f_{cd}	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons	[N/mm ²]
$f_{c,m}$	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons	[N/mm ²]
$f_{c,m,cube}$	Mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons	[N/mm ²]
f_{ctm}	Mittlere Biegezugfestigkeit des Betons	[N/mm ²]
f_u	Zugfestigkeit des Kopfbolzens auf Traglastniveau	[N/mm ²]
f_{uk}	Zugfestigkeit des Kopfbolzens / der Ankerplatte nach Norm	[N/mm ²]
G_f	Bruchenergie	[Nmm/mm ²]
$R_{p0.2}$	Streckgrenze des Stahls der Materialzugprobe	[N/mm ²]
R_m	Zugfestigkeit des Stahls der Materialzugprobe	[N/mm ²]
ϵ_{cr}	Kritische Dehnung des Betons bei der keine Kraft mehr im Riss übertragen werden kann	[-]
γ_i	Montagesicherheitsbeiwert nach Produktspezifikation der Verankerungsmittel	[-]

1.5.4 Sonstige

DMS	Dehnmessstreifen	
SD "XX/YY"	Kopfbolzen "Durchmesser/Einbindelänge"	
WA	Wegaufnehmer	
d_t	Zugschädigung	[-]
ϵ_t^p	Plastische Zugdehnung	[-]
ϵ_t^{ck}	Rissdehnung	[-]
ϵ_t	Totale Dehnung	[-]
ϵ_o^{el}	Elastische Dehnung des ungeschädigten Materials	[-]
θ	Temperatur	[°]
σ_t	Zugspannung	[N/mm ²]

2 Stand der Technik

2.1 Allgemeines

Die Zerlegung von Ankerplattenanschlüssen in einzelne Komponenten bietet den Vorteil, dass eine separate Betrachtung der Traglasten dieser Komponenten möglich ist. Die Einzeltragfähigkeiten müssen ermittelt werden, um die Gesamttragfähigkeit zu bestimmen, die der Tragfähigkeit der Komponente mit der geringsten Einzeltragfähigkeit entspricht. Diese Komponente ist somit die Maßgebende.

Die durch die Eurocodes europaweit eingeführten Bemessungsregeln für Anschlüsse aus Stahl nach *DIN EN 1993-1-8* und für Anschlüsse in Stahl-Beton-Verbundbauweise nach *DIN EN 1994-1-1* können angewandt werden, wenn ein Betonversagen im Bereich der Anschlusskonfigurationen ausgeschlossen werden kann. Ist dies nicht möglich, können Betonkomponenten wie der kegelförmige Betonausbruch infolge von Zugbeanspruchungen an Verbindungsmitteln nach *DIN EN 1992-4* in Verbindung mit den zu den jeweiligen Verbindungsmitteln gehörenden europäischen Zulassungen nachgewiesen werden. Diese europäischen Zulassungen basieren auf dem Concrete-Capacity-Verfahren (CC-Verfahren), das nach *Fuchs u. a. (1995)* Tragfähigkeiten unterschiedlicher Versagensmechanismen einzeln berücksichtigt.

Auf Grund der unbekanntenen bzw. nicht definitiven Beschreibung der Lastverteilung auf einzelne Verbindungselemente ist nach *DIN EN 1992-4* die Anzahl der maximalen Verbindungsmittel je Ankerplatte auf neun beschränkt. Durch die Verwendung größerer Ankerplatten infolge höherer Lasten im Industrie- und Anlagenbau ist eine Bemessung somit aufwändig und bedingt eine größere Anzahl an einzelnen Ankerplatten. Wie einleitend beschrieben werden zudem meist starre Ankerplatten verwendet, um eine nach der Elastizitätstheorie sichere Lastverteilung zu generieren. Dieser Ansatz ist jedoch konservativ, wodurch die Wirtschaftlichkeit solcher Anschlusskonfigurationen begrenzt ist.

Ein weiterer Vorteil der nach *DIN EN 1993-1-8* sowie *DIN EN 1994-1-1* eingeführten Komponentenmethode ist die Möglichkeit, die Anschlusssteifigkeit zu bestimmen. Diese erlaubt eine exaktere Ermittlung der Beanspruchung von Baugrund sowie Rahmenstielen infolge der konstruierten Anschlüsse. Durch die Integration der Steifigkeit in statische Modelle werden Schnittgrößenermittlungen exakter und Verformungen eines Tragwerkes realitätsnäher abgebildet. *DIN EN 1992-4* ermöglicht für Anschlüsse in Beton keine Bestimmung der Steifigkeiten, sodass mit den normativen Regelungen lediglich Tragfähigkeiten betrachtet werden können. Das Verformungsverhalten von Anschlüssen kann somit nicht abgebildet werden, die Ermittlungen der Anschlussdetails sind konservativ und das meistbeanspruchte Verbindungsmittel ist auf Grund des spröden Verhaltens des Betons für den Nachweis maßgebend. Die Einführung der Betonkomponenten hinsichtlich ihrer Steifigkeiten ist zur Bestimmung des Lastverformungsverhaltens somit sinnvoll. Einen aktuelleren Ansatz liefert der Technical-Report *DIN EN/TR 1992-4*. Dieser Ansatz setzt voraus, dass ein sprödes Betonversagen ausgeschlossen werden kann und sich infolge dünner Ankerplatten plastische Lastumlagerungen einstellen können.

Effekte des zeitabhängigen Verhaltens von Beton auf Ankerplattenanschlüsse sind normativ nicht geregelt. Eine infolge von Kriechen und Schwinden zusätzliche Beanspruchung der Verbindungsmittel kann in den Grenzen der maximal zulässigen Verbindungsmittel und der daraus resultierenden Ankerplattengröße weitestgehend ausgeschlossen werden. Durch die Verwendung von mehr Verbindungsmitteln je Ankerplatte und die resultierenden größeren Ankerplatten wird der Einfluss durch Kriechen und Schwinden relevanter.

Normative Regelungen der *DIN EN 1992-1-1* sehen vor, Zwang durch Kriechen und Schwinden in Verformungsbetrachtungen einzubeziehen. Dazu werden Kriech- sowie Schwindbeiwerte ermittelt, die die Randbedingungen eines Bauteils berücksichtigen. Grundsätzlich wird zur Ermittlung der Kriechbeiwerte die Größe der Belastung zum Zeitpunkt $t = t_0$ betrachtet. Ist die Druckspannung kleiner als $0,45 f_{ck}$, so kann von einem linearen Kriechen ausgegangen werden. Sind Druckspannungen infolge einer quasi-ständigen Einwirkungskombination größer als $0,45 f_{ck}$, ist das nichtlineare Kriechen zu berücksichtigen. Die Berücksichtigung erfolgt jeweils über die Ermittlung eines effektiven Elastizitätsmoduls für den Beton. Beim Schwinden hingegen werden Dehnungsanteile des Trocknungsschwindens sowie des autogenen Schwindens ermittelt.

2.2 Untersuchungen im Stahl- und Verbundbau sowie Befestigungstechnik

2.2.1 Allgemeines

In Untersuchungen zum Tragverhalten von Anschlüssen im Stahl- und Stahlverbundbau wurden meist lediglich Tragfähigkeiten betrachtet. Anschlusskonfigurationen werden oftmals mit Kopfbolzendübeln ausgebildet, sodass die hier anerkannten und bewährten Berechnungsmethoden zum Traglastverhalten Verwendung finden.

In Kapitel 2.2.2 werden die Bemessungsregeln für Kopfbolzen nach *DIN EN 1992-4* basierend auf der CC-Methode dargestellt und die möglichen Versagensmechanismen beschrieben.

Untersuchungen zu Rückhängebewehrungen im Bereich von Ankerplatten mit Kopfbolzen, die für die Entwicklung eines für große Ankerplatten unter Zugbeanspruchung geltenden analytischen Modells von Bedeutung sind, werden in Kapitel 2.2.3 beschrieben. Für die Tragfähigkeit kann eine Zusatzbewehrung nach *DIN EN 1992-4* infolge einer Normalkraftbeanspruchung angesetzt werden. Hierbei wird entweder das Stahlversagen der Bewehrung oder das Betonversagen maßgebend. Neuere Untersuchungen nach *Kuhlmann u. a. (2012)*, *Rybinski (2014)* oder auch *Berger (2015)* zeigen ein Zusammenwirken beider Komponenten. Das Verbundversagen zwischen Rückhängebewehrung und Beton sowie der Druckstrebenbruch sind weitere Versagensmechanismen, die sich einstellen können. Beide Versagensmechanismen werden in Kapitel 2.2.3.1 näher beschrieben.

In den Kapiteln 2.2.4 und 2.2.5 werden die Bestimmung der Tragfähigkeiten und des Verformungsverhaltens von Ankerplatten oder Kopfplatten sowie Untersuchungen mit mehr als den nach *DIN EN 1993-1-8* geregelten Verbindungsmitteln je Reihe thematisiert. Diesbezüglich hat sich im Stahl- und Stahlverbundbau die Komponentenmethode

zur Berechnung von Anschlüssen durchgesetzt. Das Zerlegen eines Anschlusses in einzelne Bauteile, die Komponenten, hat den Vorteil, dass unter Ausschluss eines Betonversagens das nichtlineare Tragverhalten abgebildet werden kann. Mittels Berechnung der Tragfähigkeiten, der Steifigkeiten sowie der Rotationskapazität durch das Parallel- und In-Reihe-Schalten der Komponenten kann das Lastverformungsverhalten eines Anschlusses definiert werden.

2.2.2 Bemessungsregeln für Kopfbolzen Bemessungsregeln für Kopfbolzen unter einer Zugbeanspruchung

Die Bemessungsregeln für Kopfbolzen unter einer Zugbeanspruchung sind in *DIN EN 1992-4* festgehalten. Das dort aufgezeigte Bemessungskonzept basiert auf den in der CC-Methode nach *Fuchs u. a. (1995)* aufgestellten Verfahren zur Ermittlung einzelner Traglasten und möglicher Versagensmechanismen in unbewehrtem Beton. Die kleinste ermittelte Traglast beschreibt dabei den maßgebenden Versagensmechanismus. Das Verfahren berücksichtigt Einzel-, aber auch Gruppenverankerungen. Grundlegend werden Belastungsrichtungen unterschieden, wodurch infolge der Anschlusskonfiguration bestimmten Verbindungsmitteln Lasten zugeordnet werden. Werden Verbindungsmitteln mehrere Belastungen zugeordnet, ist eine Berücksichtigung durch Interaktionsbedingungen möglich.

Mittels CC-Verfahren werden Traglasten durch charakteristische Materialwiderstände und geometrische Kenngrößen berechnet. So hat sich beispielsweise das Maß des Bruchkegels im Mittel mit 35° als gute Näherung zur Bemessung eines kegelförmigen Betonausbruchkegels in der Theorie, aber auch in der Praxis bewiesen.

Nachfolgend sind die für eine Zugbeanspruchung relevanten Versagensmechanismen dargestellt.

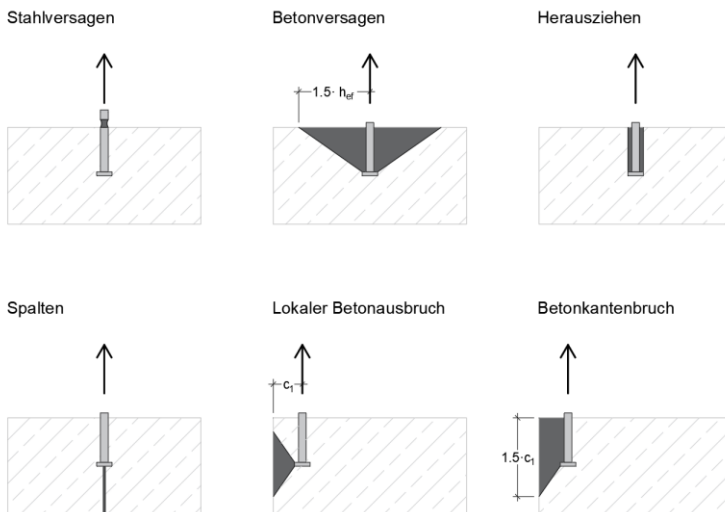


Abb. 2.1: Versagensmechanismen bei einer Zugbeanspruchung

Der Nachweis einer Gruppenverankerung unterscheidet sich insofern vom Nachweis eines einzelnen Verbindungsmittels, als zwischen dem höchstbeanspruchten Verbindungsmittel und dem maßgebenden Versagensmechanismus des Gruppenversagens differenziert wird. So werden die Nachweise gegen Stahlversagen und Herausziehen am höchstbeanspruchten Verbindungsmittel geführt. Die Betonversagensmechanismen beziehen sich auf einzelne höchstbeanspruchte Verbindungsmittelreihen, sodass bei Betonversagensmechanismen das Tragverhalten ganzer Ankerplatten berücksichtigt werden muss.

Für eine Zugbeanspruchung von Kopfbolzengruppen bedeutet dies, dass durch die Geometrie eines Anschlusses sich die entstehenden Ausbruchkegel je Verbindungsmittel überschneiden können.

DIN EN 1992-4 berücksichtigt im Nachweiskonzept eine nach CC-Verfahren nicht berücksichtigte Rückhängebewehrung. Der Nachweis der Tragfähigkeit orientiert sich dabei am höchstbeanspruchten Verbindungsmittel. In den Bemessungsnachweis geht entweder das maßgebende Betonversagen oder die ermittelte Traglast der Rückhängebewehrung ein. Dabei muss auf eine ausreichende Verankerung der Rückhängebewehrung geachtet werden.

Als Resultat neuerer Forschungsvorhaben, insbesondere bei *Kuhlmann u. a. (2012)*, kann das Betonversagen in Kombination mit dem Stahlversagen der Rückhängebewehrung berücksichtigt werden. Hierbei wird im Unterschied zur *DIN EN 1992-4* der Nachweis der Rückhängebewehrung als Gruppennachweis geführt. Im nachfolgenden Kapitel sind diese Untersuchungen beschrieben und es wird ein kurzer Überblick über die Neuerung gegenüber den normativen Regelungen gegeben.

2.2.3 Untersuchungen zur Berücksichtigung von Rückhängebewehrungen im Bereich von Ankerplatten

2.2.3.1 Untersuchungen von Kuhlmann

Das europäische Forschungsprojekt ‚Innovative Fastening Solutions‘ (INFASO) zeigt neue Bemessungsmodelle für gelenkige Querkraftanschlüsse, Stützenfüße und momententragfähige Verbundanschlüsse auf. Hauptaugenmerk der Untersuchungen, beschrieben in *Kuhlmann u. a. (2012)*, war es, das Zusammenwirken einer Rückhängebewehrung mit einem unter einer Zugkraft entstehenden kegelförmigen Betonausbruch zu beschreiben.

Durch die Verwendung von Rückhängebewehrungen im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen konnte ein sprödes Versagen verhindert werden. Eine traglaststeigernde Wirkung wurde in Versuchen mit einem gerissenen und ungerissenen Betongrund beobachtet.

Das entwickelte analytische Modell berücksichtigt auf Grundlage der durchgeführten Versuche ein Zusammenwirken des entstehenden Betonausbruches mit der angeordneten Rückhängebewehrung. Durch Variation der maßgebenden Parameter wie des Rückhängebewehrungsgrads konnte in den experimentellen Untersuchungen anstelle eines Betonversagens ein Stahlversagen beobachtet werden. Die Ergebnisse wurden

in ein Federmodell übertragen, das den Betonausbruch mit der Rückhängebewehrung als parallel geschaltete Feder berücksichtigt.

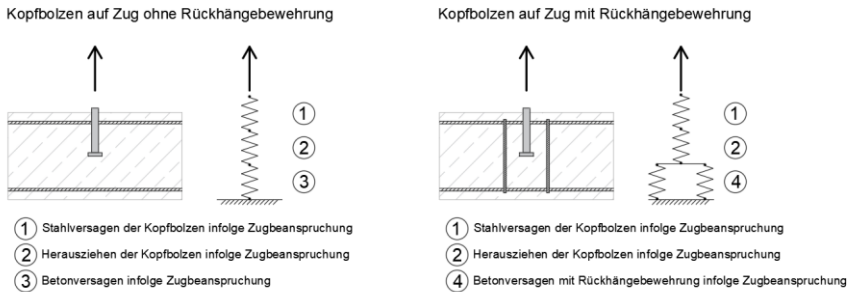


Abb. 2.2: Federmodell für das Tragverhalten des Betons für Kopfbolzen mit und ohne Rückhängebewehrung

Für die einzelnen Federn können in Anlehnung an die Komponentenmethode des Stahl- und Stahlverbundbaus Lastverformungsbeziehungen aufgestellt werden. Somit ist es möglich, das Verformungsverhalten der Komponente Beton abzubilden.

Das Modell wird folgendermaßen begründet: Mit Erreichen der Tragfähigkeit der reinen Betonkomponente entsteht ein vom Kopf des Kopfbolzens ausgehender Riss, der die Rückhängebewehrung kreuzt. Die Traglast der Betonkomponente nimmt demzufolge ab. Infolge einer entstehenden Relativverschiebung des Betonausbruchkörpers wird die Rückhängebewehrung durch eine ausreichende Verankerung im Ausbruchkegel sowie im restlichen ungestörten Bereich des Bauteils sukzessive beansprucht, sodass die Beanspruchung dieser Komponente zunimmt. Durch die Verwendung eines ausreichenden Rückhängebewehrungsgrades kann somit neben einem duktileren Versagensverhalten eine traglaststeigernde Wirkung erzielt werden, bis hin zu einem Stahlversagen der Verbindungsmittel oder einem Verbundversagen durch die sich zum Scheitelpunkt des Bewehrungsbügels steiler stellende Druckstrebe.

Weiter wurde durch experimentelle Untersuchungen bei einer nicht ausreichenden Einbindelänge der Kopfbolzen und einem zu großen Abstand der Rückhängebewehrung ein kleinerer, sich zwischen den Rückhängebewehrungsschenkeln bildender Betonausbruchkegel beobachtet. Dieser Versagensmechanismus wird als ‚Druckstrebenbruch‘ bezeichnet.

Die Untersuchungen von *Kuhlmann u. a. (2012)* mit dem entwickelten analytischen Berechnungsmodell bilden die Grundlage für Untersuchungen an großen Ankerplatten mit mehr als der zulässigen Anzahl an Kopfbolzen je Ankerplatte.

2.2.3.2 Untersuchungen von Berger

Berger (2015) entwickelte einen vereinfachten Ansatz zur Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung im Bereich von zugbeanspruchten Kopfbolzen. Aufbauend auf den Ergebnissen und Erkenntnissen von *Kuhlmann u. a. (2012)* wurde das Modell des Zusammenwirkens der Betonkomponente und der traglaststeigernden Rückhängebe-

wehrung präzisiert. So ist es nach Berger (2015) möglich, mehrere auf Zug beanspruchte Reihen in Verbindung mit einer Rückhängebewehrung modellhaft abzubilden.

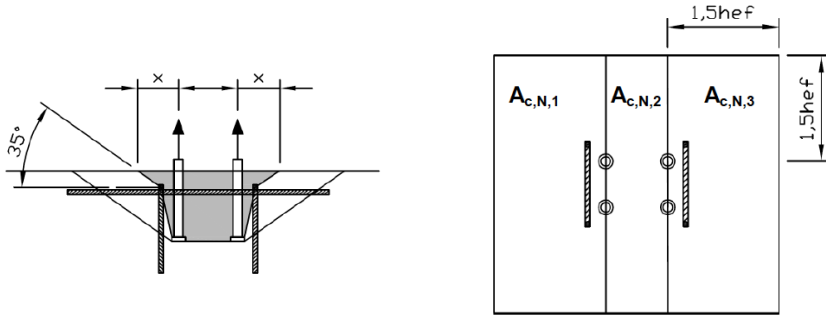


Abb. 2.3: Vierfach-Verankerung mit zwei Reihen von Rückhängebewehrung nach Berger (2015)

Zusammenfassend wird ebenfalls für dieses Forschungsvorhaben die relevante Anordnung von Kopfbolzen und Rückhängebewehrung berücksichtigt, wie in Abb. 2.3 gezeigt, und somit Flächenanteile berechnet, die mit einem Faktor ψ_{supp} multipliziert werden. Dieser Faktor beschreibt die Anordnung der Rückhängebewehrung und somit eine Erhöhung der Traglast. Mit dem Faktor ψ_{supp} kann das Umschließen der Oberflächenbewehrung durch die Rückhängebewehrungsbügel ebenso wie das Nichtumschließen der Oberflächenbewehrung berücksichtigt werden.

2.2.4 Bemessungsregeln für Ankerplatten

In DIN EN 1993-1-8 werden mit Einführung der Komponentenmethode drei Verfahren zur Tragwerksberechnung unterschieden: die elastische, die starr-plastische und die elastisch-plastische Tragwerksberechnung. Im Rahmen der Berechnungsverfahren sind die Anschlüsse weiter zu klassifizieren, sodass ein vereinfachtes Anschlussmodell zugrunde gelegt werden kann. Die Klassifizierung erfolgt dabei über die Momentenragfähigkeit, die Rotationssteifigkeit sowie die Rotationskapazität.




Berechnungsverfahren	Klassifizierung der Anschlüsse nach	Klassifizierung der Anschlüsse		
		gelenkig	starr	verformbar
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		 $M = 0$ und $\phi \neq 0$	 $M \neq 0$ und $\phi = 0$	 $M \neq 0$ und $\phi \neq 0$

Abb. 2.4: Klassifizierung und Anschlussmodelle für die Tragwerksberechnung nach Kuhlmann (2011)

Das einwirkende Biegemoment $M_{j,Ed}$ und die dazugehörige Rotation Φ_{Ed} können mittels Momenten-Rotations-Charakteristik beschrieben werden. Ein Beispiel für einen im Stahlbau typischen Stirnplattenanschluss ist nachfolgend nach *DIN EN 1993-1-8* dargestellt.

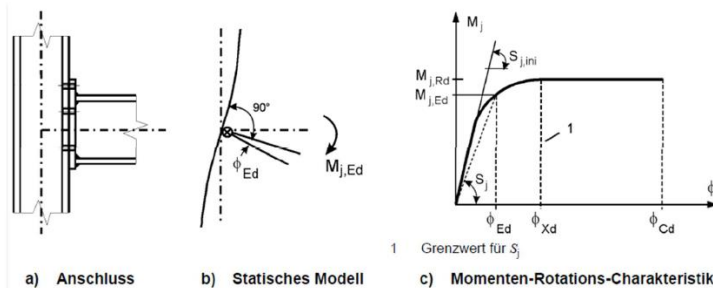


Abb. 2.5: Momenten-Rotations-Charakteristik nach *DIN EN 1993-1-8*

Die Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ entspricht dem maximal aufnehmbaren Moment, die Rotationskapazität Φ_{Cd} der maximalen Rotation. Die Rotationssteifigkeit S_j wird durch die Sekantensteifigkeit beschrieben. S_j gilt, bis eine Rotation von Φ_{Xd} erreicht wird, wobei das einwirkende Moment $M_{j,Ed}$ kleiner als die Momententragfähigkeit bleibt.

Die Berechnung eines Tragwerkes kann, wie zu Anfang des Kapitels beschrieben, durch das linear-elastische Berechnungsverfahren erfolgen. Hierbei wird ein Anschluss in der Regel nach seiner Rotationssteifigkeit klassifiziert. Die Klassifizierungskategorien umfassen einen starren, verformbaren sowie gelenkigen Bereich. Maßgebend für die Unterteilung ist die Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$.

Bei der starr-plastischen Methode der Tragwerksberechnung werden Anschlüsse nach ihrer Tragfähigkeit klassifiziert. Bedingung für dieses Verfahren ist eine ausreichende Rotationskapazität. *DIN EN 1993-1-8* regelt Anschlüsse als volltragfähig, teiltragfähig oder gelenkig, indem die Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ mit den Momententragfähigkeiten M_{Rd} der anschließenden Bauteile verglichen wird. Volltragfähige Anschlüsse besitzen eine größere oder zumindest gleiche Momententragfähigkeit wie angeschlossene Bauteile. Ist die Momententragfähigkeit kleiner als 25% der plastischen Momententragfähigkeit, ist der Anschluss als gelenkig zu klassifizieren. Teiltragfähige Anschlüsse liegen zwischen den beiden genannten Kriterien.

Die elastisch-plastische Tragwerksberechnung berücksichtigt sowohl die Tragfähigkeit als auch die Steifigkeit. Momenten-Rotations-Charakteristika sind bei der Ermittlung der Schnittgrößen zu berücksichtigen. Ein vereinfachter bi-linearer Verlauf der Momenten-Rotations-Charakteristik kann nach *DIN EN 1993-1-8* 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 Anschlüsse werden dabei in gelenkige, biegesteife sowie nachgiebige Anschlüsse klassifiziert, wobei die Einteilung nach folgendem Schema erfolgt: Nachgiebige Anschlüsse sind entweder verformbar und volltragfähig, verformbar und teiltragfähig oder starr und teiltragfähig. Biegesteife Anschlüsse hingegen sind starr und volltragfähig.

Der Grundgedanke der Komponentenmethode besteht darin, dass ein Anschluss durch die Zerlegung in Grundkomponenten aufgeteilt wird. Durch diese Aufteilung können den einzelnen Komponenten Lasten zugeteilt werden und der Tragmechanismus kann dementsprechend beschrieben werden. Die Einführung der Steifigkeiten neben der Tragfähigkeit lässt die zuvor erläuterte Klassifizierung des gesamten Anschlusses zu.

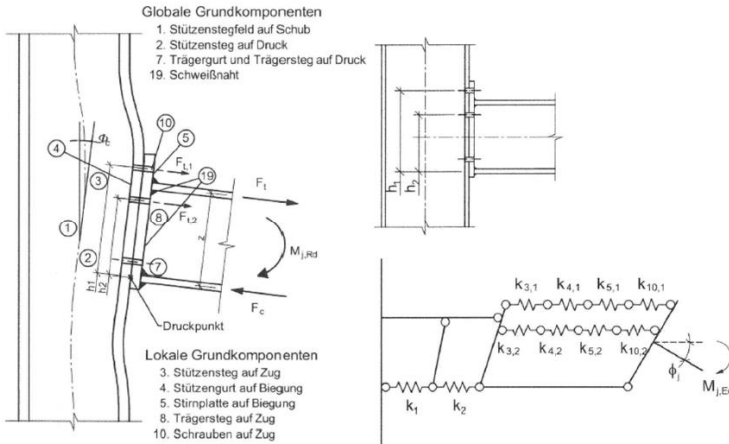


Abb. 2.6: Grundkomponenten eines Stahlanschlusses mit überstehender Stirnplatte mit zugehörigem Federmodell nach Kuhlmann (2011)

Für die auf Zug beanspruchte Seite des Anschlusses wurde das Modell des äquivalenten T-Stummels eingeführt. Dieses beschreibt die Biegetragfähigkeit von Stahlplatten als Fußplatte oder Stirnblech und die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel sowie deren Kombination. So zeichnet sich Modus 3 durch ein Verbindungsmittelversagen aus. In der Regel tritt dieses bei starren Stahlplatten oder dicken Flanschen auf. Die Tragfähigkeit wird über die reine Zugtragfähigkeit des Verbindungsmittels bestimmt. Modus 1 hingegen beschreibt das vollständige Fließen geringerer Dicken von Stahlplatten. Hierbei bilden sich im Querschnitt der Platte vier plastische Fließgelenke, sodass die Beanspruchbarkeit nur von der Momentenragfähigkeit der Stahlplatte abhängig ist. Beschrieben wird die Tragfähigkeit dabei durch die sogenannten Fließlinien, die sich infolge plastischer Dehnungen ausbilden. Modus 2 kombiniert die beiden zuvor genannten Modi. Am Übergang vom Zugblech zur Stahlplatte bilden sich zwei plastische Gelenke und die Verbindungsmittel erreichen ihre Zugtragfähigkeit. Durch größere Randabstände zu den Schrauben können sich Abstützkräfte ausbilden, die die Beanspruchung in den Verbindungsmitteln weiter erhöhen. Ist das Kriterium zur Bildung von Abstützkräften eingehalten, sind diese bei der Bestimmung der Tragfähigkeit des äquivalenten T-Stummels implizit berücksichtigt.

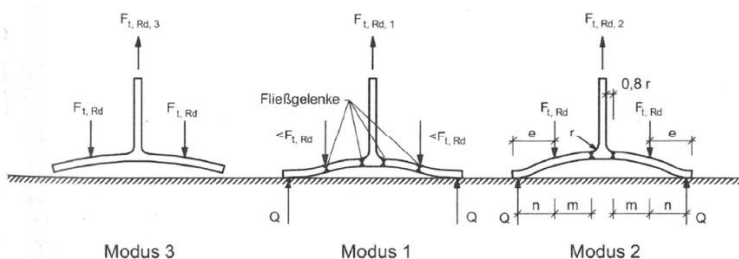


Abb. 2.7: Versagensarten des T-Stummels mit zwei Schrauben je Reihe nach Kuhlmann (2011)

Die in Abb. 2.6 dargestellten Steifigkeiten k_i lassen sich nach den in *DIN EN 1993-1-8* (Tabelle 6.11) gegebenen Gleichungen bestimmen. Die Ermittlung der Gesamtsteifigkeit erfolgt mittels Parallel- und In-Reihe-Schalten der einzelnen Steifigkeitskomponenten. Für mehrere auf Zug beanspruchte Schraubenreihen ist ein äquivalenter Steifigkeitskoeffizient k_{eq} zu berechnen.

2.2.5 Untersuchungen zu Anschlüssen mit vier Verbindungsmitteln je Reihe

Schmidt (2008) beschreibt aufbauend auf *DIN EN 1993-1-8* ein Modell zur Berechnung vierreihiger geschraubter Stirnplattenverbindungen. Bei starren Stahlplatten treten durch ihre große Biegesteifigkeit geringe bzw. keine Biegeverformungen auf, sodass die Zugkraftanteile bei außen und innen liegenden Schrauben nur geringfügig variieren. Dünnere nachgiebige Stahlplatten weisen durch die unterschiedliche Belastung, bspw. eines angeschlossenen I-Profils an Flansch und Steg, variierende Zugkraftanteile in den Verbindungsmitteln auf. Der Abtrag der Flanschkräfte und die unterschiedliche Verteilung der Kräfte bewirken eine differenzierte Betrachtung von innerem zu äußerem Verbindungsmittel, während die Beanspruchung des Trägersteges fast ausschließlich auf das innen liegende Verbindungsmittel fällt.

Das Modell unterscheidet zwischen breitflanschigen (HEA, HEB) und schmalflanschigen (IPE) Trägerprofilen. Bei letzteren Profilen ist der mittragende Anteil der äußeren Verbindungsmittel durch den schmalen Flansch und einen daraus resultierend relativ großen Abstand zur Verbindungsmittelreihe begrenzt.

Untersuchungen haben gezeigt, dass bei Versagensmodus 1 (vollständiges Fließen der Stahlplatte) die unterschiedliche Kraftverteilung keinen Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit und somit auf das vollständige Plastizieren der Stahlplatte besitzt. In Versagensmodus 2 (kombiniertes Versagen durch Erreichen der Zugfestigkeit der Verbindungsmittel sowie der Bildung zweier plastischer Gelenke im Zugflanschbereich) wird durch die Bildung des plastischen Momentengelenkes an der Lasteinleitungsstelle die Grenzzugkraft der inneren Verbindungsmittelreihe erreicht und somit die Beanspruchbarkeit des gesamten Anschlusses durch den Zugkraftanteil der äußeren Verbindungsmittelreihe positiv beeinflusst.

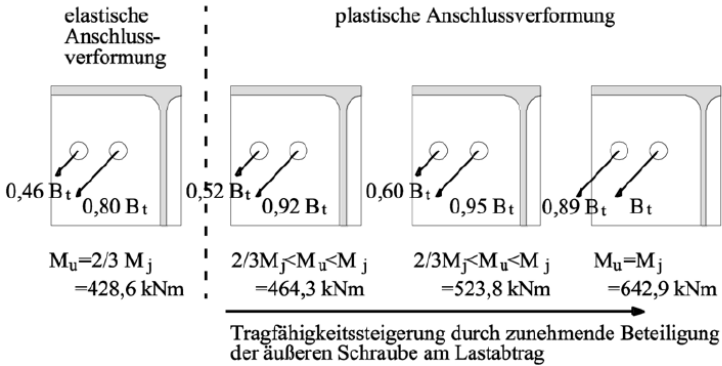


Abb. 2.8: Schraubenkraftverteilung bei verschiedenen Belastungszuständen – Beispiel FE-Studie (Schmidt 2008)

Die Bildung des Fließgelenkes und die dadurch niedrigere Steifigkeit in diesem Bereich verändert das gesamte Steifigkeitsverhältnis der Platte, sodass sich die äußere Reihe an Verbindungsmitteln bei größer werdender plastischer Verformung stärker am Lastabtrag beteiligt.

Schmidt (2008) berücksichtigt mit dem entwickelten analytischen Modell die Berücksichtigung der unterschiedlichen Steifigkeitsverteilungen zugbeanspruchter Trägerprofile zu den Verbindungsmitteln hin. Einzelne Stäbe des in Abb. 2.9 eingeführten Stabmodells werden mit einer über die Geometrie des Anschlusses abgeleiteten Wichtung multipliziert, wodurch eine Verteilung der maßgebenden effektiven Fließlinienlängen bestimmt werden kann. Durch die Wichtung und die Aufteilung der effektiven Fließlinienlängen setzt sich die Tragfähigkeit innen liegender Schraubenverbindungen aus zwei zu addierenden Anteilen zusammen. Die Berechnung der Grenztragfähigkeiten außerhalb des Trägerprofils liegender Schrauben erfolgt analog zu dem in DIN EN 1993-1-8 aufgeführten Verfahren.

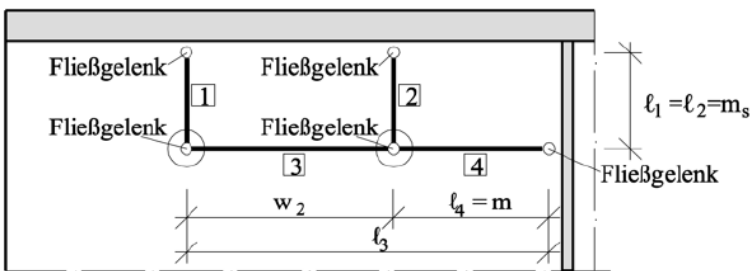


Abb. 2.9: Stabmodell zur Verteilung der Lasten auf die Verbindungsmittel nach Schmidt (2008)

2.2.6 Berücksichtigung der Oberflächenbewehrung

2.2.6.1 Berücksichtigung nach *DIN EN 1992-4*

In der Befestigungstechnik wird die Oberflächenbewehrung durch den Schalenabplatzfaktor $\psi_{re,N}$ berücksichtigt. Dieser Faktor erfasst eine oberflächennahe dichte Bewehrung und kann die Betonausbruchlast verringern. Begründet wird dies nach *Pregartner (2009)* durch eine Überlagerung der Betonzugspannungen, die durch die Verbundwirkung der Bewehrung und die Belastung der Befestigungsmittel hervorgerufen werden. Des Weiteren wird durch die Bewehrung die für die Zugspannungen notwendige Betonfläche vermindert. Der rotationssymmetrische Spannungszustand wird demzufolge gestört. Bei einem Achsabstand der Bewehrung von mehr als 150 mm oder bei Bewehrungen, deren Durchmesser kleiner als 10 mm sind, und einem Achsabstand von mindestens 100 mm ergibt sich keine nennenswerte Beeinflussung der Betontraglast. Der Schalenabplatzfaktor $\psi_{re,N}$ kann somit zu 1,0 gesetzt werden.

Im Allgemeinen kann davon ausgegangen werden, dass flächenartig orthogonal bewehrte Bauteile die Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln bei einem kegelförmigen Ausbruch nicht wesentlich beeinflussen, da die Bewehrung senkrecht zur Krafrichtung angeordnet ist. Es ist jedoch anzunehmen, dass bei einer engen Staffelung der Oberflächenbewehrung sich der Ausbruchkegel auf dem Bewehrungsnetz abstützen und somit ein duktiler 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.

2.2.6.2 Untersuchungen von Schlütern

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 er differenziert betrachtet werden. Das durch *Schlüter (1987)* entwickelte Modell der Federcharakteristik eines Stanzkegels kann auf einen Anschluss mit einer Ankerplatte mit Kopfbolzen unter einer Zugbeanspruchung übertragen werden. Ein sich bildender Ausbruchkegel einer Einzel- sowie Gruppenbefestigung weist ähnliche Eigenschaften wie der beschriebene Stanzkegel auf. Bei einer stoßartigen Belastung muss zunächst der monolithisch mit der übrigen Betonplatte verbundene Stanzkegel entstehen, der einer 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. In Abb. 2.10 sind diese Federn dargestellt, wobei die erste Feder den Beitrag des Betons, die zweite die Schubbewehrung und die dritte die Längs- bzw. Oberflächenbewehrung beschreibt.

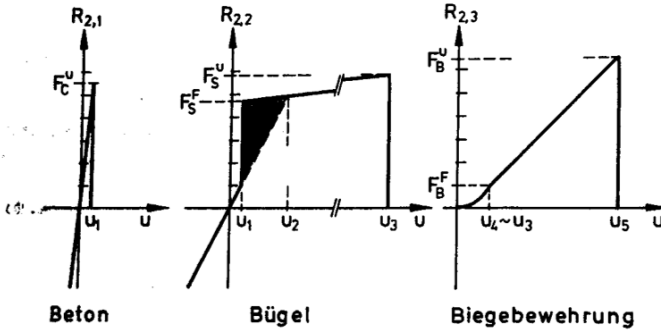


Abb. 2.10: Drei Komponenten des lokalen Widerstandes nach Schlüter (1987)

Die Tragfähigkeiten des Betons und der Bügel werden in einem weiteren Schritt außer Acht gelassen, womit lediglich die Tragfähigkeit der Biegebewehrung näher betrachtet wird. Insbesondere der Bereich kleiner Auslenkungen ist für ein Übertragen des Modells auf große Ankerplatten unter einem Betonversagen für das Lastverformungsverhalten von Relevanz. Der eingangs beschriebenen Oberflächenbewehrung wird bei Bildung eines Stanzkegels ein Rotationsparaboloid unterstellt. Diese Form entspricht im Schnitt dem Durchhang eines Seiles unter einer gleichmäßigen vertikalen Belastung. Die Federwirkung der Biegebewehrung wird somit bei größer werdenden Verformungen wirksamer, sodass sich, übertragen auf ein kegelförmiges Betonversagen bei Ankerplatten, der Ausbruchkegel komplett gebildet haben muss, sich demzufolge auf die Oberflächenbewehrung abstützt und diese auslenkt.

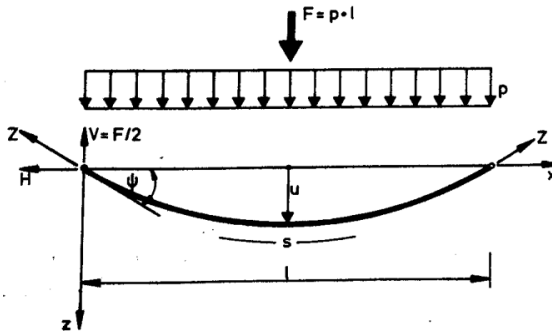


Abb. 2.11: Elastisches Seil als Modell zur Erfassung der Membranwirkung der Biegebewehrung nach Schlüter (1987)

Der Durchhang der Biegebewehrung kann mit folgender Parabelgleichung (2.1) beschrieben werden:

$$z(x) = \frac{4 \cdot u}{l^2} \cdot (l \cdot x - x^2) \tag{2.1}$$

Mit:

- u Stich in der Mitte der Parabel
- l Spannweite

Die in Abb. 2.11 eingeführte Zugkraft Z lässt sich mittels Gleichgewicht am System wie folgt bestimmen:

$$Z = \frac{V}{\sin(\Psi)} = \frac{F}{2 \cdot \sin(\Psi)} \quad (2.2)$$

Anhand der Ableitung dz/dx an der Stelle $x = 0$ lässt sich der Winkel Ψ ermitteln, sodass sich folgende Gleichgewichtsbedingung ergibt:

$$Z = \frac{F}{2 \cdot \sin\left(\arctan\frac{4 \cdot u}{l}\right)} \quad (2.3)$$

bzw.

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

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

$$\varepsilon = \frac{s - l}{l} = \frac{s}{l} - 1 \quad (2.4)$$

Mit:

s Verlängerung des Seils

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

Der Ausdruck in Gleichung (2.3) kann mittels Hooke'schem Gesetz $Z = A_s \cdot \sigma(\varepsilon)$ erweitert werden. Für ein einzelnes Seil lässt sich somit die Kraft-Verformungs-Beziehung wie folgt ermitteln:

$$F(u) = 2 \cdot \sin\left(\arctan\frac{4 \cdot u}{l}\right) \cdot A_s \cdot \sigma(\varepsilon) \quad (2.5)$$

Mit:

$\varepsilon = \varepsilon(u)$ Dehnung in Abhängigkeit der Auslenkung

In Gleichung (2.5) muss zur 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 (2.6) bestimmt werden.

$$A_s^* = \frac{l}{2} \cdot (a_{sx} + a_{sy}) \quad (2.6)$$

Mit:

a_{sx} ; a_{sy} Bewehrungsgehälter in x- und y-Richtung

Die Seillänge l entspricht dabei dem Durchmesser des Stanzkegels auf Höhe der Oberflächenbewehrung. Die in diesem Modell beschriebenen Dämpfungsfedern werden nicht weiter betrachtet, da in diesem Forschungsvorhaben keine stoßartigen Beanspruchungen untersucht werden. Zudem wird lediglich der Einfluss einer Bewehrungslage unmittelbar unterhalb der Ankerplatte betrachtet.

2.3 Untersuchung von Zwangsbeanspruchungen im Bereich von Ankerplatten mit Kopfbolzen

2.3.1 Allgemeines

Zwangsbeanspruchungen werden meist durch thermische Einflüsse verursacht, wie das plötzliche Ableiten von Wasserdampf im Kraftwerksbau oder das Anschweißen von Anbauteilen. Die thermischen Unterschiede bewirken große Temperaturgradienten zwischen Ankerplattenoberseite und -unterseite. Schnelle Ausdehnungen des Stahlbauteils und somit Zwangsbeanspruchungen in der Ankerplatte sowie des umliegenden Betonbauteils sind das Resultat der thermischen Beanspruchungen.

Da nur wenige experimentelle Untersuchungen mit Temperaturbeanspruchungen vorliegen, ist es schwierig, detaillierte Aussagen über das Verhalten dünner Ankerplatten mit Kopfbolzen und das mit thermischen Einflüssen einhergehende Zugkraft-Scherkraft-Verhältnis eines Kopfbolzens zu treffen.

2.3.2 Untersuchungen von Kurz

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 den Beanspruchungszustand unterschiedliche Temperaturzustände im Stahlblech einstellen können (vgl. *Kurz u. a. 2011*). Des Weiteren konnte der Temperaturverlauf im Inneren des Bauteils festgestellt werden. Nachfolgende Abbildung zeigt die Versuchskonzeption der Stahlliner.

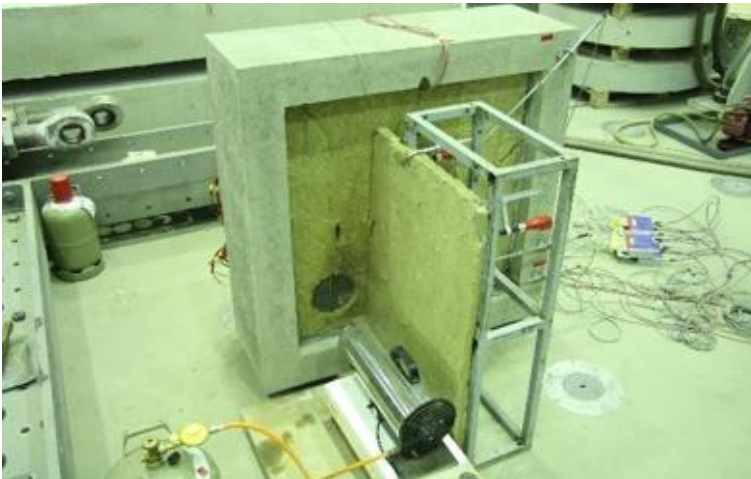


Abb. 2.12: Versuchskonzeption – Stahlliner unter thermischer Beanspruchung (*Kurz u. a. 2011*)

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

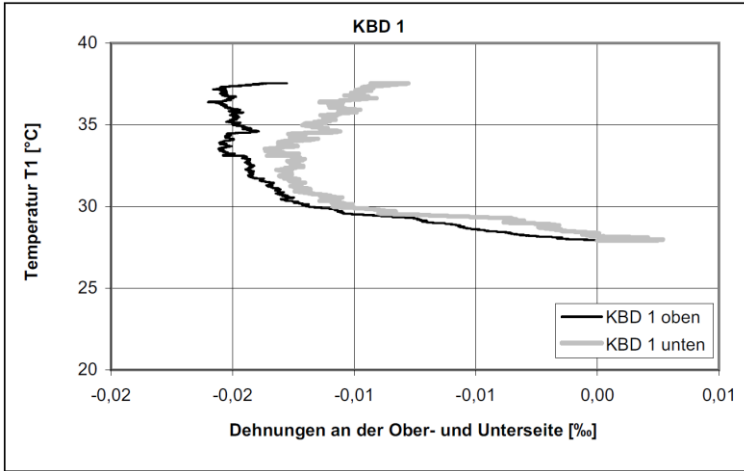


Abb. 2.13: Auswertung Dehnungen an Ober- und Unterseite der Ankerplatte (Kurz u. a. 2011)

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

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

3 Untersuchungen zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten

3.1 Allgemeines

Im gemeinschaftlichen Forschungsvorhaben wurden Versuche unter Normalkraft- und Querkraftbeanspruchung in Kooperation mit dem Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart durchgeführt. Die Versuche unter Normalkraftbeanspruchung wurden im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführt. Ziel war es, eine sich bildende Zugseite einer Ankerplatte mit einer Kopfbolzenanordnung von 4 x 4 isoliert zu untersuchen. Das Tragverhalten großer Ankerplatten unter Normalkraftbeanspruchung sollte erfasst werden, um das Bemessungsmodell der Normalkraftkomponente anhand dieser Versuche genauer beschreiben zu können. Die Versuchskonzeption orientiert sich an den durchgeführten Versuchen von *Kuhlmann u. a. (2008)* und *Kuhlmann u. a. (2012)*. Die in diesen Versuchen erzielten Erkenntnisse bzgl. einer traglaststeigenden Wirkung einer zusätzlich angeordneten Rückhängebewehrung wurden übernommen und in der Versuchskonzeption berücksichtigt.

Die sich bildende Zugseite, vgl. Abb. 3.1, besteht aus der halben Ankerplattenlänge mit einer Kopfbolzenanordnung von 4 x 2. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen sollten zwei Grenzfälle betrachtet werden: zum einen das Betonversagen und zum anderen das Stahlversagen. Für die Grenzfallbetrachtung wurden die Versuchsparameter wie folgt gewählt: Im Hinblick auf das Betonversagen wurden eine geringe Einbindetiefe der Kopfbolzen und eine starre Ankerplatte verwendet ($t_p = 40 \text{ mm} / h_{ef} = 92 \text{ mm}$). Mit einer großen Einbindetiefe durch lange Kopfbolzen und einer dünnen, nachgiebigen Ankerplatte ($t_p = 15 \text{ mm} / h_{ef} = 242 \text{ mm}$) konnte ein 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. Insgesamt wurden sieben Versuche durchgeführt, wobei vier der Versuche im gerissenen Betongrund untersucht wurden. Neben der maximalen Traglast wurden die Verformungen der Ankerplatte, die Verschiebungen des Probekörpers sowie die Dehnungen an Kopfbolzen und Rückhängebewehrung aufgezeichnet.

Neben den experimentellen wurden numerische Untersuchungen durchgeführt. Mit Hilfe der Methode der finiten Elemente kann das Tragverhalten hinsichtlich Versagens- und Verformungsmechanismen eingehend untersucht werden. Zudem liefert diese Methode Informationen bzgl. der Spannungs- und Dehnungswerte, die durch die verwendete Messtechnik nicht erfasst werden konnten. Diese Erkenntnisse unterstützen die Entwicklung eines analytischen Modells. Nach erfolgreicher Modellierung und Nachrechnung der experimentell durchgeführten Versuche wurden im Rahmen einer Parameterstudie die Einflüsse verschiedener Parameter auf das Lastverformungs- sowie das Tragverhalten untersucht.

3.2 Experimentelle Untersuchungen

3.2.1 Allgemeines

Die experimentellen Untersuchungen von Ankerplatten mit einer Normalkraftbeanspruchung basieren auf den in Kapitel 2 beschriebenen vorangegangenen Forschungsvorhaben. Die dort dargestellten mechanischen Modelle wurden grundlegend in der Konzeption der Versuchsreihen berücksichtigt. Durch die eingangs erläuterte symmetrische Anordnung der Kopfbolzendübel zum Zugflansch wird eine gleichmäßige Verteilung der Beanspruchung erwartet. Es resultiert eine Zugseite mit einer Kopfbolzenanordnung von 4×2 und halber Ankerplattenlänge. Abb. 3.1 zeigt schematisch die sich bildende Zugseite.

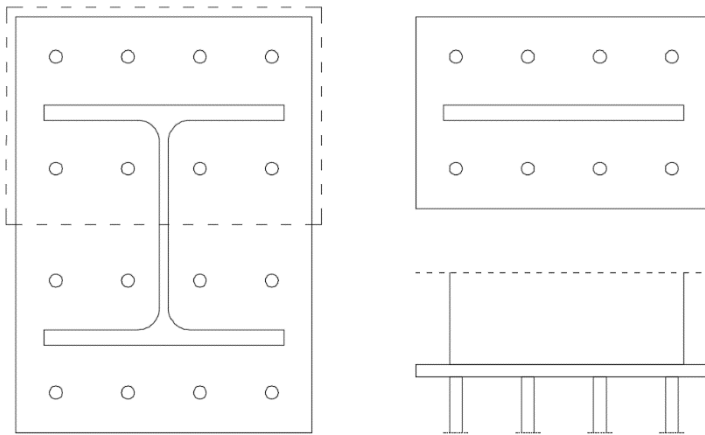


Abb. 3.1: Schematische Darstellung des Zugbereiches einer 4-x-4-Kopfbolzenanordnung

3.2.2 Versuchsparameter und Versuchsprogramm

Die beiden eingangs beschriebenen Grenzfälle des Beton- und Stahlversagens können mit den Tab. 3.1 dargestellten Parametern erzeugt werden. Die Versuchsserie zur Untersuchung einer Zugkraft an Ankerplatten umfasste insgesamt sieben Versuchskörper.

Aus Gründen der Vergleichbarkeit der beiden Serien wurde jeweils eine untere Betonfestigkeit von C20/25 festgelegt. Die Basis- sowie Referenzversuche wurden jeweils aus einer Charge hergestellt, wodurch die Streuung der Festigkeiten und der Einfluss auf die maximalen Traglasten der Versuche minimiert werden konnten.

Tab. 3.1: Versuchsprogramm der Versuche unter Normalkraftbeanspruchung

Versuch	Plattendicke [mm]	Kopfbolzen	Zustand Beton	Rückhängebewehrung pro Kopfbolzen
B1-N1	40	SD 16/100	gerissen	1 x Ø 8 mm
B1-N2	40	SD 16/100	gerissen	1 x Ø 8 mm
B2-N	40	SD 16/100	gerissen	2 x Ø 8 mm
B3-N	40	SD 16/100	ungerissen	2 x Ø 8 mm
R5-1N	15	SD 16/250	ungerissen	2 x Ø 8 mm
R5-2N	15	SD 16/250	ungerissen	2 x Ø 8 mm
R5-3N	15	SD 16/250	gerissen	2 x Ø 8 mm

Bei einer Ankerplattendicke von $t_p = 40$ mm sollte ein elastisches bzw. starres Verhalten der Ankerplatte beobachtet werden, bei einer Ankerplattendicke von $t_p = 15$ mm hingegen ein plastisches Verhalten, was in entsprechend großen und nach Versuchsende bleibenden Verformungen resultiert. Auf Grund der beschriebenen symmetrischen Anordnung von Kopfbolzen zum Zugflansch wurde die Bildung von Fließgelenken respektive die Bildung eines T-Stummels erwartet.

Die gerissenen Versuchskörper wurden, wie beschrieben, mittels Risskeilen kontrolliert auf eine Rissbreite von $w_k = 0,30$ mm in Achse der Kopfbolzendübel aufgerissen. Dazu wurden die Risskeile in die Hüllrohre der Probekörper eingetrieben, bis ein Riss entstand. Bei Sichtung des Risses wurden die Risskeile gezogen, um an den sichtbaren Rissen Rissuhren anzubringen. Infolge des erneuten Eintreibens der Risskeile konnten die Rissöffnungen präzise beobachtet werden.

Die geometrischen Abmessungen der verwendeten Kopfbolzendübel können der nachstehenden Tab. 3.2 entnommen werden. Für alle Versuchskörper wurden Kopfbolzen der Fa. Nelson Bolzenschweiß-Technik GmbH & Co. KG verwendet.

Tab. 3.2: Abmessung der Kopfbolzen

Typ NELSON	d_s [mm]	L [mm]	d_h [mm]	h_{ef} [mm]
SD 16/100	16	100	32	92
SD 16/250	16	250	32	242

3.2.3 Versuchsdurchführung

3.2.3.1 Versuchskörper

Für die Versuchskörper wurden die in Abb. 3.2 und Abb. 3.3 dargestellten Stahlbauteile hergestellt. Beide Versuchsserien wurden aus dem Stahlwerkstoff S355J2 gefertigt. Der Grundwerkstoff der Kopfbolzen war ein S235J2+C450, der nach dem Kaltverformen eine Mindestzugfestigkeit von $f_{uk} = 450$ N/mm² aufweist. An jede Ankerplatte wurden acht Kopfbolzen geschweißt. Abb. 3.2 zeigt die Konfigurationen der Basisversuche mit kurzen Kopfbolzen. In dieser Versuchsserie wurden hohe sowie nied-

rige Rückhängebewehrungsgrade untersucht. Zusätzlich wurde der Einfluss eines Risses in Achse der Kopfbolzen untersucht. In Ansicht B und Ansicht A (Abb. 3.2) sind für die Untersuchungen am gerissenen Beton die Rissbleche schematisch in Achse der Kopfbolzendübel dargestellt.

Das jeweils zentrisch zwischen den beiden Kopfbolzenreihen an der Ankerplatte angeordnete Zugblech entspricht dem Flansch eines auf Zug beanspruchten HEB-300-Profils. Dieses Profil wurde auf Grund seiner Flanschbreite von 300 mm gewählt. Diese Breite stellt bei der Verwendung von Doppel-T-Profilen ein gängiges Maximum dar, womit die maximal in die Ankerplatte und den Beton übertragbaren Kräfte beobachtet werden konnten.

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

Abb. 3.2: Konfiguration der Stahleinbauteile – Serie B-N

Abb. 3.3 stellt die Referenzversuche zu den zuvor gezeigten Versuchen dar. Bei diesen wurde ebenfalls der Einfluss eines Risses in Kopfbolzenachse untersucht. Als weiterer Parameter wurde der Einfluss einer breiteren Ankerplatte und somit eine Variation der Abstützkräfte einbezogen. Wie zuvor sind in Ansicht B und Ansicht A (Abb. 3.2) die Rissbleche schematisch dargestellt.

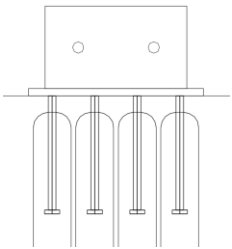
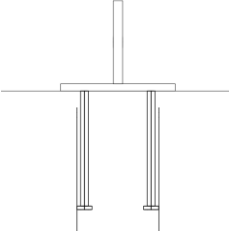
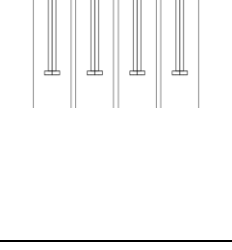
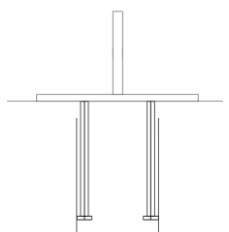
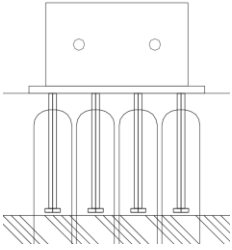
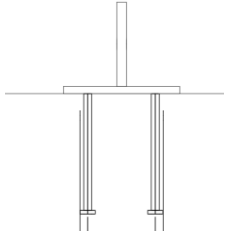
Versuch	Ansicht B	Ansicht A	Parameter
R5-1N			Beton ungerissen
R5-2N			Beton ungerissen T-Stummel groß
R5-3N			Beton gerissen

Abb. 3.3: Konfiguration der Stahleinbauteile – Serie R5-N

Die Geometrien der Betonkörper waren bei beiden Versuchsserien identisch. Demzufolge wurde die Oberflächenbewehrung nicht variiert. Die Betonkörper (Abb. 3.4) 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 $d_{sre} = 10$ mm, wobei die Oberflächenbewehrung mit einer Betondeckung von $c_{nom} = 35$ mm verlegt wurde. Zusätzlich wurde neben den Kopfbolzen eine Rückhängebewehrung, senkrecht zur Oberflächenbewehrung, eingebaut. Der Durchmesser der Rückhängebewehrung betrug $d_{re} = 8$ mm. Der Rückhängebewehrungsgrad wurde bei den Basisversuchen, wie in Abb. 3.2 gezeigt, variiert. Die Risse wurden mithilfe von Rissblechen induziert, die in Achse der Kopfbolzen eingebaut wurden. Unmittelbar an den Enden der Rissbleche wurden Leerrohre einbetoniert, die dem Eintreiben der Risskeile dienen. Das Vorgehen der Rissinduzierung wurde zu Anfang dieses Kapitels bereits erläutert. Mit dieser Methode konnten bei allen Versuchen erfolgreich Risse induziert werden und es konnte eine Rissbreite von $w_k = 0,30$ mm erreicht werden.

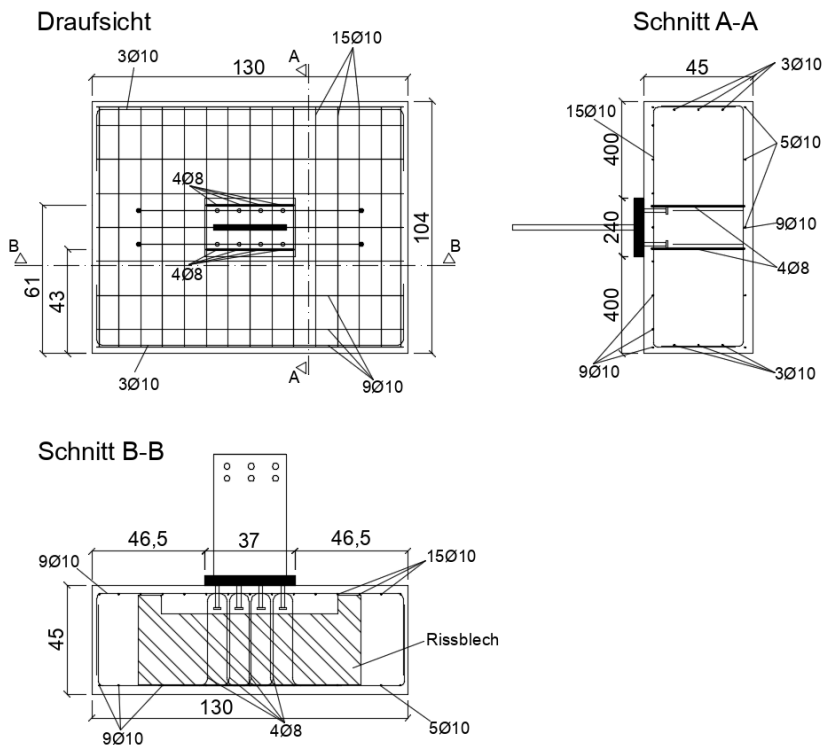


Abb. 3.4: Geometrie der Versuchskörper mit Anordnung der Rückhängebewehrung

Die Stahleinbauteile wurden nach den in Abb. 3.5 und Abb. 3.6 dargestellten Bauteilplanausschnitten erstellt.

<p>Versuch</p>	
<p>Draufsicht</p> <p>B-N-Serie und R5-1N R5-3N</p>	
<p>Ansicht</p> <p>B-N-Serie</p>	
<p>Ansicht</p> <p>R5-1N R5-3N</p>	

Abb. 3.5: Stahlinbauteile – B-N-Serie, R5-1N und R5-3N

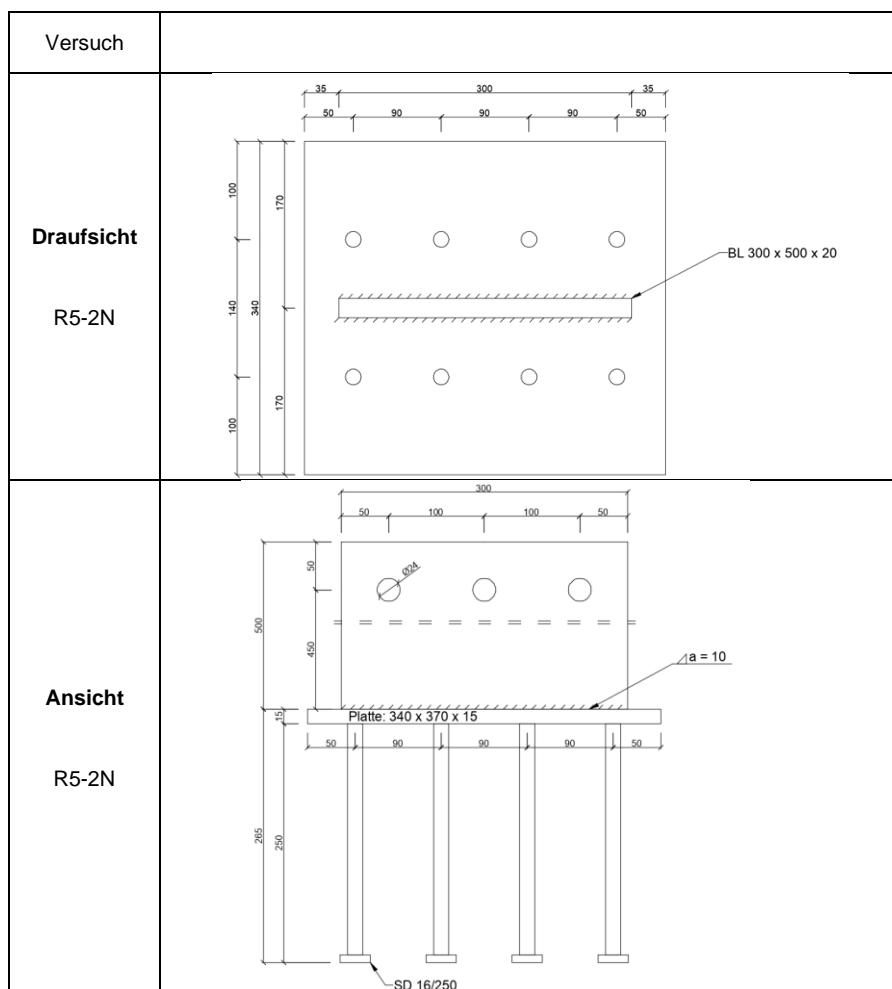


Abb. 3.6: Stahleinbauteile – R5-2N

3.2.3.2 Versuchsaufbau

Die Probekörper wurden auf eine Trägerkonstruktion gelegt, die an das Spannfeld rückverspannt wurde. Dabei wurden die Versuchskörper selbst nicht zurückgespannt, um einen für die maximale Traglast günstig wirkenden Vorspanneffekt zu vermeiden. Zum Zurückhalten wurden oberhalb der Probekörper wiederum Träger mit der Rückspannkonstruktion über Spannstangen angeordnet.

Der zurückhaltende Träger wurde über an den Eckpunkten des Betonkörpers angeordneten quadratischen Platten aufgelagert. So wurde eine punktartige Halterung realisiert. Wegen der Zugbeanspruchung der Ankerplattenversuche und einer zu erwartenden Verformung der Rückhaltekonstruktion wurden an den Trägern zusätzliche induktive Wegaufnehmer angebracht, um die im Versuchsverlauf entstehenden Verformungen eindeutig identifizieren zu können.

In niedrigen Lastbereichen können insbesondere Haftverbundeffekte zwischen Ankerplatte und Betonkörper die Lastverformungskurve deutlich beeinflussen. Diese Effekte werden im Allgemeinen als wenig konstante Größe beschrieben, weshalb sie zu Beginn der Versuche ausgeschlossen werden sollten. Das Umwickeln der Ankerplatten mit einer Folie vor der Betonage hat sich als Methode bewährt. Abb. 3.7 zeigt eine für den Einbau vorbereitete, mit Folie umwickelte Ankerplatte.

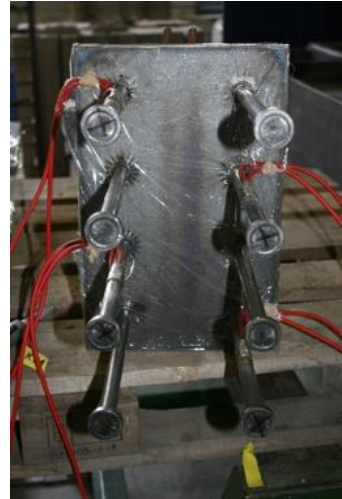


Abb. 3.7: Mit Folie umwickelte Ankerplatte

In Abb. 3.8 ist der prinzipielle Versuchsaufbau der beiden Serien unter Zugbeanspruchung dargestellt. Die in den Abbildungen zu erkennende Messtechnik wird im nachfolgenden Kapitel, ebenso wie die Platzierung der induktiven Wegaufnehmer sowie der Dehnungsmessstreifen, detaillierter beschrieben.

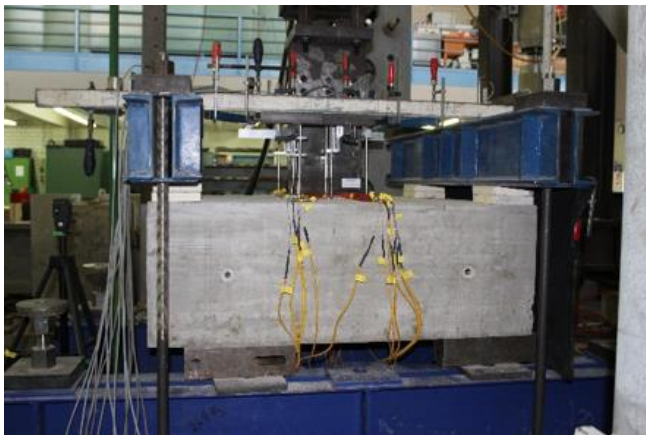
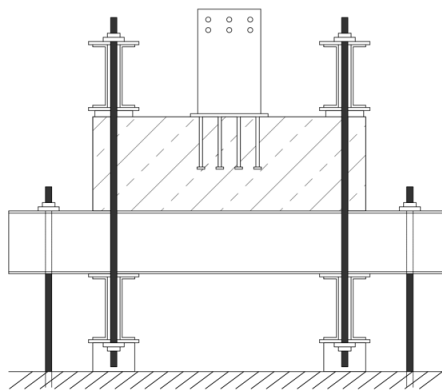


Abb. 3.8: Prinzipieller Versuchsaufbau
(oben: schematisch; unten: gegenständlich)

3.2.3.3 Messtechnik

Die Messung von Dehnungen wurde mithilfe von Dehnungsmessstreifen (DMS) an den Schäften der Kopfbolzen sowie an den Schenkeln der Rückhängebewehrung durchgeführt. Diese Dehnungsmessstreifen wurden schachbrettartig an den Kopfbolzen appliziert. Diese Konfiguration wurde gewählt, um die Versuchsergebnisse nicht durch zu viel Messtechnik zu verfälschen. Weiter kann durch eine schachbrettartige Anordnung der Dehnungsmessstreifen die Dehnungen jeder Kopfbolzenreihe ausreichend genau ausgewertet werden. Ein Rückschluss auf die Verteilung der Kräfte auf die Verbindungsmittel wurde so ermöglicht. Die Dehnungsmessstreifen wurden beidseitig gegenüberliegend, mittig auf den Schaft eines Kopfbolzens in Längsrichtung appliziert, um Biegeeffekte zu eliminieren. So konnte über den Mittelwert beider Dehnungsmessstreifen die reine Zugdehnung gemessen werden. Die Anordnung der Dehnungsmessstreifen an der Rückhängebewehrung geschah analog zu der der Kopfbolzen. Die einzelnen Dehnungsmessstreifen der Rückhängebewehrung wurden auf Höhe der Kopfbolzenköpfe im Bereich des theoretisch entstehenden kegelförmigen Betonausbruchkörpers angeordnet. Abb. 3.9 zeigt die Positionierung der Dehnungsmessstreifen an den Kopfbolzenübeln sowie die Applikation eines Dehnungsmessstreifens an einem Schenkel der Rückhängebewehrung, bevor die jeweiligen Abdeckungen zum Schutz der Messtechnik während des Betoniervorgangs angebracht wurden.

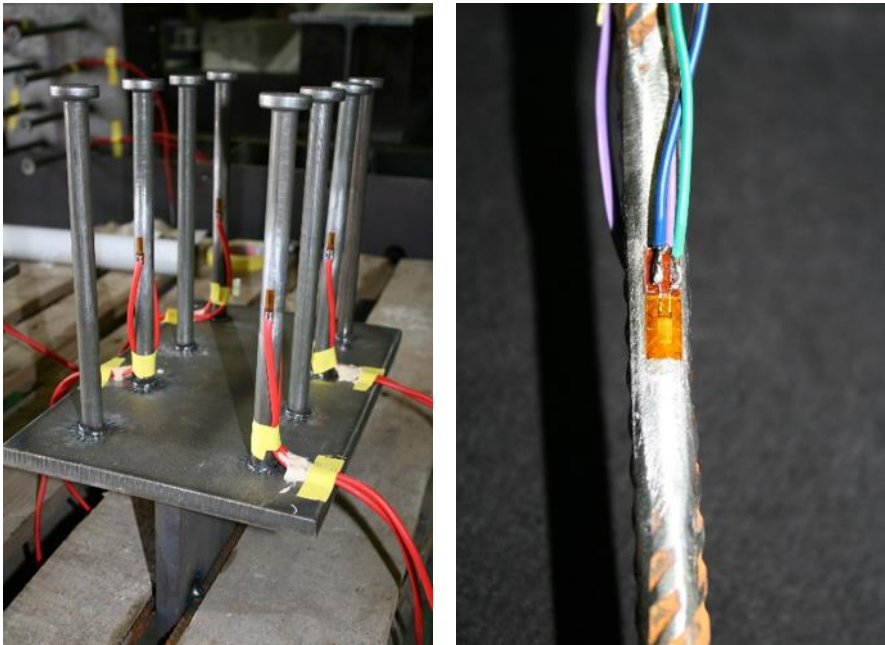


Abb. 3.9: Dehnungsmessstreifen
(links: schachbrettartige Anordnung der Dehnungsmessstreifen;
rechts: Dehnungsmessstreifen auf Rückhängebewehrung)

Der nachfolgenden schematischen Darstellung kann die schachbrettartige Anordnung der Dehnungsmessstreifen an Kopfbolzen und Rückhängebewehrung entnommen werden. Die Konstellation gilt für alle Versuche unter Normalkraftbeanspruchung.

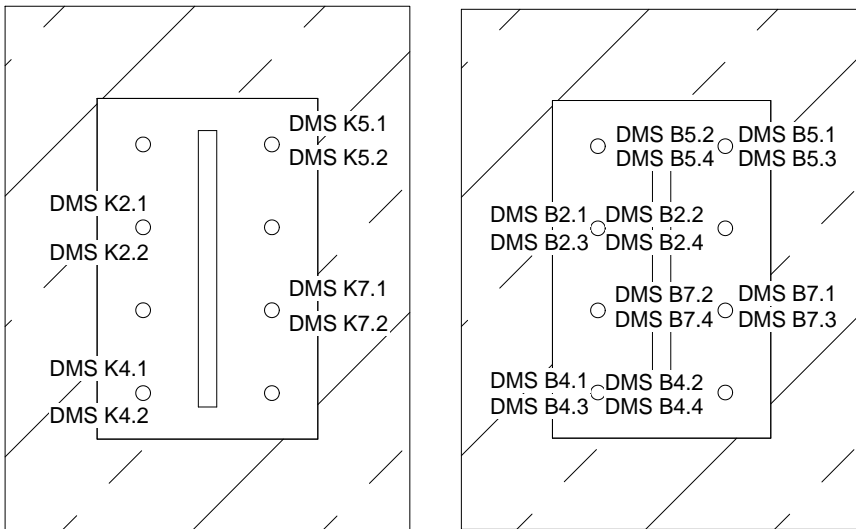


Abb. 3.10: Schematische Darstellung der Dehnungsmessstreifen
(links: Kopfbolzen; rechts: Rückhängebewehrung)

Die Verformungen der Ankerplatte und des Betonkörpers wurden mittels induktiver Wegaufnehmer (WA) dokumentiert. Dazu wurden Wegaufnehmer auf Höhe des Zugflansches (WA9 und WA10), am Übergang von Schweißnaht zu Ankerplatte (WA1 und WA5), auf Höhe der Kopfbolzen (WA2 und WA6), am Plattenrand (WA3 und WA7) sowie unmittelbar neben der Ankerplatte auf dem Beton (WA4 und WA8) angebracht. Letztere dienen der Feststellung von Abstützungseffekten der Ankerplatte auf dem Beton. Weiter wurden Wegaufnehmer auf der Rückverspannungskonstruktion angebracht, um Verformungen des Versuchsaufbaus zu ermitteln und die entsprechenden Werte den an den Probekörpern gemessenen Werten gegenüberzustellen.



Abb. 3.11: Wegaufnehmer am Probekörper

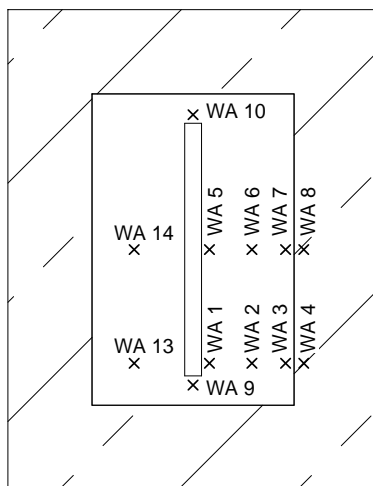


Abb. 3.12: Schematische Anordnung der Wegaufnehmer

3.2.4 Versuchsergebnisse

3.2.4.1 Materialprüfungen

Neben den Versuchskörpern wurden Proben aus den Betonchargen zur Ermittlung der Festigkeiten erstellt. Diese Ermittlung wurde an den entsprechenden Prüfungstagen vorgenommen, wobei je zu Beginn und am Ende der Versuchsserie die Betoneigenschaften bestimmt wurden.

Tab. 3.3: Werkstoffkennwerte des Betons (MPA Kaiserslautern)

Versuch	Herstelltag	$f_{c,cube,150}$	$f_{cm,cube}$	f_{ct}	f_{ctm}
	Versuchstag	Würfel 1	Mittelwert	Zylinder 1	
	Alter	Würfel 2		Zylinder 2	
	[d]	Würfel 3	Zylinder 3		
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Beginn B-N	18.05.2015	36,39	36,77	2,35	2,23
	17.06.2015	37,50		2,00	
	30	36,43		2,33	
Ende B-N	18.05.2015	39,15	38,22	1,98	2,31
	23.06.2015	37,95		2,42	
	36	37,57		2,53	
Beginn R5-N	20.05.2015	38,55	37,89	2,46	2,37
	06.07.2015	37,19		2,36	
	47	37,92		2,30	
Ende R5-N	20.05.2015	36,45	36,37	2,98	2,42
	08.07.2015	37,67		2,49	
	49	34,98		2,38	

Der Baustahl weist nachfolgende Materialeigenschaften auf.

Tab. 3.4: Werkstoffkennwerte der Ankerplatten (Germanischer Lloyd)

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

Die geprüften Werkstoffkennwerte decken sich mit den Angaben und dem Prüfzeugnis des Herstellers der Ankerplatten. Der verwendete Baustahl der Ankerplatten kann der Stahlsorte S355 zugeordnet werden.

Tab. 3.5: Werkstoffkennwerte der Ankerplatten nach Prüfzeugnis

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

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.

Tab. 3.6: Werkstoffkennwerte der Kopfbolzen NELSON (Germanischer Lloyd)

Typ	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert
	R _{p0.2}	R _{p0.2}	R _m	R _m	A	A
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[%]
SD 16x100	436	436,33	525	525,67	20	21,33
	436		527		23	
	437		525		21	
SD 16x250	416	414,00	542	537,67	20	20,67
	414		533		21	
	412		538		21	

Das Ergebnis der Materialprüfungen der Zugproben der Rückhängebewehrung ist nachfolgend dargestellt.

Tab. 3.7: Werkstoffkennwerte der Bewehrung (Germanischer Lloyd)

Typ	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert
	$R_{p0.2}$	$R_{p0.2}$	R_m	R_m	A	A
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[%]
Ø 8 mm	550	559	633	637	21	21
	561		639		20	
	565		638		23	

3.2.4.2 Überblick über die Versuche der starren und nachgiebigen Ankerplatten

Alle Versuche der beiden Serien B-N und R5-N wurden weggesteuert durchgeführt, um das Nachtraglastverhalten und die Rissbildung genau beobachten zu können. Die Versuche wurden auf Grund des spröden Verhaltens bei Betonversagen mit einer Prüfungsgeschwindigkeit von 0,1 mm/min vorgenommen. Zur Kontrolle und Beobachtung der Rissbildung wurden die Versuchsdurchführungen alle 10 kN gestoppt. Ebenfalls wurde den Probekörpern darüber eine Lastumlagerung ermöglicht. Nach Erreichen der Höchstlast und Beobachtung einer deutlich abfallenden Last (ca. 80% der Höchstlast) wurde die Belastungsgeschwindigkeit auf 0,2 mm/min bis 0,5 mm/min gesteigert.

Nachfolgende Tab. 3.8 zeigt die jeweiligen Traglasten der beiden Versuchsserien unter Normalkraft und die maßgebenden Versagensmechanismen. In den Versuchen kann hinsichtlich des Primärversagens zwischen einem kegelförmigen Betonausbruch (K), einer Spaltrissbildung des Betonkörpers (S) sowie einer plastischen Verformung der Ankerplatte (Bildung eines T-Stummels; A) unterschieden werden. Als Sekundärversagen sind bei der Versuchsserie an nachgiebigen Ankerplatten die Spaltrissbildung sowie der kegelförmige Betonausbruch über primäre und sekundäre Betonausbruchkörper beobachtet worden.

Tab. 3.8: Traglasten der Versuche unter Normalkraft

Versuch	Traglast F_u [kN]	Bemerkung	
		Primärversagen	Sekundärversagen
		K – kegelförmiger Betonausbruch S – Spaltrissbildung im Beton A – plastische Verformung Ankerplatte	
B1-N1	222	K	
B1-N2	222	K	
B2-N	222	K	
B3-N	294	K	
R5-1N	627	A	S, K
R5-2N	571	S	K
R5-3N	612	A	S, K

Der kegelförmige Betonausbruch ist nachstehend anhand des Bruchbildes des Versuches R5-3N näher beschrieben. Dabei wird zwischen einem primären und sekundären

Ausbruchkörper unterschieden, respektive kann der Versagensmechanismus über diese beiden Ausbruchkegel näher erläutert werden.

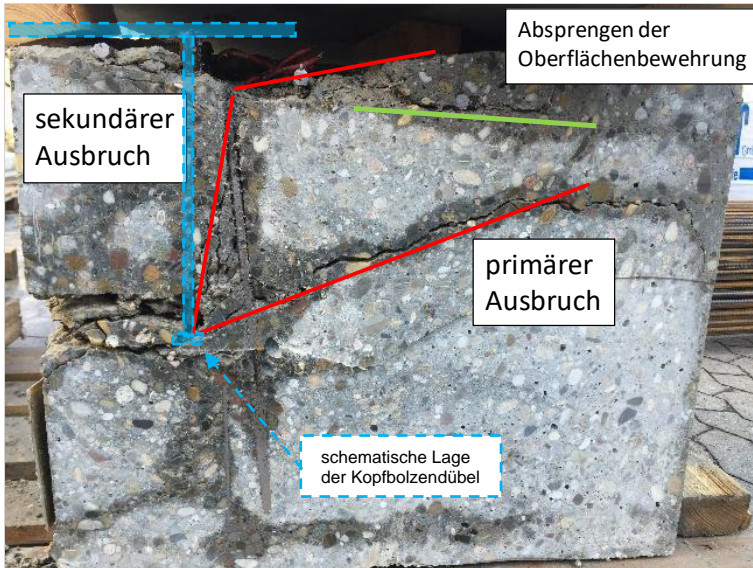


Abb. 3.13: Primärer und sekundärer Betonausbruchkörper

Der primäre Ausbruchkörper ist durch eine Rissneigung von ideellen 35° charakterisiert und beschreibt in der Befestigungstechnik das Betonversagen mit entsprechender Traglast. Durch die zusätzliche Verwendung einer Rückhängebewehrung kann der entstehende Bruchkörper zurückgehalten werden. Die Traglast kann, wie in Kapitel 2.2.3 beschrieben, durch die Kombination der rechnerischen Betonbruchlast und der Rückhängebewehrung gesteigert werden. Die obige Abbildung zeigt, dass mit der Rissöffnung des primären Ausbruchkörpers sich die Betondruckstrebe sukzessive steiler einstellt und sich somit in den Scheitelpunkt der Rückhängebewehrungsbügel abstützt. Bei einem Versagen dieser sich steiler einstellenden Druckstrebe bildet sich ein sekundärer Ausbruchkörper.

Die in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Untersuchungen der Probekörper zeigen, dass sich bei Betonversagen neben den primären auch sekundäre Ausbruchkörper gebildet haben. Die Wirksamkeit der Rückhängebewehrungen ist in den jeweiligen Versuchsauswertungen aufgezeigt.

3.2.5 Versuche an starren Ankerplatten

3.2.5.1 Übersicht

Die in Kapitel 3.2.3.1 dargestellten Basisversuche – Serie B-N – beschreiben ein Betonversagen durch einen kegelförmigen Betonausbruchskörper. Das Verhalten der Ankerplatten kann grundlegend als starr charakterisiert werden. Mit einer Einbindetiefe der Kopfbolzen von $h_{ef} = 92 \text{ mm}$ bildet sich ausgehend vom Kopf der Kopfbolzen eine Druckstrebe zum Scheitelpunkt der Rückhängebewehrung. Diese Druckstrebe stellt sich unmittelbar ohne Bildung eines Ausbruchkörpers auf Grund der höheren Steifigkeit der Bewehrung unter einem großen Winkel ein. Im Folgenden entsteht der in der Literatur als ‚kleiner Druckstrebenbruch‘ bezeichnete Versagensmechanismus.

Zu den Traglasten ist anzumerken, dass infolge der Variation des Rückhängebewehrungsgrades in Verbindung mit der niedrigen Einbindetiefe der Kopfbolzendübel nur eine geringe Wirksamkeit der Rückhängebewehrung beobachtet werden konnte. Daher kommt es nicht zu einer traglaststeigernden Wirkung durch die Variation des Rückhängebewehrungsgrades bei niedrigen Einbindetiefen. Durch eine Rissinduzierung hingegen wird die Traglast maßgebend beeinflusst. Diesbezüglich kann ein Faktor von 0,75 festgehalten werden, der von vorangegangenen Forschungsvorhaben bestätigt wird. *Eligehausen u. a. (2006)* beschreiben beispielsweise für gerissene Betonkonstruktionen mit einer Rissweite von $w_k = 0,3 \text{ mm}$ bis $0,4 \text{ mm}$ im Durchschnitt eine 75-prozentige Traglast. Die in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Versuche erweitern die Datenbasis, wodurch der Faktor 0,75 in weiteren numerischen Untersuchungen zur Untersuchung gerissener Strukturen herangezogen werden kann.

Diese Versuchsserie dient als Grundlage zur Verifizierung eines analytischen Modells starrer Ankerplatten.

Die Lastverformungskurven der jeweiligen Versuche sind nachfolgend dargestellt.

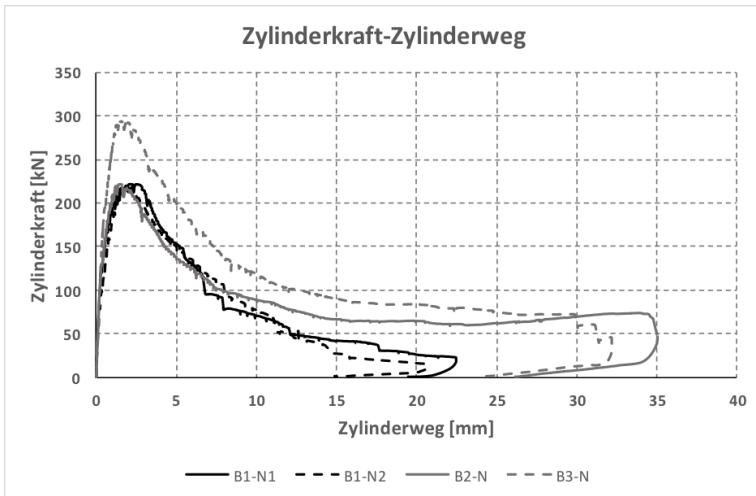


Abb. 3.14: Zylinderkraft-Zylinderweg-Diagramme der Serie B-N

3.2.5.2 Versuch B1-N1

Der Versuch B1-N1 zeigt das Betonversagen einer Ankerplatte mit einer niedrigen Einbindetiefe von $h_{ef} = 92 \text{ mm}$. Die Lastverformungskurve in Abb. 3.15 zeigt das spröde Versagen infolge der Bildung eines kegelförmigen Betonausbruchs. Dieser Versuch wurde, wie eingangs beschrieben, im gerissenen Zustand durchgeführt. Mit Erreichen der Traglast hat sich der Betonausbruchkegel auf der Betonoberfläche komplett ausgebildet. Die zugehörige abhebende mittlere Verformung betrug in der Symmetrieachse der Ankerplatte ca. $2,3 \text{ mm}$.

Nach Erreichen der Höchstlast im Versuch konnte ein schnelles Abfallen der Last beobachtet werden. Dies ist auf die niedrige Einbindetiefe der Kopfbolzen und die daraus resultierende geringe Überschneidung des Betonausbruchkegels mit der Rückhängebewehrung zurückzuführen.

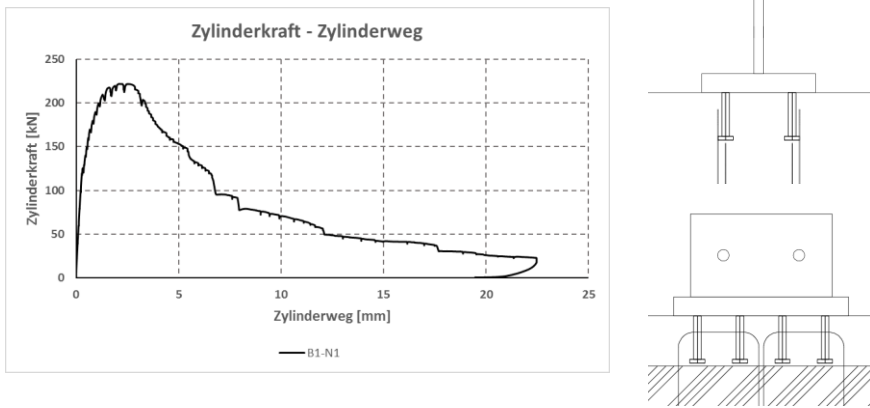
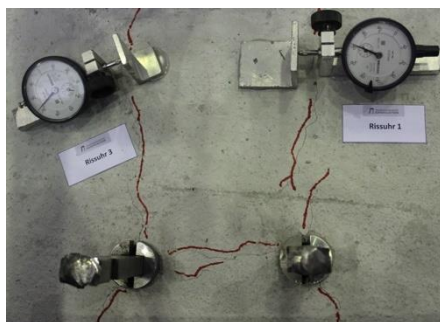
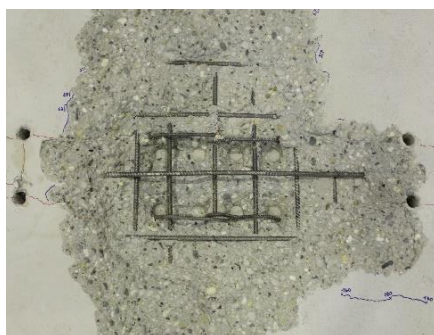
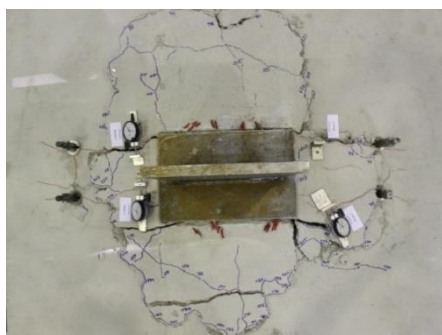


Abb. 3.15: Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – B1-N1

Eine sich vom Kopfbolzenkopf bis hin zum Scheitelpunkt der Rückhängebewehrung steil einstellende Druckstrebe zeigt den Versagensmechanismus ‚kleiner Druckstrebenbruch‘. Der nach Versuchsende komplett entnommene Betonkörper ist in Abb. 3.16 dargestellt. Zu erkennen sind die für diesen Versagensmechanismus typischen, verschiedenen Ausbruchwinkel des Betonausbruchkörpers, die sich beim Einsatz von Rückhängebewehrungen signifikant ändern.



rote Markierung der Rissinduzierung vor Versuchsbeginn



Bruchkörper längs



Bruchkörper quer

Abb. 3.16: Betonausbruchkörper – B1-N1

Die in Abb. 3.16 dargestellte Draufsicht zeigt die Rissbildung nach Versuchsende. Die rot markierten Risse sind die vor Versuchsbeginn in Achse der Kopfbolzen induzierten Risse mit der Rissbreite $w_k = 0,30 \text{ mm}$. Die blauen Markierungen zeigen die Entstehung der Risse während der Versuchsdurchführung, wobei die Rissfortschritte mit den dazugehörigen Laststufen markiert sind. Nach Versuchsende und der Entnahme des Betonausbruchkörpers wurde die Rissbildung der vor Versuchsbeginn induzierten Risse kontrolliert. Wie in Abb. 3.17 ersichtlich, sind diese in Achse der Kopfbolzen deutlich zu erkennen. Festzuhalten ist weiter, dass alle Kopfbolzen durch den vorinduzierten Riss getroffen wurden. Die Vorgabe der Prüfung im gerissenen Zustand des Betons ist somit eingehalten.

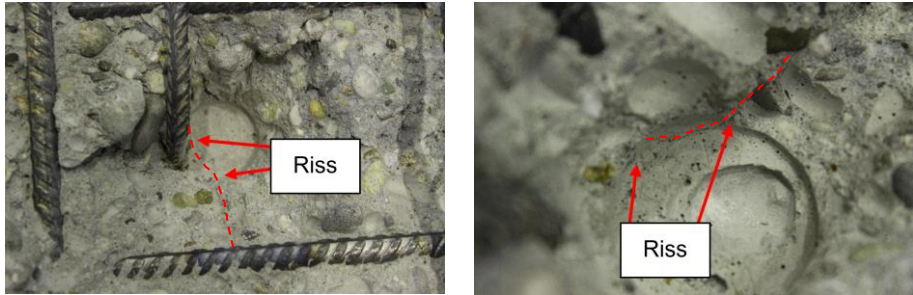


Abb. 3.17: Kontrolle der induzierten Risse nach Versuchsende – B1-N1

In Abb. 3.18 sind die Dehnungen der Kopfbolzen und der Rückhängebewehrung bis zur Traglast des Versuches dargestellt (vgl. Anordnung der Messtechnik in Abb. 3.10 und 3.12). Die Graphen beschreiben dabei jeweils die aus den gegenüberliegenden Dehnmessstreifen errechnete reine Zugdehnung der Einzelkomponenten.

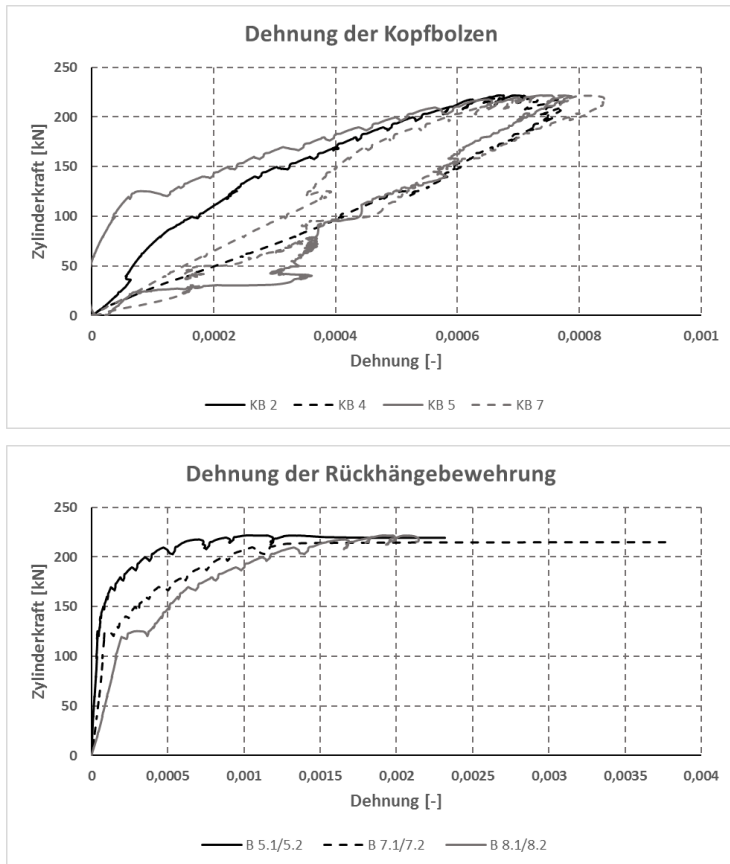


Abb. 3.18: Zylinderkraft – Dehnung – B1-N1
(oben: Zylinderkraft-Dehnung der Kopfbolzen;
unten: Zylinderkraft-Dehnung der Rückhängebewehrung)

Die Dehnung der Kopfbolzen zeigt eine gleichmäßige Aktivierung der Kopfbolzen über die Ankerplatte. Bei Erreichen der Höchstlast und bei Bildung des Ausbruchkegels sind die Zugdehnungen in den Verbindungsmitteln etwa gleich. Die maximal gemessene Dehnung beträgt etwa 0,8‰. Demzufolge befand sich das Material im elastischen Bereich. Kopfbolzen sowie Schenkel der Rückhängebewehrung kamen nicht ins Fließen. Die Ankerplatte wies während des gesamten Versuches ein starres Verhalten auf, das der nachfolgenden Darstellung der Wegaufnehmer entnommen werden kann. Die Wegaufnehmer WA4 und WA8 beschreiben dabei die Messpunkte direkt neben der Ankerplatte auf dem Beton (vgl. Abb. 3.12).

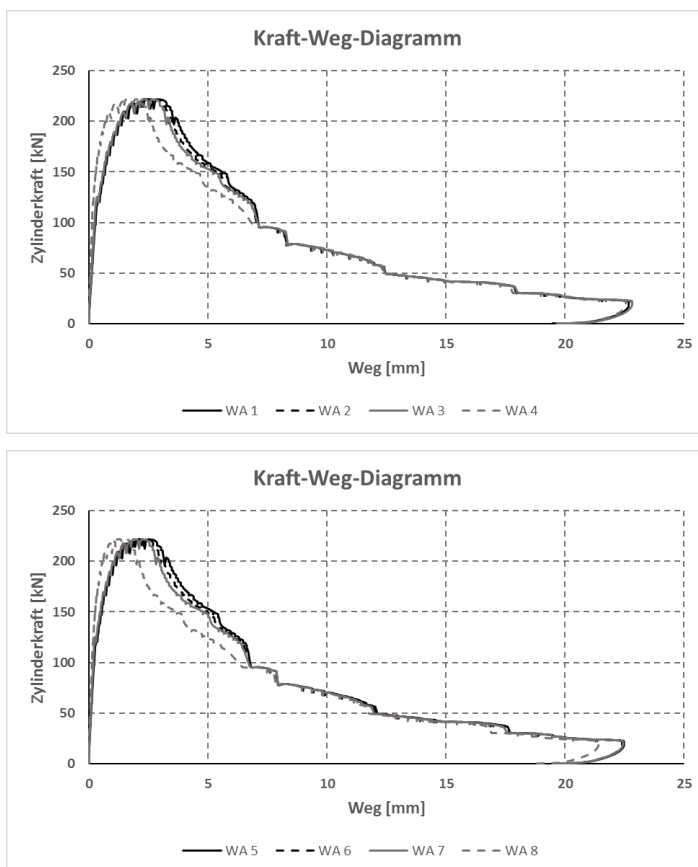


Abb. 3.19: Kraft-Weg-Diagramm – B1-N1

(oben: Verformung der Ankerplatte in Achse der ersten Reihe der Kopfbolzen;
unten: Verformung in Symmetrieachse der Ankerplatte)

Die Umrechnung der in Abb. 3.18 dargestellten Mittelwerte der Dehnungen an den Kopfbolzen stimmt mit der Zylinderkraft je Kopfbolzen überein. Die Umrechnung der Dehnung der Rückhängebewehrung zeigt, dass diese erst mit Bildung eines Ausbruchkegels und der einhergehenden Rissbildung aktiviert wird. Zudem konnte hier eine

gleichmäßige Aktivierung beobachtet werden. Die Streuung kann mit der nicht perfekten Rissbildung, im Winkel von 35° vom Kopfbolzenkopf aus, und der damit verbundenen relativen Lage der Dehnmessstreifen zum Riss erklärt werden.

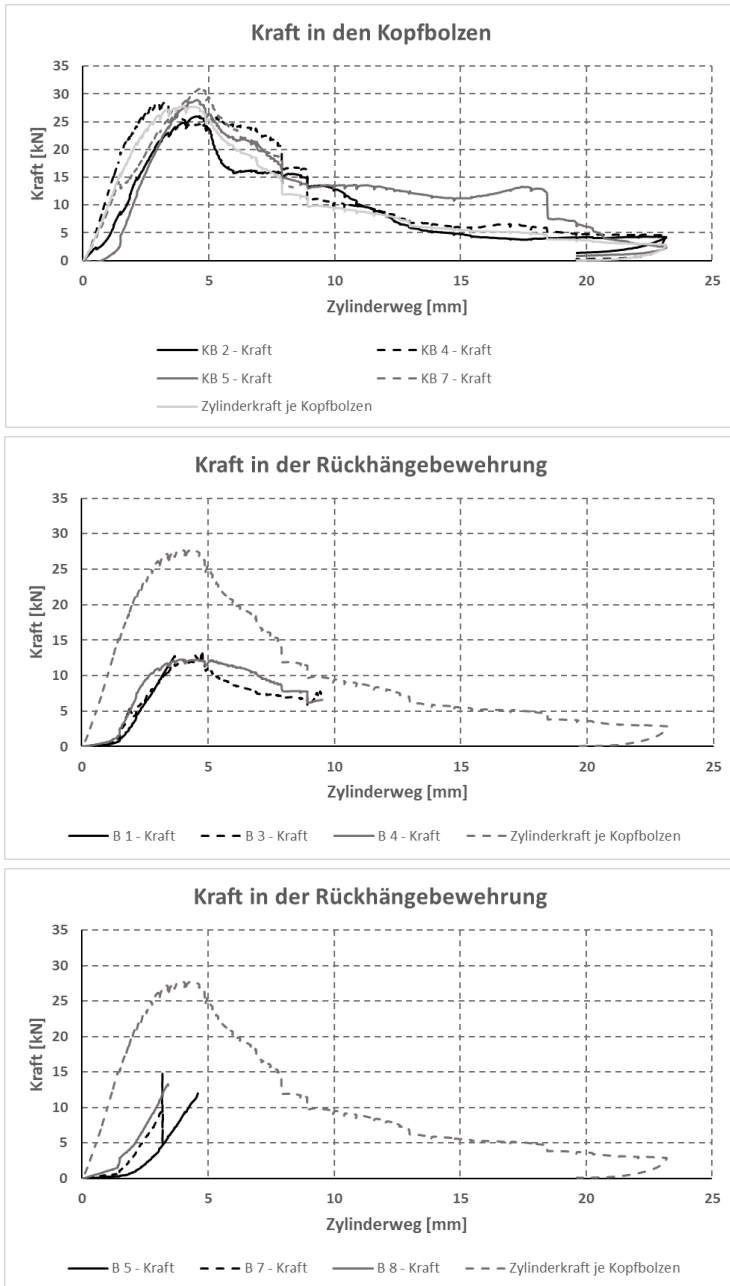


Abb. 3.20: Kraft-Weg-Diagramm – B1-N1
 (oben: Kopfbolzen im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen;
 unten: Rückhängebewehrung im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen)

3.2.5.3 Versuch B1-N2

Die Versuchskonfiguration des Probekörpers B1-N2 war identisch zu der Konfiguration des vorherig beschriebenen Versuches B1-N1. Der Versuch wies ebenfalls ein sprödes Betonversagen auf. Die Bildung des Betonausbruchkörpers war nach Erreichen der Höchstlast abgeschlossen, woraufhin ein schnelles Abfallen der Last beobachtet werden konnte. Bei Erreichen der Traglast hatte sich der Betonausbruchkörper auf der Betonoberfläche komplett ausgebildet. Die zugehörige abhebende Verformung betrug ca. 1,9 mm. Wie beim vorigen Versuchskörper ist der Versagensmechanismus auf die geringe Einbindetiefe der Kopfbolzen sowie der geringen Überschneidung des Betonausbruchkörpers mit der Rückhängebewehrung zurückzuführen.

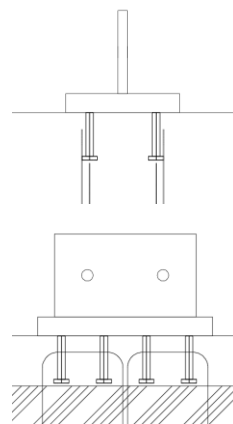
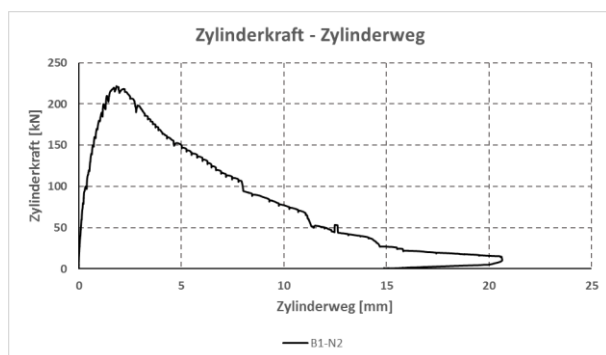
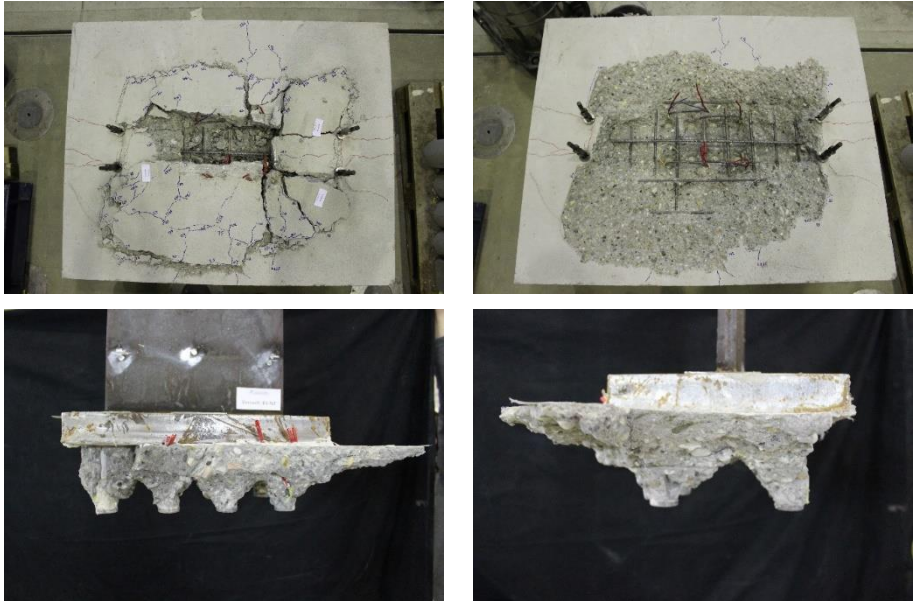


Abb. 3.21: Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – B1-N2

Eine sich in Richtung der Scheitelpunkte der Rückhängebewehrung steil einstellende Druckstrebe zeigt den Versagensmechanismus ‚kleiner Druckstrebenbruch‘. Zur Dokumentation des Ausbruchkörpers wurde dieser ebenfalls komplett entnommen. Die unterschiedlichen Neigungswinkel der Rissbildung sind deutlich erkennbar.



Bruchkörper längs

Bruchkörper quer

Abb. 3.22: Betonausbruchkörper – B1-N2

Die Draufsicht des dargestellten Probekörpers zeigt die Rissbildung vor und nach der Versuchsdurchführung. Wieder sind die rot markierten Risse die vor Versuchsbeginn induzierten Risse mit einer Rissbreite von $w_k = 0,30 \text{ mm}$. Die blauen Markierungen der Risse beschreiben die Entwicklung der Rissbildung mit den zugehörigen Laststufen. Erneut wurde nach Versuchsende die Rissbildung in Achse der Kopfbolzen (Abb. 3.23) durch das Ausheben des Betonausbruchkörpers kontrolliert. Wie geplant wurden alle Kopfbolzen in einer Achse getroffen. Das Einbringen der Risse war somit erfolgreich. In der Abbildung sind Teile der Oberflächen- sowie Rückhängebewehrung entfernt worden, um den Verlauf des Risses sichtbar zu gestalten. Die Vorgabe der Prüfung im gerissenen Zustand des Betons ist eingehalten.



Abb. 3.23: Kontrolle der induzierten Risse nach Versuchsende – B1-N2

In Abb. 3.24 sind die Dehnungen der Kopfbolzen und der Rückhängebewehrung bis zur Traglast des Versuches veranschaulicht. Auf eine weitere Darstellung wurde der

Übersichtlichkeit halber verzichtet. Abgebildet werden die mit den jeweils gegenüberliegenden Dehnmessstreifen ermittelten reinen Zugdehnungen der Einzelkomponenten.

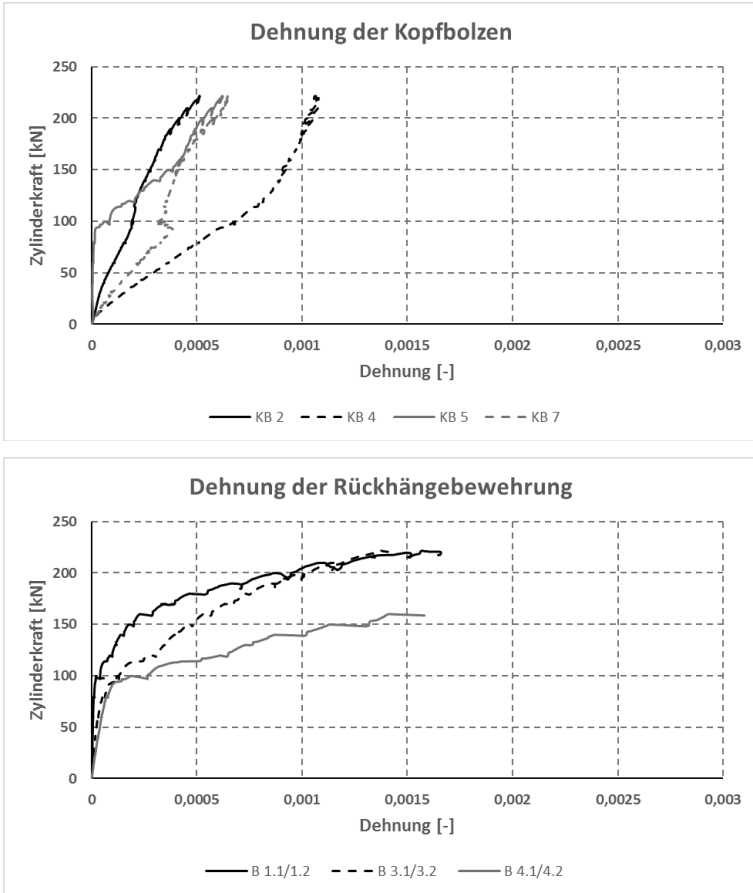


Abb. 3.24: Zylinderkraft – Dehnung – B1-N2
(oben: Zylinderkraft-Dehnung der Kopfbolzen;
unten: Zylinderkraft-Dehnung der Rückhängebewehrung)

Die Dehnung der Kopfbolzen zeigt die Aktivierung dieser über die Ankerplatte. Die maximal gemessene Dehnung beträgt etwa 1,1%. Demzufolge befanden sich die Materialien im elastischen Bereich. Kopfbolzen sowie Schenkel der Rückhängebewehrung kamen nicht ins Fließen. Die Ankerplatte wies, wie beim vorherigen Versuch, während der gesamten Versuchsdurchführung ein starres Verhalten auf. Dieses Verhalten kann anhand der nachfolgenden Darstellung der Wegaufnahme verifiziert werden.

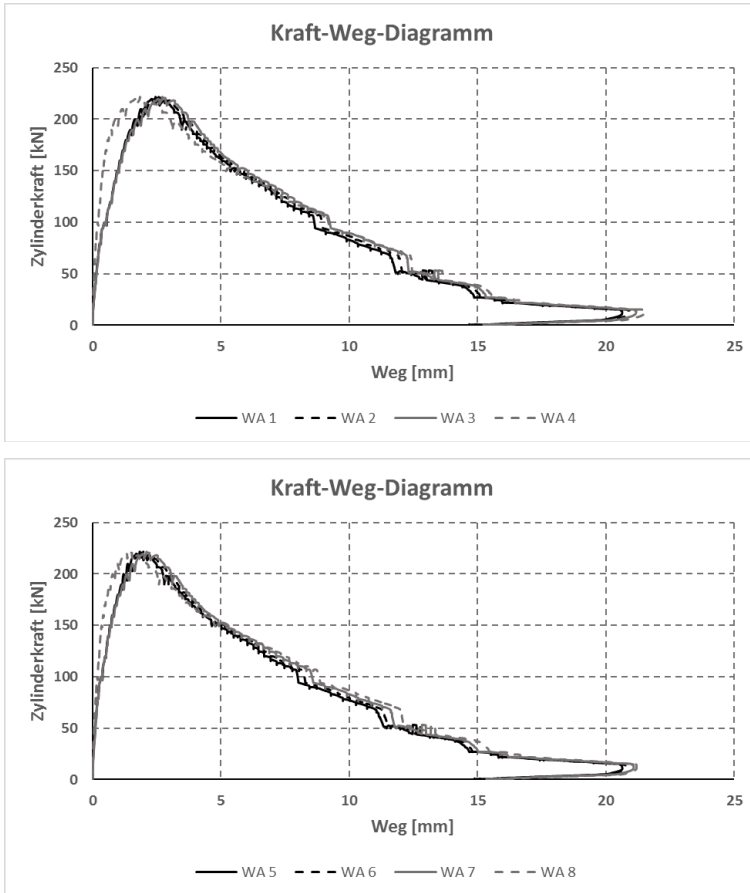


Abb. 3.25: Kraft-Weg-Diagramm – B1-N2

(oben: Verformung der Ankerplatte in Achse der ersten Reihe der Kopfbolzen;
unten: Verformung in Symmetrieachse der Ankerplatte)

Die Umrechnung der in Abb. 3.24 dargestellten Mittelwerte der Dehnungen in Kräfte der jeweiligen Kopfbolzen ermöglicht den Vergleich mit der Zylinderkraft je Kopfbolzen. Die Umrechnung der Dehnung der Rückhängebewehrung zeigt, dass Rückhängebewehrung erst mit Bildung eines Ausbruchkegels aktiviert wurde. Zudem konnte hier eine gleichmäßige Aktivierung beobachtet werden. Die Streuung wird mit der nicht perfekten Rissbildung, im Winkel von 35° vom Kopfbolzenkopf aus, und der damit verbundenen relativen Lage der Dehnmessstreifen zum Riss erklärt. Der Anstieg der Kraft in Kopfbolzen sowie Rückhängebewehrung nach Höchstlast ist mit einem Verkeilen der Kopfbolzen mit der Rückhänge- bzw. Oberflächenbewehrung erklärbar.

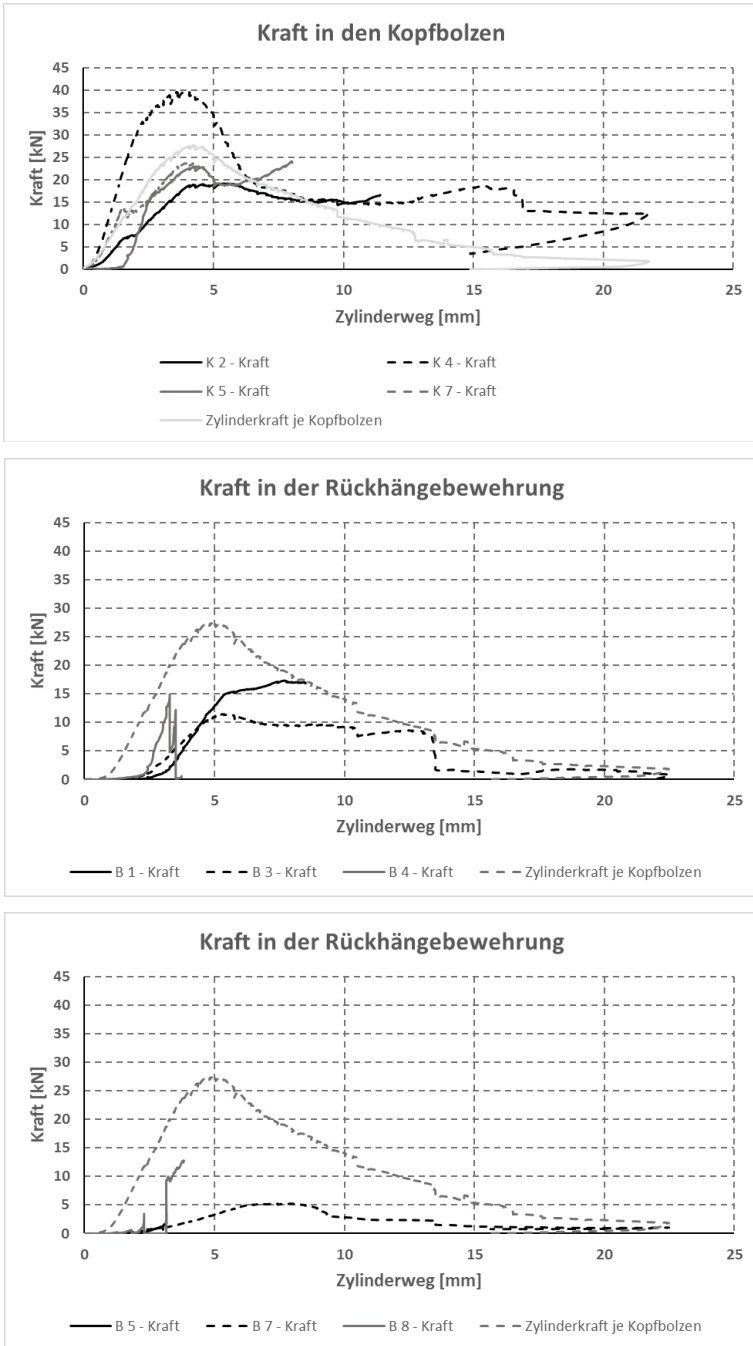


Abb. 3.26: Kraft-Weg-Diagramm – B1-N2
 (oben: Kopfbolzen im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen;
 unten: Rückhängebewehrung im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen)

3.2.5.4 Versuch B2-N

Der Versuch B2-N wurde mit einem höherem Rückhängebewehrungsgrad und im gerissenen Betongrund durchgeführt. Somit wurde im Vergleich zu den vorherigen Versuchen lediglich der Rückhängebewehrungsgrad variiert, um den Einfluss einer Verdopplung der Bügelschenkel zu verifizieren. Die Bildung eines kegelförmigen Betonausbruchkörpers kann als maßgebender Versagensmechanismus festgehalten werden. Der Ausbruchkörper bildete sich sukzessive bis zum Erreichen der Höchstlast. Das Verhalten des Probekörpers lässt sich als spröde beschreiben und war durch einen raschen Lastabfall nach Erreichen der Höchstlast gekennzeichnet. Die zur Höchstlast zugehörige abhebende Verformung betrug ca. 1,5 mm.

Der Nachtraglastbereich weist ein ähnliches Verhalten auf wie der der Versuchsreihe B1-N. Durch die geringe Überschneidung der Kopfbolzendübel mit der Rückhängebewehrung und die Bildung eines Betonausbruchkörpers in ähnlicher Form wie zuvor konnte kein signifikanter traglaststeigernder Effekt des doppelten Rückhängebewehrungsgrades festgestellt werden. Aufgrund der geringen Überschneidung des idealen Betonausbruchkörpers mit den Schenkeln der Rückhängebewehrung stellt sich die sich infolge einer Zugbelastung bildende Druckstrebe bereits bei niedrigem Lastniveau steiler in die Bügel, wodurch sich der typische Versagensmodus ‚kleiner Druckstrebenbruch‘ ausbildet. Der im Versuchsverlauf späte erneute Anstieg der Last ist auf das Verkeilen der Kopfbolzenköpfe mit der Oberflächenbewehrung zurückzuführen.

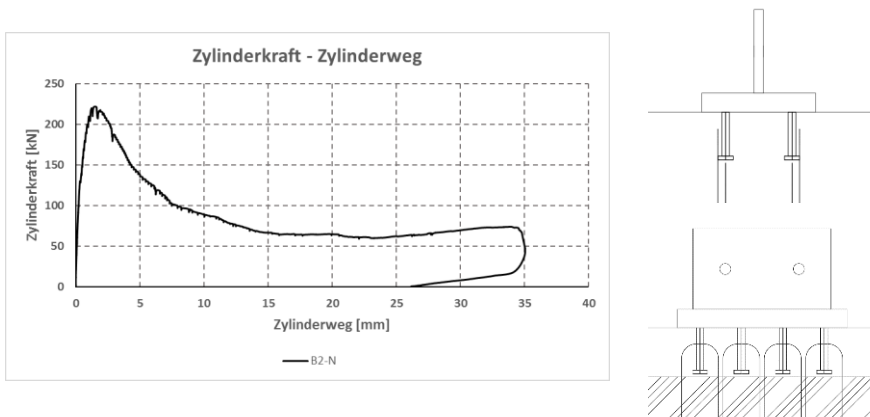
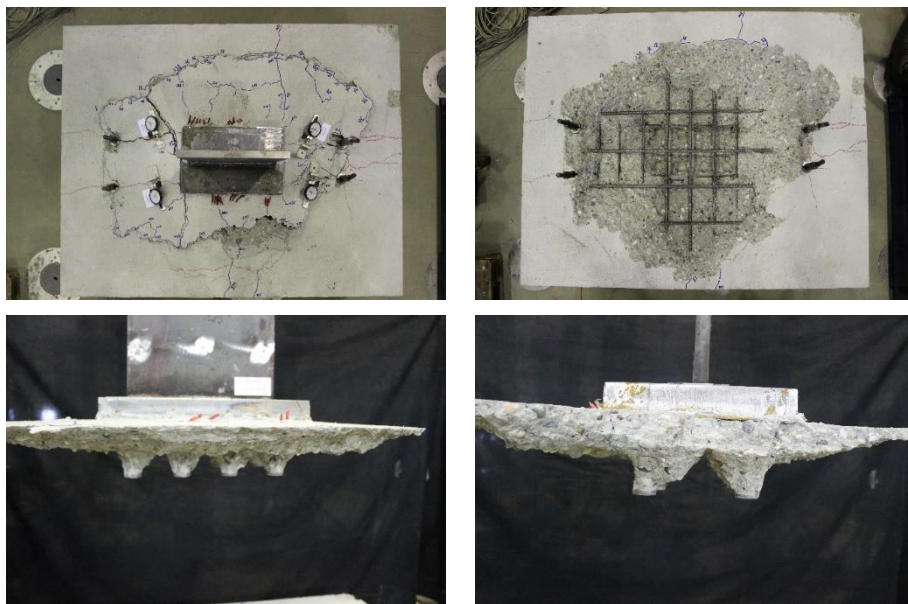


Abb. 3.27: Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – B2-N

Die Draufsicht auf den Versuchskörper zeigt die Bildung des typischen Betonausbruchkörpers. Anhand des entnommenen Ausbruchkörpers ist die Lage der Rückhängebewehrung deutlich zu erkennen. Oberhalb der Scheitelpunkte der Rückhängebewehrung ist ein flacher Neigungswinkel des Ausbruchkörpers zu verzeichnen.



Bruchkörper längs

Bruchkörper quer

Abb. 3.28: Betonausbruchkörper – B2-N

In der Draufsicht des in Abb. 3.28 dargestellten Probekörpers sind die Rissbildungen vor und nach der Versuchsdurchführung veranschaulicht. Die rot markierten Risse sind die vor Versuchsbeginn mittels Risskeilen auf eine Rissbreite von $w_k = 0,30 \text{ mm}$ induzierten Risse. Die blau markierten Risse zeigen den Rissfortschritt zu den jeweiligen Laststufen. Die Kontrolle der vor Versuchsbeginn induzierten Risse (Abb. 3.29) belegt, dass auch bei diesem Versuch die Risse, wie geplant, durch die Achse der Kopfbolzen induziert werden konnten. Die Vorgabe sowie der Parameter der Prüfung im gerissenen Zustand konnten somit eingehalten werden.



Abb. 3.29: Kontrolle der induzierten Risse nach Versuchsende – B2-N

Die in Abb. 3.30 dargestellten Diagramme zeigen die Dehnungen der Kopfbolzen und der Rückhängebewehrung bis zur Traglast des Versuches. Die Dehnungen beschreiben die reinen Zugdehnungen der einzelnen Komponenten aus den Mittelwerten der jeweils gegenüberliegenden Dehnungsmessstreifen.

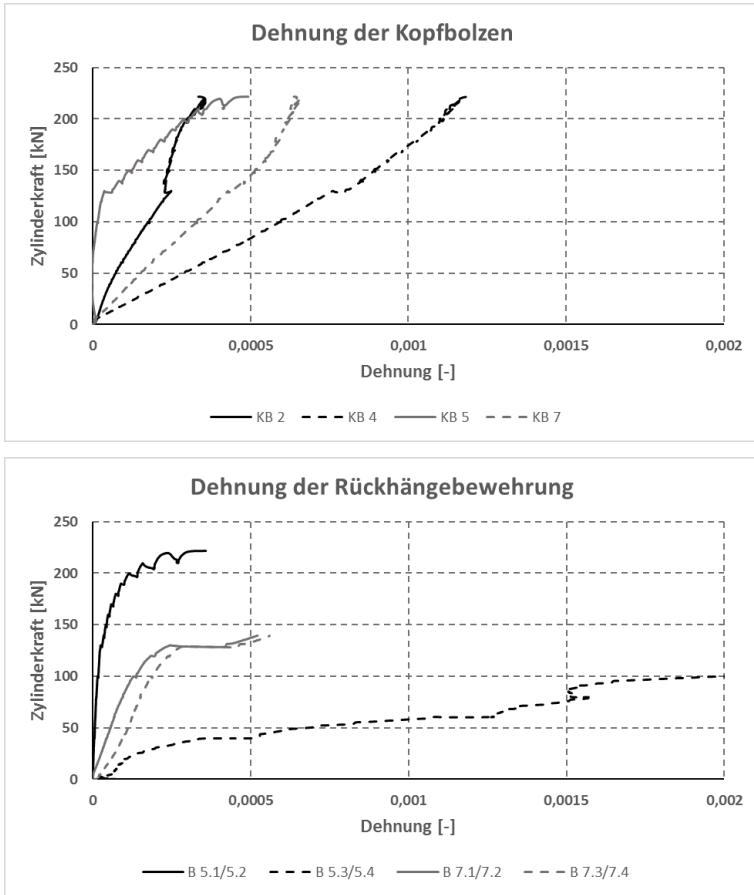


Abb. 3.30: Zylinderkraft – Dehnung – B2-N
 (oben: Zylinderkraft-Dehnung der Kopfbolzen;
 unten: Zylinderkraft-Dehnung der Rückhängebewehrung)

Die Dehnungen der Kopfbolzen zeigen, dass sich die Ankerplatte durch die Bildung von Rissen im Beton früh leicht verdreht. Bis zum Erreichen der Traglast des Versuches befinden sich alle Kopfbolzen im elastischen Zustand. Die Rückhängebewehrungsschenkel bestätigen eine frühe Rissbildung des Betons. Insbesondere Position 5 (B5.1/5.2 zugehörig zu Pos. KB5) zeigen die erhöhte Belastung dieses Kopfbolzens bei gleichzeitiger Aktivierung der Rückhängebewehrung. Der Vergleich der Messungen mittels Wegaufnehmer (vgl. Abb. 3.31) weist ebenfalls auf eine leichte Verdrehung der Ankerplatte hin. Weiter kann anhand dieser Diagramme ein starres Verhalten der Ankerplatte über die gesamte Versuchsdurchführung hinweg beobachtet werden.

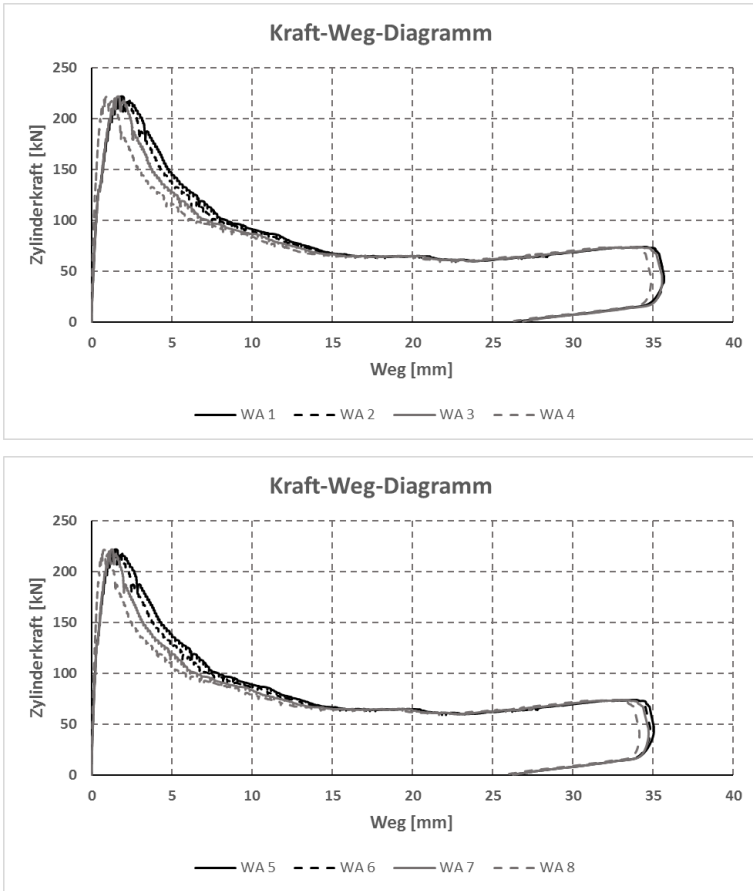


Abb. 3.31: Kraft-Weg-Diagramm – B2-N
(oben: Verformung der Ankerplatte in Achse der ersten Reihe der Kopfbolzen;
unten: Verformung in Symmetrieachse der Ankerplatte)

Zur Verifizierung der Kräfte innerhalb des Versuchskörpers in den Kopfbolzen und Rückhängebewegungsschenkeln wurden die in Abb. 3.30 dargestellten Mittelwerte der Dehnungen in Kräfte umgerechnet. Die nachfolgenden Diagramme zeigen einen Vergleich dieser Kräfte mit der ermittelten Zylinderkraft je Kopfbolzen. Die zuvor beschriebene Verdrehung und somit die unterschiedliche Belastung der Kopfbolzen spiegelt sich demzufolge auch hier wider. Mit voranschreitender Bildung des Ausbruchkegels wird die Rückhängebewehrung aktiviert. Die erheblich variierenden Kräfte in den Kopfbolzen im Nachtraglastverhalten ist einerseits auf das Verdrehen der Ankerplatte und andererseits auf das Verkeilen der Kopfbolzen infolge des Herausziehens der Ankerplatte inkl. des Betonausbruchkegels zurückzuführen.

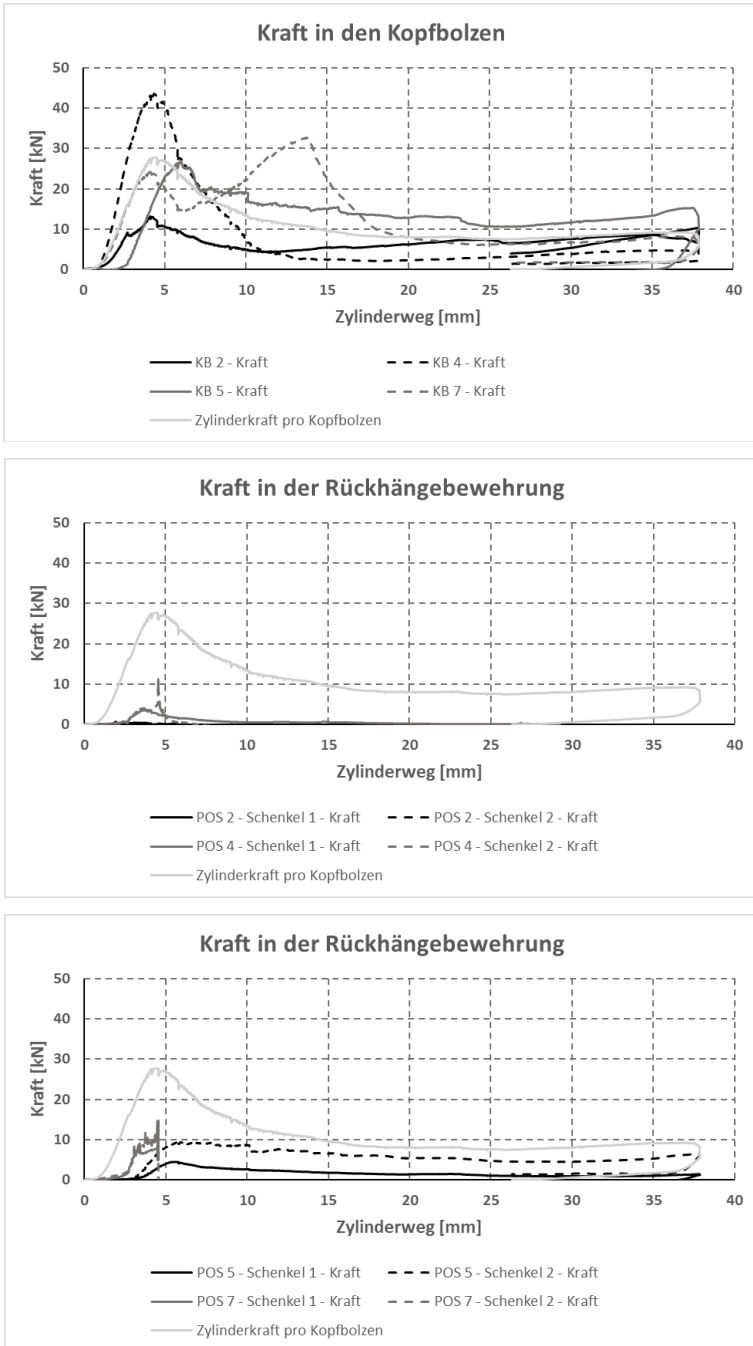


Abb. 3.32: Kraft-Weg-Diagramm – B2-N
 (oben: Kopfbolzen im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen;
 unten: Rückhängebewehrung im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen)

3.2.5.5 Versuch B3-N

Der Versuchskörper B3-N wurde zum Vergleich der zuvor im gerissenen Betongrund geprüften Probekörper im ungerissenen Betongrund durchgeführt. Analog zu den Versuchen im gerissenen Beton deutete sich infolge der geringen Verankerungstiefe der Kopfbolzendübel ein Betonausbruchkegel an. Die abhebende Verformung von 1,8 mm bei maximaler Traglast sowie die komplette Bildung des Betonausbruchkegels an der Oberfläche bei dieser Verformung sind, wie zuvor, Ausdruck des typisch spröden Versagens.

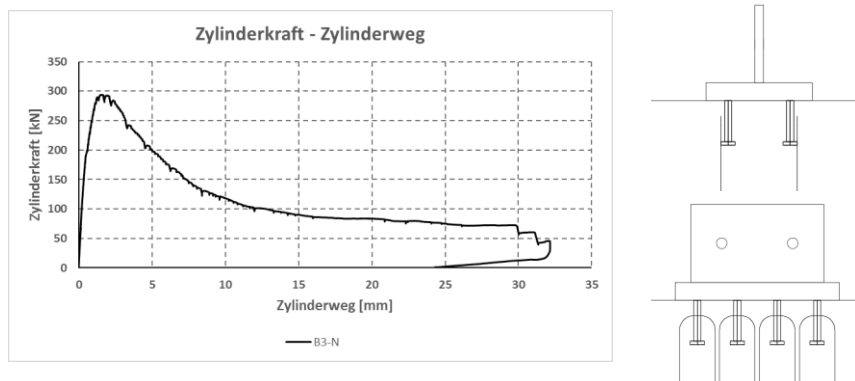


Abb. 3.33: Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – B3-N

Als maßgebender Versagensmechanismus konnte nach dem Ausheben des Betonausbruchkegels ebenfalls eindeutig der kleine Druckstrebenbruch verifiziert werden. Gut zu erkennen sind die unterschiedlichen Ausbruchwinkel vom Kopfbolzenkopf zum Scheitelpunkt der Rückhängebewehrung sowie der flache Winkel bis hin zur Betonoberfläche.

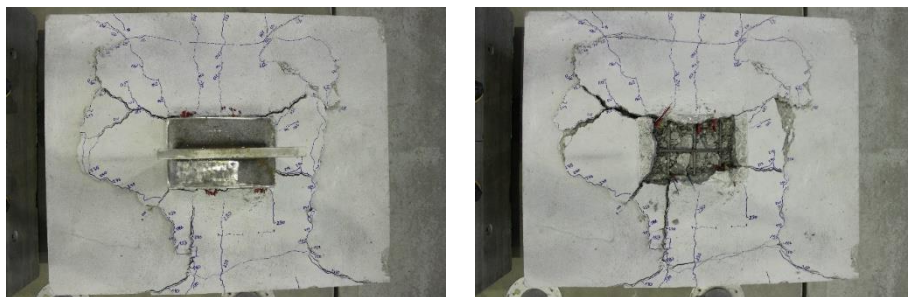
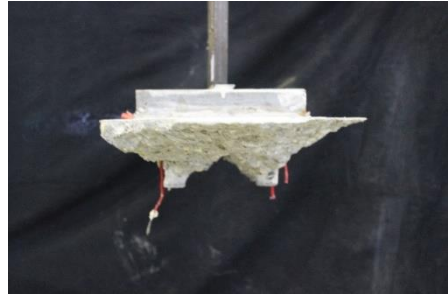


Abb. 3.34: Betonausbruchkörper in der Draufsicht – B3-N



Bruchkörper längs



Bruchkörper quer

Abb. 3.35: Betonausbruchkörper – B3-N

Das Rissbild in der Draufsicht in Abb. 3.35 wurde während der Versuchsdurchführung laufend nachgeführt. Durch die Markierung der verschiedenen Laststufen an den jeweiligen Rissverläufen wurde der Rissfortschritt festgehalten. Nach Erreichen der Höchstlast und der kompletten Bildung des Betonausbruchkegels kam es infolge des Einhängens in das Netz der Oberflächenbewehrung zu einem duktilen Nachbruchverhalten. Infolge der Auslenkung der Oberflächenbewehrung wurde die Bewehrungsüberdeckung in Bereichen hinter dem Ausbruchkegel (von der Ankerplatte aus gesehen) sukzessive abgesprengt.



Abb. 3.36: Sukzessives Absprengen der Bewehrungsüberdeckung – B3-N

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Dehnungen der Kopfbolzen sowie der Rückhängebewehrungsschenkel bis zum Erreichen der Höchstlast. Der Übersicht halber wird an dieser Stelle auf eine Darstellung der Dehnungen im Nachtraglastverhalten verzichtet. Die Dehnungen der nachstehenden Abbildungen enthalten die Mittelwerte der jeweiligen Dehnungsmessstreifen und wurden, analog zu den zuvor beschriebenen Versuchen, aus den jeweils gegenüberliegend an einem Schaft eines Kopfbolzens sowie an einem Schenkel einer Rückhängebewehrung ausgewertet.

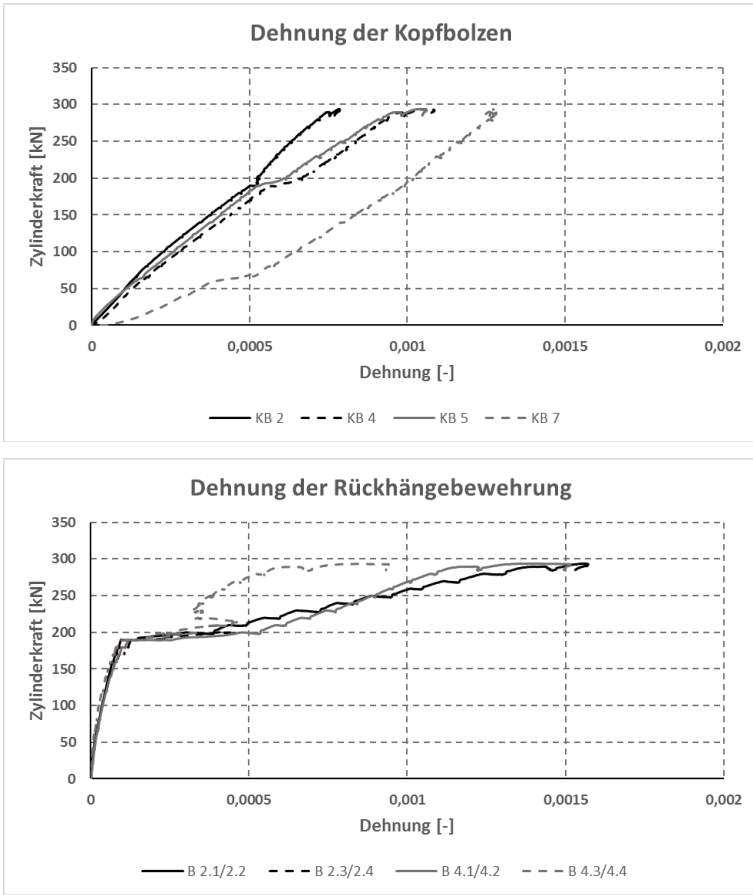


Abb. 3.37: Zylinderkraft – Dehnung – B3-N
 (oben: Zylinderkraft-Dehnung der Kopfbolzen;
 unten: Zylinderkraft-Dehnung der Rückhängebewehrung)

Die Dehnungen aller Einzelkomponenten befinden sich im elastischen Bereich. Zudem deutet die Dehnung der Kopfbolzen sowie der Rückhängebewehrung nicht auf eine signifikante Verdrehung der Ankerplatte und somit leicht unterschiedliche Belastung der Kopfbolzendübel hin. Die Belastung der Verbundmittel liegt, abgesehen von der an Kopfbolzen 7, bis zu einer Zylinderkraft von ca. 200 kN in einem ähnlichen Bereich wie die Dehnung. Die vertikal gemessenen Verformungen bestätigen, dass sich die Ankerplatte nicht wesentlich verdreht hat. Das Verhalten kann somit ebenfalls als starr beschrieben werden.

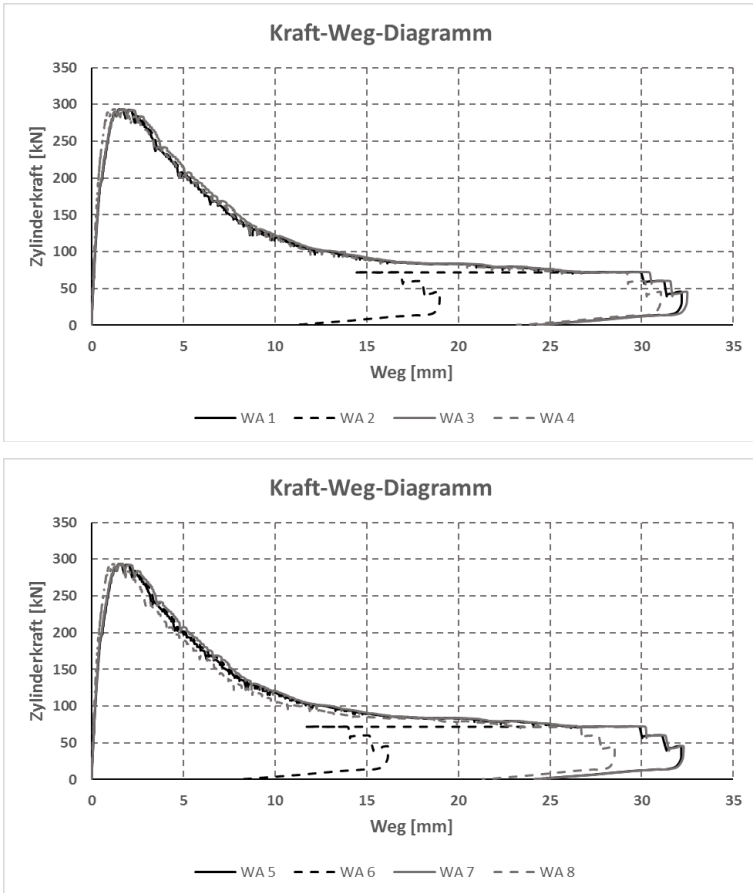


Abb. 3.38: Kraft-Weg-Diagramm – B3-N

(oben: Verformung der Ankerplatte in Achse der ersten Reihe der Kopfbolzen;
unten: Verformung in Symmetrieachse der Ankerplatte)

Die zuvor dargestellten Mittelwerte der Dehnungen wurden nachfolgend zur Verifizierung der Kräfte in den jeweiligen Einzelkomponenten umgerechnet und der Zylinderkraft je Kopfbolzen gegenübergestellt. Wie bei den Versuchen zuvor zeigte sich ein gleichmäßiges Bild der Verteilung der Kräfte in den Kopfbolzen. Die Aktivierung der Rückhängebewehrung kann ebenfalls als gleichmäßig bewertet werden. Mit Ausnahme der Messung an Kopfbolzen 7 zeigt sich ein gutes Bild zur Beschreibung des Kraftverlaufes. Die jeweilige Abweichung der Messungen kann mit der Streuung der Risswinkel erklärt werden.

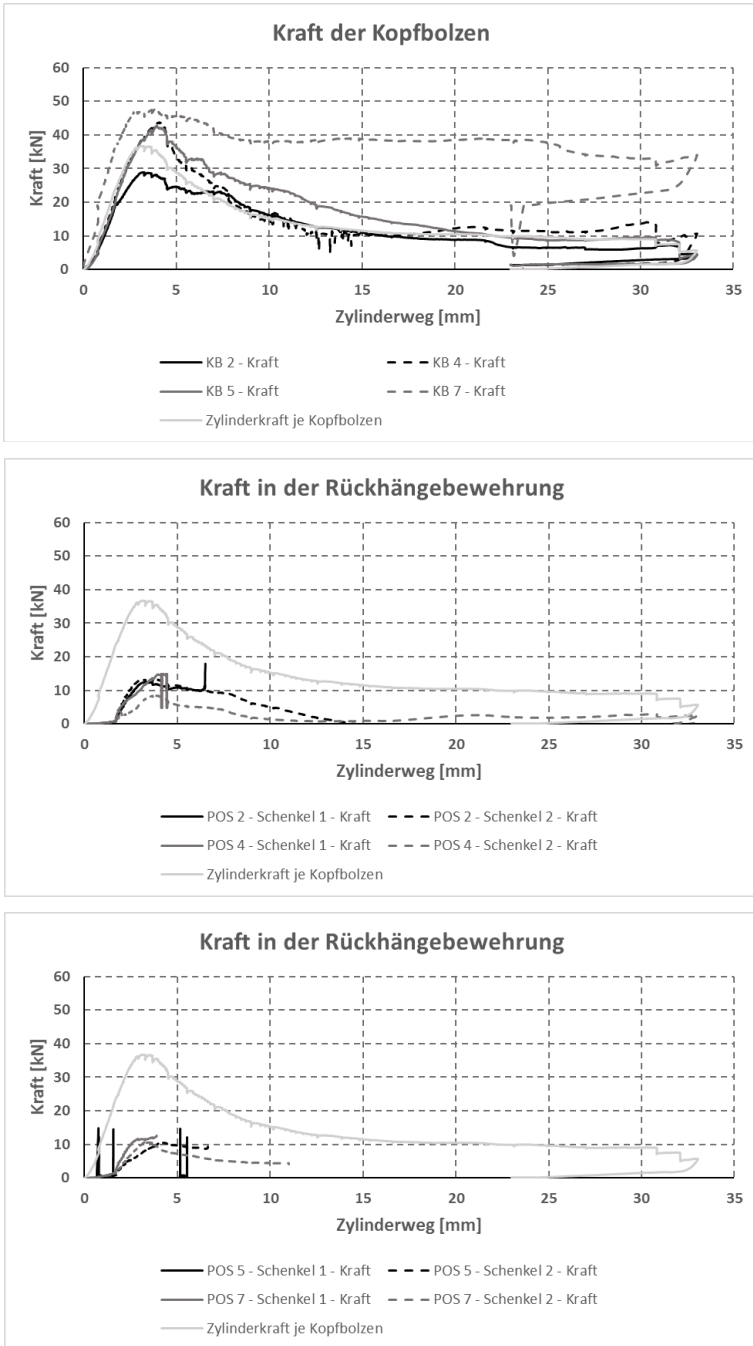


Abb. 3.39: Kraft-Weg-Diagramm – B3-N
 (oben: Kopfbolzen im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen;
 unten: Rückhängebewehrung im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen)

3.2.6 Versuche an nachgiebigen Ankerplatten

3.2.6.1 Übersicht

In Versuchsserie R5-N wurden drei Versuche mit einer Ankerplattendicke von $t_p = 15 \text{ mm}$ und einer effektiven Einbindetiefe der Kopfbolzen von $h_{ef} = 242 \text{ mm}$ untersucht. Infolge dünnerer Ankerplatten als bei den in der Basisversuchsreihe B-N durchgeführten Versuche sollte ein plastisches Verhalten der Ankerplatte beobachtet werden können. Maßgebende Parameter für das Tragverhalten dünner Ankerplatten, wie der Einfluss von Abstützkräften durch eine Variation der Ankerplattenbreite (Variation der Fließlinienlänge), sowie der Zustand des Betons wurden verifiziert. Wegen des zu erwartenden, im Vergleich zur Basisserie B-N höheren Lastniveaus wurde ein hoher Rückhängebewehrungsgrad gewählt und nicht variiert.

Zu den in Tab. 3.8 sowie Abb. 3.40 dargestellten Traglasten ist anzumerken, dass sich diese auf einem ähnlich hohen Niveau befinden. Dies lässt sich mit einer infolge der Zugbelastung aufgebrachten frühzeitigen Spaltrissbildung begründen. Ein vor Versuchsbeginn in Achse der Kopfbolzen induzierter Riss hat demzufolge einen untergeordneten Einfluss auf das gesamte Tragverhalten. Eine Variation der Fließlinienlänge bewirkt infolge der Spaltrissbildung ebenfalls keinen signifikanten Unterschied bezüglich der Traglast. Das Verformungsverhalten hingegen kann, außer bei Versuch R5-2N, als duktil beschrieben werden.

Abb. 3.41 zeigt die bei Traglast des Versuches entstandene Verformung der Ankerplatte sowie des Betons. Deutlich zu erkennen sind die beiden plastischen Verformungen der Ankerplatten bei den Versuchen R5-1N und R5-3N. Bei Versuch R5-2N wurde keine plastische Verformung beobachtet.

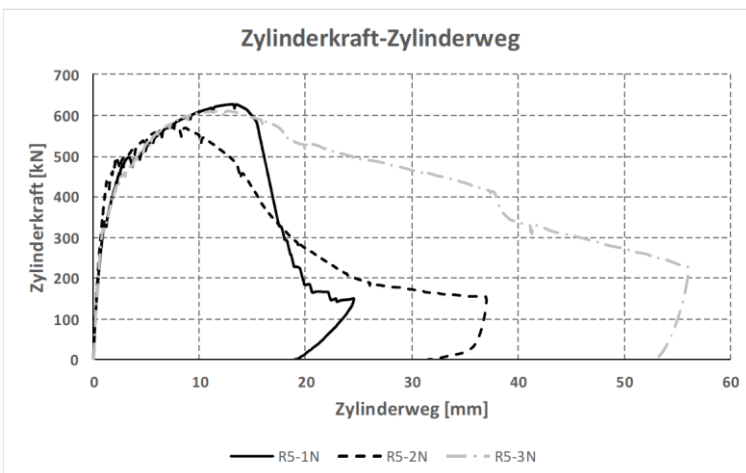
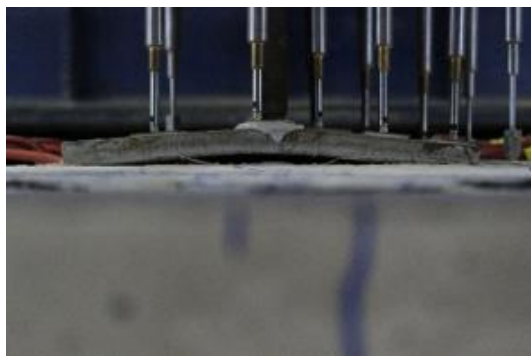


Abb. 3.40: Zylinderkraft-Zylinderweg-Diagramme der Serie R5-N

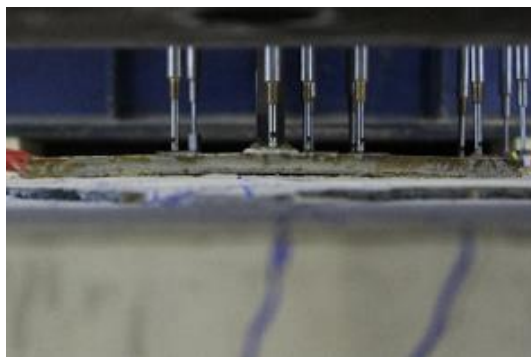
Zusammenfassend werden in nachfolgender Abb. 3.41 die Verformung der Ankerplatten bei maximaler Traglast gegenübergestellt. Durch die starke Spaltrissbildung verhielten sich alle Versuchskörper wie im gerissenen Zustand.



R5-1N

Traglast: 628 kN

Verformung
der Ankerplatte: 14 mm



R5-2N

Traglast: 580 kN

Verformung
der Ankerplatte: 9 mm



R5-3N

Traglast: 612 kN

Verformung
der Ankerplatte: 13,5 mm

Abb. 3.41: Verformungen der Ankerplatten der Serie R5-N – Traglastniveau

3.2.6.2 Versuch R5-1N

Die Stahlkomponenten des Versuchskörpers R5-1N wiesen infolge der Zugbelastung und der dünnen Ankerplatte ein plastisches Verhalten auf.

Der beschriebene hohe Bewehrungsgrad sollte, analog zu den Versuchen der B-N-Serie, im Fall der Bildung eines kegelförmigen Betonausbruchs eine traglaststeigernde Wirkung haben, sodass sich eine plastische Verformung in der Ankerplatte einstellen kann. Durch die starke Spaltrissbildung ab einer Last von ca. 340 kN, die sich sternförmig von der Ankerplatte ausgehend einstellte, wurde die Steifigkeit des Versuchskörpers sukzessive abgemindert. Deutlich im Zylinderkraft-Zylinderweg-Diagramm zu erkennen ist ein weiterer Steifigkeitsabfall ab einem Lastniveau von ca. 500 kN. Dies ist auf die Bildung eines Ausbruchkegels zurückzuführen, der sich infolge der starken Spaltrissbildung und der in Richtung der Rückhängebewehrung gerichteten Druckstreben bildete. Aufgrund der großen Verankerungslänge des primären Betonbruchkegels kam es zum Versagen der Rückhängebewehrung. Als Primärversagen lässt sich resultierend das Stahlversagen der Ankerplatte festhalten, als Sekundärversagen das Betonversagen durch die Bildung eines kegelförmigen Ausbruchkörpers mit einem anschließenden Rückhängebewehrungsversagen.

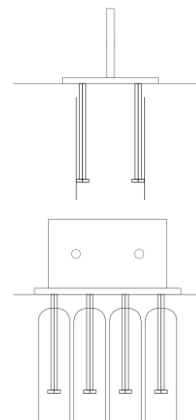
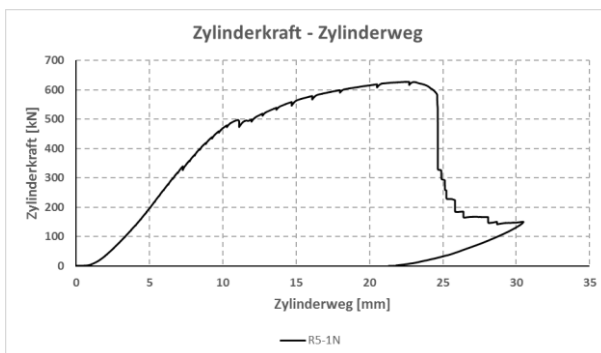


Abb. 3.42: Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – R5-1N

Abb. 3.41 und Abb. 3.43 veranschaulichen den Versuchsaufbau sowie die Versagenszustände bei Erreichen der Traglast bzw. nach der Versuchsdurchführung. Zu erkennen sind die plastischen Verformungen, zudem zeigt Abb. 3.41 eine leichte Bildung des Betonausbruchkörpers an der Betonoberfläche. Diese war, wie bei den zuvor beschriebenen Versuchen, mit Erreichen der Traglast an der Betonoberfläche abgeschlossen. Infolge einer weiteren Verschiebung der Ankerplatte kam es durch die Verankerung der Oberflächenbewehrung mit dem Betonausbruchkörper zu einem sukzessiven Absprengen der Bewehrungsüberdeckung.

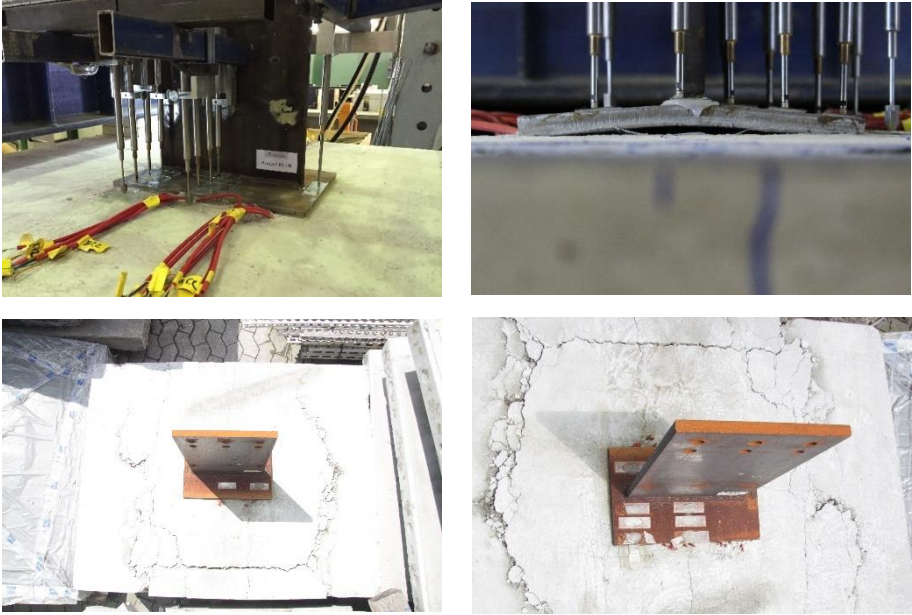
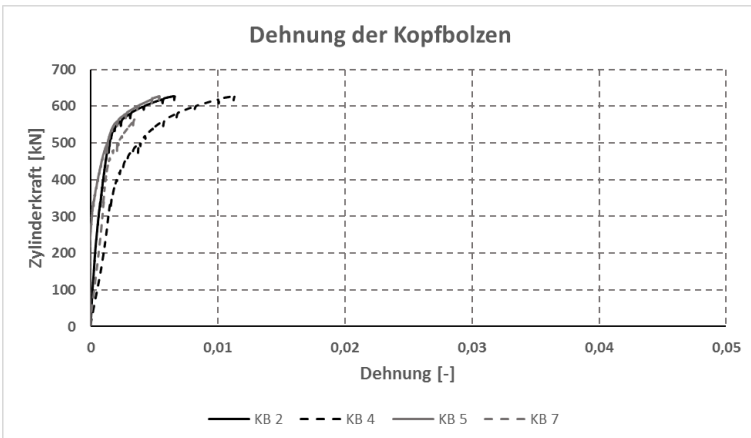


Abb. 3.43: Versuchsaufbau und Versagensbilder – R5-1N

Nach Erreichen der maximalen Traglast trat, wie beschrieben, ein Versagen der Rückhängebewehrung und dementsprechend ein großer Lastabfall auf. Die Dehnungen der Kopfbolzendübel sowie der Rückhängebewehrungsschenkel zeigen, dass sich beide Bauteile plastisch verformt haben. Die Dehnungsmessstreifen der Kopfbolzen und Rückhängebewehrungsschenkel konnten bis über Fließdehnung hinaus verwertbare Messwerte aufzeichnen. Somit wurde die Lage der Dehnungsmessstreifen korrekt angenommen. Die Streuung der Werte in den jeweiligen Schenkeln ist auf einen nicht idealen Risswinkel von 35° zurückzuführen. In den nachfolgenden Diagrammen sind die Dehnungen vor Erreichen der Bruchgrenze dargestellt, da die Klebung eines Dehnungsmessstreifens infolge einer plastischen Querschnittsänderung ebenfalls versagt und eine Auswertung keine plausiblen Werte liefert.



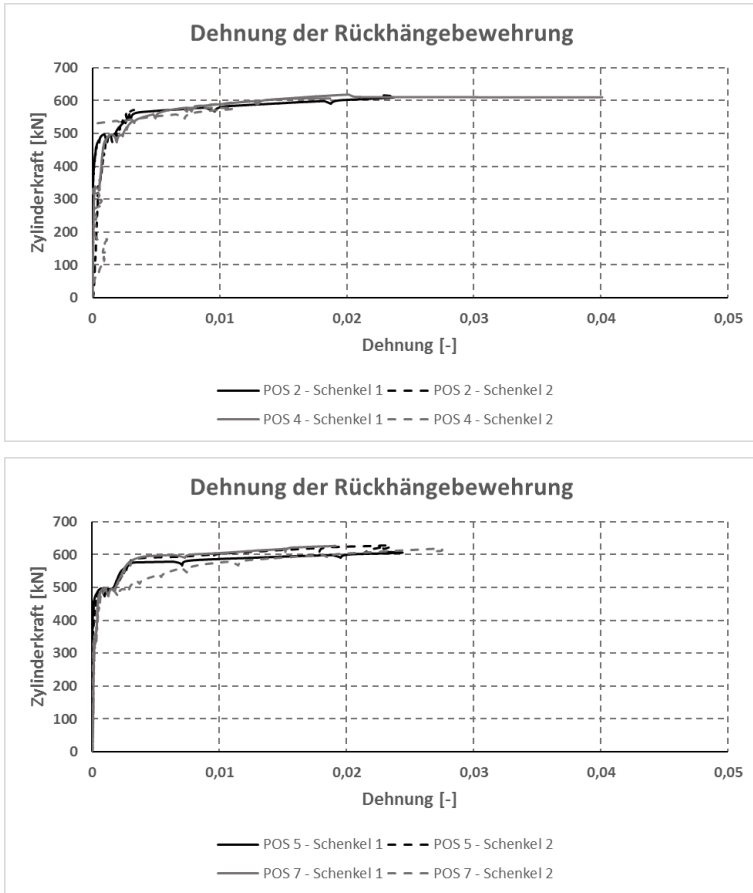


Abb. 3.44: Zylinderkraft – Dehnung – R5-1N
(oben: Zylinderkraft-Dehnung der Kopfbolzen;
Mitte: Zylinderkraft-Dehnung der Rückhängebewehrung;
unten: Zylinderkraft-Dehnung der Rückhängebewehrung)

Die Aktivierung der Kopfbolzendübel kann als gleichmäßig angesehen werden. Ebenso verhalten sich die Dehnungen der Rückhängebewehrungsschenkel nahezu gleich.

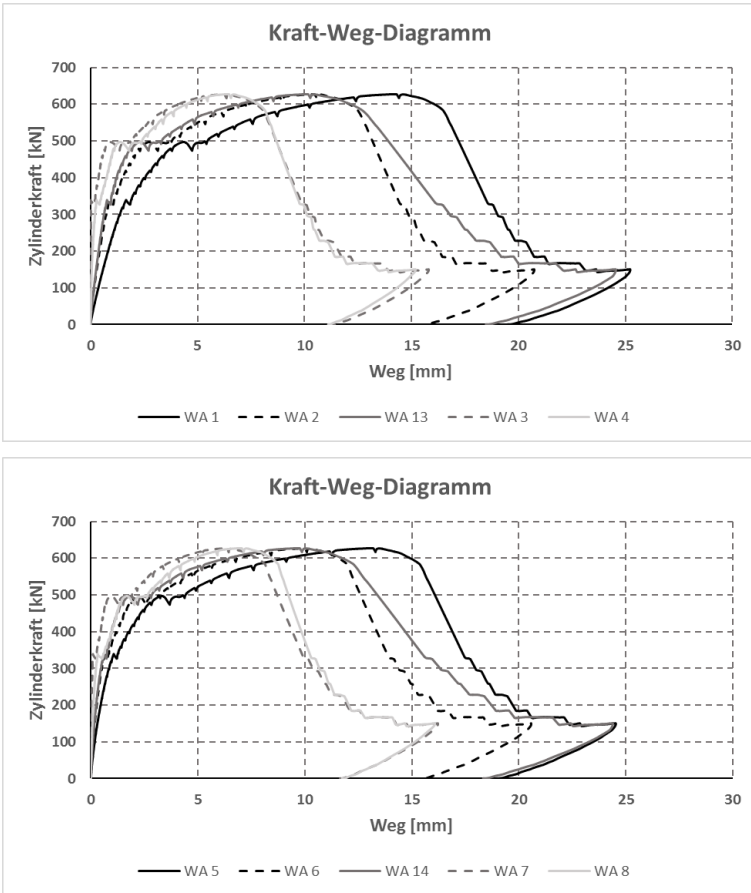


Abb. 3.45: Kraft-Weg-Diagramm – R5-1N
 (oben: Verformung der Ankerplatte in Achse der ersten Reihe der Kopfbolzen;
 unten: Verformung in Symmetrieachse der Ankerplatte)

Anhand der Verformungsbetrachtung der Ankerplatte mittels Wegaufnehmer konnte ein plastisches Verhalten festgehalten werden. Die Anordnung der Wegaufnehmer ist in Kapitel 3.2.3.3 (Abb. 3.12) dargestellt.

Die plastische Verformung kann über mehrere Laststufen bis hin zur maximalen Last abgebildet werden. Das nachfolgende Diagramm zeigt diese Verformungen und den Verformungszuwachs je Laststufe. Die Punkte beschreiben dabei die jeweilige Position des Wegaufnehmers, sodass ein ‚Abbild‘ eines Ankerplattenquerschnitts entsteht. Folgende Lagen der Messpunkte sind berücksichtigt: auf Höhe der Kopfbolzendübel (50 mm und 190 mm), am Ankerplattenrand (240 mm), am Beton (260 mm), am Rand der Schweißnaht (140 mm) und seitlich des Zugblechs (120 mm).

Deutlich zu erkennen sind die infolge der Zugeinwirkung entstehenden Abstützkräfte am Rand der Ankerplatte. Bei höheren Laststufen ist eine Zunahme der Verformungen

bei gleicher Laststeigerung zu verzeichnen. Diese ist auf die Dehnung der Kopfbolzen sowie die Bildung eines Betonausbruchkörpers zurückzuführen.

Des Weiteren konnte mit steigender Last eine größere Krümmung über die Ankerplatte hinweg beobachtet werden. Diese deutet auf eine plastische Verformung und die Bildung eines T-Stummels hin. Der maximale Bogenstich der Ankerplatte betrug ca. 8 mm.

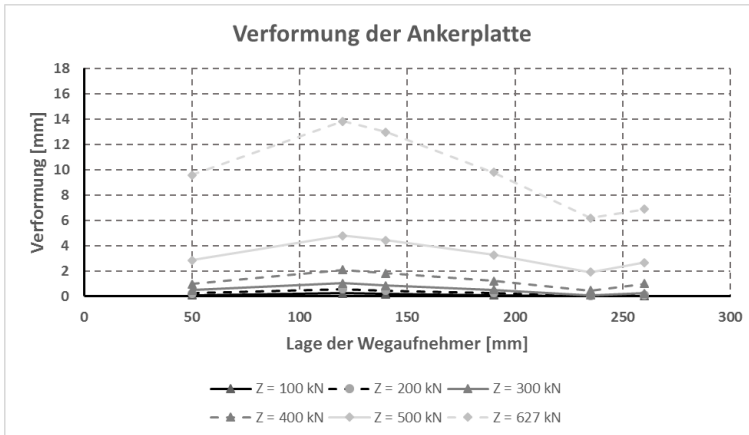


Abb. 3.46: Plastische Verformung der Ankerplatte – R5-1N

Die Auswertung und die Umrechnung der Dehnungen in Kräfte der einzelnen Komponenten zeigen, dass die Kraft in den Kopfbolzen, über die Dehnung berechnet, leicht über der auf die Anzahl der Kopfbolzen aufgeteilten Zylinderkraft liegt. Die Streuung der Kräfte ist mit einer leichten Verdrehung der Ankerplatte sowie einer ungleichmäßigen Rissbildung zu begründen. Insgesamt sind die Kräfte der Kopfbolzen höher als die Zylinderkraft, da infolge der Abstützkräfte die Zugkraft in den Verbindungsmitteln erhöht wird.

Der Vergleich der Zylinderkraft mit der Kraft in den Rückhängebewehrungsschenkeln belegt, dass die Bewehrung erst ab einer Laststufe von ca. 500 kN und ab der Bildung des Betonausbruchkörpers signifikant Last aufnimmt. Im Bereich eines Zylinderweges von mehr als 15 mm plastizierte die Rückhängebewehrung, wodurch keine eindeutige Aussage zum Kraftverlauf getroffen werden kann. Nach Abreißen der Rückhängebewehrung blieb der Ausbruchkörper im Netz der Oberflächenbewehrung verankert.

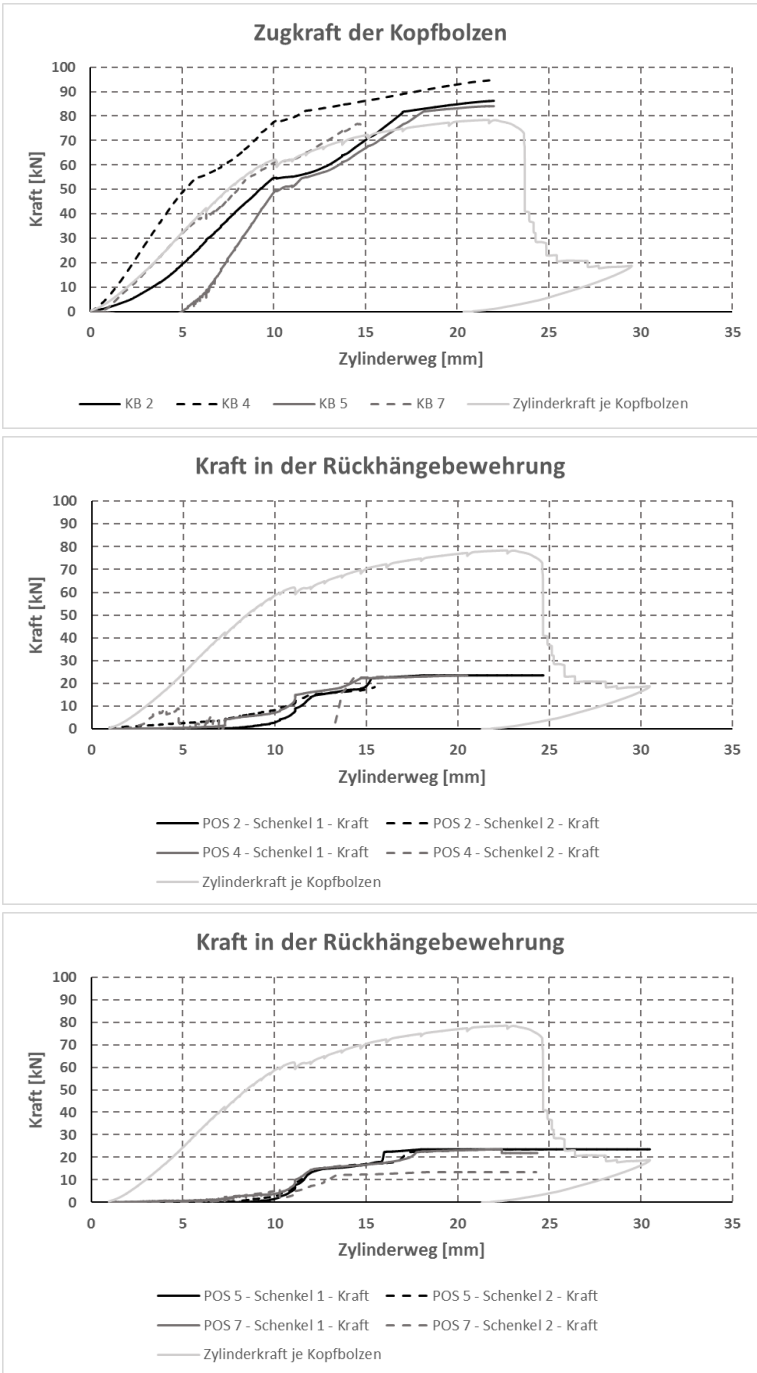


Abb. 3.47: Kraft-Weg-Diagramm – R5-1N
 (oben: Kopfbolzen im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen;
 unten: Rückhängebewehrung im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen)

3.2.6.3 Versuch R5-2N

Die Variation der Fließlinienlänge infolge einer Vergrößerung des Abstandes vom Verbindungsmittel zum Ankerplattenrand quer zum Zugblech und somit einer Änderung der Größe der Abstützkraft sollte den Einfluss auf das plastische Verhalten der Ankerplatte aufzeigen. Der Rückhängebewehrungsgrad wurde nicht variiert. Rechnerisch wurde aufgrund des größeren Hebelarmes der Abstützkraft eine plastische Verformung der Ankerplatte auf einem im Vergleich zu R5-1N höheren Lastniveau erwartet.

Bei einer Zugbelastung von etwa 420 kN wurde erneut eine starke Spaltrissbildung, sternförmig von der Ankerplatte ausgehend, beobachtet. Der leichte Steifigkeitsverlust ist mit der Bildung eines primären Ausbruchkegels zu begründen. Ab einer Last von etwa 500 kN fiel erneut ein signifikanter Steifigkeitsverlust im Zylinderkraft-Zylinderweg-Diagramm auf. Dieser ist auf die Ausbildung eines sekundären Ausbruchkegels zurückzuführen. Da sich die Druckstreben steiler in die Schenkel der Rückhängebewehrung stellen, entsteht ein Verbundversagen, dass sich sukzessive von der Höhe des Kopfbolzenkopfes bis hin zum Scheitelpunkt der Bewehrungsbügel fortsetzt. Dieses Verbundversagen führt zu einem Herausziehen der gesamten Kopfbolzengruppe. Weiter wurde ein Abstützen des sekundären Ausbruchkegels auf das Netz der Oberflächenbewehrung beobachtet, sodass das Herausziehen und die Abstützung des Betonkegels das Nachbruchverhalten charakterisieren.

Die Ankerplatte wies infolge der Variation der Abstützkraft keine plastische Verformung auf und blieb bis zum Erreichen der Traglast des Versuchs im elastischen Zustand.

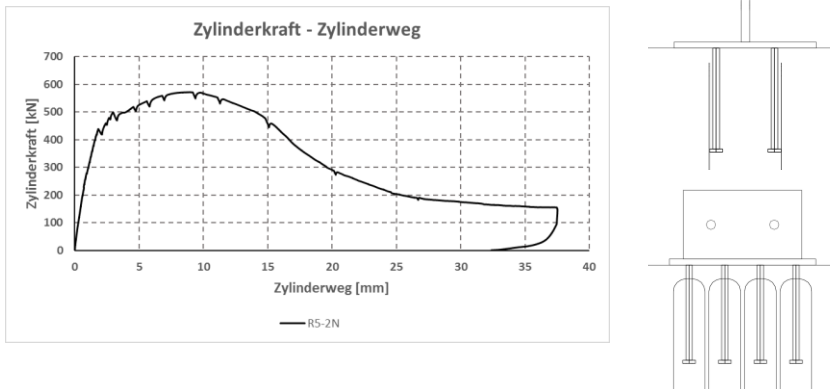
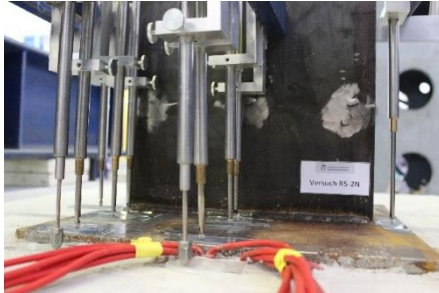


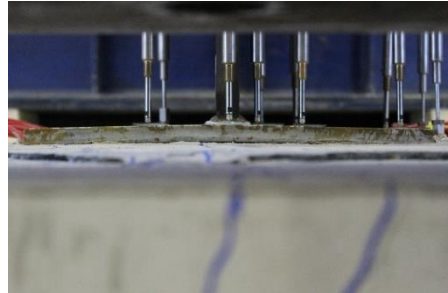
Abb. 3.48: Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – R5-2N

Die nachfolgenden Darstellungen der Bruchbilder zeigen die elastisch verformte Ankerplatte bei Höchstlast sowie die beiden Betonausbruchkörper. Im Längsschnitt, in Achse einer Kopfbolzenreihe, ist der primäre Betonausbruchkörper deutlich sichtbar. Der senkrechte Querschnitt durch die Mitte der Ankerplatte zeigt neben dem primären ebenfalls den sekundären Ausbruchkörper. Im Bruchbild „Ausbruchkegel quer“, wurde der sekundäre Ausbruchkörper entfernt, sodass das Rissbild welches durch den Ausbruchkegel entstanden ist, besser ersichtlicher ist. Weiter war zu beobachten, dass sich der sekundäre Betonausbruch spröde verhielt und infolge des Verbundversagens eine

große Schädigung aufwies. Ansatzweise war eine Auslenkung (plastische Verformung) der Oberflächenbewehrung erkennbar.



Ankerplatte vor Versuch



elastisch verformte Ankerplatte bei Höchstlast



Ausbruchkegel längs



Ausbruchkegel quer

Abb. 3.49: Versuchsaufbau und Versagensbilder – R5-2N

Nach der Bildung des Ausbruchkegels kam es wie bei den Versuchen der B-N-Serie zu einem duktilen Nachbruchverhalten durch die Abspregung der Bewehrungsüberdeckung infolge des Abstützens des Ausbruchkegels auf das Oberflächenbewehrungsnetz und dessen Auslenkung.



Abb. 3.50: sukzessives Absprengen der Bewehrungsüberdeckung nach Höchstlast – R5-2N

Die Dehnungen der Kopfbolzen sowie der Rückhängebewehrungen sind nachfolgend dargestellt. Die Kopfbolzendübel haben sich leicht plastisch verformt, die Schenkel der Rückhängebewehrung hingegen waren mit knapp 0,4% am Fließen.

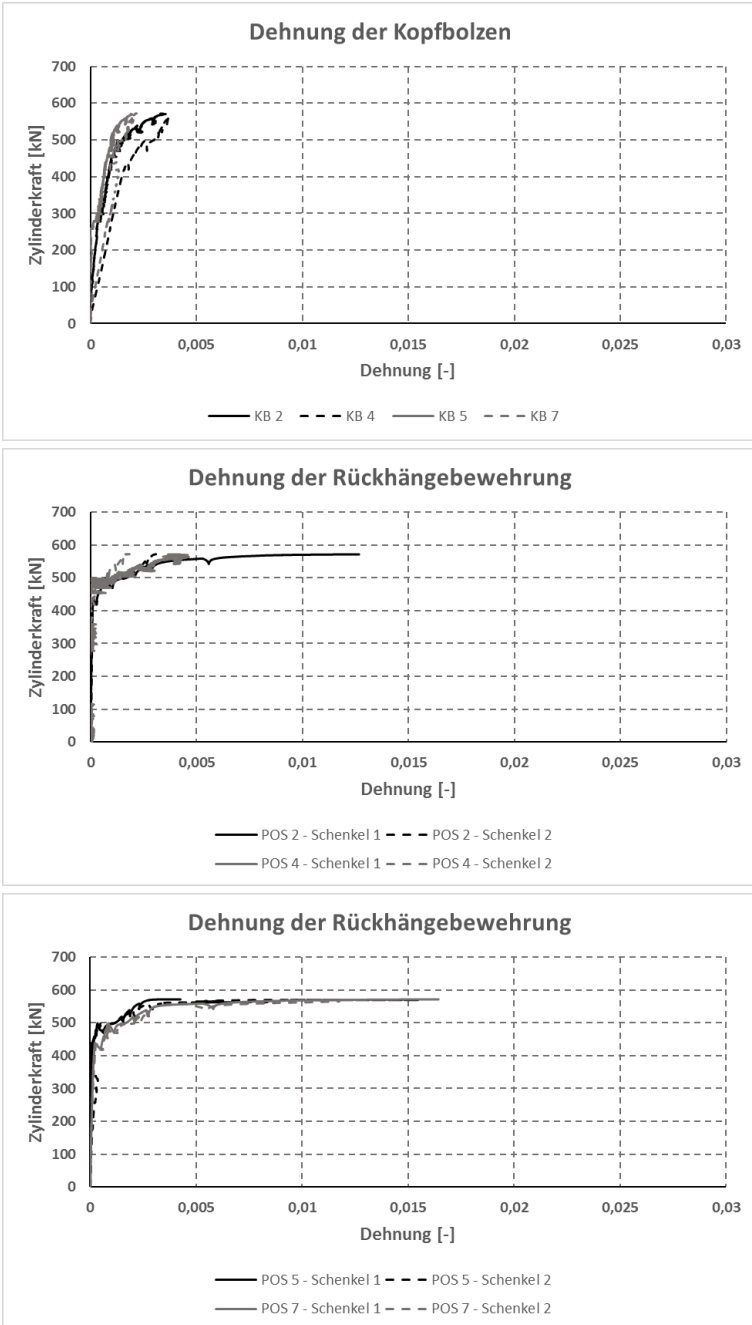


Abb. 3.51: Zylinderkraft – Dehnung – R5-2N
(oben: Zylinderkraft-Dehnung der Kopfbolzen;
Mitte: Zylinderkraft-Dehnung der Rückhängebewehrung;
unten: Zylinderkraft-Dehnung der Rückhängebewehrung)

Die Kopfbolzen wurden über die gesamte Breite des Zugflansches gleichmäßig beansprucht. Die Streuung der Dehnungen zeigt, dass sich keine ideale Rissbildung eingestellt hat. Die Dehnungen der Rückhängebewehrungen bestätigen eine gleichmäßige Beanspruchung.

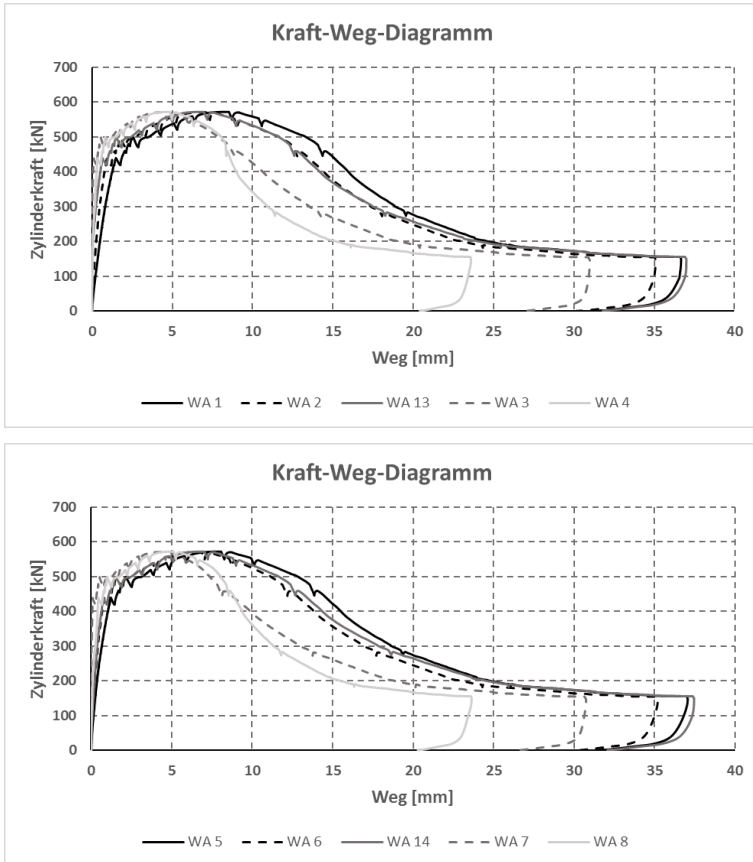


Abb. 3.52: Kraft-Weg-Diagramm – R5-2N
(oben: Verformung der Ankerplatte in Achse der ersten Reihe der Kopfbolzen;
unten: Verformung in Symmetrieachse der Ankerplatte)

Bei der Betrachtung der Verformung der Ankerplatte in nachstehender Abbildung fällt auf, dass die Wegaufnehmer im Vergleich zum vorigen Versuch niedrigere Weggrößen je Messstelle aufweisen. Die Anordnung der Wegaufnehmer ist in Kapitel 3.2.3.3 (Abb. 3.12) dargestellt.

Das Verhalten der Ankerplatte kann als elastisch charakterisiert werden. Die Darstellung der Verformung über mehrere Laststufen zeigt neben der Größe der Verformung auch die Entstehung der Betonausbruchkegel. Erkennbar wird dies an der Verformung des Ankerplattenrandes sowie des äußersten Wegaufnehmers. Weiter sind Abstützkräfte erkennbar, was auf die Differenz der Wegaufnehmergrößen der beiden äußersten Wegaufnehmer zurückzuführen ist. Die Verbindungslinie der Messpunkte erweist

sich als nahezu linear. Der Bogenstich der Plattenkrümmung ist mit knapp $5,5\text{ mm}$ geringer als im vorigen sowie nachfolgenden Versuch. Nach Versuchsende und Entlastung der Ankerplatten konnte keine plastische Verformung beobachtet werden.

Die Darstellung erfolgt analog zu der des Versuchs R5-1N.

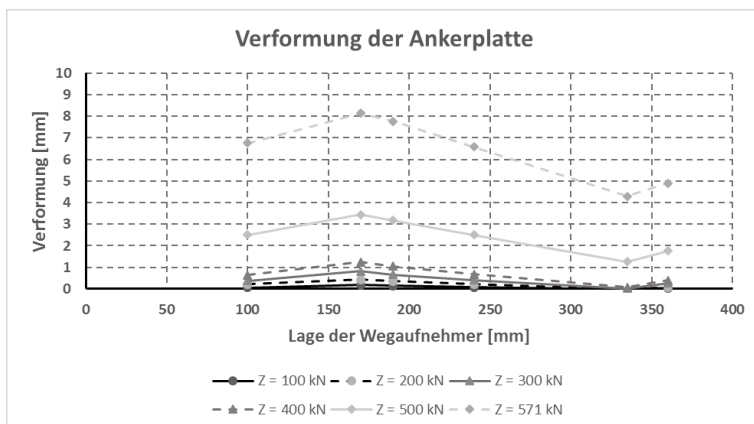


Abb. 3.53: plastische Verformung der Ankerplatte – R5-2N

Eine Umrechnung der zuvor gezeigten Dehnungen der Kopfbolzen und Rückhängebewehrung in Kräfte bestätigt, dass die Kräfte gleichmäßig verteilt sind. Eine Erhöhung der einzelnen Zugbeanspruchungen in den Kopfbolzen durch die Abstützkräfte, s. Abb. 3.54, ist im Vergleich zu Versuch R5-1N nicht so ausgeprägt, was auf die geringere Verformung der Platte zurückzuführen ist. Die entstandenen Abstützkräfte waren somit gering.

Die Aktivierung der Rückhängebewehrung in nachstehender Abbildung zeigt sich ab einer Laststufe von etwa 500 kN oder $62,5\text{ kN/KBD}$, wobei ein signifikanter Lastanstieg vorliegt. Der Bereich des Fließens ist im Diagramm durch die ausgedehnten nahezu horizontal verlaufenden Graphen angedeutet. Weitere Werte im größeren Dehnungsbereich wurden auf Grund der starken Streuung und der fehlenden Plausibilität der Messwerte nicht dargestellt.

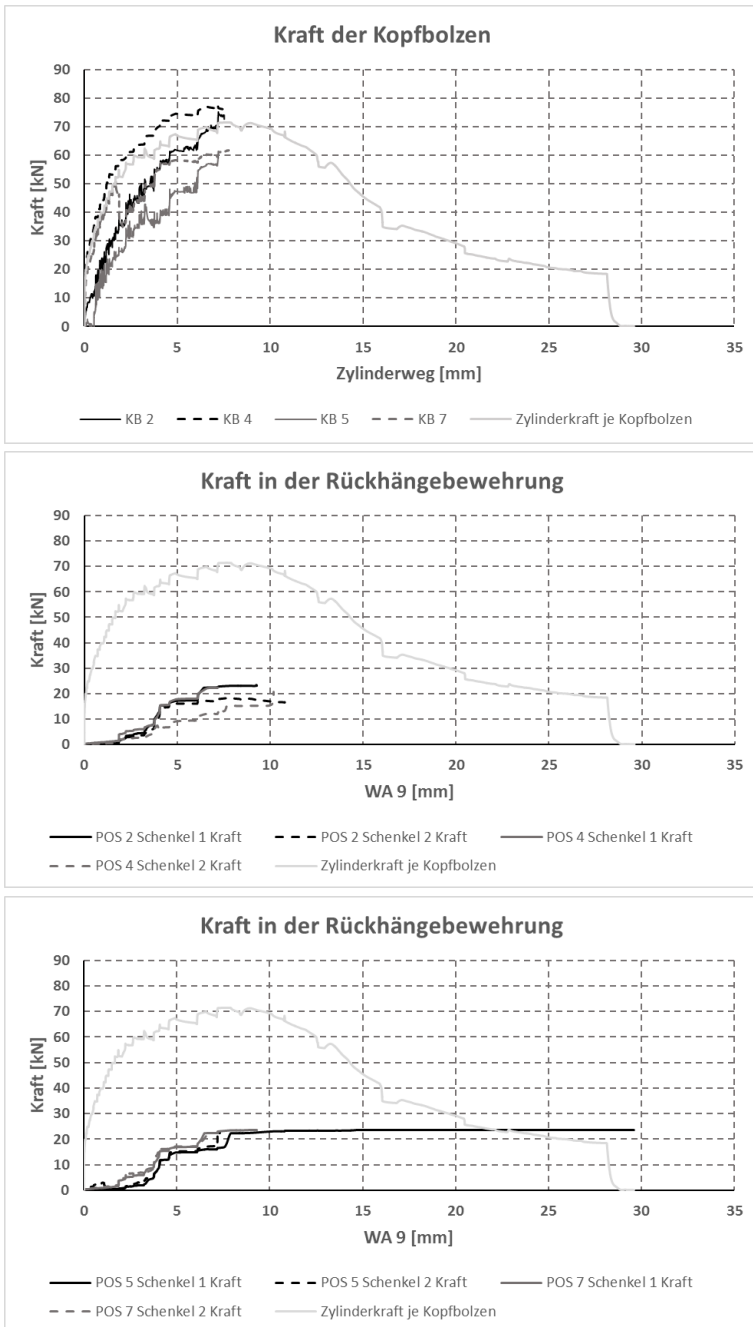


Abb. 3.54: Kraft-Weg-Diagramm – R5-2N
 (oben: Kopfbolzen im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen;
 unten: Rückhängebewehrung im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen)

3.2.6.4 Versuch R5-3N

Versuch R5-3N wurde in gerissenem Betongrund durchgeführt. Die Methode der Ris-induzierung mittels Rissblechen und -keilen hatte sich bei der Basisversuchsserie B-N bewährt, sodass diese auf die Referenzversuche mit dünnen Ankerplatten übertragen werden konnte. Die Kontrolle der Rissinduzierung erfolgte über angebrachte Rissuhren sowie -karten, womit eine Rissbreite von $w_k = 0,30 \text{ mm}$ kontrolliert erreicht werden konnte. Die Ankerplattenbreite sowie die Anordnung der Rückhängebewehrungs-bügel entsprachen dabei der von Versuch R5-1N, sodass der gerissene Betongrund den einzigen Parameter darstellt, der verändert wurde, um die beiden Versuche vergleichen zu können. Nachfolgend sind die Geometrie der Ankerplatten sowie das Lastverformungsdiagramm schematisch dargestellt.

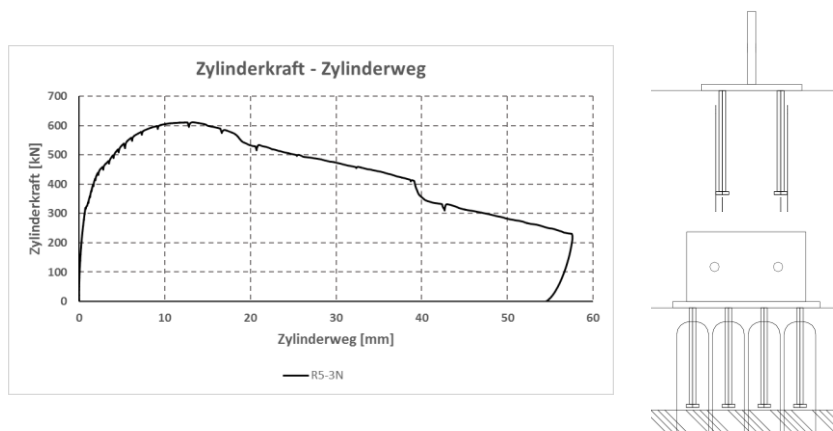
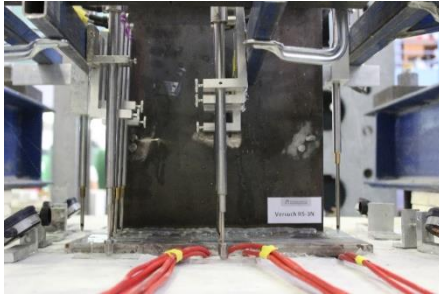


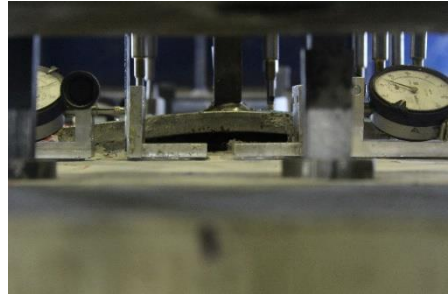
Abb. 3.55: Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – R5-3N

Auf Grund des gerissenen Betongrundes trat keine schlagartig signifikante Steifigkeitsänderung über den gesamten Versuchsverlauf hinweg auf. Während des Versuches bildeten sich, analog zu den vorherigen Untersuchungen, sternförmig von der Ankerplatte ausgehende Spaltrisse. Die maximale Traglast unterschied sich somit nur gering von der der Versuche R5-1N sowie R5-2N. Die vor Versuchsbeginn induzierten Risse waren demzufolge von untergeordneter Bedeutung und für das Gesamttragverhalten nicht relevant.

Bei maximaler Traglast konnte eine plastische Verformung der Ankerplatte beobachtet werden. Der sich bildende T-Stummel ist in Abb. 3.56 im oberen rechten Bild dargestellt. Der nach Versuchsende längs und quer zur Ankerplatte aufgesägte Probekörper zeigt den maßgebenden Versagensmechanismus. Deutlich zu erkennen sind die unterschiedlichen Risswinkel des Bruchkörpers. Durch den voraufgebrachten Riss in Längsachse der Kopfbolzen bildeten sich, ausgehend vom Kopf der Kopfbolzen, im Vergleich zu Versuch R5-1N, flachere Risse. Nach dem Einhängen des Bruchkörpers in das Netz der Oberflächenbewehrung, ebenfalls im Schnittkörper zu erkennen, trat das Verbundversagen auf. Aufgrund der anschließenden weiteren vertikalen Bewegung des sekundären Bruchkegels wurde die Betondeckung durch das Anheben der einzelnen Bewehrungsstäbe sukzessive abgesprengt.



Ankerplatte vor Versuch



plastisch verformte Ankerplatte bei Höchstlast



Ausbruchkegel längs



Ausbruchkegel quer

Abb. 3.56: Versuchsaufbau und Versagensbilder – R5-3N

Nach Bildung des Ausbruchkegels kam es wie bei den vorherigen Versuchen zu dem beschriebenen duktilen Nachbruchverhalten durch das Einhängen des Ausbruchkörpers in das Oberflächenbewehrungsnetz.

Das Detail des Ausbruchkegels in Abb. 3.57 verdeutlicht den Rissfortschritt des primären und sekundären Bruchkörpers. Der Risswinkel des primären Risses setzte sich mit ca. 30° vom Kopf des Kopfbolzens fort. Damit wurde ein leicht flacherer Winkel als beim rechnerischen Ansatz festgestellt. Der Ausbruchkörper stützte sich, wie zuvor abgebildet, auf das Oberflächenbewehrungsnetz ab. Infolgedessen kam es zu steileren Druckstreben, die sich vom Kopfbolzenkopf bis zum Scheitelpunkt der Rückhängebewehrungsbügel aufrichteten. Das Versagen des Betons quer zu den sich steiler stellenden Druckstreben beschreibt das Verbundversagen, wodurch der sekundäre Beton-



Abb. 3.57: Detail des Betonausbruchkegels im Schnitt quer zur Längsachse der Kopfbolzen – R5-3N

ausbruchkörper entsteht. Der Beton wurde mit fortschreitender Bewegung des sekundären Bruchkörpers sukzessive aufgerissen. Vom Scheitelpunkt der Rückhängebewehrung setzte sich der Riss bis zur Betonoberfläche fort.

Die Auslenkung der Oberflächenbewehrung bewirkte das Absprengen der Betondeckung, das über alle Versuche hinweg beobachtet werden konnte. Die sich bildenden Schollen wiesen dabei immer einen Abstand von ca. 10 bis 12 cm auf. Dies ist auf das Bewehrungsraaster zurückzuführen.

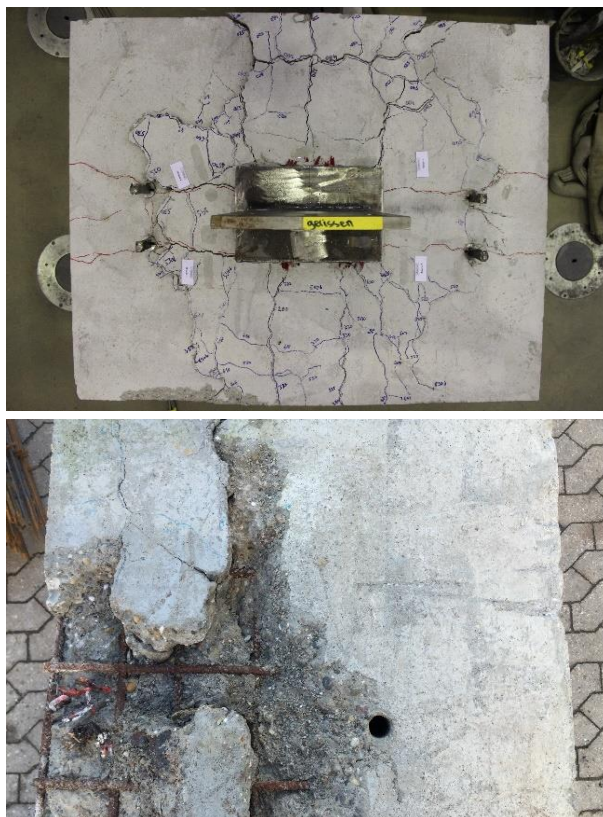


Abb. 3.58: Sukzessives Absprengen der Betondeckung nach Höchstlast – R5-3N

Die Dehnungen der Kopfbolzendübel sowie der Rückhängebewehrungsschenkel deuten auf ein plastisches Verhalten der beiden Komponenten hin. Die Messung der Dehnungen führte bis über die Fließdehnung hinaus zu plausiblen und verwertbaren Messwerten. Die Streuung der Werte ist wiederum auf den nicht idealen Risswinkel von 35° zurückzuführen.

Die Auswertung zeigt, dass die Kopfbolzen über die gesamte Breite des Zugflansches gleichmäßig beansprucht wurden. Die Dehnungen der Rückhängebewehrungen bestätigen die gleichmäßige Beanspruchung. Position 5 der Rückhängebewehrung kann als ‚Ausreißer‘ angesehen werden und deutet auf ein nicht ideales Rissbild hin. Die Dehnung an dieser Position blieb bis zum Erreichen der Traglast des Versuches im

elastischen Bereich. Eine plastische Verformung kann anhand dieser Messung jedoch nicht ausgeschlossen werden.

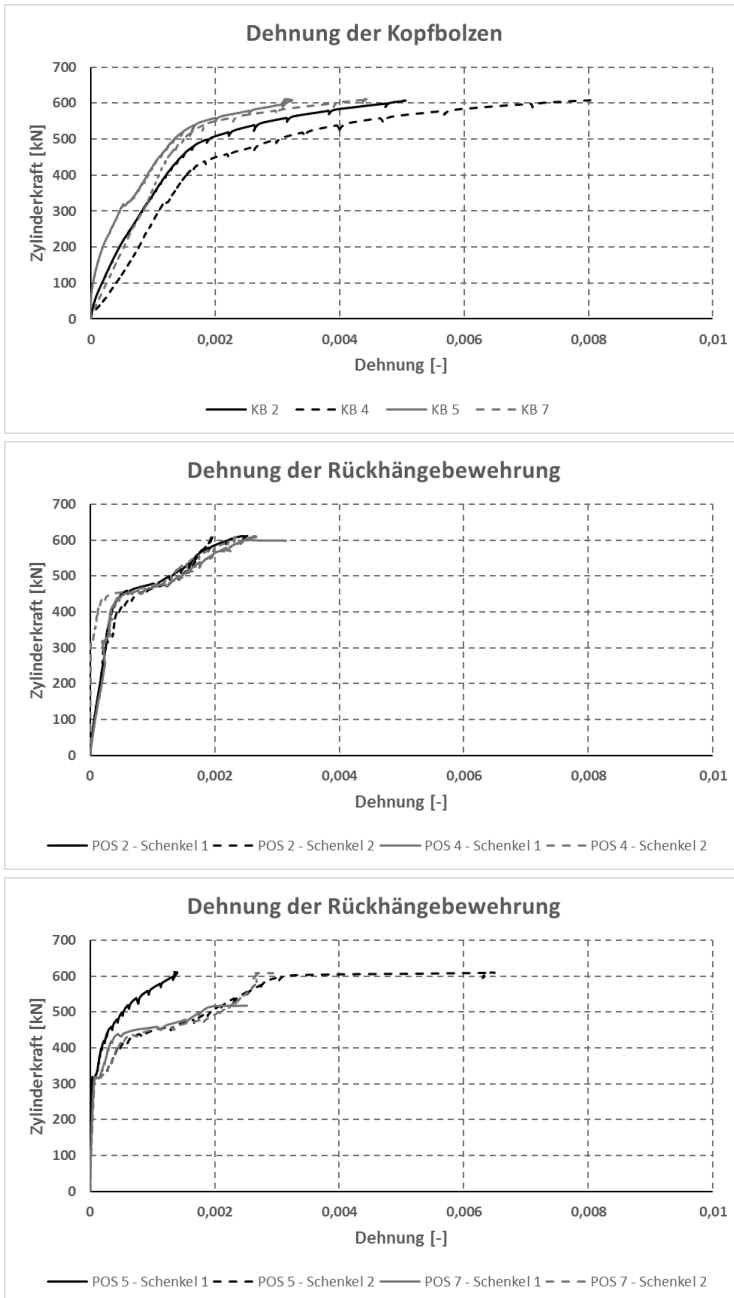


Abb. 3.59: Zylinderkraft – Dehnung – R5-3N
(oben: Zylinderkraft-Dehnung der Kopfbolzen;
Mitte: Zylinderkraft-Dehnung der Rückhängebewehrung;
unten: Zylinderkraft-Dehnung der Rückhängebewehrung)

Die Ankerplatte wies nach Versuchsende, ähnlich wie Probekörper R5-1N, eine plastische Verformung in Form eines T-Stummels auf. Der Einfluss des vor Versuchsbeginn induzierten Risses in Längsachse der Kopfbolzen war somit nicht maßgebend für den Versagensmechanismus.

Die nachfolgende Abbildung zeigt das Bruchbild des Versuches mit der plastisch verformten Ankerplatte. Wie im Lastverformungsdiagramm in Abb. 3.55 zu erkennen, kam es infolge des Betonversagens und der starken Spaltrissbildung im sekundären Ausbruchkegel zu einem Herausziehen der Kopfbolzendübel. Das Herausziehen resultierend im Abheben der Ankerplatte ist ebenfalls in der nachfolgenden Abbildung ersichtlich.

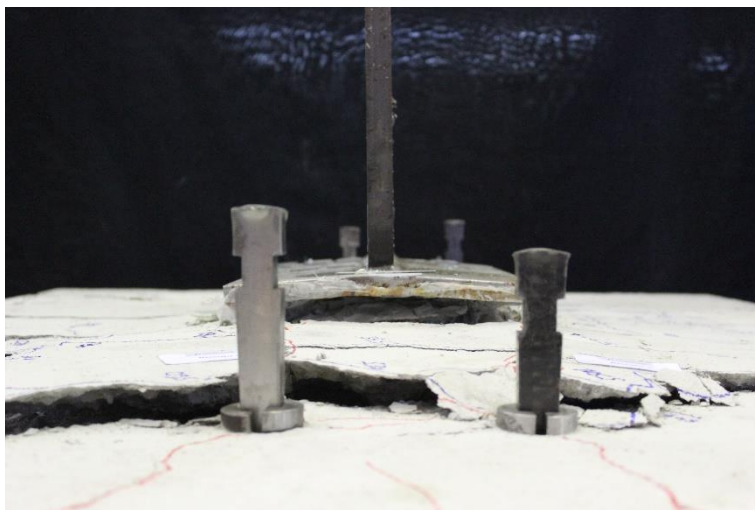


Abb. 3.60: Plastische Verformung der Ankerplatte mit Betonausbruch – R5-3N

Die Auswertung der Wegaufnehmer zeigt die Ankerplattenverformung, wobei deutlich zu erkennen ist, dass die Wegaufnehmer am Rand des Zugbleches eine größere Verformung aufweisen als die Wegaufnehmer WA 4 und 8 auf dem Beton neben der Ankerplatte. Abb. 3.61 veranschaulicht diese Verformungen und stellt die jeweiligen Wege der gemessenen Ankerplattenstellen gegenüber. Ein Unterschied zwischen Plattenrand und Plattenmitte (WA 1, 2, 13 und 3 zu WA 5, 6, 14 und 7) ist nicht zu erkennen. Dies zeigt sich ebenfalls an der gleichmäßigen Beanspruchung der Kopfbolzendübel aus Abb. 3.59. Es kam somit zu keiner Verdrehung der Ankerplatte.

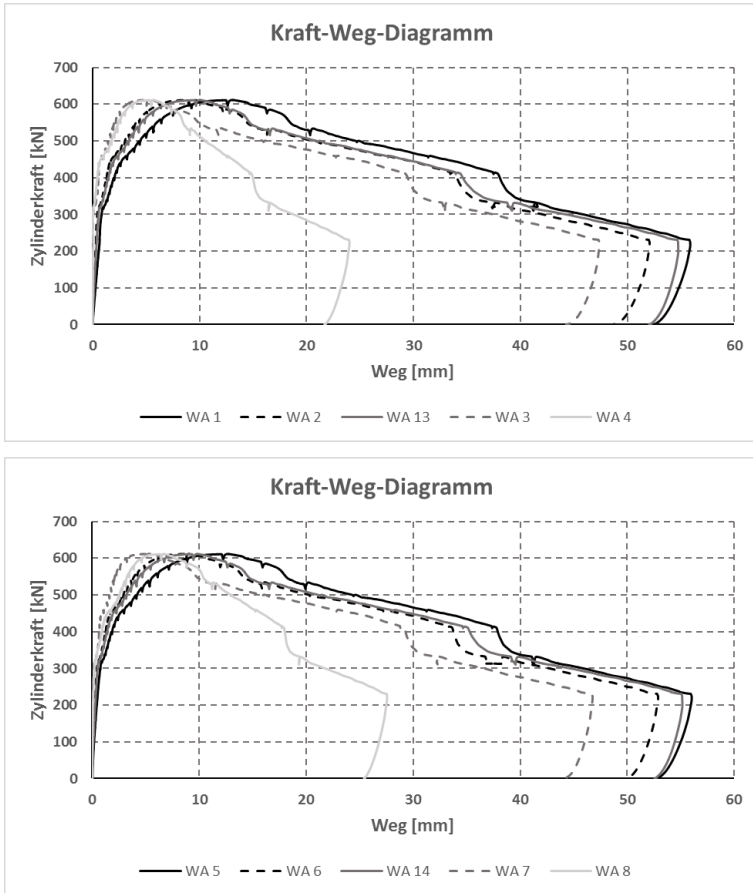


Abb. 3.61: Kraft-Weg-Diagramm – R5-3N

(oben: Verformung der Ankerplatte in Achse der ersten Reihe der Kopfbolzen;
unten: Verformung in Symmetrieachse der Ankerplatte)

Das Verhalten der Ankerplatte kann demnach als plastisch charakterisiert werden. Die Verformung kann, wie zuvor über mehrere Laststufen dargestellt werden, wobei die abgebildeten Punkte der jeweiligen Position des Wegaufnehmers beschreiben. Die Lage der Wegaufnehmer entspricht dabei der im Hinblick auf Versuch R5-1N erläuterten Lage. Das Abbild zeigt die verformte Ankerplatte bei Höchstlast sowie die vertikale Bewegung des Betonausbruchkegels bis zur Höchstlast.

Abstützkräfte infolge der Zugbeanspruchung am Zugblech konnten wiederum eindeutig am Ankerplattenrand identifiziert werden. Die Laststufen werden wie zuvor mit einer Steigerung von jeweils 100 kN dargestellt. In höheren Lastbereichen sind deutliche Verformungen der Ankerplatte sowie des Betonbruchkegels zu verzeichnen. Die vertikale Verformung setzt sich insgesamt aus den folgenden Verformungsanteilen zusammen: dem Anteil der Ankerplatte, dem Anteil des Betonausbruchkegels, dem Anteil der Kopfbolzen sowie dem Anteil der Rückhängebewehrung. Hinzu kommt ein Anteil infolge der Pressung des Betons im Bereich unterhalb des Kopfbolzenkopfes.

Das plastische Verhalten der Ankerplatte konnte anhand der entstehenden Krümmung der Ankerplatte verifiziert werden (T-Stummel-Bildung). Der maximale Bogenstich der Ankerplatte beträgt, wie bei Versuch R5-1N, etwa 8 mm.

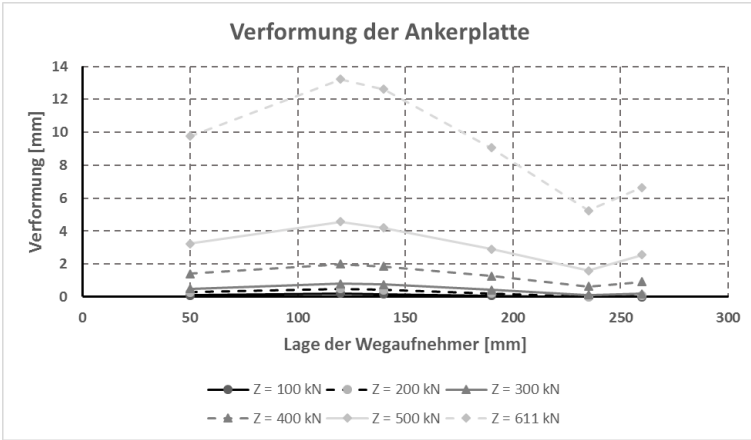


Abb. 3.62: Plastische Verformung der Ankerplatte – R5-3N

Eine Umrechnung der in Abb. 3.59 dargestellten Dehnungen der Kopfbolzen und Rückhängebewehrung in Kräfte bestätigt, dass die Kräfte gleichmäßig verteilt sind. Die Streuung der Kräfte ist mit den entstandenen Abstützkräften zu erklären. Weiter wurden geringe Biegeeffekte in den einzelnen Dehnungsmessungen verzeichnet, die auf die beiden zuvor eingebrachten Risse zurückzuführen sind. Die Zugkraftbeanspruchung wurde an jeder Position über ein Dehnmessstreifenpaar ausgewertet, über deren Mittelwert die Biegeeffekte herausgefiltert wurden.

Trotz des gerissenen Zustandes kam es in diesem Versuch ebenfalls erst ab einer Laststufe von etwa 500 kN zu einer Aktivierung der Rückhängebewehrung. Eine signifikante Laststeigerung fand ab einer Kopfbolzenkraft von etwa 60 kN statt. Der Bereich des Stahlfließens der Rückhängebewehrungsschenkel wurde mit einer nahezu horizontalen Fortführung der Messwerte angedeutet. Infolge des Stahlfließens wurden stark streuende Werte, wie bei den Versuchsauswertungen zuvor, der Übersicht halber nicht dargestellt.

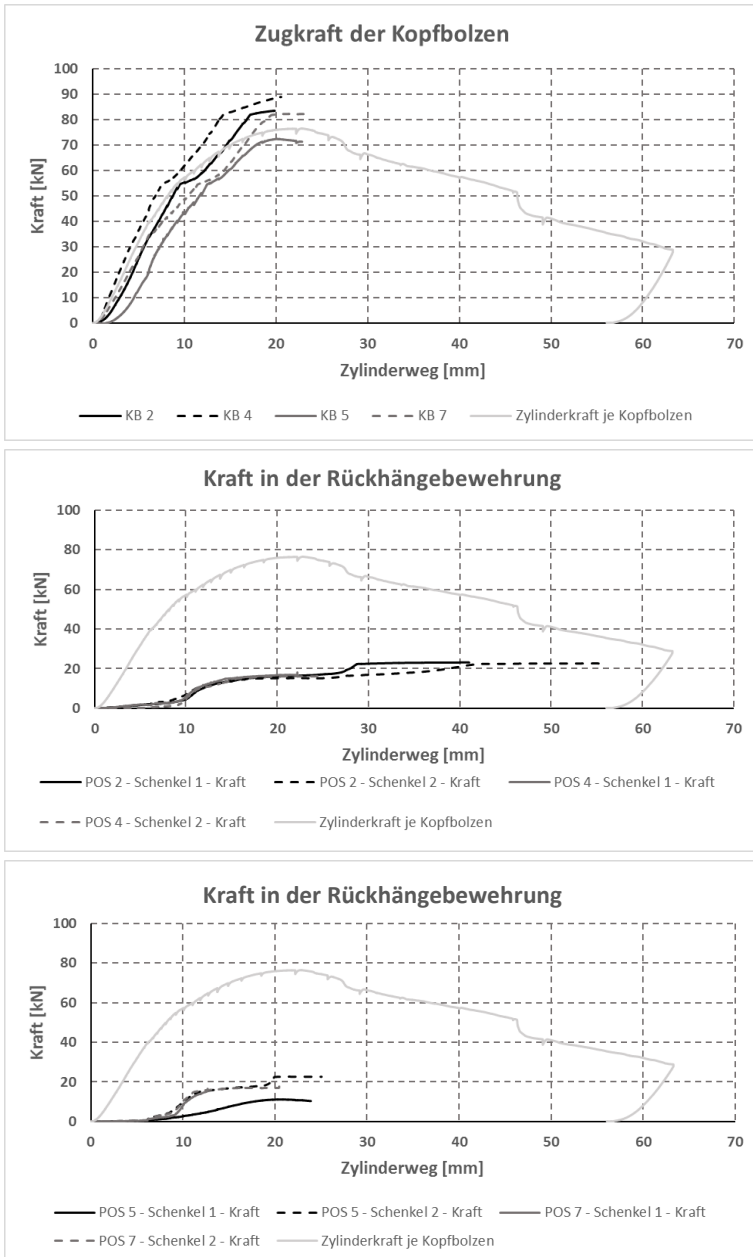


Abb. 3.63: Kraft-Weg-Diagramm – R5-3N
 (oben: Kopfbolzen im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen;
 unten: Rückhängebewehrung im Vergleich zur Zylinderkraft je Kopfbolzen)

3.2.7 Verformungsverhalten der Ankerplatten und Kopfbolzen

Die an starren sowie nachgiebigen Ankerplatten unter einer Zugnormalkraftbeanspruchung durchgeführten Versuche zeigen verschiedene Versagensmechanismen auf. Das typische Tragverhalten von Ankerplatten mit einer Stärke von $t_p = 40 \text{ mm}$ kann als elastisch bzw. starr beschrieben werden. Dünne Ankerplatten hingegen weisen plastische Effekte auf. Mithilfe der Versuche konnten zwei Grenzfälle betrachtet werden. Ankerplatten mit einer Plattenstärke von $t_p = 40 \text{ mm}$ wiesen als einheitliches Versagensmuster den kegelförmigen Betonausbruch auf. Der Einfluss eines in Achse der Kopfbolzen verlaufenden Risses spiegelt sich in den Traglasten mit dem Faktor 0,75 zwischen ‚gerissen‘ und ‚ungerissen‘ wider. Untersuchungen an Ankerplatten mit einer Plattenstärke von $t_p = 15 \text{ mm}$ belegen plastische Verformungseffekte, unabhängig vom gerissenen oder ungerissenen Betongrund. Aufgrund einer starken Spaltrissbildung wurde kein signifikanter Unterschied auf Traglastniveau festgestellt.

Das plastische Tragverhalten der Ankerplatten und die Beobachtung der entstandenen Fließlinien zeigen, dass auf bestehende Berechnungsansätze wie den von *Schmidt (2008)* aufgebaut werden kann. Diese Berechnungsansätze können auf große Ankerplatten mit vier Kopfbolzen je Reihe übertragen und mit den entsprechenden Versagensmodi angepasst sowie erweitert werden. Die unterschiedlichen Versagensmodi konnten anhand der experimentellen Versuche eindeutig identifiziert werden und bildeten die Grundlage für weitere numerische Untersuchungen sowie die Parameterstudie. Mithilfe der numerischen Abbildung der experimentellen Untersuchungen sowie der weiteren, in der Parameterstudie untersuchten Einflüsse konnte ein analytisches Modell verifiziert werden.

Im Allgemeinen lassen sich die Versuche mit der Theorie des äquivalenten T-Stummels abbilden. Anstelle der Schrauben als Verbindungsmittel wurden Betonkomponenten sowie ein Stahlversagen der Kopfbolzen eingeführt.

Versagensmodus 1 beschreibt dabei ein vollständiges Plastizieren der Ankerplatte infolge der Bildung von Fließgelenken im Bereich des Zugflansches sowie im Bereich der Verbindungsmittel.

Versagensmodus 2 betrifft das Plastizieren der Ankerplatte im Bereich des Zugflansches und somit die Bildung von Fließgelenken sowie das Versagen der Verbindungsmittel. Diesbezüglich kann neben dem Stahlversagen der Kopfbolzen das Betonversagen maßgebend werden.

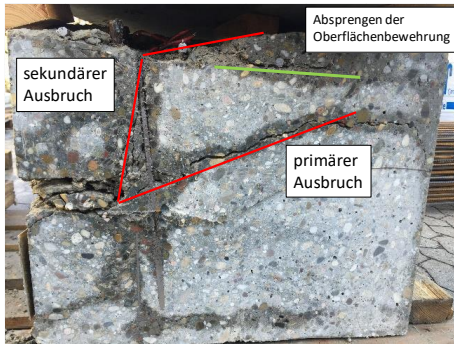
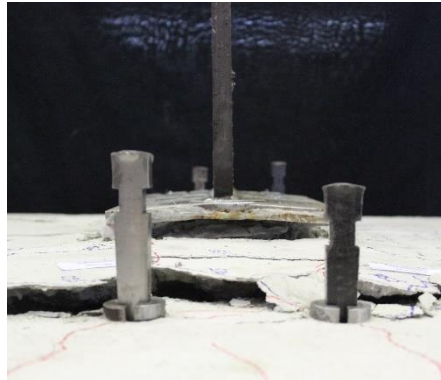
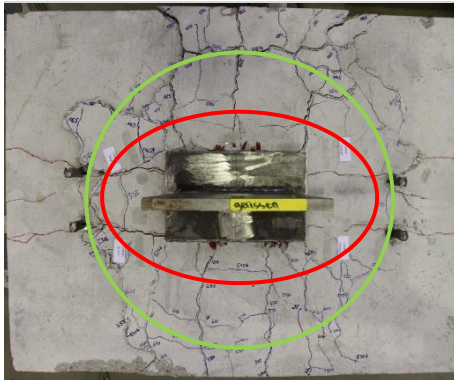
Versagensmodus 3 entspricht dem Verbindungsmittelversagen ohne plastische Effekte in der Ankerplatte. Wie bei Versagensmodus 2 kann neben dem Stahlversagen der Kopfbolzen das Betonversagen maßgebend werden.

Die Verformungsanteile können je Einzelkomponente explizit bestimmt werden.

3.2.8 Analyse des Versagensmodus ‚Betonversagen‘ bei nachgiebigen Ankerplatten

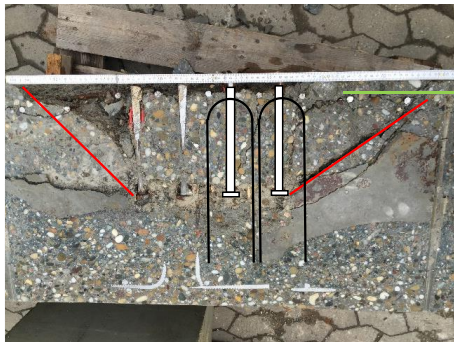
Die Untersuchungen an nachgiebigen Ankerplatten haben gezeigt, dass es bei großen Ankerplatten mit Kopfbolzen zu einer starken Spaltrissbildung kommt, die sternförmig von der Ankerplatte weg führt. Der Einfluss der Rissbildung in Achse der Kopfbolzendübel ist dabei von untergeordneter Bedeutung.

Die nachfolgenden Abbildungen veranschaulichen exemplarisch den Ablauf des Versagensmechanismus ‚Betonversagen‘ bzw. den Druckstrebenbruch in Verbindung mit einer Rückhängebewehrung.



Bruchkörper quer:

Im Bruchbild sind deutlich der primäre und der sekundäre Ausbruchkegel zu erkennen. Die Schädigung des Betons im Bereich der Rückhängebewehrung durch das Steilerstellen der Druckstrebe in die Schenkel der Rückhängebewehrung weist auf das typische Versagensmuster hin. Die sukzessive geschädigte Bewehrungsüberdeckung im Nachtraglastbereich wird durch die grüne Linie angedeutet.



Bruchkörper längs:

Der Längsschnitt in Achse der Kopfbolzen belegt ebenso deutlich die Ausbildung des primären Betonausbruchkegels.

Abb. 3.64: Betonversagensmechanismus in Draufsicht und Schnitt

Die vor Versuchsbeginn aufgebraute Rissinduzierung ist im Versuchskörper mit roten Linien gekennzeichnet. Die Induzierung in Richtung der beiden Kopfbolzenachsen ist deutlich zu erkennen. Ebenfalls sind die plastische Verformung der Ankerplatte sowie das Herausziehen der Kopfbolzen nach Versuchsende ersichtlich.

Die Bildung des Ausbruchkegels war mit Erreichen der maximalen Traglast abgeschlossen. Die beiden Schnitte durch die Bruchkörper zeigen die abgeschlossene Rissbildung mit den unterschiedlichen Winkeln der beiden entstandenen Bruchkegel. Der primäre Bruchkegel weist einen Neigungswinkel von etwa 32° auf und ist nicht bis zur Betonoberfläche durchgeschlagen. Er stützte sich auf dem Netz der Oberflächenbewehrung ab sowie aktivierte mit voranschreitender Rissweite die Rückhängebewehrung, die den Bruchkegel mit dem Betongrund verankerte. Die Steifigkeit des Anschlusses wurde durch diese Rissbildung maßgeblich beeinflusst. Im Weiteren bildete sich, durch die sich immer steiler stellende Druckstrebe sowie die Aktivierung der Rückhängebewehrung, der sekundäre Ausbruchkegel. Der Druckstrebenbruch ist durch den stark geschädigten Bereich im ‚Bruchbild quer‘, um die Kopfbolzen zur Rückhängebewehrung hin, zu erkennen.

Die Druckstrebe stellte sich im Verlauf des Versuches unter variierendem Neigungswinkel bis in den Scheitelpunkt der Schlaufe der Rückhängebewehrung und von dort wieder unter einem flacheren Winkel bis zur Betonoberfläche. Nach dem Erreichen der Versuchstraglast kam es, wie in der Draufsicht der Bruchbilder zu erkennen, zu einem Absprengen der Bewehrungsüberdeckung. Die Traglast konnte nicht mehr gesteigert werden.

Das weitere Verformungsverhalten wurde durch das Abstützen des sekundären Betonausbruchkörpers auf die Oberflächenbewehrung maßgeblich beeinflusst. Das sukzessive Absprengen der Betondeckung ist neben dem sekundären Ausbruchkörper, der an der Oberfläche sichtbar wurde, erkennbar.

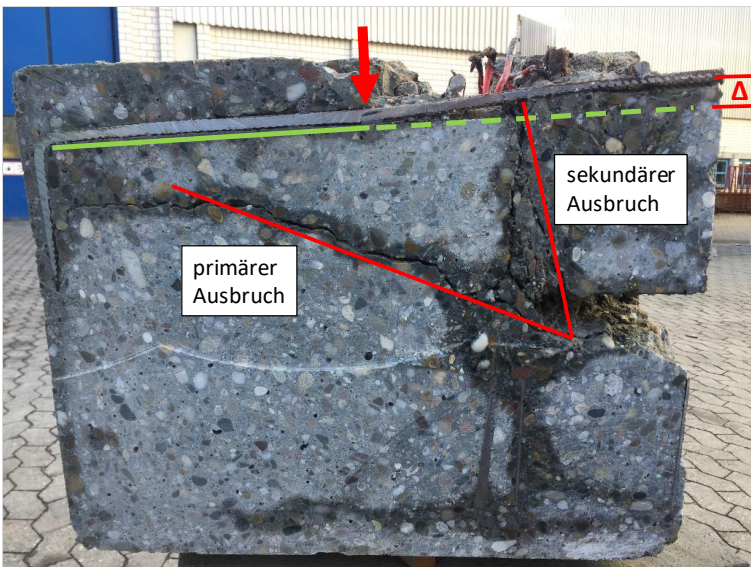


Abb. 3.65: Auslenkung der Oberflächenbewehrung

3.3 Numerische Untersuchungen

3.3.1 Allgemeines

Numerische Untersuchungen dienen der Unterstützung der experimentell durchgeführten Versuche und der Verifizierung eines analytischen Modells. Mithilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM) lassen sich Spannungs- und Dehnungswerte, die nicht mit Messtechnik ermittelt werden können, bestimmen. Das Lastverformungs- sowie das Tragverhalten lassen sich somit genauer analysieren.

Durch den Einsatz der FEM können weitere für das Tragverhalten interessante Parameter im Rahmen einer Parameterstudie untersucht und verifiziert werden. Infolge dieser Untersuchungen lassen sich das Lastverformungsverhalten, die Ausbreitung der Spannungen und somit der Kraftfluss innerhalb von Versuchsprobekörpern analysieren.

Dabei wird grundsätzlich zwischen ebenen und räumlichen Berechnungen unterschieden. Im Vorfeld einer jeden FE-Analyse sollten geometrische Optimierungen durchgeführt werden, durch die sich einzelne Bauteile mittels Vernetzung besser in ‚finite‘ Elemente zerlegen lassen. Aus geometrischen Optimierungen resultieren weniger Singularitäten und kürzere Berechnungszeiten.

Zur Modellierung der Versuchskörper wurde in diesem Forschungsvorhaben die Software Abaqus® der Firma SIMULIA verwendet.

3.3.2 Kurzbeschreibung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden die numerischen Untersuchungen anhand einer dreidimensionalen Berechnung durchgeführt. Um eine ausreichende numerische Stabilität infolge der Zerlegung des Modells (Vernetzung) zu erreichen, wurden weitestgehend Hexaeder verwendet. Wenn eine Zerlegung in Hexaeder nicht möglich war, wurden Tetraeder eingeführt. Allgemein bedeutet dies, dass durch die Elementierung jedem Eckpunkt eines Elementes Freiheitsgrade zugeordnet werden, sodass lokal an diesen Punkten Verformungen und Verschiebungen definiert sowie gemessen werden können. Durch die Elementierung kann jedem Einzelelement eine Werkstoffeigenschaft zugeordnet werden. Die in den experimentellen Untersuchungen aufgetragenen Lasten bzw. Verformungen lassen sich mittels Randbedingungen über die Oberflächen einzelner Volumenelemente in das FE-System übertragen.

Hinsichtlich einer nichtlinearen Analyse müssen drei Typen der Nichtlinearität beachtet werden: Bei geometrischer Nichtlinearität wird in strukturmechanischen Untersuchungen im Regelfall davon ausgegangen, dass es zu kleinen Deformationen und somit zu kleinen Verzerrungen einzelner Elemente kommt. Bei der Verwendung elastischer Materialgesetze kann demzufolge von einer linearen Theorie (Hooke'sches Gesetz) zugrunde gelegt werden. Treten bei einem linearen Materialverhalten kleine Verzerrungen bzw. Deformationen bei großen Verformungen auf, muss ein nichtlinearer Ansatz gewählt werden, um die Geometrie des Bauteils exakt abzubilden.

Die physikalische Nichtlinearität tritt bei der Modellierung von Materialien auf, wobei im Hinblick auf rein elastische Bauteile ein linear elastischer Lösungsansatz nach dem

Hooke'schen Gesetz für die numerische Berechnung ausreichend ist. Dies gilt jedoch nur in Bereichen kleiner Dehnungen, wobei dieser Ansatz eine Annäherung an das tatsächliche Materialverhalten beschreibt. Ein nichtlineares Materialverhalten, mehr elasto-plastisches Verhalten, muss über eine nichtlineare Theorie erfasst werden. In den experimentellen Untersuchungen wurden nur die Werkstoffe Stahl und Beton verwendet, die bereits bei geringen Verformungen ein nichtlineares Verhalten aufweisen. Diese Werkstoffeigenschaften werden im FE-System berücksichtigt. Dazu wird der Elastizitätsmodul bei Erreichen der maximal elastischen Dehnung herabgesetzt und bei Erreichen der maximal plastischen Dehnung auf Grund der numerischen Stabilität auf nahezu null gesetzt. Je nach Werkstoffeigenschaft und Modellierung kann eine Entfestigung nach Erreichen der maximalen Spannung und plastischen Dehnung definiert werden.

Nichtlinearität infolge von Randbedingungen beschreiben beispielsweise Kontakte unterschiedlicher Bauteile, die sich während der Berechnung grundlegend verändern. Dies geschieht, wenn sich Elemente von anderen Elementen lösen, was in Bezug auf die durchgeführten Versuche konkret ein Ablösen der Ankerplatte vom Beton bedeutet. Dieser Effekt muss bei der Kontaktdefinition berücksichtigt werden, um ein nicht realitätsgetreues Durchdringen bzw. ‚Mitziehen‘ zweier Volumenkörper zu verhindern. Des Weiteren können Kontakteigenschaften durch Verschiebungen geändert werden. Diese Effekte sind ebenfalls zu berücksichtigen.

Die Integration und das Lösen der Differentialgleichungen einer FE-Berechnung sind durch eine Vielzahl numerischer Integrationsverfahren möglich. Diese Verfahren können zusammenfassend explizit und implizit sein. Das implizite Verfahren wird durch eine angestrebte Genauigkeit, z. B. der Vernetzung und der Konvergenzbedingungen, definiert. Bei einzelnen Verformungs- oder Lastschritten wird jeweils ein globales Gleichungssystem gelöst. Der rechnerische Aufwand ist somit bei jedem Inkrement (Rechenschritt) höher als bei expliziten Methoden. Bei expliziten Methoden wird eine Vielzahl an Inkrementen gelöst, die jedoch über die Definition bestimmter Zeitschritte klein sind. Der Rechenaufwand wird somit theoretisch vermindert.

Bei einer expliziten Integration werden zusätzlich Geschwindigkeitsvektoren mit einer Massenmatrix und Beschleunigungsvektoren mit einer Dämpfungsmatrix eingeführt. Die Einflüsse dieser müssen bei einer quasi-statischen Berechnung weitestgehend reduziert werden, was über eine Zeitschrittsteuerung sowie eine Massenskalierung erfolgen kann.

Für die in dieser Arbeit beschriebenen FE-Systeme wurden explizite Berechnungsmethoden verwendet.

3.3.3 Modellanalyse

Die durchgeführten Bauteilversuche lieferten die notwendige Datenbasis, um das numerische Modell eingehend zu kalibrieren.

Die Modellierung der Volumenkörper erfolgte mit der Software AutoCAD® der Firma Autodesk. Die erstellten Volumenkörper der einzelnen Bauteile wurden in das FEM-kompatible Dateiformat .sat exportiert. Dieses Dateiformat berücksichtigt der Reihenfolge nach Eckpunkte als Knotenpunkte, Modellkanten als Linien, die sich bildenden Außenflächen als Oberflächen sowie resultierende Volumenkörper. Die Oberflächen können zur Kontaktgenerierung herangezogen werden. Die durchgeführte geometrische Optimierung hinsichtlich der Bewehrungseinlagen, durch die diese als reine Stabelemente abgebildet werden, konnte mit diesem Dateiformat jedoch nicht berücksichtigt werden. Daher wurde das Dateiformat .igs eingeführt. Beide Exportdateien können im FE-System zusammengeführt werden. Die Stabelemente wurden nach der Elementierung der Volumenkörper in das bestehende Netz ‚eingebettet‘. Durch diese Optimierung konnten alle Volumenkörper weitestgehend mit Hexaedern vernetzt werden.

Zur Modellierung des Betons wurde das in Abaqus implementierte Materialmodell ‚Concrete Damaged Plasticity‘ (CDP) verwendet, mithilfe dessen nach Erreichen der maximalen Zugfestigkeit Schädigungen berücksichtigt werden konnten. Stahl, Baustahl sowie Betonstahl wurden mittels eines bilinearen Modells modelliert.

Betonmodell – Concrete Damaged Plasticity

Das nichtlineare Materialmodell ‚Concrete Damaged Plasticity‘ ist ein auf Plastizität basierendes Schadensmodell für Beton. Dieses geht davon aus, dass sich ein Druckversagen durch Zerkleinerung sowie ein Zugversagen durch die im Zugbereich entstehende Rissbildung einstellen können. Die beiden Versagenspunkte werden durch $\bar{\epsilon}_t^{pl}$ und $\bar{\epsilon}_c^{pl}$ beschrieben, die die jeweilige Schädigung über die Einführung der plastischen Dehnungen definieren. Grundlegend beruht dieses Modell auf einem Modellansatz nach Drucker-Prager, der 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 eines Elementes die Steifigkeit dieses Elementes herabgesetzt wird. Auf Grund dessen eignet sich das CDP-Modell zur Modellierung von Versagensmechanismen durch Zugspannungen.

In diesem Forschungsvorhaben ist das Zugversagen des Betons der maßgebende Versagensmechanismus bei Betonversagen, sodass auf die Implementierung einer Druckschädigung verzichtet werden kann.

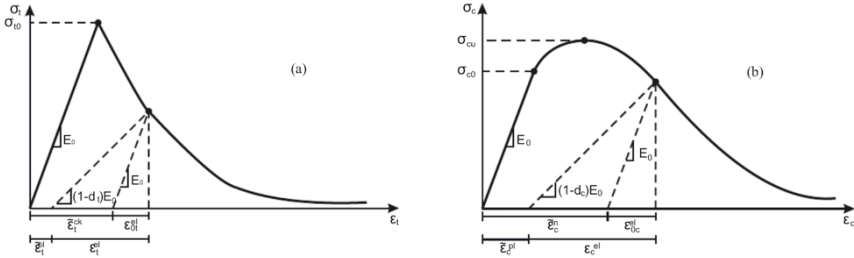


Abb. 3.66: Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton bei uniaxialer Zugbeanspruchung (a) und Druckbeanspruchung (b) – *Abaqus User's Guide*

Die Schädigung d_t nach Abb. 3.66 (a) ist abhängig von der plastischen Zugdehnung des Materials, der Temperatur sowie definierten Feldvariablen.

$$d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i); \quad 0 \leq d_t \leq 1,00 \quad (3.1)$$

Mit:

- $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ plastische Zugdehnung
- θ Temperatur
- f_i definierte Feldvariablen

Der Wertebereich der Schädigung erstreckt sich von $0 \leq d_t \leq 1$, wobei 0 ‚keine Schädigung‘ bedeutet und 1 einer totalen Schädigung entspricht.

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

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_0^{el} \quad (3.2)$$

Mit:

- ε_t totale Dehnung
- ε_0^{el} elastische Dehnung des ungeschädigten Materials
 $= \frac{\sigma_t}{E_0}$

In Abaqus wird die implementierte Rissdehnung wie folgt ermittelt:

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \cdot \sigma_t \cdot E_0 \quad (3.3)$$

Mit:

- $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ Rissdehnung nach Gl. (3.2)
- d_t Schädigung nach Gl. (3.1)
- σ_t Zugspannung
- E_0 Elastizitätsmodul des ungeschädigten Betons

Stahlmodell – bilinear

Die materialtechnischen Untersuchungen wurden über die Streckgrenze und den ermittelten Elastizitätsmodul nach Abaqus übertragen. Hierfür wurde das standardmäßig integrierte bilineare Materialmodell für Stahlwerkstoffe verwendet.

3.3.4 Verifizierung des numerischen Modells

Zur Verifizierung des numerischen Modells wurden die Versuchskörper mittels AutoCAD® der Firma Autodesk geometrisch hinsichtlich einer guten Vernetzung optimiert. Auf kleinere Ausrundungsradien an Kopfbolzen oder die Modellierung von Schweißnähten wurde auf Grund deren untergeordneter Bedeutung verzichtet. Der Ersatz der Bewehrung durch Stabelemente hat sich bei numerischen Berechnungen als gute Annäherung bewiesen. Diese Stabelemente können anhand der Dehnungen ausgewertet werden. Biegeeffekte können somit nicht untersucht werden. Durch die Verwendung gegenüberliegender Dehnungsmessstreifen wurden die Biegeeffekte bei der Auswertung herausgefiltert, sodass diese Optimierung sinnvoll ist und den Berechnungsaufwand und somit die Rechenzeit je Modell deutlich verkürzt.

Zur Veranschaulichung ist nachfolgend der Probekörper B3-N dargestellt. Die grün markierten Stäbe repräsentieren die Rückhängebewehrungsbügel. Ankerplatte, Kopfbolzen sowie Betonkörper wurden als Volumenkörper ausgebildet. Dabei wurden zur Kontaktgenerierung die jeweiligen Differenzflächen gebildet, sodass keine Überschneidung einzelner Volumenkörper auftrat. Durch Generierung der Differenzflächen konnten somit Flächenelemente erstellt werden, die wiederum als Kontaktflächen dienen.

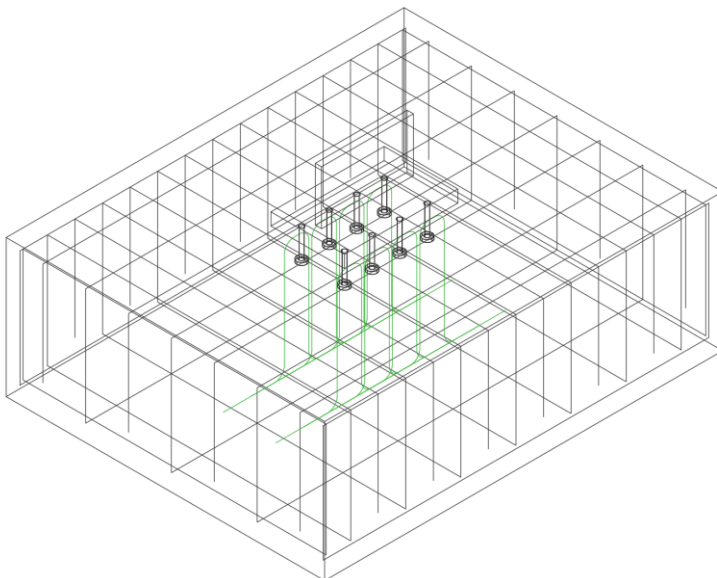


Abb. 3.67: Graphische Darstellung des Volumenkörpermodells – B3-N

Die Implementierung des CDP-Modells für Beton wurde mit dem beschriebenen Zug-schädigungsmodell erweitert. Durch die Schädigung und ein Herabsetzen der Steifigkeiten bei entsprechenden Verzerrungen der Elemente konnten die in den experimentellen Untersuchungen entstandenen kegelförmigen Betonausbruchkörper sowie Spaltrisse im numerischen Modell bestätigt werden. In Abb. 3.68 ist die Schädigung d_t in Abhängigkeit von der plastischen Dehnung $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ dargestellt.

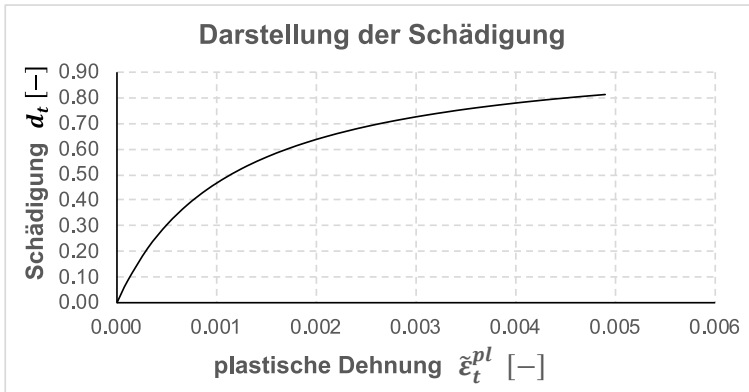


Abb. 3.68: Graphische Darstellung des Volumenkörpermodells – B3-N

Die Schädigung wurde an der Versuchsserie B-N mit kurzen Kopfbolzen und einer starren Ankerplatte verifiziert, an der Versuchsserie R5-N mit langen Kopfbolzen und einer nachgiebigen Ankerplatte. Der Schädigungsfaktor $d_t = 0,92$ hat für beide Modelle die größte Übereinstimmung mit den experimentell durchgeführten Versuchen erbracht. Um die Versuche sowie eine Parameterstudie vergleichen zu können, wurden die Einstellungen auf alle numerischen Modelle übertragen.

Hinsichtlich der Traglasten sowie maßgebenden Versagensmechanismen konnten gute Übereinstimmungen erzielt werden. In Tab. 3.9 werden die Ergebnisse der Traglasten der beiden experimentellen Versuchsserien den Traglasten der numerischen Berechnungen gegenübergestellt. Für die numerische Berechnung der gerissenen Probekörper wurden die Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen übertragen.

Die Auswertung der Traglasten zeigt, dass der Mittelwert der Verhältnisse von numerischen zu experimentellen Untersuchungen (0,98) und die Standardabweichung der Mittelwerte (5,12%) gut mit dem numerischen Modell übereinstimmen. Somit sind die Ergebnisse für eine Verifizierung des analytischen Modells anhand einer Parameterstudie übertragbar.

Tab. 3.9: Vergleich der Traglasten – FE / Versuch

Nr.	Versuch	Einbindelänge	Plattendicke	Betongrund	Traglast Versuch	Traglast Numerik	$F_{u,FE} / F_{u,Versuch}$
	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	B1-N1	92	40	gerissen	222	232	1,05
2	B1-N2	92	40	gerissen	222	232	1,05
3	B2-N	92	40	gerissen	222	213	0,96
4	B3-N	92	40	ungerissen	294	283	0,96
5	R5-1N	242	15	ungerissen	627	576	0,92
6	R5-2N	242	15	ungerissen	571	572	1,00
7	R5-3N	242	15	gerissen	612	576	0,94
Mittelwert:							0,98
Standardabweichung:							5,12 %

3.3.5 Vergleich der Numerik und der experimentellen Untersuchungen

Die numerischen Berechnungen lassen sich mittels der ungerissenen Probekörper mit den experimentellen Untersuchungen vergleichen.

In der Basisversuchsserie wurde B3-N im ungerissenen Betongrund numerisch untersucht. Der Versuch wurde mit einer starren Ankerplatte und kurzen Kopfbolzen mit einem hohen Rückhängebewehrungsgrad ausgeführt. Der maßgebende Versagensmechanismus war das Betonversagen durch einen kegelförmigen Betonausbruchkörper. Dagegen wurde der Versuch B1-N mit einer starren Ankerplatte, kurzen Kopfbolzendübeln und einem niedrigeren Rückhängebewehrungsgrad numerisch im ungerissenen Betongrund untersucht. Infolge der Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen sowie nach *Eligehausen u. a. (2006)* kann der Unterschied zwischen einem gerissenen und ungerissenen Zustand des Betons über den Faktor 0,75 beschrieben werden. Die resultierende Traglast ist demzufolge die Traglast eines gerissenen Versuchskörpers. Der Vergleich der Draufsichten der numerischen und der experimentellen Untersuchung liefert, mittels Darstellung der Zugschädigung d_t , eine gute Näherung des geschädigten Betons. Die Ankerplatte wird aus Gründen der Übersichtlichkeit in Abb. 3.70 nicht abgebildet. Abb. 3.69 zeigt die für die folgenden Abbildungen geltenden Schädigungsziffern, wobei die rote Darstellung der zuvor beschriebenen reinen Zugschädigung von etwa 81% entspricht.

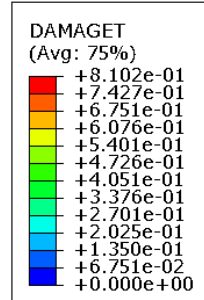


Abb. 3.69: Schädigung des Betons

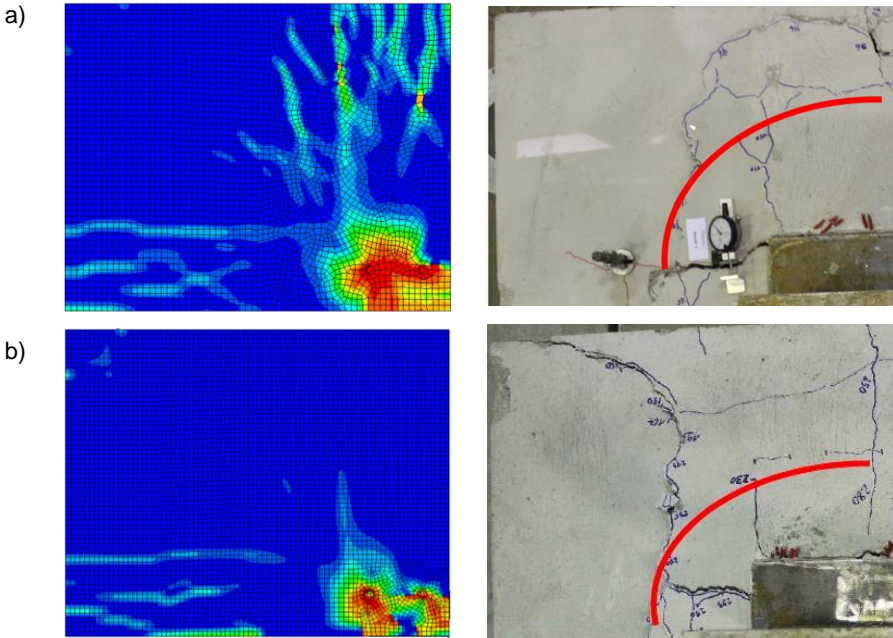


Abb. 3.70: Vergleich der Versagensbilder in der Draufsicht – Basisversuchsserie

- a) B1-N
- b) B3-N

Neben der Draufsicht wurden die Versagensbilder in Quer- und Längsschnitt mit dem nach Versuchsende herausgehobenen Betonausbruchkegel verglichen. Hierbei zeigte sich wiederum eine gute Übereinstimmung zwischen den in den experimentellen Untersuchungen entstandenen Bruchwinkeln und den in den numerischen Untersuchungen ermittelten Zugschädigungen.

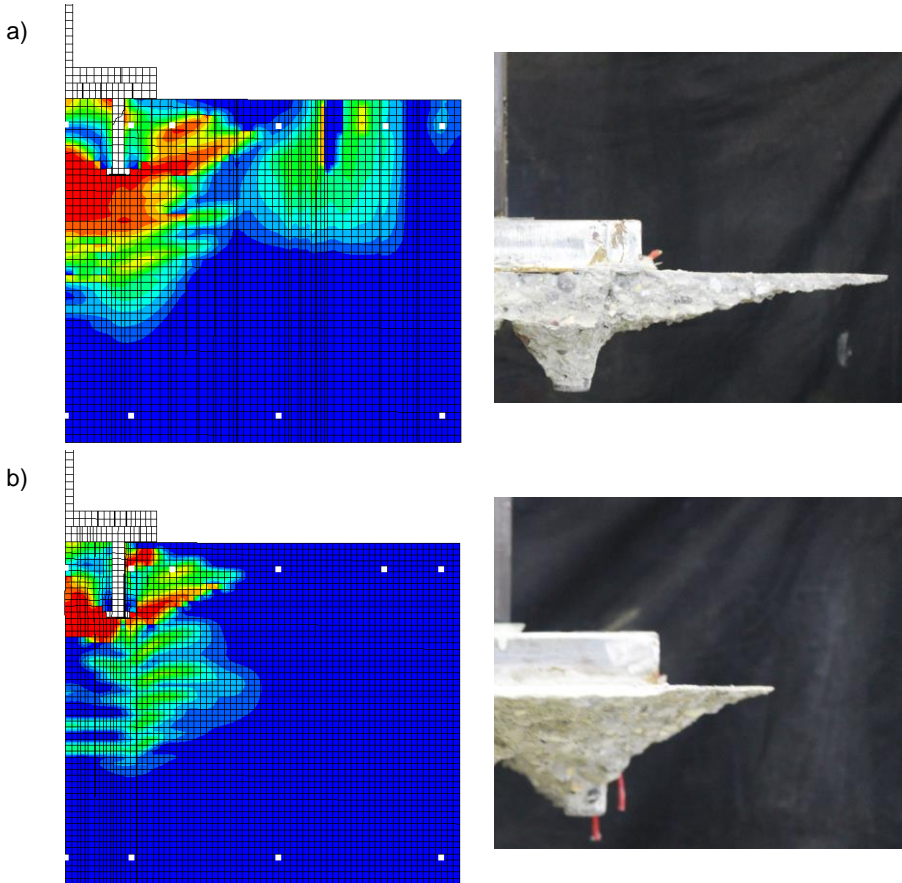


Abb. 3.71: Vergleich der Versagensbilder im Querschnitt – Basisversuchsserie

- a) B1-N
- b) B3-N

Die Ausgabe der Schädigungen hat gezeigt, dass sich die sich bildende Druckstrebe auf das Netz der Oberflächenbewehrung abstützt. Durch die Bildung des primären Ausbruchkegels wurde die Rückhängebewehrung aktiviert. Infolge der Rückverankerung des Betonausbruchkegels und der resultierenden Zugbeanspruchung der Rückhängebewehrung kam es ebenfalls zu einer Schädigung des Betons im Bereich unterhalb der Kopfbolzen. Ein Steilerstellen der Druckstrebe in den Scheitelpunkt der steiferen Rückhängebewehrung konnte mittels der Zugschädigung ebenfalls im numerischen Abbild gezeigt werden. Die Lagen der beiden im Mittel um 35° geneigten Risse vom Kopfbolzenkopf sowie vom Scheitelpunkt der Rückhängebewehrung aus sind in Abb. 3.71 deutlich zu erkennen. Abb. 3.72 stellt den Vergleich der Schädigung respek-

tive den Betonausbruchkörper im Längsschnitt dar. In dieser Achse wurde keine Rückhängebewehrung angeordnet, wodurch sich lediglich ein im Mittel 35° steiler Bruchwinkel ergibt.

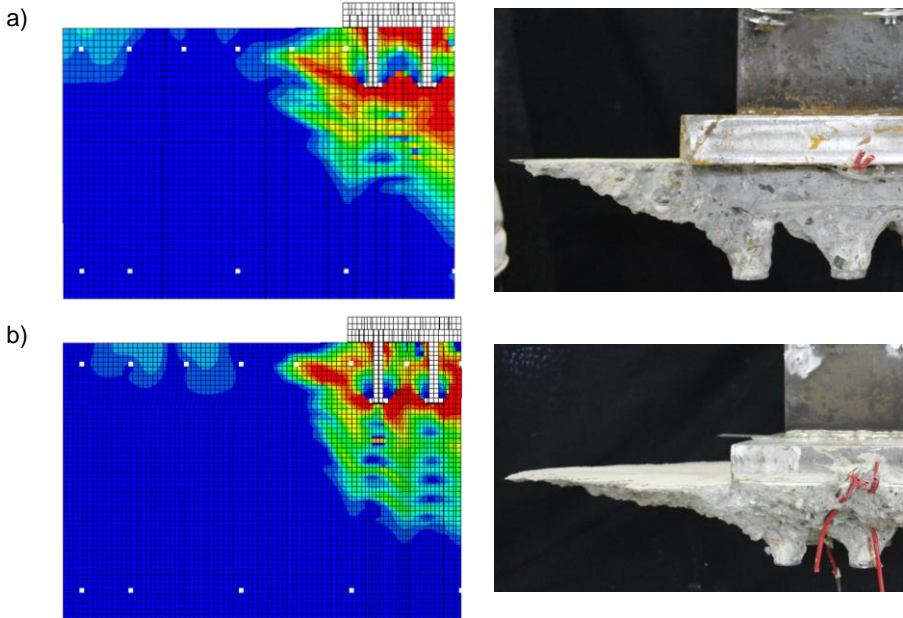


Abb. 3.72: Vergleich der Versagensbilder im Längsschnitt – Basisversuchsserie
 a) B1-N
 b) B3-N

Das maßgebende Versagensmuster der experimentellen Untersuchungen konnte mittels numerischer Berechnungen bestätigt werden.

Die Betrachtung der Stahlspannungen der beiden Stahlkomponenten (Ankerplatte und Kopfbolzendübel) bestätigt ein elastisch-starres Verhalten. Die Draufsicht der Ankerplatte und die Darstellung der Vergleichsspannungen nach von Mises weisen auf eine gleichmäßige Verteilung der Kräfte zu den Kopfbolzendübeln hin. Abb. 3.73 zeigt die beiden maximalen Spannungen je Versuch. Die maximalen Spannungen sind differenziert dargestellt, da der Versuchskörper B3-N infolge des ungerissenen Betongrunds eine höhere Traglast aufwies als Versuchskörper B1-N und somit in den Stahlkomponenten größere Spannungen zu verzeichnen waren. Zudem waren die Spannungen aus dem Versuch B1-N mit dem Faktor 0,75 hinsichtlich der experimentellen Untersuchung im ungerissenen Zustand zu multiplizieren. Demzufolge ergaben sich niedrigere Spannungen.

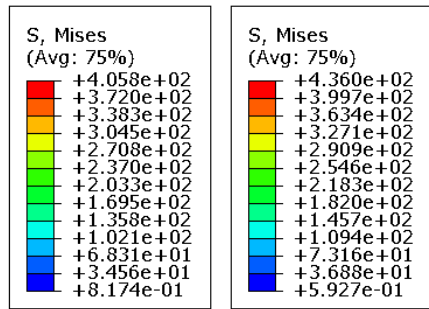
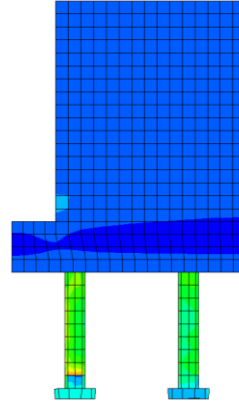
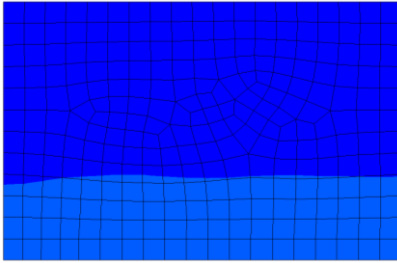


Abb. 3.73: Vergleichsspannungen der Basisversuchsserie
 (links: B1-N;
 rechts: B3-N)

In Abb. 3.74 (links) sind Spannungsübergänge in Richtung der Kopfbolzen zu erkennen. Damit lässt sich die Aussage aus den experimentellen Untersuchungen bestätigen, dass sich durch die Verwendung von Ankerplatten mit einer Stärke von $t_p = 40\text{ mm}$ eine gleichmäßige Verteilung der Zuglast auf die Verbindungsmittel einstellen kann.

a)



b)

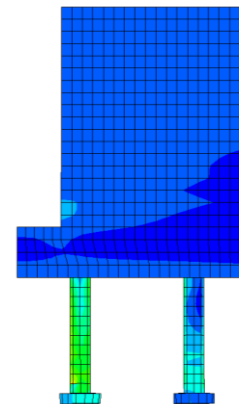
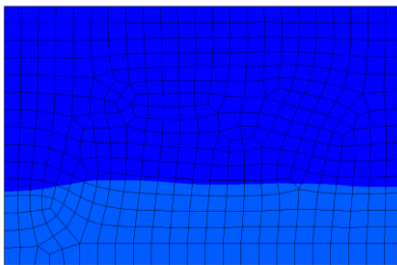


Abb. 3.74: Vergleichsspannungen der Ankerplatte und Kopfbolzen – Basisversuchsserie

- a) B1-N (links: Draufsicht; rechts: Längsschnitt)
- b) B3-N (links: Draufsicht; rechts: Längsschnitt)

Die maximalen Spannungen in den Ankerplatten blieben im elastischen Bereich und betragen bei Probekörper B1-N max. etwa $0,75 \cdot 102\text{ N/mm}^2 = 77\text{ N/mm}^2$ und bei Probekörper B3-N max. etwa 109 N/mm^2 .

Die Auswertungen der Traganteile der Rückhängebewehrung in den numerischen und experimentellen Untersuchungen zeigen, dass sich die Rückhängebewehrung mit Beginn der Rissbildung sukzessive am Lastabtrag beteiligt.

In der nachstehenden Abbildung sind die Vergleichsspannungen der Stahlbauteile sowie der Oberflächen- und Rückhängebewehrung dargestellt. Durch die zuvor beschriebene Schädigung des Betons infolge des kegelförmigen Betonausbruchs wurde die Rückhängebewehrung aktiviert.

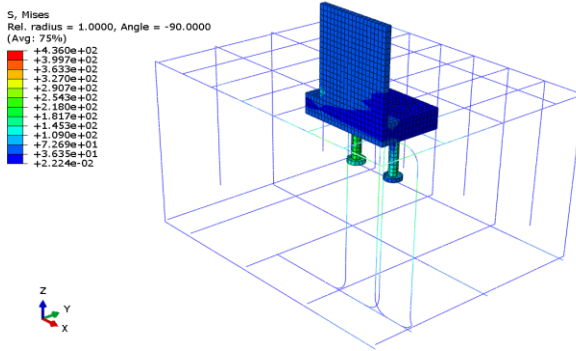


Abb. 3.75: Vergleichsspannungen der Rückhängebewehrung bei Höchstlast – B3-N

Das sukzessive Aktivieren der Rückhängebewehrung bei voranschreitender Rissbildung wurde in den experimentellen sowie den numerischen Untersuchungen mit guter Übereinstimmung beobachtet.

Die Mittelwerte der Kraftanteile in den Rückhängebewehrungsschenkeln, die in den experimentellen Untersuchungen ermittelt wurden (Kapitel 3.2.5.5), sind nachstehend, im Vergleich zur Zylinderkraft pro Kopfbolzen abgebildet. Zudem ist das Lastniveau in 25%-Schritten eingetragen.

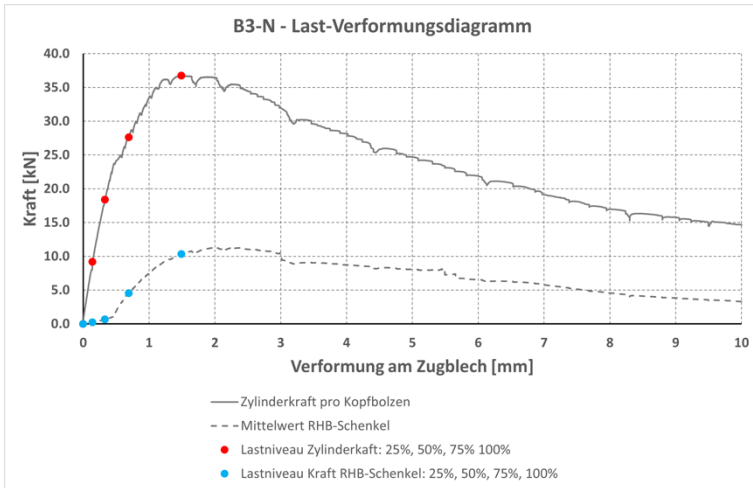


Abb. 3.76: Aktivierung der Rückhängebewehrung – B3-N

Die Darstellung der Traglast des Versuchskörpers gegenüber den Traglastanteilen der Rückhängebewehrung über das zuvor markierte Lastniveau weist eine gute Überstimmung mit der numerischen Modellierung auf. Die Aktivierung der Rückhängebewehrung infolge der Rissbildung bestätigt den Versagensmechanismus des kegelförmigen Betonausbruchs. Mit Voranschreiten der Rissbildung wurde die Rückhängebewehrung sukzessive beansprucht und wies somit einen signifikanten Traglastanteil an der maximalen Traglast auf.

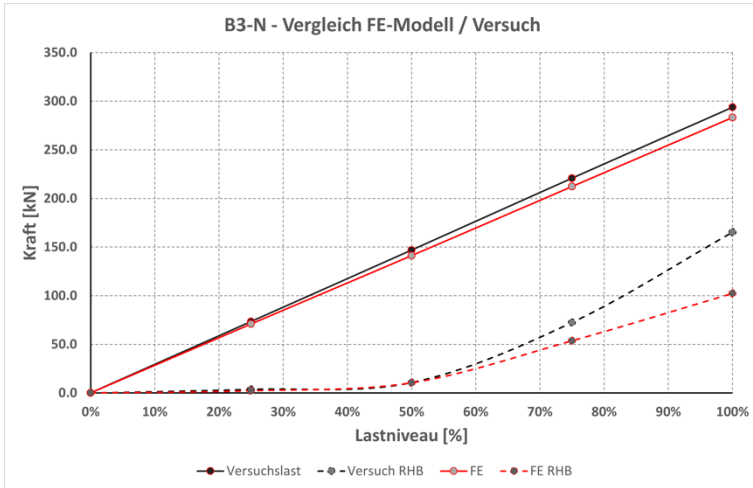


Abb. 3.77: Aktivierung der Rückhängebewehrung im FE-Modell bzw. Versuch – B3-N

In Tab. 3.10 wird die Aktivierung der Rückhängebewehrung im FE-Modell sowie im Versuch unter Berücksichtigung der zuvor aufgezeigten Lastniveaus beschrieben.

Tab. 3.10: Aktivierung der Rückhängebewehrung – B3-N

Lastniveau	FE-Modell		Versuch	
	$F_{u,FE}$	F_{RHB}	$F_{u,Versuch}$	F_{RHB}
F_u	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0%	0	0	0.00	0.00
25%	70.9	2.14	73.46	3.70
50%	141.19	10.36	146.94	10.67
75%	212.27	53.58	220.87	72.46
100%	283.23	102.31	293.81	165.22

Insgesamt sind die Ergebnisse der numerischen Untersuchung konservativ berechnet. Dies liegt neben der entsprechenden Kalibrierung daran, dass sich geschädigte Elemente nicht löschen, sodass Betonelemente eine gewisse Reststeifigkeit aufweisen, auch wenn diese infolge der Beanspruchungen stark geschädigt sind. Eine diskrete Rissbildung kann über das gewählte Materialmodell des CDP nicht berücksichtigt werden. Insgesamt stimmen die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen aber gut mit denen der experimentellen Versuche überein, sodass die FE-Methode und das gewählte Materialmodell für die weitere Beurteilung herangezogen werden konnten. Die jeweiligen primären Versagensmechanismen konnten bestätigt werden.

In der Referenzversuchsserie R5-N wurden ebenfalls zwei Versuchskörper zur Verifizierung des numerischen Modells untersucht. Die Probekörper R5-1N und R5-3N unterscheiden sich lediglich durch den Zustand des Betongrundes. R5-1N wurde im ungerissenen Zustand geprüft und bildete die Grundlage für die numerische Verifizierung. Weiter wurde Versuchskörper R5-2N mit einem größeren Ankerplattenüberstand sowie ungerissenem Betongrund modelliert. Anhand beider numerischer Modelle und unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus der Basisversuchsserie wurden alle vier Modelle sukzessive kalibriert. Das Ergebnis der Verifizierung der Referenzversuche ist nachfolgend dargestellt.

Für die Darstellung der Zugschädigung d_t gilt ebenfalls die in Abb. 3.69 aufgeführte Legende der Schädigung. Die maximale Schädigung betrug somit etwa 81%. Auffallend sind die während der Versuchsdurchführung entstandenen Spaltrisse, die im numerischen Modell bestätigt wurden. Durch die starke Schädigung des Betons infolge dieser Rissbildung sind die Versuche im ungerissenen Betongrund wie die in gerissenem Betongrund zu interpretieren. Die Traglasten aus den experimentellen Untersuchungen, die aus den vor Versuchsbeginn induzierten Rissen resultierten, wiesen keinen signifikanten Unterschied auf. Das Ergebnis der numerischen Berechnung wurde demzufolge auf die Prüfung des Probekörpers im gerissenen Zustand des Betons übertragen.

Mithilfe des numerischen Modells wurde bei allen Nachrechnungen eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen erzielt.

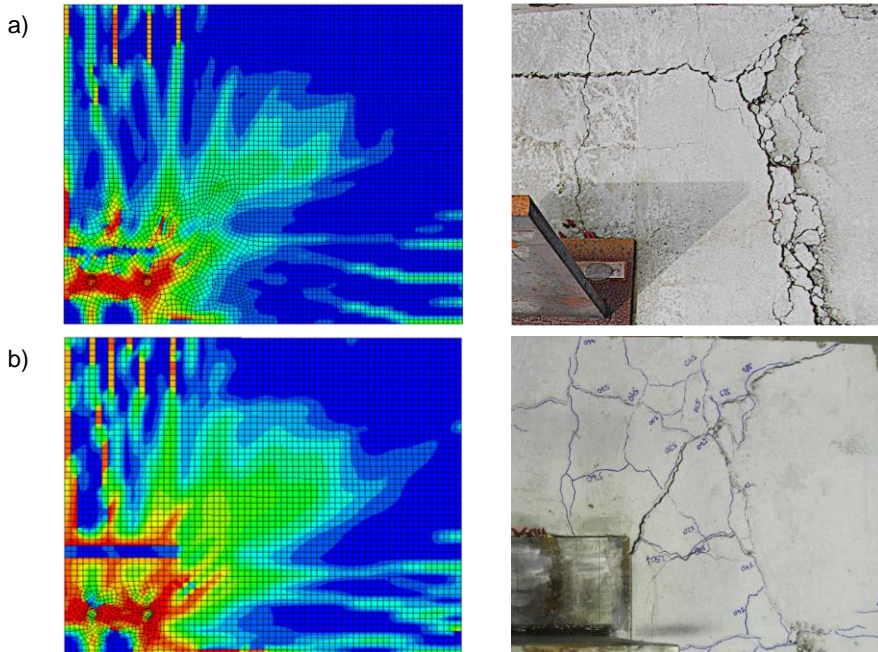
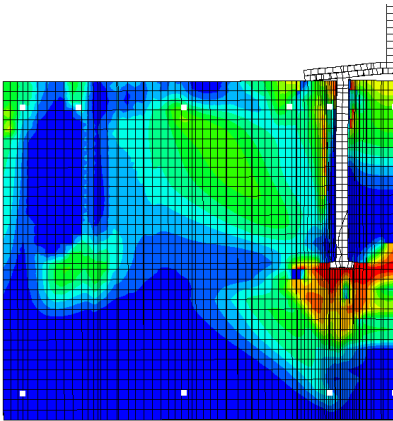


Abb. 3.78: Vergleich der Versagensbilder in der Draufsicht – Basisversuchsserie

- a) R5-1N
- b) R5-2N

Die Auswertung der Querschnitte belegen im Vergleich mit den experimentellen Untersuchungen ebenfalls eine gute Übereinstimmung. Die Betonschädigung in der numerischen Nachrechnung zeigt neben der starken Schädigung im Bereich um die Köpfe der Kopfbolzen, in den experimentellen Untersuchungen eine ähnlich große Schädigung. Ein Bereich zwischen den beiden Kopfbolzenreihen zeigt keine Schädigung, da infolge eines hydrostatischen Zustandes dieser weniger geschädigt wird. Die Risswinkel der primären Ausbruchkörper von etwa 30° bis 35° , die in den experimentellen Untersuchungen aufgetreten sind, sind ebenfalls in der Abbildung der Zugschädigungen erkennbar.

a)



b)

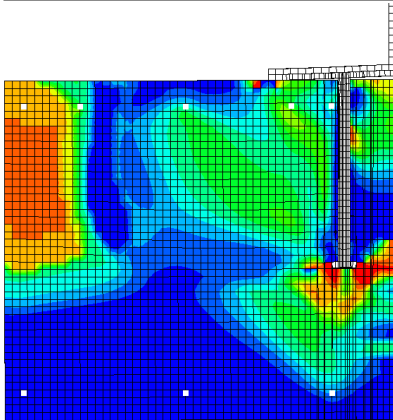


Abb. 3.79: Vergleich der Versagensbilder im Querschnitt – Basisversuchsserie

- a) R5-1N
- b) R5-2N

Das Abstützen des primären Ausbruchkegels bedingt ein Steilerstellen der Druckstreben in Richtung der Rückhängebewehrung. Infolge des Abstützens des Betonkegels auf das Oberflächenbewehrungsnetz können ein Verbundversagen zwischen Rückhängebewehrung und umliegendem Beton, ein Stahlversagen der Rückhängebewehrung, ein Stahlversagen der Kopfbolzendübel sowie das Herausziehen eintreten. Im Hinblick auf die Zugschädigungen deuten sowohl die numerischen Längsschnittuntersuchungen als auch die experimentellen Untersuchungen auf ein im Mittel um 35° ge-

neigtes Rissbild hin. Infolge der Schädigung wurde die Steifigkeit der plastisch verzerrten Elemente herabgesetzt, woraus eine Abstützwirkung des Ausbruchkegels auf das Oberflächenbewehrungsnetz resultierte. Durch das Herabsetzen der Steifigkeit pro Element und das Fehlen einer diskreten Rissbildung besaßen die Elemente bei jeder Schädigungsgröße eine Reststeifigkeit. Hinsichtlich der Spannungen spielte dies eine übergeordnete Rolle, sodass es am Kopfbolzendübel zu einer erhöhten plastischen Dehnung kam.

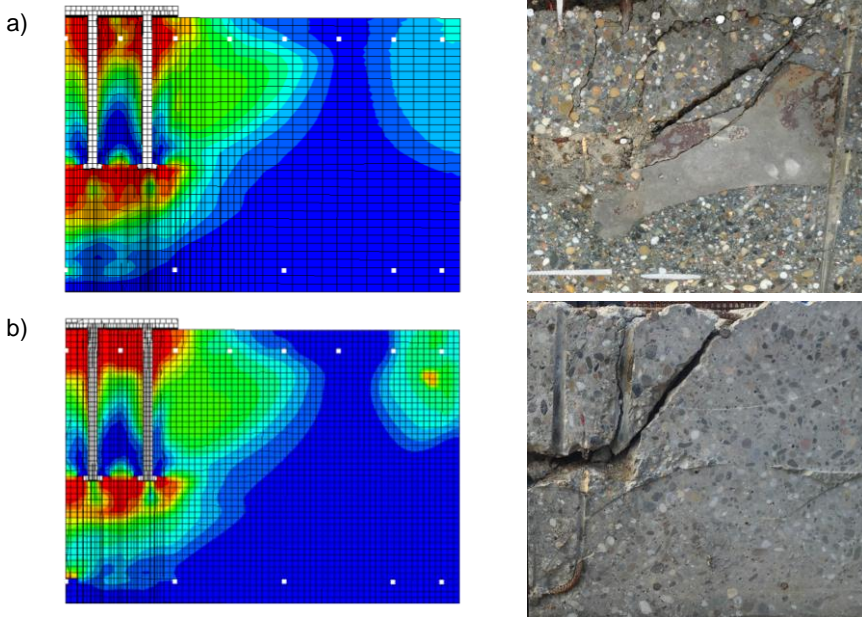


Abb. 3.80: Vergleich der Versagensbilder im Querschnitt – Basisversuchsserie

- a) R5-1N
- b) R5-2N

Die Näherung der maßgebenden Versagensmechanismen des numerischen Modells an das tatsächliche Tragverhalten kann als übereinstimmend beschrieben werden.

Die Betrachtung der Stahlspannungen zeigt, wie zuvor beschrieben, eine erhöhte Spannung hinsichtlich der Reststeifigkeiten der geschädigten Elemente. Dieses Verhalten ist materialmodellabhängig. Die maximalen Traglasten der jeweiligen Versuche können mithilfe des kalibrierten numerischen Modells mit einer Übereinstimmung von 96 % nachgerechnet werden. Die materialtechnischen Einstellungen sind somit ausreichend genau, um ein Mischversagen aus Betonversagen sowie

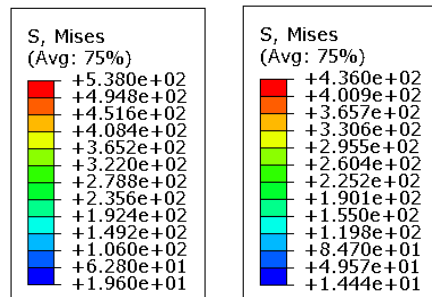
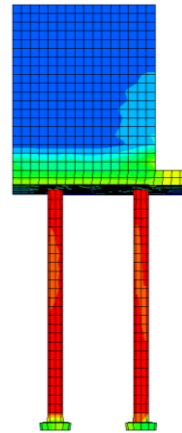
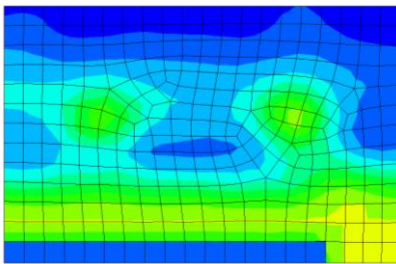


Abb. 3.81: Vergleichsspannungen der Referenzversuchsreihe (links: R5-1N; rechts: R5-2N)

plastischen Einflüssen der jeweiligen Stahlkomponenten abzubilden. Die nachfolgende Abb. 3.82 (a) zeigt die entstandene Fließlinienbildung der Ankerplatte. Das im Versuch beobachtete plastische Verhalten der Ankerplatte wurde bestätigt. Die Spannungen am Übergang von Zugflansch zu Ankerplatte betragen etwa 365 N/mm^2 und lagen somit im Bereich der Fließgrenze. Die Ausbildung der Fließlinien bestätigt die Annahme, die auf Grundlage der Theorie sowie der *DIN EN 1993-1-8* getroffen wurde. Die Kopfbolzen weisen, wie in den experimentellen Untersuchungen bereits nachgewiesen, plastische Effekte auf.

In Abb. 3.82 (b) sind die Vergleichsspannungen des Probekörpers R5-2N mit einem größeren Ankerplattenüberstand abgebildet. Im Gegensatz zu den numerischen Berechnungen und Erkenntnissen aus der labortechnischen Untersuchung ergab sich keine plastische Verformung am Übergang des Zugflansches zur Ankerplatte. Die laut numerischer Berechnung maßgebende Spannungsgröße beträgt etwa 330 N/mm^2 . Der Bereich der Fließspannung wird nur annäherungsweise erreicht, sodass hier das Ergebnis als nicht plastiziert betrachtet werden kann.

a)



b)

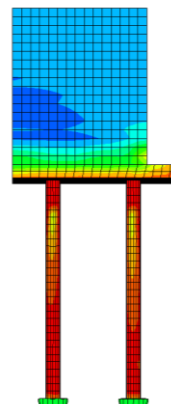
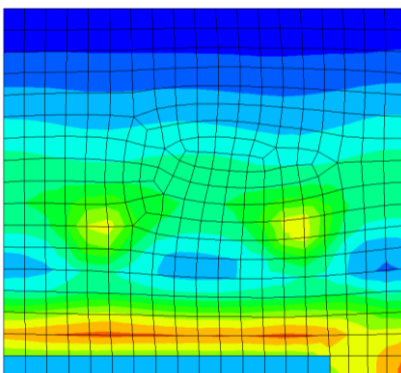


Abb. 3.82: Vergleichsspannungen der Ankerplatte und Kopfbolzen – Basisversuchsserie

- a) R5-1N (links: Draufsicht; rechts: Längsschnitt)
- b) R5-2N (links: Draufsicht; rechts: Längsschnitt)

Die Verformung der Ankerplatte mit den entstandenen Spannungen lässt, wie zuvor, einen Übertrag der normativ geregelten Fließlinien zu. In den Kopfbolzen zeigt sich wiederum infolge der Reststeifigkeiten der geschädigten Betonelemente eine erhöhte plastische Spannung.

Die Kraftverteilung auf die Verbindungsmittel bei einer Ankerplattendicke von $t_p = 15 \text{ mm}$ kann wie bei starren Ankerplatten als gleichmäßig angesehen werden.

Die Auswertungen der Traganteile der Rückhängebewehrung belegen, dass sich die Rückhängebewehrung mit Beginn der Rissbildung, bei der Spaltrissbildung sowie bei der Bildung des kegelförmigen Ausbruchs sukzessive am Lastabtrag beteiligt.

In der nachstehenden Abbildung sind die Vergleichsspannungen der Stahlbauteile sowie der Oberflächen- und Rückhängebewehrung dargestellt. Durch die zuvor beschriebene Schädigung des Betons infolge der Spaltrissbildung und des kegelförmigen Betonausbruchs wurde die Rückhängebewehrung aktiviert.

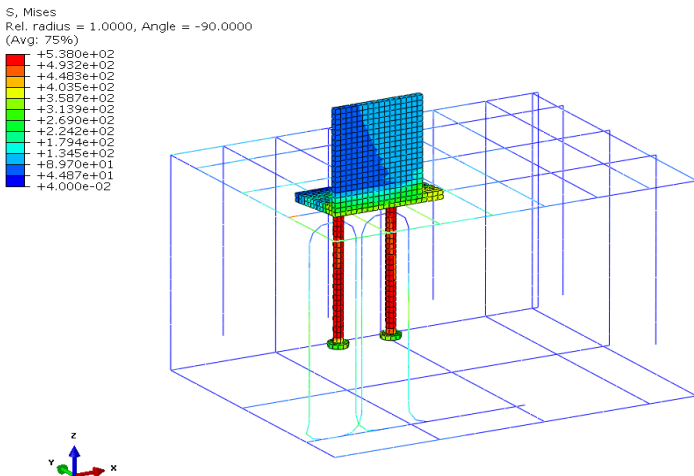


Abb. 3.83: Vergleichsspannungen der Rückhängebewehrung bei Höchstlast – R5-1N

Das sukzessive Aktivieren der Rückhängebewehrung bei voranschreitender Rissbildung wurde in den experimentellen sowie in den numerischen Untersuchungen mit guter Übereinstimmung beobachtet.

Die Mittelwerte der Kraftanteile in den Rückhängebewehrungsschenkeln, die in den experimentellen Untersuchungen beobachtet wurden (Kapitel 3.2.6.2) werden nachstehend gegenüber der Zylinderkraft pro Kopfbolzen abgebildet. Zudem wird das Lastniveau in 25%-Schritten dargestellt.

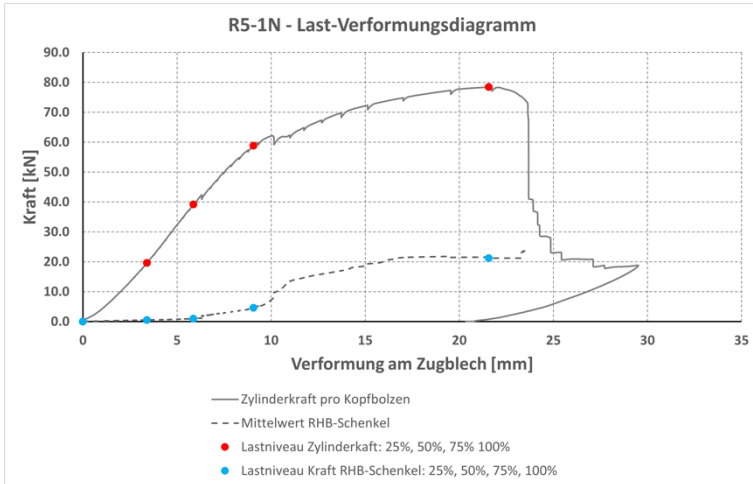


Abb. 3.84: Aktivierung der Rückhängebewehrung – R5-1N

Die Traglast des Versuchskörpers gegenüber den Traglastanteilen der Rückhängebewehrung über das zuvor markierte Lastniveau weist eine gute Übereinstimmung zwischen den numerischen und experimentellen Untersuchungen auf. Dies bestätigt den Versagensmechanismus der Spaltrissbildung und des kegelförmigen Betonausbruchs mit der Beanspruchung der Rückhängebewehrung. Mit Voranschreiten der Rissbildung wurde die Rückhängebewehrung sukzessive mehr beansprucht und wies somit, wie bei der vorigen Versuchsreihe, einen signifikanten Anteil an der maximalen Traglast auf.

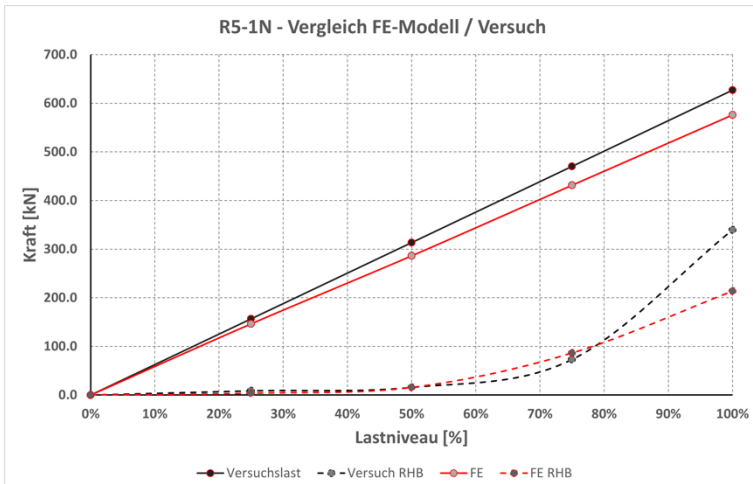


Abb. 3.85: Aktivierung der Rückhängebewehrung im FE-Modell bzw. Versuch – R5-1N

In Tab. 3.11 wird die Aktivierung der Rückhängebewehrung im FE-Modell sowie im Versuch unter Berücksichtigung der zuvor aufgezeigten Lastniveaus beschrieben.

Tab. 3.11: Aktivierung der Rückhängebewehrung – R5-1N

Lastniveau	FE-Model		Versuch	
	$F_{u,FE}$	F_{RHB}	$F_{u,Versuch}$	F_{RHB}
F_u	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0%	0	0	0.00	0.00
25%	146.43	3.86	156.82	8.60
50%	286.18	15.75	313.58	15.75
75%	431.34	86.61	470.40	73.21
100%	575.89	213.89	627.19	339.49

4 Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

4.1 Allgemeines

Auf Grundlage der Erkenntnisse aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen sowie unter Berücksichtigung aktueller Bemessungsnormen und Forschungsergebnisse von *Kuhlmann u. a. (2008)*, *Kuhlmann u. a. (2012)*, *Kuhlmann u. a. (2013)*, *Rybinski (2014)*, *Berger (2015)* und *Kuhlmann u. a. (2015)* wurde das Komponentenmodell für die Berechnung der Traglast und Steifigkeit starrer und nachgiebiger großer Ankerplatten mit mehr als zur Zeit nach Norm zulässigen Kopfbolzen je Reihe unter einer Zugbeanspruchung weiterentwickelt.

In Kapitel 4.2 wird dieses Komponentenmodell hinsichtlich der Tragfähigkeiten der jeweiligen Einzelkomponenten beschrieben. Dabei werden die unterschiedlichen Versagensmodi für die Verifizierung der experimentellen Untersuchungen mit den allgemeingültigen mechanischen Modellen mit dem Index u und den bemessungsrelevanten Bestimmungsgleichungen mit dem Index k dargestellt.

In Kapitel 4.3 werden die Steifigkeiten der Einzelkomponenten betrachtet. Mit ihrer Hilfe lässt sich das Lastverformungsverhalten großer Ankerplatten mit Kopfbolzen ableiten.

Die Verifizierung des Komponentenmodells anhand einer Parameterstudie, in der maßgebende Einflüsse hinsichtlich der Tragfähigkeiten variiert wurden, wird in Kapitel 4.4 dargestellt.

Abschließend wird in Kapitel 4.5 das Komponentenmodell für große Ankerplatten unter einer Zugnormalkraftbeanspruchung zusammengefasst.

4.2 Komponentenmodell unter Berücksichtigung der Komponententragfähigkeiten

4.2.1 Allgemeines

Die Ermittlung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Kopfbolzen unter einer Zugbeanspruchung kann durch die Zerlegung des Anschlusses in mehrere Einzelkomponenten erfolgen. In der nachfolgenden Tab. 4.1 sind die möglichen Versagensmodi aufgelistet.

Tab. 4.1: Komponenten großer Ankerplatten unter Zugbeanspruchung

Komponente	Tragfähigkeit
Stahlversagen des Kopfbolzens	$N_{Rk,s}$ nach Gl. (4.1)
Kegelförmiger Betonausbruch	$N_{Rk,c}$ nach Gl. (4.5)
Stahlversagen der Rückhängebewehrung	$N_{Rk,s,re}$ nach Gl. (4.6)
Verbundversagen der Rückhängebewehrung	$N_{Rk,b,re}$ nach Gl. (4.7)
Berücksichtigung der gemeinsamen Tragwirkung der Rückhängebewehrung und des Betons	$N_{Rk,re,1}$ nach Gl. (4.8) $N_{Rk,re,2}$ nach Gl. (4.9)
Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung	$N_{Rk,cs}$ nach Gl. (4.11)
Herausziehen des Kopfbolzens	$N_{Rk,p}$ nach Gl. (4.12)
Spalten des Betons	Berücksichtigung mittels Faktor $\psi_{h,sp}$ bei der Ermittlung von $N_{Rk,c}$
Ankerplatte auf Biegung	$N_{T,i,Rk}$ nach Gl. (4.17) bis (4.27)
Membraneffekt im Nachtraglastbereich auf Grund der Oberflächenbewehrung	$N_{M,Rk}$ nach Gl. (4.31)

Im Folgenden werden die einzelnen Versagensmodi hinsichtlich ihrer Tragfähigkeiten beschrieben.

4.2.2 Stahlversagen des Kopfbolzens

Der charakteristische Widerstand eines Kopfbolzens unter einer Zugbeanspruchung kann über die Querschnittsfläche A_s und die Zugfestigkeit $f_{u,k}$ ermittelt werden. In *DIN EN 1992-4* werden Verbindungsmittel generell gegen die höhere Zugfestigkeit anstelle der für ein Stahlversagen typischen Streckgrenze nachgewiesen, wobei gleichzeitig höhere Teilsicherheitsbeiwerte gefordert werden, die von der Art des Befestigungsmittels abhängig, jedoch größer als 1,4 sind. Der Teilsicherheitsfaktor berechnet sich nach Tab. 4.1 der *DIN EN 1992-4* mit $\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot f_{uk}/f_{yk} \geq 1,4$. Somit wird ein theoretisches Plastizieren der Verbindungsmittel erlaubt. Infolge einer plastischen Bemessung nach *DIN EN 1992-4 TR* kann, wenn das rechnerische Stahlversagen 30% über dem spröden Betonversagen liegt, die Duktilität eines Verbindungsmittels somit berücksichtigt werden. Zwischen Zugfestigkeit und Streckgrenze dürfen jedoch nicht mehr als 80% liegen. Weiter müssen die Verbindungsmittel mindestens eine Bruchdehnung von 12% und eine freie Dehnlänge von $8 \cdot d$ aufweisen. Kopfbolzen erfüllen diese Anforderungen, sodass nach der folgenden Gleichung (4.1) die Traglast ermittelt werden kann.

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad (4.1)$$

Mit:

A_s Querschnittsfläche
 f_{uk} charakteristische Zugfestigkeit

Die mittlere Tragfähigkeit zur Verifizierung der Versuchswerte kann nach Gleichung (4.2) bestimmt werden. Anstelle der charakteristischen Zugfestigkeit wird die mittlere Zugfestigkeit f_u eingeführt.

$$N_{u,s} = A_s \cdot f_u \quad (4.2)$$

Mit:

A_s Querschnittsfläche
 f_u mittlere Zugfestigkeit

4.2.3 Kegelförmiger Betonausbruch

Der kegelförmige Betonausbruch ist der typische Versagensmodus von Beton in Verbindung mit Befestigungsmitteln unter einer Zugbeanspruchung. Ausgehend von der Lasteinleitungsstelle, der Aufstandsfläche des Kopfbolzenkopfes, entstehen in einem Winkel zwischen 30° und 40° je nach Einbindetiefe des Kopfbolzens Risse, die einen rotationssymmetrischen Ausbruchkegel bilden. Nach *DIN EN 1992-4* wird der charakteristische Widerstand für einen Kopfbolzen ohne Berücksichtigung eines Bauteilrandes nach Gleichung (4.3) bestimmt. Über den Vorfaktor k_9 wird der gerissene bzw. ungerissene Zustand des Betons berücksichtigt, wobei dieser Faktor je nach Zulassung und Verbindungsmittel variiert.

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

$$N_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \tag{4.3}$$

Mit:

- k_9 Vorfaktor abhängig der jeweiligen Zulassung des Kopfbolzens
 für gerissenen Beton: $k_9 = 8,5 *$
 für ungerissenen Beton: $k_9 = 11,9 *$
- f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit
- h_{ef} effektive Verankerungstiefe

*ETA-03/0041 (Europäische Technische Zulassung – Nelson-Kopfbolzen)

Untersuchungen von *Fuchs u. a. (1995)* zeigen, dass die mittlere Bruchlast des kegelförmigen Betonausbruchkörpers mit Gleichung (4.4) berechnet werden kann. Die Gleichung gilt für ungerissenen Betongrund, einen sich im Mittel der Versuchsserien bildenden Ausbruchkegel mit einer mittleren Neigung von 35° und eine idealisierte quadratische Ausbruchfläche auf der Oberfläche des Betons. Der Vorfaktor von 16,8 zur Bestimmung der Ausbruchlast eines Kopfbolzens im ungerissenen Betongrund ist bei *Eligehausen u. a. (2000)* erläutert.

$$N_{u,c}^0 = k \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1,5} \tag{4.4}$$

Mit:

- k Vorfaktor zur Berücksichtigung des Betongrundes
 für gerissenen Beton: $k = 16,8/1,4 = 12,0$
 für ungerissenen Beton: $k = 16,8$
- f_{cm} mittlere Zylinderdruckfestigkeit
- h_{ef} effektive Verankerungstiefe

In Abb. 4.1 (links) ist ein auf Zug beanspruchter Kopfbolzen vereinfacht dargestellt. Der rotationssymmetrische Betonausbruchkörper wird auf der Oberfläche des Betons als quadratisches Rechteck vereinfacht, womit sich ausreichend genaue charakteristische Widerstände ermitteln lassen.

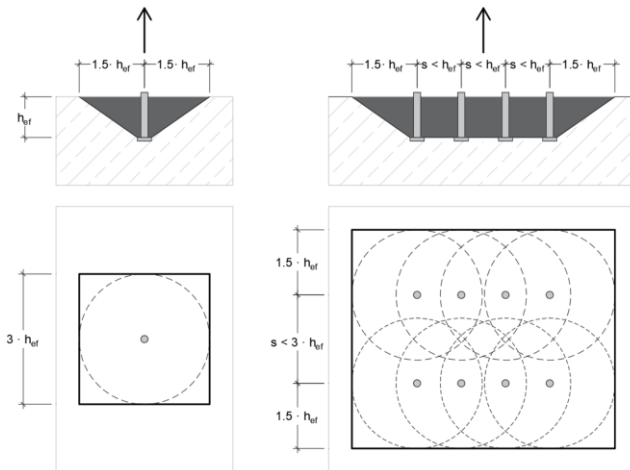


Abb. 4.1: Idealisierter Betonausbruchkegel bei kegelartigem Betonausbruch (links: Einzelverankerung; rechts: Gruppenverankerung)

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

Werden mehrere Verbindungsmittel je Ankerplatte verwendet, überschneiden sich die sich bildenden ideellen Ausbruchkörper. Der charakteristische Widerstand kann über das Verhältnis der ideellen Ausbruchfläche einer Verbindungsmittelgruppe zur ideellen Ausbruchfläche der Einzelverbindung ermittelt werden. Abb. 4.1 (rechts) zeigt die Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper und die Bildung eines idealisierten rechteckigen Ausbruchkörpers auf der Betonoberfläche.

Weiter können zur Bestimmung des charakteristischen Widerstandes des reinen Betonausbruchs Bauteilränder, die Oberflächenbewehrung über einen Schalenabplatzfaktor, die Lastexzentrizität und der Einfluss einer Druckzone auf den ideellen Ausbruchkegel berücksichtigt werden. Bei *Eligehausen u. a. (2000)* sind die in Gleichung (4.5) angegebenen Beiwerte zur Ermittlung des charakteristischen Widerstandes einer Gruppenbefestigung beschrieben. Für das analytische Modell für große Ankerplatten mit Kopfbolzen unter einer Zugbeanspruchung kann dieser Ansatz ohne weitere Anpassung übernommen werden.

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} \quad (4.5)$$

Mit:

$N_{Rk,c}^0$	Höchstlast bei Betonversagen eines Verbindungsmittels nach Gleichung (4.3)
$\psi_{A,N}$	Beiwert zur Berücksichtigung der geometrischen Abstände der Befestigungsmittel $= \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}$
$A_{c,N}$	ideelle Ausbruchfläche der Gruppenbefestigung nach Abb. 4.1
$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2 = 9 \cdot h_{ef}^2$	ideelle Ausbruchfläche eines Kopfbolzens nach Abb. 4.1
$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c}{c_{cr,N}}$	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses durch Bauteilränder
$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \frac{e_N}{s_{cr,N}}}$	Beiwert zur Berücksichtigung einer exzentrischen Zugkraft
$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,0$	Schalenabplatzfaktor bei einer Verankerungstiefe von $h_{ef} < 100 \text{ mm}$
$\psi_{M,N} = 2 - 0,67 \cdot \frac{z}{h_{ef}} \geq 1,0$	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Druckzone auf die auf Zug beanspruchten Kopfbolzen

4.2.4 Stahl- und Verbundversagen der Rückhängebewehrung

Nach *DIN EN 1992-4* kann eine Rückhängebewehrung für auf Zug belastete Verbindungselemente rechnerisch angesetzt werden, wenn das Stahl- sowie das Verbundversagen der Rückhängebewehrung überprüft werden. Die normativen Regelungen beruhen auf der Annahme, dass die Schenkel der Rückhängebewehrung im Betonausbruchkörper ausreichend verankert sind und infolge des Fließens versagen können. Eine ausreichende Verankerung ist neben dem Stahlversagen durch die Ermittlung des charakteristischen Widerstandes des Verbundversagens der Bewehrung zu prüfen. Hierbei zieht sich der Rückhängebewehrungsschenkel infolge nicht ausreichender Verankerungslänge aus dem Beton heraus.

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

Die Gleichungen (4.6) und (4.7) dienen der Ermittlung der charakteristischen Widerstände des Stahlversagens der Rückhängebewehrung und des Versagens des Verbunds zwischen Rückhängebewehrung und umliegendem Beton.

$$N_{Rk,s,re} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,k} \quad (4.6)$$

Mit:

- n_{re} Anzahl an Bügelschenkeln pro Befestigungsmittel
- $A_{s,re}$ Querschnittsfläche der Rückhängebewehrung
- $f_{y,k}$ Streckgrenze der Rückhängebewehrung

$$N_{Rk,b,re} = \sum_{n_{re}} \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bk}}{\alpha} \quad (4.7)$$

Mit:

- l_1 Verankerungslänge
- $d_{s,re}$ Durchmesser der Rückhängebewehrung
- f_{bk} charakteristische Verbundfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1
= $2,25 \cdot f_{ctm}$
- α Einflussbeiwert nach DIN EN 1992-1-1
= 0,7 für Haken
= 1,0 für gerade Stäbe

Aktuelle Untersuchungen zum Traglastverhalten von Kopfbolzen in Verbindung mit einer Rückhängebewehrung nach *Kuhlmann u. a. (2012)* zeigen, dass bei Einzelbetrachtung der beiden Komponenten des Stahlversagens und des Verbundversagens der Rückhängebewehrung die eigentliche Tragfähigkeit unterschätzt wird. Die Berücksichtigung des Zusammenwirkens der beiden Komponenten mit der Betontragfähigkeit ist im nachstehenden Abschnitt als Ergebnis der Untersuchungen und als Übertrag in das analytische Modell zu großen Ankerplatten mit Kopfbolzen beschrieben.

4.2.5 Berücksichtigung der gemeinsamen Tragwirkung der Rückhängebewehrung und des Betons

Das Zusammenwirken von Beton und Rückhängebewehrung kann durch die Bildung eines vom Kopfbolzenkopfes ausgehenden Risses und eine durch den Riss verlaufende Rückhängebewehrung erfolgen. Untersuchungen nach *Kuhlmann u. a. (2012)* zeigen, dass durch ein Parallelschalten der beiden Komponenten im mechanischen Federmodell das Traglastverhalten exakter abgebildet werden kann (vgl. Abb. 2.2).

Der charakteristische Widerstand des Betons unter Berücksichtigung des Fließens der Rückhängebewehrung kann nach Gleichung (4.8) ermittelt werden. Im Hinblick auf das kombinierte Versagen von Beton und dem zuvor beschriebenen Verbundversagen wird Gleichung (4.9) eingeführt. Beide Gleichungen berücksichtigen die Betonsteifigkeit des abfallenden Astes bei Betonversagen, da sich infolge des Rissfortschrittes die Rückhängebewehrung signifikant am Lastabtrag beteiligt. Dieses Verhalten spiegelt sich in den experimentellen Untersuchungen an großen Ankerplatten wider, bei denen

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

die Beanspruchung der Rückhängebewehrung sukzessive mit der Rissbildung am Probekörper zunahm (vgl. Kapitel 3.2.5 und 3.2.6).

$$N_{Rk,re,1} = N_{Rk,c} + N_{Rk,s,re} + \delta_{u,s,re} \cdot k_{c,de} \quad (4.8)$$

$$N_{Rk,re,2} = N_{Rk,c} + N_{Rk,b,re} + \delta_{u,b,re} \cdot k_{c,de} \quad (4.9)$$

Mit:

$N_{Rk,c}$ Höchstlast bei Betonversagen nach Gleichung (4.5)

$N_{Rk,s,re}$ Höchstlast bei Stahlversagen der Rückhängebewehrung nach Gleichung (4.6)

$N_{Rk,b,re}$ Höchstlast bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung nach Gleichung (4.7)

$\delta_{u,s,re}$ Verformungen der Rückhängebewehrung bei Stahlversagen

$$= \frac{2 \cdot N_{Rk,s,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{cm} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{s,re}^2}$$

$\delta_{u,b,re}$ Verformungen der Rückhängebewehrung bei Verbundversagen

$$= \frac{2 \cdot N_{Rk,b,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{cm} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{s,re}^2}$$

$d_{s,re}$ Durchmesser der Rückhängebewehrung

$n_{s,re}$ Anzahl der Rückhängebewehrungsschenkel

$k_{c,de}$ Steifigkeit des Betons im abfallenden Ast

$$= \alpha_c \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot \Psi_{A,N}$$

α_s Faktor der Komponente ‚Rückhängebewehrung auf Zug‘

= 12100 (aktueller Stand der Forschung)

α_c Faktor der Komponente ‚Betonversagen auf Zug‘

= -537 (aktueller Stand der Forschung)

Ein vereinfachter Ansatz zum Abschätzen der charakteristischen Tragfähigkeit wird bei Berger (2015) dargestellt. Untersuchungen zu diesem vereinfachten Modell von Kuhlmann u. a. (2013) bestätigen diesen Ansatz. Der Einflussfaktor α_t lässt sich mit dem Steifigkeitsverhältnis des abfallenden Astes der Betonkomponente k_c zur ansteigenden Stahlkomponente k_s der Rückhängebewehrung erklären. Nach Untersuchungen von Berger (2015) kann hier ein Steifigkeitsverhältnis von $k_c/k_s = -0,40$ festgehalten werden.

$$N_{Rk,re} = N_{Rk,c} + \alpha_t \cdot \sum_n \min(N_{Rk,s,re}, N_{Rk,b,re}) \quad (4.10)$$

Mit:

$N_{Rk,c}$ Höchstlast bei Betonversagen nach Gleichung (4.5)

α_t Einflussfaktor der Rückhängebewehrung

$$= (1,0 - 0,4) = 0,6$$

$N_{Rk,s,re}$ Höchstlast bei Stahlversagen der Rückhängebewehrung nach Gleichung (4.6)

$N_{Rk,b,re}$ Höchstlast bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung nach Gleichung (4.7)

4.2.6 Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung

Zusätzlich zu den beiden zuvor beschriebenen Versagensmodi kann es infolge der auf Zug beanspruchten Verbindungsmittel, im Zusammenhang mit einer Rückhängebewehrung, zu einem Betonausbruch zwischen den Reihen der Rückhängebewehrungsschenkeln kommen. Das Versagensbild ähnelt dem des Verbundversagens, jedoch tritt hier ein Druckstrebenbruch infolge einer sich in den Scheitelpunkt der gebogenen Rückhängebewehrungsbügel steiler stellenden Druckstrebe auf. Untersuchungen nach *Berger (2015)* haben gezeigt, dass für den Fall einer nicht durch die Rückhängebewehrung umschlossenen Oberflächenbewehrung ein Erhöhungsfaktor von $\psi_{supp} = 2,5/(1 + x/h_{ef}) \geq 1,0$ angesetzt werden kann. Für eine umschlossene Oberflächenbewehrung kann der Erhöhungsfaktor $\psi_{supp} = 2,75 - 1,17 \cdot x/h_{ef} \geq 1,0$ herangezogen werden.

Die Nachrechnung der experimentellen Untersuchungen hat gezeigt, dass auf der Basis des semi-empirischen Berechnungsansatzes nach *Berger (2015)* der Tragwiderstand im vorliegenden Fall überschätzt wurde. Die in diesem Forschungsvorhaben zugrunde liegende geometrische Anordnung der Rückhängebewehrung zu den Kopfbolzendübeln hin zeigt, unter Berücksichtigung der kurzen Einbindetiefe und der daraus resultierenden geringen Übergreifungslänge der Kopfbolzen mit der Rückhängebewehrung, dass sich für umschlossene Oberflächenbewehrungen der Erhöhungsfaktor $\psi_{supp} = 2,00 - 2/3 \cdot x/h_{ef} \geq 1,0$ ergibt.

Ruopp (2020) belegt in seinem wissenschaftlichen Beitrag zum Tragverhalten von Ankerplatten mit Kopfbolzen zur Abtragung von Zug- und Querkräften, dass der Erhöhungsfaktor $\psi_{supp} = 2,50 - 1,00 \cdot x/h_{ef} \geq 1,0$ verwendet werden kann. Durch weiterführende Untersuchungen wurde nachgewiesen, dass hier bei minimalen geometrischen Übergreifungslängen der zuoberst genannte Ansatz nach *Berger (2015)* leicht nach unten korrigiert wird.

Im nachstehenden Diagramm erfolgt der Vergleich der linearen Ansätze des semi-empirischen Ingenieurmodells der zuvor beschriebenen Evaluierung des Erhöhungsfaktors ψ_{supp} aus den einzelnen Forschungsvorhaben.

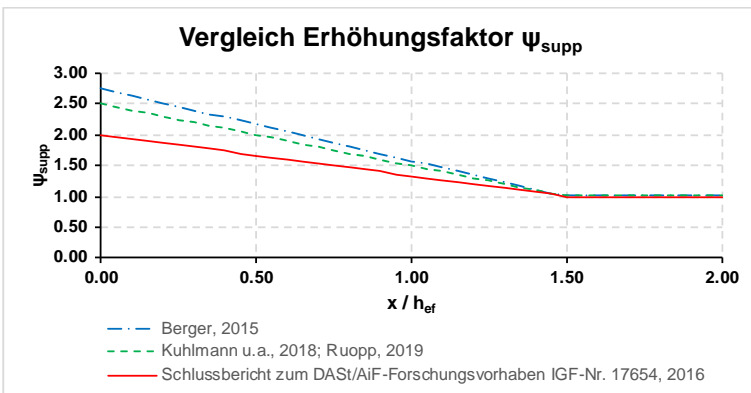


Abb. 4.2: Vergleich der Erhöhungsfaktoren ψ_{supp} für Rückhängebewehrungen, die die Oberflächenbewehrung umschließen

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

Der Erhöhungsfaktor ψ_{supp} beschreibt im Allgemeinen die Lage der Rückhängebewehrung relativ zum Kopfbolzen sowie die Lage des an die Betonoberfläche durchschlagenden theoretischen sekundären Betonausbruchkegels. Die mit Gleichung (4.11) bestimmte ideelle Ausbruchfläche und projizierte Ausbruchfläche kann somit in beliebige Einzelflächen zerlegt und flächenanteilmäßig zur Betonausbruchlast multipliziert werden. Der Faktor ψ_{supp} wird bei derjenigen Fläche, bei der eine Rückhängebewehrung unterstützend wirkt, ergänzt.

Die positive Wirkung der Abstützung der Rückhängebewehrung wurde in allen Forschungsvorhaben bestätigt. Für die in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Versuche ergibt sich somit folgende Gleichung:

$$N_{RK,cs} = \frac{A_{c,N,2}}{A_{c,N}} \cdot N_{RK,c} + \frac{A_{c,N,1} + A_{c,N,3}}{A_{c,N}} \cdot \psi_{supp} \cdot N_{RK,c} \quad (4.11)$$

Mit:

$N_{RK,c}$	Höchstlast bei Betonversagen nach Gleichung (4.5)
$A_{c,N}$	ideelle Ausbruchfläche der Gruppenbefestigung nach Abb. 4.1
$A_{c,N,2}$	projizierte Ausbruchfläche zwischen den Kopfbolzen $= s_z \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} + 3 \cdot s_y)$
$A_{c,N,1}; A_{c,N,3}$	projizierte Ausbruchflächen mit einer Rückhängebewehrung $= 2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} + 3 \cdot s_y)$
$s_y; s_z$	Abstand der Kopfbolzen
ψ_{supp}	Erhöhungsfaktor $= \frac{2,5}{1 + \frac{x}{h_{ef}}} \geq 1,0$ für den Fall, dass die Rückhängebewehrung die Oberflächenbewehrung nicht umschließt, nach <i>Berger (2015)</i> $= 2 - 2/3 \frac{x}{h_{ef}} \geq 1,0$ für den Fall, dass die Rückhängebewehrung die Oberflächenbewehrung umschließt
x	Abstand vom Kopfbolzen bis zur Stelle des an die Betonoberfläche tretenden sekundären Ausbruchkegels $= \frac{d_s}{2} + d_{s,re} + a + \frac{c_{nom}}{\tan 35}$
$d_{s,re}$	Durchmesser der Rückhängebewehrung
a	lichter Abstand zwischen Kopfbolzen und Rückhängebewehrung

4.2.7 Herausziehen

Der Versagensmodus ‚Herausziehen‘ tritt in der Regel bei Kopfbolzen, infolge der ausreichend großen Aufstandsfläche des Kopfbolzenkopfes, nicht auf. Basierend auf Versuchen von *Furche (1994)* zum Lastverformungsverhalten von Kopfbolzen im Bereich des Kopfbolzenkopfes regelt *DIN EN 1992-4* für ungerissenen Beton den charakteristischen Widerstand nach Gleichung (4.12).

$$N_{Rk,p} = p_h \cdot A_h \cdot f_{ck} \quad (4.12)$$

Mit:

$$p_h = 10,5$$

A_h Pressungsfläche des Kopfbolzens

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit

Die mittlere Tragfähigkeit im ungerissenen Beton wird nach *Furche (1994)* für eine hohe Einbindetiefe der Kopfbolzen von $h_{ef} = 200 \text{ mm}$ mit $p_h = 14 \cdot f_{cc,200}$ und eine kleine Einbindetiefe von $h_{ef} = 40 \text{ mm}$ mit $p_h = 10 \cdot f_{cc,200}$ bestimmt. Eine von der heutigen Norm *DIN EN 1390-2* abweichende Lagerungsbedingung der Betonprobewürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm , anstelle der damaligen 200 mm , ist bei der Bestimmung zu berücksichtigen. Zur Verifizierung der mittleren Tragfähigkeit des Herausziehens eines Kopfbolzens resultiert die folgende Gleichung (4.13).

$$N_{u,p} = p_h \cdot A_h \cdot f_{cm} \quad (4.13)$$

Mit:

$$p_h = 12,0$$

A_h Pressungsfläche des Kopfbolzens

f_{cm} mittlere Zylinderdruckfestigkeit

4.2.8 Spalten des Betons

Das Einleiten von hohen Zuglasten in den Beton kann bei geringen Bauteilabmessungen zum Spalten des Betonkörpers führen. Nach *DIN EN 1992-4* kann durch eine entsprechende Mindestbewehrung das Spalten unterbinden.

$$A_s = k_{12} \frac{\sum N_{Ed}}{f_{yk}/\gamma_{Ms,re}} \quad (4.14)$$

Mit:

k_{12} Vorfaktor bei Kopfbolzen

$$= 0,5$$

$\sum N_{Ed}$ Summe der Bemessungswerte der Zugkraft

f_{yk} Nennstreckgrenze des Bewehrungsstahls

$\gamma_{Ms,re}$ Teilsicherheitsbeiwert der Bewehrung

Für den Fall, dass die nach Gleichung (4.14) ermittelte Mindestbewehrung nicht eingelegt werden kann, wird die Tragfähigkeit des reinen Betonausbruchs um den Faktor $\psi_{h,sp}$ abgemindert. Dieser ersetzt in Gleichung (4.5) den Faktor $\psi_{M,N}$. Die Berücksichtigung erfolgt nach Gleichung (4.15).

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{\frac{2}{3}} \leq \max \left\{ 1; \left(\frac{h_{ef} + 1,5 \cdot c_1}{h_{min}} \right)^{\frac{2}{3}} \right\} \leq 2 \quad (4.15)$$

Mit:

h	Bauteildicke
h_{min}	kleinste zulässige Dicke des Betonbauteils
c_1	Randabstand in Richtung 1

4.2.9 Ankerplatte auf Biegung

Die experimentellen sowie numerischen Untersuchungen (Kapitel 3) haben gezeigt, dass sich durch eine reine Zugbeanspruchung großer nachgiebiger Ankerplatten plastische Verformungen einstellen können. Die beobachteten Fließlinien lassen eine Übertragung der nach *DIN EN 1993-1-8* geltenden Fließlinien sowie der erweiterten Fließlinien nach *Schmidt (2008)* für mehr als zwei Verbindungsmittel je Reihe auf die untersuchten Ankerplatten mit vier Kopfbolzen je Reihe zu. Die Untersuchungen belegen, dass sich mittels Kopfbolzen als Verbindungsmittel unter Verwendung einer nachgiebigen dünnen Ankerplatte ein äquivalenter T-Stummel ausbilden kann.

Durch den Einsatz kurzer Kopfbolzen und einer starren Ankerplatte stellt sich als maßgebender Versagensmodus, anstelle des Schraubensversagens, nach *DIN EN 1993-1-8* das Betonversagen ein. Durch eine ausreichend große Verankerungstiefe kann auch ein Versagen der Kopfbolzen erreicht werden.

Die Prüfung, ob Abstützkräfte im Bereich der Ankerplattenränder entstehen können, kann nach den Untersuchungen an nachgiebigen großen Ankerplatten analog zu *DIN EN 1993-1-8* erfolgen. Für diese Prüfung kann die nachstehende Gleichung (4.16) herangezogen werden. Vereinfachend kann als Dehnlänge die effektive Einbindetiefe h_{ef} der Kopfbolzen angesetzt werden.

$$L_b \leq L_b^* = \frac{8,8 \cdot m_x^3 \cdot A_s \cdot n_b}{\sum l_{eff} \cdot t_f^3} \quad (4.16)$$

Mit:

m_x	Abstand der Kopfbolzenachse bis zum Schweißwulst
A_s	Querschnittsfläche des Kopfbolzens
n_b	Anzahl an Kopfbolzen
l_{eff}	wirksame Länge des T-Stummels nach Tab. 4.2
t_f	Plattendicke des T-Stummels

Grundsätzlich wird bei der Ermittlung der Tragfähigkeit einer Ankerplatte auf Biegung zwischen unausgesteiften und ausgesteiften Kopfbolzenreihen unterschieden. Für beide Fälle müssen die drei möglichen Versagensmodi nach *DIN EN 1993-1-8* untersucht werden. Die kleinste errechnete Tragfähigkeit bildet die maßgebende Komponente der Kopfbolzenreihe.

Abb. 4.3 zeigt die notwendigen Abmessungen zur Ermittlung der wirksamen Fließlinienlängen für vier Kopfbolzen je Verankerungsreihe.

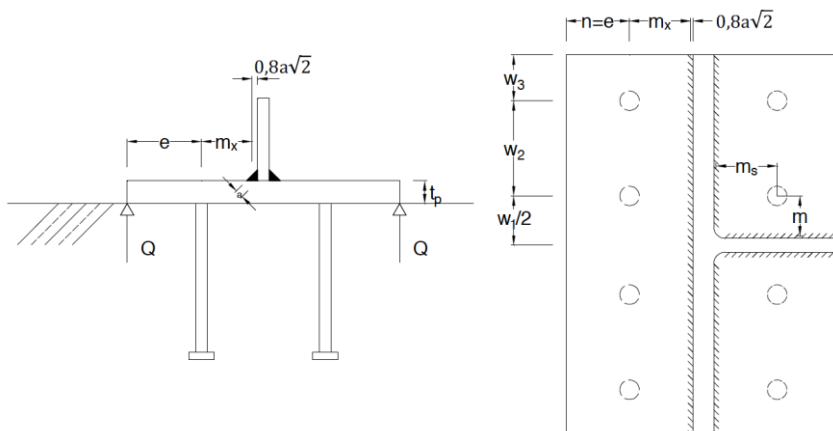


Abb. 4.3: Abmessungen zur Bestimmung der Fließlinien des äquivalenten T-Stummels

4.2.9.1 Unausgesteifte Kopfbolzenreihen im Bereich des Stirnplattenüberstandes und außerhalb des anschließenden Trägerprofils liegende Kopfbolzen

Modus 1:

Modus 1 beschreibt analog zu *DIN EN 1993-1-8* ein vollständiges Plastizieren der Ankerplatte. Nach der Entstehung von Abstützkräften können sich zwei oder vier Fließgelenke ausbilden. Anhand von Gleichung (4.17) kann die Traglast der reinen Fließgelenke berechnet werden.

$$N_{T,1,Rk} = i \cdot \frac{M_{pl,1,Rk}}{m_x} \quad (4.17)$$

Mit:

- i Anzahl der Fließgelenke:
 - = 2 ohne Ausbildung von Abstützkräften
 - = 4 mit Ausbildung von Abstützkräften
- $M_{pl,1,Rk}$ plastische Momenten Tragfähigkeit des Ankerplattenquerschnitts
 - = $0,25 \sum \min(l_{eff,nc}; l_{eff,c}) \cdot t_f^2 \cdot f_{yk}$
- $l_{eff,nc}; l_{eff,c}$ wirksame Längen nach Tab. 4.2
- m_x Abstand der Kopfbolzenachse zum Flansch

Modus 2:

Modus 2 beschreibt ein gemischtes Versagen mit dem Plastizieren der Ankerplatte im Bereich des Zugflansches sowie dem Versagen der Kopfbolzen. Mit der Ausbildung von Abstützkräften wird die Last in den Kopfbolzen erhöht und unter Aktivierung weiterer Membrankräfte in der Ankerplatte tritt ein Zug-Schub-Versagen des Kopfbolzens ein. Die Tragfähigkeit dieses Modus kann anhand von Gleichung (4.18) bestimmt werden.

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

$$N_{T,2,Rk} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rk} + n \cdot \sum F_{t,Rk}}{(m_x + n)} \quad (4.18)$$

Mit:

- $F_{t,Rk}$ Bemessungswert der Zugtragfähigkeit des Kopfbolzens
- n Abstand der Kopfbolzenachse zum Ankerplattenrand
- m_x Abstand der Kopfbolzenachse zum Schweißnahtansatz
- $M_{pl,2,Rk}$ plastische Momentenragfähigkeit des Ankerplattenquerschnitts
 $= 0,25 \cdot \sum \min(l_{eff,nc}) \cdot t_f^2 \cdot f_{yk}$
- $l_{eff,nc}$ wirksame Längen nach Tab. 4.2

Modus 3:

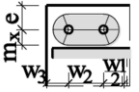









Werden starre Ankerplatten verwendet, versagen die Kopfbolzen bei einer ausreichenden Einbindetiefe auf Zug, ohne dass sich in der vergleichswisen dicken Ankerplatte plastische Verformungen einstellen können.

$$N_{T,3,Rk} = \sum F_{t,Rk} \quad (4.19)$$

Mit:

- $F_{t,Rk}$ Bemessungswert der Zugtragfähigkeit des Kopfbolzens

Tab. 4.2: Effektive Fließlinienlängen für den Stirnplattenüberstand bei IH2- und IH4-Geometrien nach *Schmidt (2008)*

Fließkegel			Fließmuster		
		$l_{eff,c}$			$l_{eff,nc}$
1		$2 \cdot \pi \cdot m$ $+ 2 \cdot w_2$	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		$\frac{b_p}{2} <$ $\frac{b_p}{2} + \sqrt{2} \cdot 0,8 \cdot a_f$
5		$0,5 \cdot \pi \cdot m_x$ $+ w_2$ $+ w_1 \cdot 0,5 + e$			
6		$\pi \cdot m_x$ $+ w_2 + 2 \cdot e$			

4.2.9.2 Ausgesteifte Kopfbolzenreihen und für innerhalb des anschließenden Trägerprofils liegende Kopfbolzen

Modus 1:

Mit dem in Abb. 2.9 dargestellten Stabmodell zur Lastverteilung der Zugkräfte auf die Kopfbolzen kann der Einfluss des Trägersteges und -flansches beschrieben werden. Für die eingeführten Stäbe zwischen den möglichen Fließgelenken wird jeweils eine Biegesteifigkeit berechnet, um die Lage der Verbindungsmittel zu Flansch und Steg zu berücksichtigen. Die Biegesteifigkeit wird unter Annahme eines 1 mm breiten Stabes wie folgt ermittelt:

$$K_i = \frac{E \cdot t_p^3}{12 \cdot l_i^3} \quad (4.20)$$

Mit:

t_p	Dicke der Ankerplatte
l_i	Länge eines Stabes von Flansch / Steg zum Kopfbolzen
E	Elastizitätsmodul der Ankerplatte

Die Wichtung des Trägerflansches und -steges und somit die Verteilung der Lasten auf die Verbindungsmittel kann nach Gleichung (4.21) ermittelt werden. Die Indizes 1 und 2 der Steifigkeiten zielen dabei auf die beiden Stäbe in Richtung des Zugflansches, die Indizes 3 und 4 auf die in Richtung des Steges.

$$\rho_F = \frac{K_1 + K_2}{\sum_{i=1}^4 K_i} \quad (4.21)$$

und

$$\rho_S = \frac{K_3 + K_4}{\sum_{i=1}^4 K_i}$$

Die Integration der Wichtung erfolgt wie nachstehend in Gleichung (4.22) dargestellt. Die Ermittlung der maßgebenden effektiven Fließlinienlängen für ausgesteifte Kopfbolzenreihen ergibt sich somit zu:

$$l_{eff,1,F} = \rho_F \cdot \min(l_{eff,nc}; l_{eff,c}) \quad (4.22)$$

und

$$l_{eff,1,S} = \rho_S \cdot \min(l_{eff,nc}; l_{eff,c})$$

Mit:

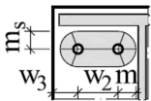
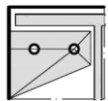
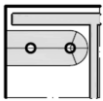
$l_{eff,nc}; l_{eff,c}$ wirksame Längen nach Tab. 4.3

In Tab. 4.3 sind die für die Berechnung nach Gleichung (4.22) erforderlichen kreisförmigen und nichtkreisförmigen Fließlinienlängen aufgeführt.

Analog zu *DIN EN 1993-1-8* sowie den zuvor erläuterten Versagensmodi für einen Stirnplattenüberstand gelten für innerhalb von Trägerprofilen liegende Verbindungsmittel dieselben Versagensmodi.

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

Tab. 4.3: Effektive Fließlinienlängen für ausgesteifte Schraubenreihen bei IH2- und IH4-Geometrien nach Schmidt (2008)

Fließkegel			Fließmuster		
		$l_{eff,c}$			$l_{eff,nc}$
1		$2 \cdot \pi \cdot m + 2 \cdot w_2$	1		$\alpha \cdot m$
2		$\pi \cdot m + 2 \cdot (w_2 + w_3)$			

Die Grenztragfähigkeit einer innerhalb des Profils liegenden Kopfbolzenreihe bei vollständigem Plastizieren der Ankerplatte kann somit nach Gleichung (4.23) bestimmt werden.

$$N_{T,1,F,Rk} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rk} \cdot \rho_F}{m_s}$$

und

$$N_{T,1,S,Rk} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rk} \cdot \rho_S}{m}$$

→

$$N_{T,1,Rk} = N_{T,1,F,Rk} + N_{T,1,S,Rk} \tag{4.23}$$

Mit:

$M_{pl,1,Rk}$ plastische Momentenragfähigkeit des ausgesteiften Ankerplattenquerschnitts
 $= 0,25 \sum \min(l_{eff,nc}; l_{eff,c}) \cdot t_f^2 \cdot f_{yk}$

$l_{eff,nc}; l_{eff,c}$ wirksame Längen nach Tab. 4.3

$\rho_S; \rho_F$ nach Gleichung (4.21)

m_s Abstand der Kopfbolzenachse zum Flansch

m Abstand der Kopfbolzenachse zum Steg

Modus 2:

Analog zur Wichtung der wirksamen Fließlinienlängen in Versagensmodus 1 werden in Versagensmodus 2, dem kombinierten Versagen, die effektiven Fließlinienlängen für die äußeren Verbindungsmittel bestimmt gewichtet. Somit ergeben sich für die inneren und die äußeren Kopfbolzen unterschiedliche Anteile, die ein Mitwirken der Verbindungsmittel am Lastabtrag beschreiben. Hierbei wird, wie zuvor, die Geometrie bzw. die Lage der Verbindungsmittel maßgebend.

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

$$\rho_{Fi} = \frac{\frac{w_1}{2} + \frac{w_2}{2}}{\frac{b_b}{2}} \quad (4.24)$$

Für außenliegende Kopfbolzen gilt:

$$l_{eff,2,Fa} = l_{eff,nc} \cdot (1 - \rho_{Fi})$$

Für innenliegende Kopfbolzen gilt:

$$l_{eff,2,Fi} = l_{eff,nc} \cdot \rho_{Fi}$$

Mit:

$w_1; w_2; b_b$ nach Abb. 4.3

$l_{eff,nc}$ wirksame Länge nach Tab. 4.3

Die Tragfähigkeit der Ankerplatte wird für den äußeren Bereich und zur Berücksichtigung der äußeren Kopfbolzenreihe unter Voraussetzung, dass sich eine symmetrische Verformung des T-Stummels ausbilden kann, wie folgt bestimmt.

$$N_{T,2a,F,Rk} = \frac{2 \cdot M_{pl,2a,Rk} + n_s \cdot \sum F_{t,Rk}}{m_s + n_s} \quad (4.25)$$

Mit:

$M_{pl,2a,Rk}$ plastische Momententragfähigkeit des Ankerplattenquerschnitts
 $= 0,25 \cdot l_{eff,2,Fa} \cdot t_f^2 \cdot f_{yk}$

$l_{eff,2,Fa}$ nach Gleichung

(4.24)

n_s Lage der Abstützkraft Q nach Zoetemeijer (1974)
 $= 1,25 \cdot m_s$

m_s Abstand der Kopfbolzenachse zum Flansch

Für den inneren Bereich der Ankerplatte, unter Berücksichtigung der inneren Kopfbolzenreihe, wird die Tragfähigkeit gemäß der Wichtung wie folgt ermittelt:

$$N_{T,2i,S,Rk} = \frac{2 \cdot M_{pl,2i,Rk} + 1,25 \cdot m \cdot \sum F_{t,Rk}}{m_s + 1,25 \cdot m} \quad (4.26)$$

Mit:

$M_{pl,2i,Rk}$ plastische Momententragfähigkeit des Ankerplattenquerschnitts
 $= 0,25 \cdot (l_{eff,2,Fi} + l_{eff,2,S}) \cdot t_f^2 \cdot f_{yk}$

$l_{eff,2,Fi}; l_{eff,2,S}$ nach den Gleichungen (4.22) und

(4.24)

m_s Abstand der Kopfbolzenachse zum Flansch

m Abstand der Kopfbolzenachse zum Steg

Durch die Addition der beiden Tragfähigkeiten nach den Gleichungen (4.25) und (4.26) ergibt sich die Gesamttragfähigkeit des Versagensmodus 2 für ausgesteifte Kopfbolzenreihen.

$$N_{T,2,Rk} = N_{T,2a,F,Rk} + N_{T,2i,S,Rk} \quad (4.27)$$

Modus 3:

Das Versagen der Kopfbolzen auf Zug für ausgesteifte Kopfbolzenreihen berechnet sich analog zu Gleichung (4.19).

4.2.10 Membraneffekt im Nachtraglastbereich auf Grund der Oberflächenbewehrung

Die experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass sich bei einem Betonversagen, bei dem sich ein Betonausbruchkegel bildet, der Betonausbruchkegel auf das Oberflächenbewehrungsnetz abstützt. Mit Erreichen der Traglast des reinen Betons oder mit Berücksichtigung einer zusätzlichen Rückhängebewehrung entsteht der Betonausbruchkörper je nach Versagensmodus. Auch ein Betonversagen zwischen den Rückhängebewehrungen führt infolge der geometrischen Ausbildung der Anschlusskonfiguration zu einem großen Ausbruchkörper, sodass sich dieser abstützen kann und die Oberflächenbewehrung infolge der Belastung auslenkt.

In Abhängigkeit von der Auslenkung steigt die Zugkraft in der Bewehrung signifikant an, sodass dieser Einfluss bei niedriger Auslenkung mit Erreichen der Traglast im Modell zur Beschreibung der Tragfähigkeit vernachlässigt werden kann. Mit zunehmender Verformung wird der Einfluss der Oberflächenbewehrung größer und kann als zusätzlicher Duktilitätsparameter berücksichtigt werden.

Das in Kapitel 2 einleitend beschriebene Modell nach *Schlüter (1987)* beschreibt ein Auslenken der Oberflächenbewehrung mit einer infolge der Auslenkung zunehmenden Zugkraft in der Bewehrung. Im Modell wird dies als nichtlineare Feder abgebildet.

Durch die Modifizierung des Modells und die Entnahme der Dämpfungsfedern einer dynamischen Berechnung kann die Grundidee des Modells auf das analytische Modell für große Ankerplatten mit Kopfbolzen übertragen werden. Weiter wird im analytischen Modell für große Ankerplatten lediglich eine Lage der Oberflächenbewehrung berücksichtigt. Die im Druckbereich einer Wand liegende Bewehrung wird vereinfacht nicht einbezogen. Die für eine Auslenkung relevante Länge der Oberflächenbewehrung kann über den maßgebenden Betonversagensmechanismus berechnet werden. Durch die Größe der nicht quadratischen Ankerplatten und eine nicht doppelsymmetrische Verankerungsgruppe bildet sich ein elliptischer Ausbruchkegel (vgl. Abb. 4.4). Dieser im Grundriss elliptische Ausbruchkegel hat zur Folge, dass in beiden Richtungen, über die beiden Halblängen der Ellipse l_1 und l_2 , unterschiedliche Flächenanteile aktiviert werden. Bewehrungsseisen, die innerhalb des sich bildenden Ausbruchkörpers über die beiden Halblängen der Ellipse l_1 und l_2 liegen, können mittels des effektiven Stahlquerschnittes $A_{s,E}^*$ nach Gleichung (4.28) berücksichtigt werden.

Die beiden Halblängen des elliptischen Ausbruchkörpers werden nach der Bestimmung der Versagensmechanismen ermittelt. Der maßgebende Versagensmechanismus bei Betonversagen bedingt die anzusetzenden Halblängen der Ellipse. Für die Ermittlung von l_1 und l_2 wird der theoretische Betonausbruchkörper auf der Oberfläche

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

des Betons analog zu den Traglastkomponenten bestimmt, mit dem Zusatz, dass die Bewehrungsüberdeckung über den Ausbruchwinkel α abgezogen wird.

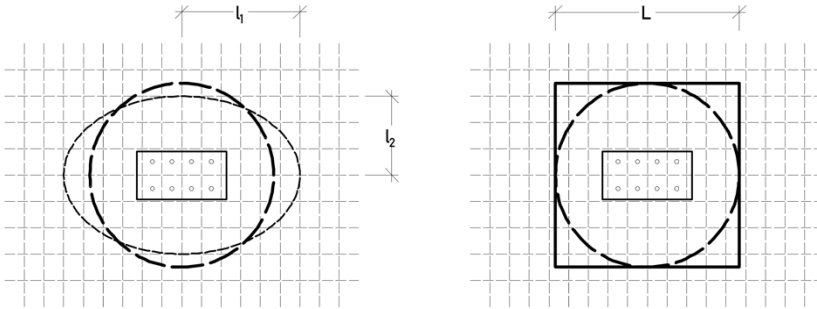


Abb. 4.4: links: elliptischer Ausbruchkegel mit Idealisierung zur Kreisform
rechts: Idealisierung der Kreisform zum Rechteck analog zur CC-Methode

Die experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass sich das elliptische Ausbruchbild im Nachtraglastverhalten mit Fortführung der Versuche einem kreisförmigen Bruchbild annähert. Dabei bleibt der mit Erreichen der Traglast entstandene Ausbruchkegel elliptisch. Durch die Abstützung des Ausbruchkegels auf das Netz der Oberflächenbewehrung werden über den elliptischen Grundriss unterschiedliche Kraftanteile innerhalb der Oberflächenbewehrung generiert. Über die kürzere Seite spannde Bewehrungsseisen (gem. Abb. 4.4 über l_1) erfahren eine höhere Beanspruchung als die in x-Richtung liegenden Bewehrungsseisen (gem. Abb. 4.4 über l_2 spannend). Ein Absprengen der Bewehrungsüberdeckung erfolgt somit primär in y-Richtung über die Halblängen l_1 , sodass sich das zuvor beschriebene kreisförmige Bruchbild entwickelt. Durch die Entstehung des kreisförmigen Bruchbildes über die Absprengung der Bewehrungsüberdeckung kommt es zu einem Ausgleich der Zugkräfte im Oberflächenbewehrungsnetz. Auf dieser Grundlage kann in Anlehnung an die CC-Methode eine Idealisierung zur Rechteckform, zu einem Quadrat mit der Kantenlänge L , erfolgen. Abb. 4.4 zeigt schematisch diese Idealisierung. Die Kantenlänge L beschreibt die Verdopplung des Mittelwertes der beiden Halblängen der Ellipse l_1 und l_2 zum Durchmesser des idealisierten Ausbruchkegels.

Mit der Länge L kann ein idealisierter Ersatzstab gem. nachstehender Abb. 4.5 berechnet werden, der die für die Bemessung relevanten Bewehrungsstäbe beider Bewehrungsrichtungen vereint. Der effektive Stahlquerschnitt $A_{s,E}^*$ kann somit wie nachstehend dargestellt berechnet werden.

$$A_{s,E}^* = \frac{l_1}{2} \cdot (a_{sx} + \frac{l_2}{l_1} a_{sy}) \tag{4.28}$$

Mit:

$l_1 ; l_2$ Halblängen des elliptischen Betonausbruchkörpers auf Höhe der Bewehrungslage

$$l_1 = 0,5 \cdot \left[(s_x \cdot 3 + 2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef}) - 2 \cdot \frac{c_{nom}}{\tan \alpha} \right]$$

$$l_2 = 0,5 \cdot \left[(s_y + 2 \cdot x) - 2 \cdot \frac{c_{nom}}{\tan \alpha} \right]$$

$\frac{l_2}{l_1}$ Verhältnis der beiden Halblängen des elliptischen Ausbruchkörpers

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

- a_{sx} ; a_{sy} Bewehrungsgehalt in x- und y-Richtung
 s_x Abstand der Kopfbolzen in x-Richtung (Richtung ohne Rückhängebewehrung)
 s_y Abstand der Kopfbolzen in y-Richtung (Richtung mit Rückhängebewehrung)
 x nach dem Versagensmechanismus des kleinen Druckstrebenbruchs
 $= \frac{d_s}{2} + d_{s,re} + a + \frac{c_{nom}}{\tan \alpha}$
 d_s Durchmesser des Kopfbolzens
 $d_{s,re}$ Durchmesser der Rückhängebewehrung
 a lichter Abstand des Kopfbolzens zur Rückhängebewehrung

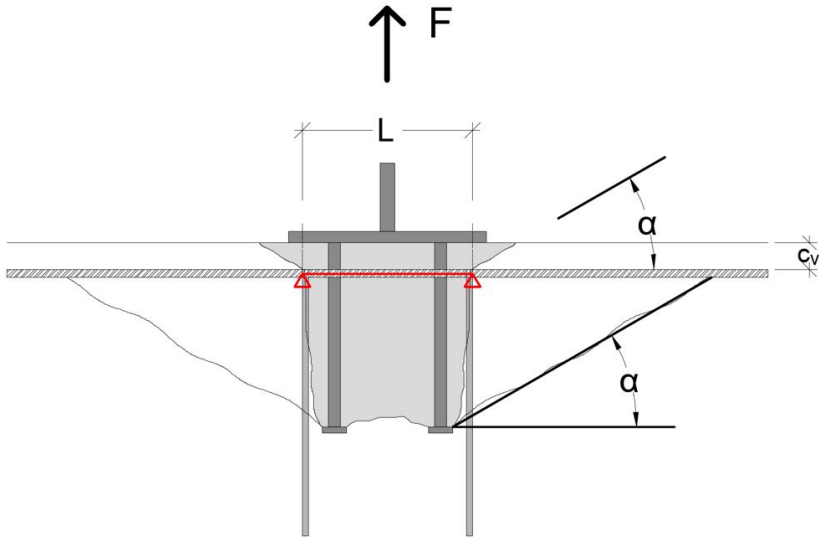


Abb. 4.5: Schematische Darstellung des Betonausbruchs zwischen der Rückhängebewehrung mit idealisiertem Ersatzstab der Länge L

Der Ersatzstab hat folgende Eigenschaften:

- berechnete Länge L als idealisierter Durchmesser des Bruchkörpers: Über die beiden Halblängen l_1 und l_2 der Ellipse berechnet, gemittelt und anschließend zum Durchmesser verdoppelt beschreibt die Länge L den Betonausbruchkörper je nach Versagensmodus.
- gemittelter Bewehrungsgehalt a_{sm} der Oberflächenbewehrung
- gemittelter Abstand der Oberflächenbewehrung $a_{s,sre,m}$

Der charakteristische Widerstand kann mittels Gleichung (4.29) ermittelt werden. Dabei beschreibt $N_{M,Rk}$ den Widerstand des Ersatzstabendes auf einer Seite des Ausbruchkegels.

$$F_{M,v} = \Sigma F_{M,v,i} \leq N_{M,Rk,i} = A_c \cdot k \cdot f_{ct} \quad (4.29)$$

Mit:

$F_{M,v}$ Höchstlast bei Betonversagen abzüglich des Traganteils der Rückhängebewehrung

A_c Betongrundfläche

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

$$= (a_{s,sre,m} - d_{sre,m}) \cdot t \cdot \frac{2}{3}$$

- $a_{s,sre,m}$ mittlerer Bewehrungsabstand
- $d_{sre,m}$ mittlerer Bewehrungsdurchmesser
- t Tiefe des Spannungsblocks nach Abb. 4.6 (oben)
= $a_{s,sre,m}$ (aktueller Stand der Untersuchungen)
- k Völligkeit des Spannungsverlaufes nach Abb. 4.6 (unten)
= $0,4 \cdot \frac{0,4}{2/3} = 0,24$
- f_{ct} Zugfestigkeit des Betons

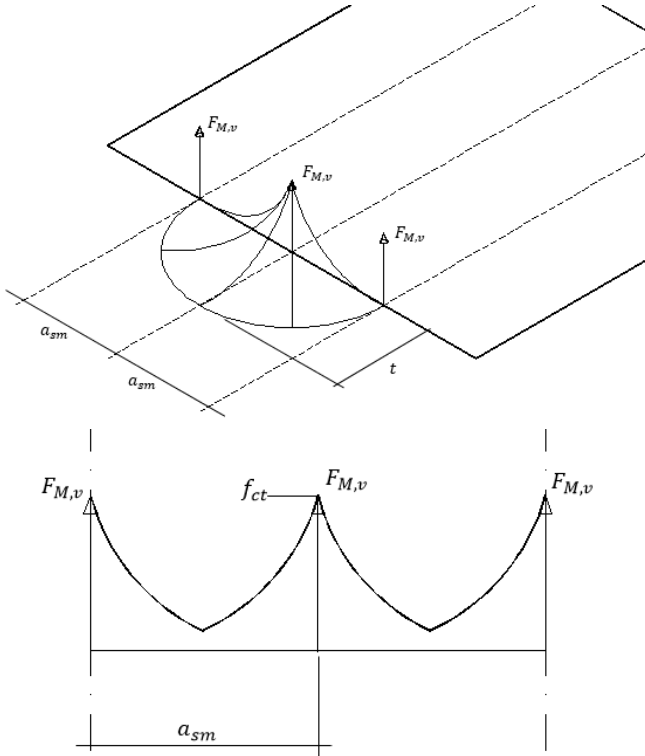


Abb. 4.6: Idealisierter Betonausbruchkörper
(oben: idealisierter Betonausbruchkörper: Ersatzstäbe und Spannungsverlauf;
unten: Spannungsverlauf infolge abhebender Membrankräfte $F_{M,v}$ benachbarter Bewehrungsseisen)

Die Anzahl n der Bewehrungsstäbe richtet sich nach der idealisierten Ausbruchbreite L sowie dem mittleren Bewehrungsabstand $a_{s,sre,m}$ und kann anhand von Gleichung(4.30) bestimmt werden.

$$n = \frac{L}{a_{s,sre,m}} \tag{4.30}$$

Mit:

L Ausbruchbreite

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

$$= 2 \cdot \frac{l_1 + l_2}{2}$$

$a_{s,sre,m}$ mittlerer Bewehrungsabstand

Durch die Verschiebung und die Abstützung des Betonausbruchkegels wird der Ersatzstab idealisiert mit einer Gleichstreckenlast $p(x)$ belastet. Durch die Auslenkung u wird an den Enden eine konzentrierte Einzellast $F_{M,v}$ eingeleitet. Über die Auslenkung u_{max} wird die vor dem Absprengen der Bewehrungsüberdeckung maximal aufnehmbare Kraft ermittelt. Mit Erreichen dieser Kraft kommt es zu einer Verlängerung der Ersatzstablänge L um das Maß $x = 2 \cdot t$.

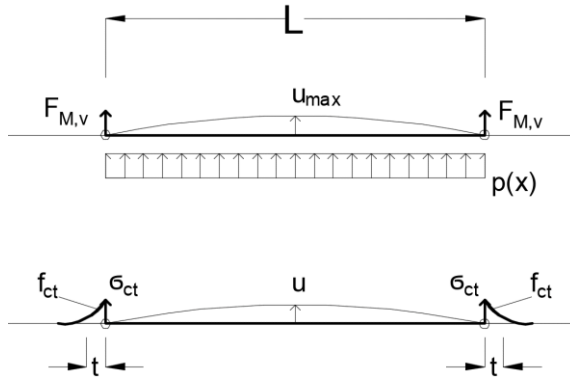


Abb. 4.7: Durch die Auslenkung der Oberflächenbewehrung am Ersatzstabende einwirkende Kraft $F_{M,v}$

Die Verlängerung des Ersatzstabes durch das Absprengen der Betondeckung bewirkt, dass die Durchbiegung und die resultierenden abhebenden Lasten $F_{M,v}$ über die neue Länge des Ersatzstabes definiert werden müssen. Über dieses Verfahren lässt sich die Duktilität im Nachtraglastbereich infolge des Abstützens auf die Oberflächenbewehrung bestimmen.

Abb. 4.6 beschreibt den dreidimensionalen Spannungszustand im Beton infolge der abhebenden einwirkenden Last $F_{M,v}$. Über den Spannungsverlauf kann der charakteristische Widerstand $N_{M,Rk}$ des Ersatzstabes berechnet werden.

$$N_{M,Rk} = 2 \cdot N_{M,Rk,i} \cdot n \tag{4.31}$$

Mit:

$N_{M,Rk,i}$ charakteristischer Widerstand nach Gleichung (4.29)

$$= A_c \cdot k \cdot f_{ct}$$

n Anzahl der Bewehrungsstäbe nach Gleichung (4.30)

$$= \frac{L}{a_{sm}}$$

4.3 Komponentenmodell unter Berücksichtigung der Komponentensteifigkeiten

4.3.1 Allgemeines

Die in *DIN EN 1993-1-8* beschriebene Komponentenmethode beinhaltet neben der Berechnung der Traglasten eines Anschlusses auch die Steifigkeiten der jeweiligen Einzelkomponenten. Mit der Berücksichtigung der Komponentensteifigkeit kann das Lastverformungsverhalten eines Stahlschlusses bestimmt werden. *Kuhlmann u. a. (2012)* haben das vorhandene Komponentenmodell um die beschriebenen Betonkomponenten erweitert. Im folgenden Kapitel werden die nach *Kuhlmann u. a. (2015)* zusammengefassten Lastverformungsbeziehungen betrachtet. Abweichende Bestimmungsgleichungen sind in der jeweiligen Einzelkomponente erläutert.

4.3.2 Stahlversagen des Kopfbolzens

Kopfbolzen können durch das Recken im Herstellprozess eher einem kaltverformten Stahl ohne ausgeprägtes Fließplateau zugeordnet werden. Für die Beschreibung des Lastverformungsverhaltens eines auf Zug beanspruchten Kopfbolzens kann somit das Spannungs-Dehnungs-Modell nach *Ramberg u. a. (1943)* eingeführt werden. Dieses Modell bietet im Vergleich zum bi-linearen Ansatz ein genaueres Abbild des Verformungsverhaltens von Kopfbolzen.

Das Modell kann grundlegend in Anlehnung an die von *Kuhlmann u. a. (2012)* eingeführten Verformungsbereiche unterteilt werden. Es werden vier Bereiche betrachtet: Bereich 1 beschreibt das Verhalten des Kopfbolzens im rein elastischen Bereich des Werkstoffes bis $2/3$ der Fließgrenze f_y , Bereich 2 den Abschnitt bis zum Erreichen der Fließgrenze bei 0,2%. Bereich 3 zeigt das plastische Verhalten des Kopfbolzens nach Überschreitung der Fließgrenze bis zur angenäherten plastischen Dehnung, die dem Vierfachen der elastischen Dehnung und 99% der Bruchspannung f_u entspricht. Mit Bereich 4 wird der Dehnungszuwachs bis zum Erreichen der Bruchspannung beschrieben.

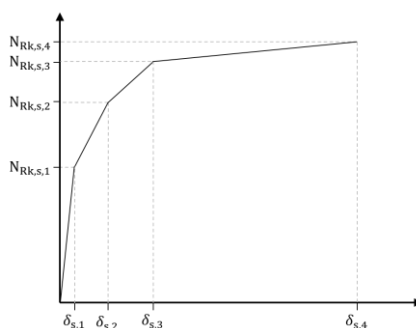


Abb. 4.8: Lastverformungsverhalten – Stahlversagen der Kopfbolzen

Im analytischen Modell zur Beschreibung des Lastverformungsverhaltens kann die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach *Ramberg u. a. (1943)* wie in der folgenden Tabelle aufgeführt integriert werden.

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

Tab. 4.4: Lastverformungsverhalten – Stahlversagen der Kopfbolzen

Bereich	Lastbereich	Steifigkeit $k_{s,i}$	Verformung $\delta_{y,s,i}$
		[N/mm]	[mm]
1	$N_{act} < N_{s,1}$	$k_{s1} = \frac{E_s \cdot A_s}{h_{ef}}$	$\delta_{y,s,1} = \epsilon_{s,1} \cdot h_{ef}$ $\epsilon_{s,1} = \frac{N_{s,1}}{E_s \cdot A_s \cdot n}$
2	$N_{s,1} < N_{act} \leq N_{s,2}$	$k_{s2} = \frac{E_{s2} \cdot A_s}{h_{ef}}$	$\delta_{y,s,2} = \epsilon_{s,2} \cdot h_{ef}$ $\epsilon_{s,2} = \frac{\epsilon_{s,el} - \epsilon_{s,ini}}{N_{s,2} - N_{s,1}} \cdot (N_{act} - N_{s,1}) + \epsilon_{s,ini}$
3	$N_{s,2} < N_{act} \leq N_{s,3}$	$k_{s3} = \frac{E_{s3} \cdot A_s}{h_{ef}}$	$\delta_{y,s,3} = \epsilon_{s,3} \cdot h_{ef}$ $\epsilon_{s,3} = \frac{\epsilon_{s,pl} - \epsilon_{s,el}}{N_{s,3} - N_{s,2}} \cdot (N_{act} - N_{s,2}) + \epsilon_{s,el}$
4	$N_{s,3} < N_{act} \leq N_{s,4}$	$k_{s4} = \frac{E_{s4} \cdot A_s}{h_{ef}}$	$\delta_{y,s,4} = \epsilon_{s,4} \cdot h_{ef}$ $\epsilon_{s,4} = \frac{\epsilon_{s,u} - \epsilon_{s,pl}}{N_{s,4} - N_{s,3}} \cdot (N_{act} - N_{s,3}) + \epsilon_{s,pl}$
Mit:			
E_s	E-Modul des Kopfbolzens		[N/mm ²]
A_s	Querschnittsfläche eines Kopfbolzens		[mm ²]
n	Anzahl der Kopfbolzen		[-]
$N_{s,1}$	Definition Bereich 1:		$N_{Rk,s,1} = \frac{2}{3} \cdot f_{yk} \cdot A_s \cdot n$ [N]
$\epsilon_{s,ini}$	Dehnung des Anfangsbereiches		$\epsilon_{s,ini} = \frac{2/3 \cdot f_{yk}}{E_s}$ [-]
$\epsilon_{s,el}$	elastische Dehngrenze		$\epsilon_{s,el} = \frac{f_{yk}}{E_s} + 0,002$ [-]
$N_{s,2}$	Definition Bereich 2:		$N_{Rk,s,2} = f_{yk} \cdot A_s \cdot n$ [N]
$\epsilon_{s,pl}$	genäherte plastische Dehnung		$\epsilon_{s,pl} = 4 \cdot \epsilon_{s,el}$ [-]
$N_{s,3}$	Definition Bereich 3:		$N_{Rk,s,3} = f_{pl} \cdot A_s \cdot n$ mit $f_{pl} = 0,99 \cdot f_{uk}$ [N]
$\epsilon_{s,u}$	Bruchdehnung		$\epsilon_{s,u} = 0,15$ [-]
$N_{s,4}$	Definition Bereich 4:		$N_{Rk,s,4} = f_{uk} \cdot A_s \cdot n$ [N]
E_{s2}	E-Modul des Kopfbolzens nach $\frac{2}{3} f_{yk}$		$E_{s2} = \frac{f_{yk} - 2/3 \cdot f_{yk}}{\epsilon_{s,el} - \epsilon_{s,ini}}$ [N/mm ²]
E_{s3}	E-Modul des Kopfbolzens nach f_{yk}		$E_{s3} = \frac{f_{pl} - f_{yk}}{\epsilon_{s,pl} - \epsilon_{s,el}}$ [N/mm ²]
E_{s4}	E-Modul des Kopfbolzens nach f_{pl}		$E_{s4} = \frac{f_{uk} - f_{pl}}{\epsilon_{s,u} - \epsilon_{s,pl}}$ [N/mm ²]

4.3.3 Kegelförmiger Betonausbruch

Der typische kegelförmige Betonausbruch eines auf Zug beanspruchten Kopfbolzens in einem unbewehrten Betongrund ist das sprödeste Verformungsverhalten der betrachteten Versagensmechanismen.

Beton weist auf Grund seiner Struktur in lokalen Bereichen unter Last, ohne eine Rissbildung, nahezu keine signifikante Verformung auf. Erst mit dem Erreichen der Betontraglast und der Bildung eines kegelförmigen Ausbruchkörpers können Verformungen beobachtet werden. Die Traglast kann ohne die Verwendung einer Rückhängebewehrung nicht weiter gesteigert werden, sodass das Nachbruchverhalten mittels der nach *Kuhlmann u. a. (2012)* und *Berger (2015)* in Abb. 4.9 dargestellten Lastverformungsbeziehung beschrieben werden kann. Das Modell kann auf größere Ankerplatten mit vier Kopfbolzen in einer Reihe übertragen werden.

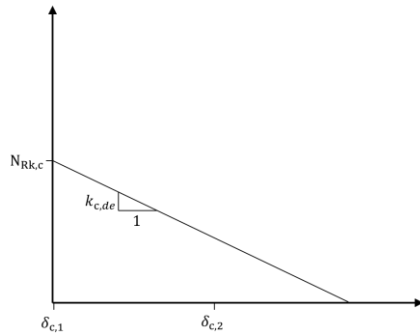


Abb. 4.9: Lastverformungsverhalten – kegelförmiger Betonausbruch

Tab. 4.5: Lastverformungsverhalten – kegelförmiger Betonausbruch

Bereich	Lastbereich	Steifigkeit k_{ci}	Verformung $\delta_{c,i}$
		$[N/mm]$	$[mm]$
1	$N_{act} < N_{Rk,c}$	$k_c = \infty$	$\delta_{c,1} = 0$
2	$N_{act} < N_{Rk,c}$ $\delta_{c,2} > 0$	$k_{c,de} =$ $\alpha_c \cdot \sqrt{f_{cc,200}}$ $\cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot \Psi_{A,N}$	$\delta_{c,2} = \frac{N_{act} - N_{Rk,c}}{k_{c,de}}$
Mit:			
α_c	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> [-]		
$f_{cc,200}$	Betonwürfeldruckfestigkeit mit Kantenlänge von 200 mm $[N/mm^2]$		
h_{ef}	Verankerungstiefe $[mm]$		
$\Psi_{A,N}$	Beiwert zur Berücksichtigung geometrischer Abstände der Befestigungsmittel $= \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}$ Weitere Abminderungsfaktoren wie der Einfluss der Bauteilränder oder der Schalenabplatzfaktor können nach <i>Kuhlmann u. a. (2012)</i> analog zur Bestimmung der charakteristischen Traglast $N_{Rk,c}$ nach Gleichung (4.5) bei der Berechnung der Steifigkeit $k_{c,de}$ ergänzt werden.		

4.3.4 Zusammenwirken von Bewehrung und Beton

Die Verformungsanteile bei einem Betonversagen in Verbindung mit einer Rückhängebewehrung wurden für kleinere Ankerplatten von *Kuhlmann u. a. (2012)* sowie weiterführend von *Berger (2015)* untersucht.

Die Erkenntnis, dass sich mit der Entstehung eines vom Kopfbolzenkopf ausgehenden Risses die verwendete Rückhängebewehrung sukzessive am Lastabtrag beteiligt, wurde in einer Vielzahl experimenteller Untersuchungen bestätigt. Je nach Rückhängebewehrungsgrad ist eine Laststeigerung über die reine Betonausbruchlast möglich. Die Verformungsanteile setzen sich, wie in der nachstehenden Tabelle aufgezeigt, aus drei Anteilen zusammen. Auf Grund des spröden Verhaltens des Betons wird die Verformung bis zur Bildung eines Betonausbruchkegels auf null gesetzt. Mit der Entstehung des Risses trägt, wie eingangs beschrieben, die Rückhängebewehrung sukzessive zum Lastabtrag bis zur maßgebenden Versagenslast, bestehend aus dem Minimum des Verbundversagens zwischen Rückhängebewehrung und Beton oder dem reinen Stahlversagen infolge eines Fließens der Rückhängebewehrung, bei.

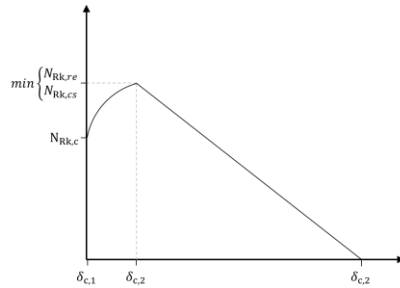


Abb. 4.10: Lastverformungsverhalten – Druckstrebenversagen in Verbindung mit einer Rückhängebewehrung

Tab. 4.6: Lastverformungsverhalten – Zusammenwirken von Bewehrung und Beton

Bereich	Lastbereich	Steifigkeit $k_{c,i}$	Verformung $\delta_{c,i}$
		$[N/mm]$	$[mm]$
1	$N_{act} < N_{Rk,c}$	$k_c = \infty$	$\delta_{c,1} = 0$
2	nach <i>Berger (2015)</i> :		
	$N_{Rk,c} < N_{act} < N_{Rk,u}$	$k_{c,2} = \frac{N_{act}}{\delta_{c,2}}$	$\delta_{c,2} = \frac{N - N_{Rk,c}}{60,5 \cdot f_{cc,200}^{0,5} \cdot d_{s,re}^2 \cdot n_{re} + k_{c,de}}$
2	nach <i>Kuhlmann u. a. (2012)</i> :		
			$\delta_{c,2} = \frac{k_{c,de} \cdot (N - N_{Rk,c}) + 0,125 \cdot \alpha_s \cdot f_{cc,200} \cdot d_s^4 \cdot n_s^2 - \sqrt{\frac{\alpha_s}{8} \cdot \sqrt{f_{cc,200}} \cdot d_s^2 \cdot n_s}}{k_{c,de}^2}$
3	$N_{Rk,u} > N_{act} > 0$	$k_{c,3} = k_{c,de}$	$\delta_{c,3} = \delta_{c,2}(N_{Rk,c}) + \frac{N_{act} - N_{Rk,c}}{k_{c,de}}$
Mit:			
$d_{s,re}$	Durchmesser der Rückhängebewehrung $[mm^2]$		
n_{re}	Anzahl der Bewehrungsbügel im Bereich der auf Zug beanspruchten Verbindungsmittel $[-]$		
$k_{c,de}$	Steifigkeit des Betons im abfallenden Ast $[N/mm]$		
α_s	Faktor für das Verbundtragverhalten der Bewehrung und des Betons aktueller Stand der Forschung $\alpha_s = 12100 [-]$		

4.3.5 Schlupf der Rückhängebewehrung

Bei den Versagensmodi ‚Stahlversagen der Rückhängebewehrung‘ sowie ‚Verbundversagen zwischen der Rückhängebewehrung und dem Beton‘ entsteht ein Schlupfanteil zwischen der Bewehrung und dem umliegenden Beton. Der Schlupf ist ein weiterer Verformungsanteil, der nach *Kuhlmann u. a. (2012)* sowie *Berger (2015)* abhängig von der Verbundbedingung beschrieben werden kann.

Vereinfachend kann konservativ nachfolgender Verformungsanteil bei der Verwendung einer Rückhängebewehrung bei den eingangs beschriebenen Versagensmodi addiert werden.

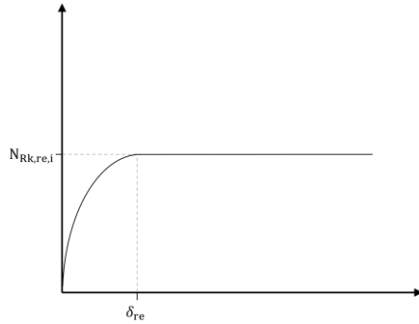


Abb. 4.11: Lastverformungsverhalten – Schlupf der Bewehrung

Tab. 4.7: Lastverformungsverhalten – Schlupf der Bewehrung

Bereich	Lastbereich	Steifigkeit $k_{re,i}$	Verformung δ_{re}
		$[N/mm]$	$[mm]$
1	$N_{act} < N_{Rk, re, i}$	– –	$\delta_{re} = \frac{2 N_{Rk, re, i}^2}{\alpha_s f_{ck} d_{s, re}^4 n_{re}^2}$
Mit: $d_{s, re}$ Durchmesser der Rückhängebewehrung $[mm^2]$ n_{re} Anzahl der Rückhängebewehrungsschenkel $[-]$ $N_{Rk, re, i}$ maßgebende Tragfähigkeit bei Stahl- oder Verbundversagen der Rückhängebewehrung nach den Gleichungen (4.6) und (4.7) $[N]$ α_s Faktor für das Verbundtragverhalten der Bewehrung und des Betons aktueller Stand der Forschung $\alpha_s = 12100 [-]$			

4.3.6 Herausziehen

Das Verformungsverhalten eines Kopfbolzens infolge des Herausziehens kann, wie in Abb. 4.12 schematisch dargestellt, über den charakteristischen Widerstand der Einzelkomponente beschrieben werden. In Untersuchungen von *Furche (1994)* und weiterführend von *Berger (2015)* wurde dieses Verformungsverhalten nachgewiesen, das auf Kopfbolzengruppen mit einer Anordnung von 4 x 2 übertragen werden kann.

Dieses Versagen tritt ein, wenn lokale Pressungen des Kopfbolzenkopfes den lokalen Widerstand des umliegenden Betons überschreiten. Die Verformungen nehmen bis zum Erreichen der Versagenslast zu. Kommt es im Zusammenhang mit einer Rückhängebewehrung zum Versagensmodus des Herausziehens, bestimmt der kleinere charakteristische Widerstand des Rückhängebewehrungsversagen oder des Verbundversagens die maximale Traglast dieser Komponente.

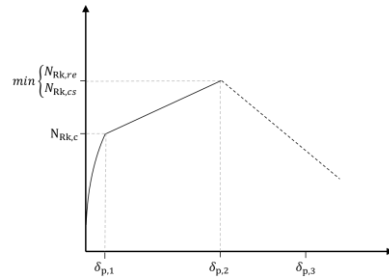


Abb. 4.12: Lastverformungsverhalten – Herausziehen

Tab. 4.8: Lastverformungsverhalten – Herausziehen

Bereich	Lastbereich	Steifigkeit $k_{p,i}$	Verformung $\delta_{p,i}$
		$[N/mm]$	$[mm]$
1	$N_{act} \leq N_{Rk,c}$	$k_{p,1} = \frac{N_{act}}{\delta_{p,1}}$	$\delta_{p,1} = \frac{k_a \cdot k_A}{c \cdot f_{cc,200}} \cdot \left(\frac{N_{act}}{A_h \cdot n}\right)^2$
2	$N_{Rk,c} < N_{act} \leq N_{Rk,u}$	$k_{p,2} = \frac{N_{act}}{\delta_{p,2}}$	$\delta_{p,2} = \frac{k_a \cdot k_A \cdot (2 \cdot N_{act}^2 - N_{Rk,c}^2)}{c \cdot f_{cc,200} \cdot (A_h \cdot n)^2}$
3	$N_{Rk,u} > N_{act} > 0$	$N_{Rk,re,1} > (N_{Rk,re,2}; N_{Rk,p})$:	$\delta_{p,3} = \delta_{p,2}(N_{Rk,u}) + \frac{N_{act} - N_{Rk,u}}{k_{p,3}}$
		$k_{p,3} = -1000$	
		$N_{Rk,re,1} \leq (N_{Rk,re,2}; N_{Rk,p})$:	$\delta_{p,3} = \delta_{p,2}(N_{Rk,u})$
		$k_{p,3} = \infty$	
Mit:			
c	Beiwert für die Kopfpressung nach <i>Berger (2015)</i> : für ungerissenen Beton: $c = 23300$ [-] für gerissenen Beton: $c = 11650$ [-]		
k_a	von der Schulterbreite abhängiger Formbeiwert $= \sqrt{5/a} \geq 1$ [-]		
a	Faktor zur Berücksichtigung der Aufstandsfläche eines Kopfbolzens $= 0,5 \cdot (d_h - d_s)$ [mm]		
k_A	querschnittsabhängiger Formbeiwert $= 0,5 \cdot \sqrt{d_s^2 + m \cdot (d_h^2 - d_s^2)} - 0,5 \cdot d_h$ [-]		

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

Fortsetzung Tab. 4.8

m	Verhältniswert von Spannungen für Kopfbolzen = 9 [-]
A_h	Aufstandsfläche eines Kopfbolzens = $\frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d_s^2)$ [mm^2]
$f_{cc,200}$	Betonwürfeldruckfestigkeit mit Kantenlänge von 200 mm [N/mm^2]
n	Anzahl an Kopfbolzen [-]
$N_{Rk,c}$	Betonversagen unter Bildung eines Betonausbruchkegels ohne Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung [N]
$N_{Rk,u}$	Betonversagen unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung = $\min(N_{Rk,re}; N_{Rk,cs})$ [N]
$N_{Rk,re,1}$	Betonversagen mit Stahlversagen der Rückhängebewehrung [N]
$N_{Rk,re,2}$	Betonversagen mit Verbundversagen der Rückhängebewehrung [N]
$N_{Rk,cs}$	Betonversagen durch Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung [N]

4.3.7 Ankerplatte auf Biegung

Das Verformungsverhalten von Ankerplatten mit Kopfbolzen unter einer Biegebeanspruchung wird von *Rybinski (2014)* für kleinere Ankerplatten beschrieben und kann infolge der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen grundlegend auf größere Ankerplatten mit Kopfbolzen übertragen werden.

Die in Kapitel 4.2.9 beschriebene mögliche Fließlinienausbildung wird bei der Ermittlung der Verformung sowie der Steifigkeit berücksichtigt. Nach *Rybinski (2014)* ist die Verformungsbeziehung als nicht-elastisch beschrieben und in drei Teilbereiche unterteilt: Bereich 1 betrifft das elastische Verhalten einer Ankerplatte bis zum Erreichen der elastischen Tragfähigkeit des beschriebenen T-Stummels. Bereich 2 bildet das Lastverformungsverhalten mit der Bildung der Fließgelenke ab. In Bereich 3 wird die Verformung bis zum Erreichen der maximal aufnehmbaren Normalkraft beschrieben. Unterschieden wird grundsätzlich, analog zur Ermittlung der Tragfähigkeiten, ob Abstützkräfte auftreten können oder eine reine Biegung der Ankerplatte entsteht, ohne die Abstützung der Ankerplatte auf den Betongrund.

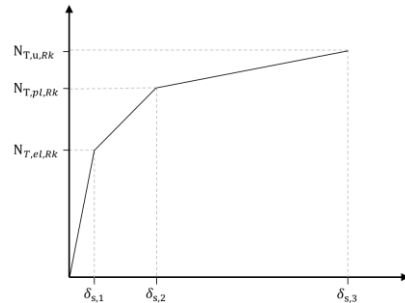


Abb. 4.13: Lastverformungsverhalten – Ankerplatte auf Biegung

Tab. 4.9: Lastverformungsverhalten – Ankerplatte auf Biegung

		Steifigkeit $k_{T,i}$ [N/mm]	
Allg.	ohne Abstützkräfte	$k_{15} = \frac{0,425 \cdot l_{\text{eff}} \cdot t_p^3}{m_x^3}$	
	mit Abstützkräften	$k_{15} = \frac{0,85 \cdot l_{\text{eff}} \cdot t_p^3}{m_x^3}$	
		nach <i>DIN EN 1993-1-8</i>	
Bereich	Lastbereich	Verformung $\delta_{T,i}$ [mm]	
1	$N_{\text{act}} < N_{T,\text{el}}$	$\delta_{T,1} = \frac{N_{\text{act}}}{E_a \cdot k_{15}}$	
2	$N_{T,\text{el}} < N_{\text{act}} < N_{T,\text{pl}}$	$\delta_{T,2} = \left(\frac{3 \cdot N_{T,\text{pl}}}{E_a \cdot k_{15}} - \frac{N_{T,\text{el}}}{E_a \cdot k_{15}} \right) \frac{N_{\text{act}} - N_{T,\text{el}}}{N_{T,\text{pl}} - N_{T,\text{el}}} + \delta_{T,1}(N_{T,\text{el}})$	
3	$N_{T,\text{pl}} < N_{\text{act}} < N_{T,\text{u}}$	$\delta_{T,3} = \left(\frac{N_{\text{act}} - N_{T,\text{pl}}}{E_a \cdot k_{15}} \right) [25 \div 50] + \delta_{T,2}(N_{T,\text{pl}})$	
Mit:			
l_{eff}	wirksame Länge des T-Stummel-Flanschs nach Tab. 4.2 und Tab. 4.3 [mm]		
$N_{T,\text{el}}$	elastische Tragfähigkeit des T-Stummels je Kopfbolzenreihe $= \frac{2}{m_x} \cdot \sum \min(l_{\text{eff},\text{nc}}; l_{\text{eff},\text{cp}}) \cdot \frac{t_p^2}{6} \cdot f_y$ [N]		
$N_{T,\text{pl}}$	plastische Tragfähigkeit des T-Stummels je Kopfbolzenreihe $= \frac{2}{m_x} \cdot \sum \min(l_{\text{eff},\text{nc}}; l_{\text{eff},\text{cp}}) \cdot \frac{t_p^2}{4} \cdot f_y$ [N]		
$N_{T,\text{u}}$	maximale Tragfähigkeit je Kopfbolzenreihe $= \frac{2}{m_x} \cdot \sum \min(l_{\text{eff},\text{nc}}; l_{\text{eff},\text{cp}}) \cdot \frac{t_p^2}{4} \cdot f_u$ [N]		

4.3.8 Auslenkung der Oberflächenbewehrung im Nachtraglastbereich

Betonausbruchkörper können sich auf Grund ihrer Geometrie auf das Netz der Oberflächenbewehrung abstützen. Durch geringe Verformungen bei einem der beschriebenen Betonversagensmechanismen mit der Bildung eines Bruchkegels ist die Auslenkung der Oberflächenbewehrung mit Erreichen der Traglast gering und somit der Einfluss dieser vernachlässigbar klein. Im Nachtraglastbereich hingegen kann die Oberflächenbewehrung, durch das Abstützen des Bruchkegels und damit eine weitere Auslenkung, einen signifikanten Beitrag zu einem duktilen Nachbruchverhalten leisten. Weiter wurde bei den experimentellen Untersuchungen unter einer Zugkraft eine Plateaubildung bei Höchstlast beobachtet, die unter anderem auf das Abstützen des Betonkegels auf das Netz der Oberflächenbewehrung zurückzuführen ist. Die Plateaubildung wird nachfolgend in Tab. 4.10 erläutert. Zur Berücksichtigung dieser Komponente muss ein implizites Gleichungssystem iterativ, durch Erhöhung der Auslenkung bis zum Erreichen der Traglast der Bewehrungsüberdeckung, gelöst werden. Dieser Bereich wird nachfolgend als ‚Bereich 3.1‘ bezeichnet. Bereich 3.2 nach der Plateaubildung kann vereinfacht mit dem abfallenden Ast der Betonkomponente und der Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung beschrieben werden. Generell ist der Beitrag der Oberflächenbewehrung zum negativen abfallenden Ast des Betons ein positiver.

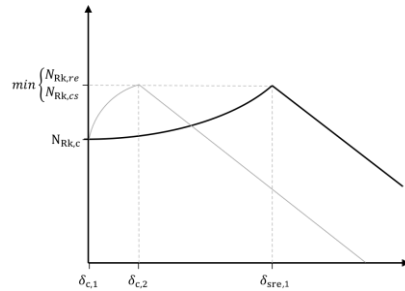


Abb. 4.14: Lastverformungsverhalten – Oberflächenbewehrung im Nachbruchverhalten

Die Steifigkeit des sich infolge der Auslenkung und des Absprengens der Betondeckung sukzessive verlängernden Ersatzstabes (vgl. Abb. 4.5) nimmt mit größeren Abmessungen ab, da sie sich überproportional zur Stablänge und Auslenkung verhält. Mit Erreichen der in Abb. 4.14 dargestellten Verformung $\delta_{sre,1}$ ist der Einfluss der Oberflächenbewehrung somit, durch das Absprengens der Betondeckung, von untergeordneter Bedeutung, sodass der nach *Kuhlmann u. a. (2012)* und *Berger (2015)* für das Nachbruchverhalten entwickelte vereinfachte lineare Ansatz bei einem Betonversagen für Bereich 3.2 eine gute Näherung liefert. Dieser Ansatz wurde für die Beschreibung des Nachtraglastverhaltens übernommen. Der abfallende Ast kann somit über den Faktor α_c abgedeckt werden.

Beschreibung des iterativen Berechnungsvorgangs zur Bestimmung von $\delta_{sre,1}$:

$\delta_{sre,1}$ entspricht dem Verformungswert, bei dem die Tragfähigkeit der Betondeckung nach Gleichung (4.31) erreicht wird.

Der in Abb. 4.14 entstehende Bereich zwischen $\delta_{c,2}$, dem Verformungswert mit Erreichen der Betontraglast, und $\delta_{sre,1}$ kann als Plateaubildung beschrieben werden. Da die Tragfähigkeit durch die Oberflächenbewehrung nicht gesteigert wird, bildet sich jedoch ein näherungsweise vereinfachter linearer horizontaler Bereich aus, der als duktiler Nachtraglastbereich beschrieben werden kann.

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

Gleichung (4.32) basiert auf dem eingangs beschriebenen Modell nach Schlüter und auf Gleichung (2.5). Das Modell wurde gem. Kapitel 4.2.10 um die effektive Stahlquerschnittsfläche der Bewehrung eines elliptischen Betonausbruchkörpers erweitert. Mithilfe der Grenztragfähigkeit der Betondeckung wurde die Plateaubildung wie zuvor erläutert ermittelt.

Die Steifigkeit der Oberflächenbewehrung mit Erreichen der Grenztragfähigkeit der Betondeckung kann idealisiert mit $k_{sre} = N_{M,Rk} / \delta_{sre,1}$ bestimmt werden.

Die Verifizierung der Steifigkeit wird im Anschluss an Tab. 4.10 mit den Abb. 4.15 und Abb. 4.16 näher erläutert.

Tab. 4.10: Lastverformungsverhalten – Oberflächenbewehrung

Bereich	Lastbereich	Steifigkeit k_{sre}	Verformung $\delta_{sre,i}$
		[N/mm]	[mm]
3.1	$N_{act} = \min \left\{ \begin{matrix} N_{Rk,re} \\ N_{Rk,cs} \end{matrix} \right\}$	$k_{sre} = \frac{N_{M,Rk}}{\delta_{sre,1}}$	<u>Plateaubildung:</u> $\delta_{c,2} \leq \delta_{sre,1}$ iterative Bestimmung der Verformung $\delta_{sre,1}$ mithilfe der Berechnung der Tragfähigkeit der Betondeckung nach Gleichung (4.32)
	$N_{M,Rk} = F(\delta_{sre,1}) = 2 \cdot \sin \left(\arctan \frac{4 \cdot \delta_{sre,1}}{l} \right) \cdot A_{s,E}^* \cdot \sigma(\varepsilon) \quad (4.32)$ Wird durch die Steigerung der Auslenkung $\delta_{sre,1}$ die Tragfähigkeit der Betondeckung $N_{M,Rk}$ erreicht, ist die Plateaubildung abgeschlossen.		
3.2	$N_{Rk,u} > N_{act} > 0$	$k_{c,3} = k_{c,de}$	$\delta_{c,sre} = \delta_{sre,1} + \delta_{c,2} \left(\frac{N_{Rk,c}}{N_{act} - N_{Rk,c}} + \frac{N_{act} - N_{Rk,c}}{k_{c,de}} \right)$
Mit: $N_{M,Rk}$ Tragfähigkeit der Betondeckung nach Gl. (4.31) [N] $A_{s,E}^*$ Stahlquerschnittsfläche der Bewehrung des elliptischen Ausbruchkörpers nach Gl. (4.28) [mm ²] k_{sre} Steifigkeit der Oberflächenbewehrung bis zum Absprengen der Betondeckung [N/mm] $\sigma(\varepsilon)$ Spannung des Ersatzstabes in Abhängigkeit der Dehnung infolge der Auslenkung nach Gl. (2.4) [N/mm ²]			

Begründet wird der Verlauf der Steifigkeit nach der Plateaubildung mit der sukzessiven Verlängerung und dem Absprengen der Bewehrungsüberdeckung. Hierdurch kann der um das Maß x verlängerte Stab, durch die weitere Zunahme der Auslenkung, erneut einen Lastanteil aufnehmen, bis die Betondeckung wieder ihre Tragfähigkeit erreicht. Die Auswirkung auf das Lastverformungsdiagramm ist in der folgenden Abbildung dargestellt.

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

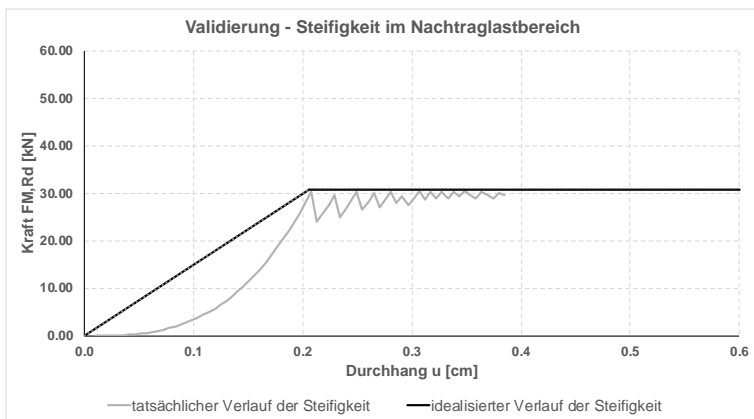


Abb. 4.15: Kraft-Verformungs-Diagramm der Oberflächenbewehrung infolge der Verlängerung des Ersatzstabes durch das Absprengen der Bewehrungsüberdeckung

Durch das weitere Auslenken der Oberflächenbewehrung und das stetige Absprengen der Betondeckung mit der einhergehenden Verlängerung des Ersatzstabes wird die Steifigkeit somit, wie oben dargelegt, weiter vernachlässigbar, sodass für den Bereich 3.2 nach dem Plateau das Nachbruchverhalten nach *Kuhlmann u. a. (2012)* und *Berger (2015)* beschrieben werden kann.

Die folgende Abb. 4.16 zeigt den Steifigkeitsverlauf der Oberflächenbewehrung mit zunehmender Auslenkung bis zum Erreichen der Tragfähigkeit der Bewehrungsüberdeckung. Da kein tragfähigkeitssteigerndes Mitwirken der Bewehrung zu erwarten ist, kommt es durch das Absprengen der Betondeckung zu einem Steifigkeitsverlust, der in Abhängigkeit von der größeren Ersatzstablänge überproportional abnimmt.

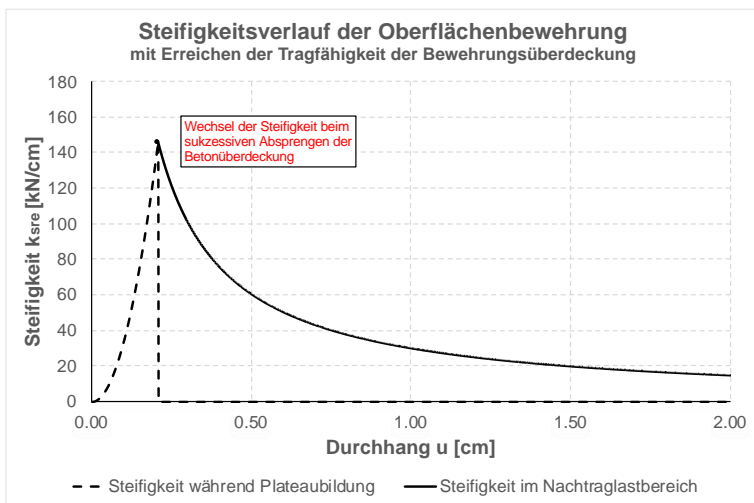


Abb. 4.16: Verlauf der Steifigkeit infolge der Auslenkung des Ersatzstabes

4.4 Verifizierung des Komponentenmodells unter Normalkraftbeanspruchung

4.4.1 Allgemeines

Das dargestellte analytische Modell zur Bestimmung des Lastverformungsverhaltens von Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung mit der Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung wurde, aufbauend auf den in Kapitel 3.3 betrachteten numerischen Untersuchungen, anhand einer Parameterstudie verifiziert. Die Übereinstimmung der Ergebnisse der experimentell vorgenommenen Versuche mit denen der numerischen Untersuchungen dieser Versuchskörper erlaubt, mit einem Mittelwert von 0,98 ($F_{u,FE} / F_{u,Versuch}$) und einer dazugehörigen Standardabweichung von 5,12%, die Durchführung einer Parameterstudie.

Auf Grund dieser Übereinstimmung lassen sich Auswirkungen weiterer, nicht experimentell untersuchter Parameter auf das Tragverhalten aufzeigen und mit dem analytischen Modell vergleichen. Untersucht wurden die effektive Einbindetiefe der Kopfbolzen, der Rückhängebewehrungsgrad, die Variation der Betonfestigkeitsklasse sowie der Einfluss der Oberflächenbewehrung durch das Variieren der Stabdurchmesser.

Die jeweiligen numerisch ausgewerteten Traglasten werden den Traglasten des entwickelten analytischen Modells gegenübergestellt und mit diesen verglichen. Anhand dieser Vergleiche wird das Komponentenmodell verifiziert.

Nachfolgend sind die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen (Kapitel 3.3) in einem Diagramm dargestellt.

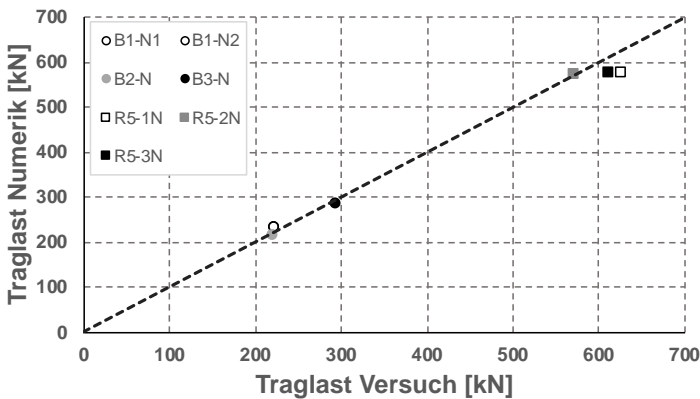


Abb. 4.17: Vergleich der numerischen Traglasten mit den experimentellen Untersuchungen $F_{u,FE} / F_{u,Versuch}$

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

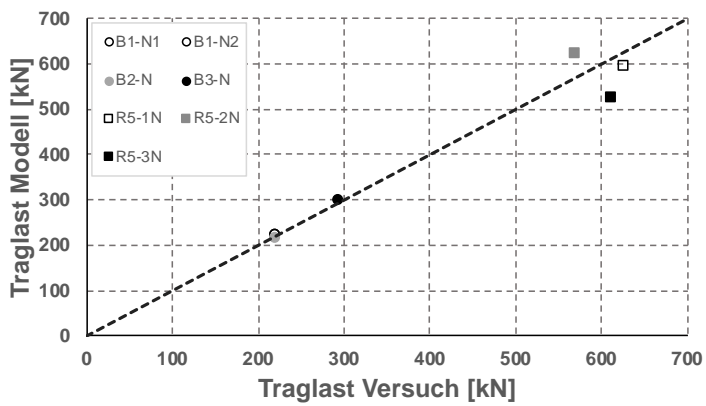


Abb. 4.18: Vergleich der Traglasten des analytischen Modells mit den experimentellen Untersuchungen $F_{u,Modell} / F_{u,Versuch}$

4.4.2 Vergleich der Tragfähigkeiten anhand numerischer Berechnungen

Infolge der zuvor beschriebenen Vergleiche zwischen den experimentellen und numerischen Untersuchungen können die beiden ungerissenen Versuche, B3-N der Basisversuchsserie und R5-1N der Referenzversuchsserie, um einen weiteren Basisparameterversuch P5-1N erweitert werden. Dieser Versuchskörper besitzt folgende Parameter:

effektive Einbindetiefe der Kopfbolzen:	$h_{ef} =$	167 mm
Rückhängebewehrungsgrad:	$2 \text{ } \varnothing$	8 pro Kopfbolzen
Oberflächenbewehrung:	\varnothing	10
Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} =$	30 N/mm ²
Dicke der Ankerplatte:	$t_p =$	15 mm

In der Parameterstudie werden die drei in der folgenden Tabelle aufgeführten Versuchskörper als ‚Ausgangsversuche‘ bzw. ‚Basisversuche‘ bezeichnet und wie dargelegt deklariert.

Tab. 4.11: Versuchsbezeichnung der Basisversuche in der Parameterstudie

Versuchsbezeichnung	Deklaration Parameterstudie		
B3-N	P1-1	P2-1	P3-1
P5-1N	P1-2	P2-4	P3-4
R5-1N	P1-3	P2-7	P3-7

Die Traglasten der Parameterstudie sind nachfolgend nach Variation verschiedener Parameter gegliedert und tabellarisch den Traglasten aus dem analytischen Modell gegenübergestellt.

In Tab. 4.12 sind, den drei Basisversuchen der Parameterstudie gegenübergestellt, die Traglasten der numerischen Modellierung infolge der Erhöhung der Betondruckfestigkeiten aufgeführt. Der Vergleich der Traglasten ergibt einen Mittelwert von 0,98 mit einer Standardabweichung von 7,7%. Das analytische Modell stimmt somit hinsichtlich der Erhöhung der Betondruckfestigkeiten gut überein.

Tab. 4.12: Vergleich der Traglasten bei der Variation der Betonfestigkeit

Versuchsbezeichnung	Einbindelänge	Rückhängebewehrungsgrad	Oberflächenbewehrung	Betondruckfestigkeit	Dicke der Ankerplatte	Traglast Numerik	Traglast Modell	$F_{u,FE} / F_{u,Modell}$
	h_{ef} [mm]	\varnothing pro SD [mm]	\varnothing [mm]	f_{cm} [N/mm ²]	t_p [mm]	$F_{u,FE}$ [kN]	$F_{u,Modell}$ [kN]	
P1-1	92	2x $\varnothing 8$	10	30	40	283	298	0.95
P1-2	167	2x $\varnothing 8$	10	30	15	466	471	0.99
P1-3	242	2x $\varnothing 8$	10	30	15	576	594	0.97
P1-4	92	2x $\varnothing 8$	10	38	40	380	333	1.14
P1-5	167	2x $\varnothing 8$	10	38	15	473	510	0.93
P1-6	242	2x $\varnothing 8$	10	38	15	575	594	0.97
P1-7	92	2x $\varnothing 8$	10	48	40	384	374	1.03
P1-8	167	2x $\varnothing 8$	10	48	15	473	554	0.85
P1-9	242	2x $\varnothing 8$	10	48	15	575	594	0.97
							Mittelwert:	0.98
							Standardabweichung:	7.71%

Tab. 4.13 bezieht sich auf die Variation des Rückhängebewehrungsgrades. Dazu wurden in der Parameterstudie lediglich die Durchmesser der Bewehrungsschenkel und nicht deren Anzahl je Kopfbolzen variiert, um den Vergleich mit den experimentellen

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

Versuchskörpern zu ermöglichen. Die Ergebnisse zeigen, dass infolge der Steigerung des Rückhängebewehrungsgrades die Traglasten der numerischen Untersuchungen gut mit dem entwickelten analytischen Modell abgebildet werden können. Der Mittelwert von 0,99 mit einer Standardabweichung von 2,72% deutet auf diese Übereinstimmung hin.

Tab. 4.13: Vergleich der Traglasten bei der Variation des Rückhängebewehrungsgrades

Versuchsbezeichnung	Einbindelänge	Rückhängebewehrungsgrad	Oberflächenbewehrung	Betondruckfestigkeit	Dicke der Ankerplatte	Traglast Numerik	Traglast Modell	$F_{u,FE} / F_{u,Modell}$
	h_{ef}	\emptyset pro SD	\emptyset	f_{cm}	t_p	$F_{u,FE}$	$F_{u,Modell}$	[-]
	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[mm]	[kN]	[kN]	
P2-1	92	2x Ø8	10	30	40	283	298	0.95
P2-2	92	2x Ø10	10	30	40	299	295	1.01
P2-3	92	2x Ø12	10	30	40	304	292	1.04
P2-4	167	2x Ø8	10	30	15	466	471	0.99
P2-5	167	2x Ø10	10	30	15	466	469	0.99
P2-6	167	2x Ø12	10	30	15	467	467	1.00
P2-7	242	2x Ø8	10	30	15	576	594	0.97
P2-8	242	2x Ø10	10	30	15	574	594	0.97
P2-9	242	2x Ø12	10	30	15	575	594	0.97
Mittelwert:								0.99
Standardabweichung:								2.72%

Mittels Variation der Durchmesser der einzelnen Bewehrungsstäbe wurde gezeigt, dass diese einen vernachlässigbar kleinen Einfluss auf die maximale Traglast besitzen. Der Vergleich der numerischen Ergebnisse mit den analytisch berechneten Werten in der nachfolgenden Tab. 4.14 zeigt einen Mittelwert von 0,98 bei einer Standardabweichung von 1,78%. Dies zeigt, dass das analytische Modell mit den numerischen Berechnungen gut übereinstimmt.

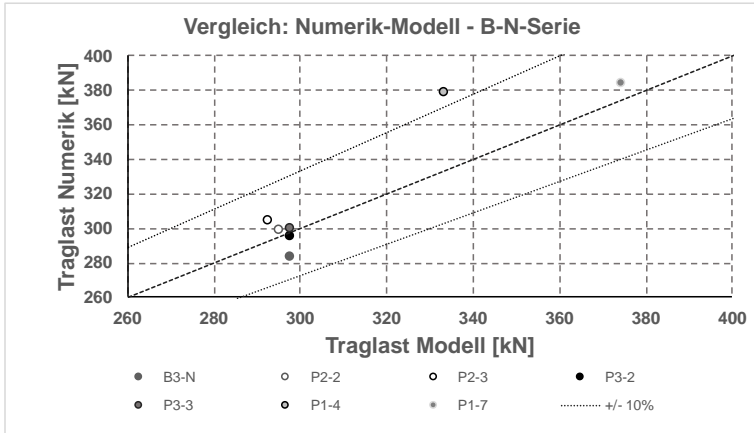
Tab. 4.14: Vergleich der Traglasten bei der Variation der Oberflächenbewehrung

Versuchsbezeichnung	Einbindelänge	Rückhängebewehrungsgrad	Oberflächenbewehrung	Betondruckfestigkeit	Dicke der Ankerplatte	Traglast Numerik	Traglast Modell	$F_{u,FE} / F_{u,Modell}$
	h_{ef}	\emptyset pro SD	\emptyset	f_{cm}	t_p	$F_{u,FE}$	$F_{u,Modell}$	[-]
	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[mm]	[kN]	[kN]	
P3-1	92	2x Ø8	10	30	40	283	298	0.95
P3-2	92	2x Ø8	12	30	40	296	298	0.99
P3-3	92	2x Ø8	14	30	40	300	298	1.01
P3-4	167	2x Ø8	10	30	15	466	471	0.99
P3-5	167	2x Ø8	12	30	15	468	471	0.99
P3-6	167	2x Ø8	14	30	15	470	471	1.00
P3-7	242	2x Ø8	10	30	15	576	594	0.97
P3-8	242	2x Ø8	12	30	15	577	594	0.97
P3-9	242	2x Ø8	14	30	15	574	594	0.97
Mittelwert:								0.98
Standardabweichung:								1.78%

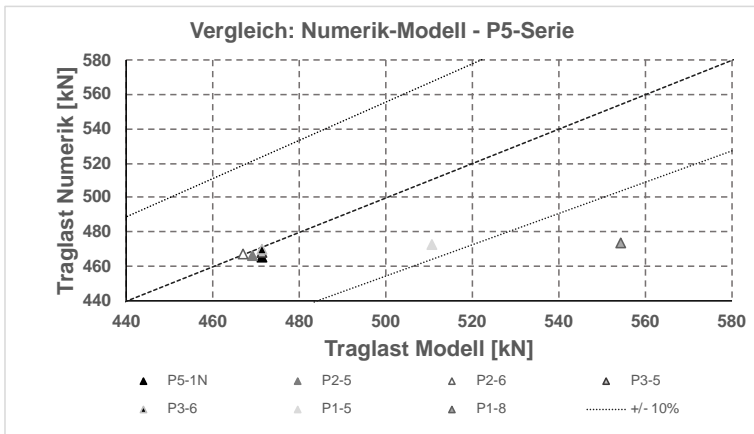
Die Parameterstudie wird in den nachfolgenden Diagrammen dargestellt. Der Übersichtlichkeit halber werden die Ergebnisse der drei zu Beginn beschriebenen Basisversuche getrennt betrachtet.

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

a)



b)



c)

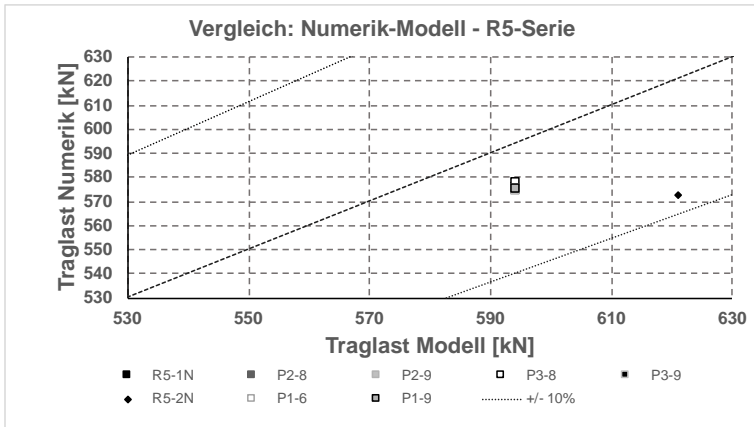


Abb. 4.19: Vergleich der Traglasten – Numerik vs. analytisches Modell ($F_{u,FE} / F_{u,Modell}$)

4.5 Zusammenführung zum Komponentenmodell

4.5.1 Allgemeines

Die auf Grundlage der *DIN EN 1993-1-8* und *DIN EN 1992-4* sowie weiteren eingangs beschriebenen Forschungsvorhaben aufbauenden dargestellten Einzelkomponenten wurden zu einem Komponentenmodell zusammengefügt. Neben den Tragfähigkeiten (Kapitel 4.2) wurden bereits die Steifigkeiten (Kapitel 4.3) der einzelnen Versagensmodi dargelegt.

4.5.2 Beschreibung des Komponentenmodells starrer und nachgiebiger Ankerplatten

Das Komponentenmodell kann den Untersuchungen zufolge auf große Ankerplatten mit vier Kopfbolzen je Reihe größtenteils übertragen werden. Neben den einzelnen Versagensmodi kann ebenfalls ein Mischversagen aus plastischer Verformung der Ankerplatte und Betonversagen auftreten.

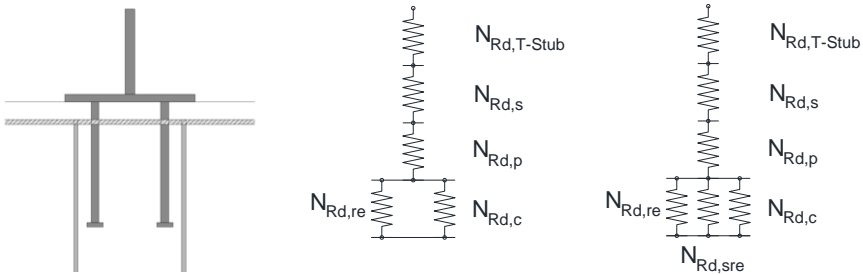


Abb. 4.20: Federmodell der Zugkomponenten
(Mitte: Traglastverhalten;
Rechts: Nachtraglastverhalten)

Die in Abb. 4.20 dargestellten Federmodelle beschreiben das Traglast- und das Verformungsverhalten für auf Zug beanspruchte Ankerplatten mit Kopfbolzen. Diesbezüglich kann zwischen dem Verhalten bis zum Erreichen der Traglast und dem Verhalten nach Erreichen der Traglast unterschieden werden. Die zusätzliche Duktilitätskomponente im Nachtraglastbereich der bei Betonversagen auftretenden Auslenkung der Oberflächenbewehrung kann, je nach Größe der Ankerplatten und der entsprechend großen Betonausbruchkegel, Auswirkungen auf die Steifigkeit haben. Diese nichtlineare Feder wirkt erst bei einer deutlichen Verformung der Oberflächenbewehrung und ist somit nicht traglastrelevant.

Begründet wird dieses Modell damit, dass sich der Betonausbruchkörper erst komplett bis auf Höhe der Oberflächenbewehrung gebildet haben muss, um diese auszulenken. Die entstehende Einwirkung auf die einzelnen Bewehrungsstäbe hängt signifikant von vom Durchhang der angenommenen Parabelfunktion ab. Daher ist die Wirksamkeit dieser Feder bei größer werdenden Betonausbruchkörpern und geringen Verformungen geringer. Entsteht ein relativ kleiner Betonausbruchkörper, der durch die Verwen-

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

dung von Rückhängebewehrungen dicht an der Ankerplatte liegt, und kann als maßgebender Versagensmodus der Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung festgestellt werden, ist bei kleiner Länge L des Ersatzstabes der Einfluss von Verformungen größer. Eine Verankerung des Betonausbruchkörpers respektive ein Abstützen des Ausbruches auf die Oberflächenbewehrung wird bei Verankerungsgruppen mit vier Kopfbolzen je Reihe unterstellt.

Infolge der verschiedenen möglichen Versagensmodi unter einer Zugbeanspruchung werden im Folgenden die Einzelkomponenten zu einem Modell zusammengefügt, wobei die nach *DIN EN 1993-1-8* eingeführten Versagensmodi 1 bis 3 berücksichtigt werden.

Versagensmodus 1:

Versagensmodus 1 beschreibt analog zur *DIN EN 1993-1-8* das reine Fließen der Ankerplatte und kann nach Gleichung (4.33) berechnet werden.

Tragfähigkeit der Ankerplatte:

- für eine außerhalb eines Trägerprofils liegende Kopfbolzenreihe
 $N_{T,1,Rk}$ nach Gleichung (4.17) (4.33)
- für eine innerhalb eines Trägerprofils liegende Kopfbolzenreihe
 $N_{T,1,Rk}$ nach Gleichung (4.23)

Versagensmodus 3:

Die Tragfähigkeit bei Versagensmodus 3 kann auf Grund der verschiedenen möglichen Versagensarten nach Gleichung (4.34) ermittelt werden. Dieser Versagensmodus tritt überwiegend bei starren Ankerplatten auf. Die Tragfähigkeit wird dann aus dem Minimum der Traglasten aus dem Betonausbruch, dem Betonausbruch mit Rückhängebewehrung, dem Herausziehen oder dem Stahlversagen der Kopfbolzen bestimmt.

$$N_{T,3,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Rk,s} \\ N_{Rk,c} \\ N_{Rk,re,1} \\ N_{Rk,re,2} \\ N_{Rk,cs} \\ N_{Rk,p} \end{array} \right\} \quad (4.34)$$

Mit:

- $N_{Rk,s}$ Kopfbolzenversagen nach Gl. (4.1)
- $N_{Rk,c}$ Betonausbruch nach Gl. (4.5)
- $N_{Rk,re,1}$ Stahlversagen der Rückhängebewehrung nach Gl. (4.8)
- $N_{Rk,re,2}$ Verankerungsversagen nach Gl. (4.9)
- $N_{Rk,cs}$ Betonversagen zwischen der Rückhängebewehrung nach Gl. (4.11)
- $N_{Rk,p}$ Herausziehen nach Gl. (4.12)

Versagensmodus 2:

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

Das kombinierte Versagen von Versagensmodus 2 beschreibt ein Versagen der maßgebenden Komponente nach Versagensmodus 3 und die sich bildenden Fließgelenke am Übergang von Zugflansch zur Ankerplatte. Es wird, wie bei Versagensmodus 1, zwischen außerhalb und innerhalb eines Trägerprofils liegenden Kopfbolzenreihen unterschieden.

Tragfähigkeit der Ankerplatte:

- für eine außerhalb eines Trägerprofils liegende Kopfbolzenreihe
 $N_{T,2,Rk}$ nach Gleichung (4.18)
- für eine innerhalb eines Trägerprofils liegende Kopfbolzenreihe
 $N_{T,2,Rk}$ nach Gleichung (4.27)

Neben der Traglast kann mithilfe des dargestellten Modells auch das Verformungsverhalten beschrieben werden. Für die Zusammensetzung der Lastverformungscharakteristik müssen die Einzelkomponenten separat betrachtet werden. Im Allgemeinen ist es für große Ankerplatten mit vier Kopfbolzen in einer Reihe möglich, aufbauend auf *Kuhlmann u. a. (2012)* die Verformungen in drei Bereiche zu unterteilen.

Bereich 1:

Bereich 1 beschreibt das Verhalten im ungerissenen Bereich des Betons. Hierbei werden folgende Verformungsanteile berücksichtigt:

- Verformung infolge Unterkopfpresung der Kopfbolzen
 $\delta_{p,1}$ nach Tab. 4.8
- Verformung infolge Verlängerung der Kopfbolzen
 $\delta_{y,s,1}$ nach Tab. 4.4
- Verformung der Ankerplatte
 $\delta_{T,1}$ nach Tab. 4.9

Bereich 2:

Bereich 2 wird mit Erreichen der reinen Betontraglast wirksam. Zu den zu Bereich 1 aufgelisteten Verformungen kommen die Anteile aus dem Entstehen des Ausbruchkegels sowie, im Fall einer Rückhängebewehrung, die Verformungsanteile der Kombination aus Betonausbruch und Rückhängebewehrung hinzu.

- Verformung infolge Unterkopfpresung der Kopfbolzen
 $\delta_{p,2}$ nach Tab. 4.8
- Verformung infolge Verlängerung der Kopfbolzen
 $\delta_{y,s,2}; \delta_{y,s,3}$ nach Tab. 4.4
- Verformung der Ankerplatte
 $\delta_{T,2}$ nach Tab. 4.9
- Verformung durch Bildung des Betonausbruchkegels
 $\delta_{c,2}$ nach Tab. 4.5
- Verformung unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung
 $\delta_{c,2}$ nach Tab. 4.6

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

Bereich 3:

Bereich 3 ist der Nachtraglastbereich, der in Abhängigkeit der beschriebenen Versagensmodi betrachtet werden muss: Versagensmodus 1 und das damit verbundene reine Fließen der Ankerplatte, Versagensmodus 3, die maßgebende Komponente aus den Beton- oder Stahltraglasten sowie das kombinierte Versagen nach Modus 2. Wenn die maßgebende Komponente das Betonversagen ist (nicht Herausziehen) und sich ein Betonausbruchkegel bilden kann, muss bei großen Ausbruchkegeln die Oberflächenbewehrung berücksichtigt werden. Diese weist ggf. ein duktiler Nachbruchverhalten auf.

Versagensmodus 1:

Verformung infolge des Fließens der T-Stummel-Bildung

$$\delta_{T,3} \quad \text{nach Tab. 4.9}$$

Versagensmodus 2:

Hier wird die Verformung des kombinierten Versagens aus T-Stummel-Bildung und Betonversagen einbezogen. Herausziehen wird an dieser Stelle bei Kopfbolzen nicht betrachtet. Im Fall einer Abstützung des Betonausbruchkegels auf die Oberflächenbewehrung muss diese berücksichtigt werden.

Verformung unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung

$$\delta_{c,3} \quad \text{nach Tab. 4.6}$$

Verformung der Ankerplatte

$$\delta_{T,3} \quad \text{nach Tab. 4.9}$$

Verformung der Oberflächenbewehrung

$$\delta_{sre} \quad \text{nach Tab. 4.10}$$

(4.38)

Versagensmodus 3:

Verformung der maßgebenden Komponente aus Beton- oder Stahlversagen sowie dem kombinierten Versagen nach Modus 2.

Verformung infolge Verlängerung der Kopfbolzen

$$\delta_{y,s,4} \quad \text{nach Tab. 4.4}$$

Verformung unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung

$$\delta_{c,3} \quad \text{nach Tab. 4.6}$$

Verformung infolge des Herausziehens der Kopfbolzen

$$\delta_{p,3} \quad \text{nach Tab. 4.8}$$

Verformung der Oberflächenbewehrung

$$\delta_{sre} \quad \text{nach Tab. 4.10}$$

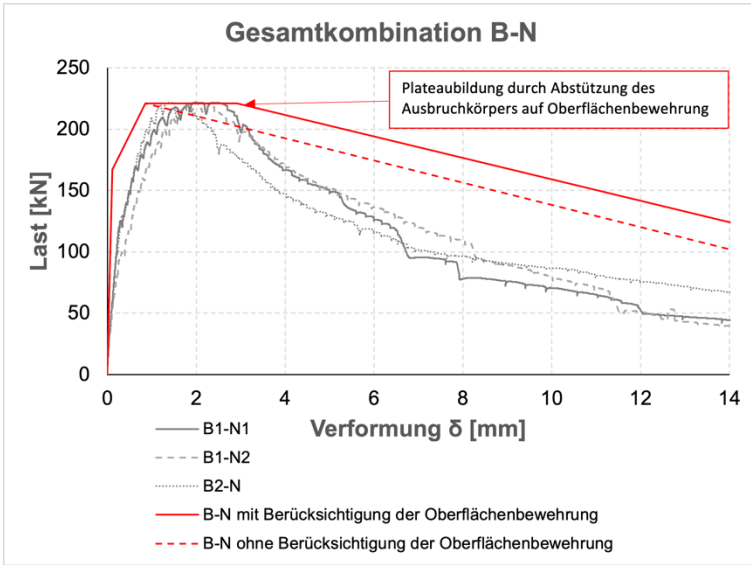
Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

Die Zusammenführung der Einzelkomponenten erfolgt am Beispiel der durchgeführten experimentellen Untersuchungen im direkten Vergleich, mit und ohne Berücksichtigung von Verformungsanteilen der Oberflächenbewehrung im Nachtraglastbereich.

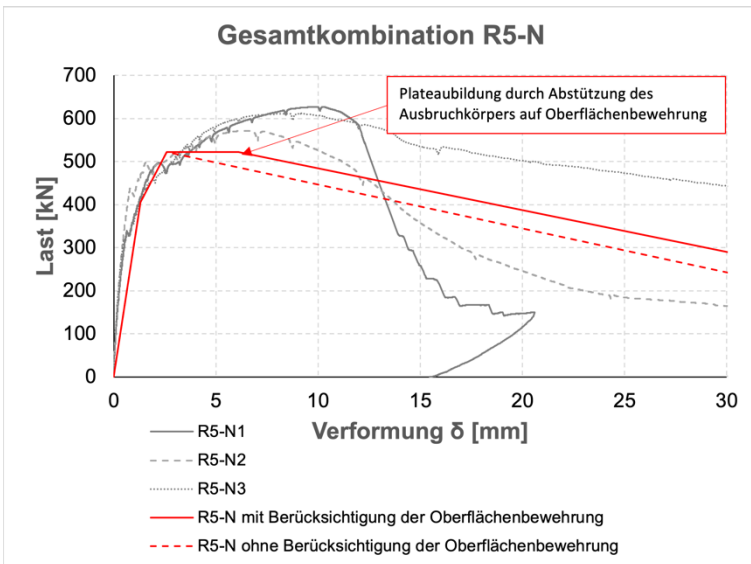
Tab. 4.15: Gegenüberstellung der Modelle mit und ohne Berücksichtigung der Verformung der Oberflächenbewehrung (rot) im Vergleich zu den Versuchsergebnissen

- a) Gesamtkombination der Basisversuchsserie
- b) Gesamtkombination der Referenzversuchsserie

a)



b)



Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

Nachfolgende Abb. 4.21 zeigt die schematische Darstellung der Komponenten unter einer Zugkraftbeanspruchung.

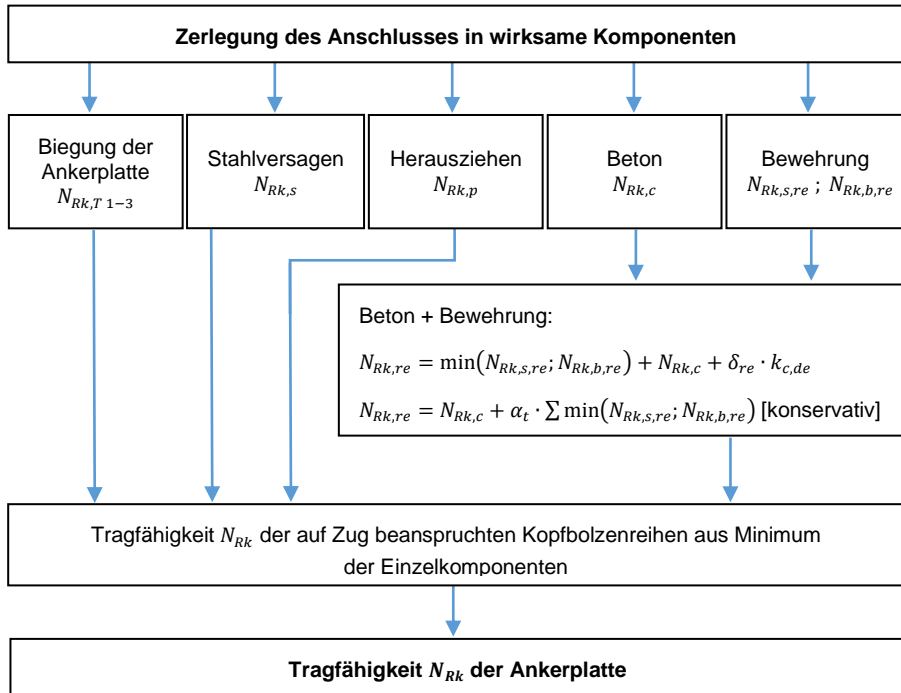


Abb. 4.21: Schematische Darstellung der Komponenten unter einer Zugkraftbeanspruchung

Entwicklung eines Komponentenmodells zum Tragverhalten starrer und nachgiebiger Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung

5 Untersuchungen zum Tragverhalten nachgiebiger Ankerplatten unter Zwang

5.1 Allgemeines

Große nachgiebige Ankerplatten mit mehr als der zulässigen Anzahl an Verbindungsmitteln decken über ihre Geometrie eine größere Betonfläche ab. Infolgedessen ist zu prüfen, ob es durch Zwangsbeanspruchungen zu einer zusätzlichen Beanspruchung der Verbindungsmittel kommen kann. Das Versuchsprogramm wurde aufbauend auf den Untersuchungen von *Kurz u. a. (2011)* konzipiert. Auf Grund der Ergebnisse der Untersuchungen wurde auf eine thermische Belastung verzichtet, da eine über die gesamte Ankerplattenfläche gleichmäßige Beflammung nicht oder nur unter schwer zu erfüllenden Randbedingungen über eine längere Zeit möglich ist. Da Zwängungen nicht nur aus Temperaturlastfällen und einer damit zusammenhängenden Ausdehnung der Ankerplatte, sondern auch aus zeitabhängigen Verformungen des Betons resultieren, wurden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens Untersuchungen zur Kurzzeitrelaxation des Betons durchgeführt und es wurde ein analytisches Modell entwickelt, das die relevanten Parameter berücksichtigt.

Durch eine konstante Auflast auf einen Betonkörper und eine hieraus resultierende Stauchung erfährt die seitlich angebrachte Ankerplatte eine Zwängung. Die entstehenden Dehnungen der Ankerplatte sowie Verformungen des gesamten Probekörpers können mit Dehnungsmessstreifen sowie induktiven Wegaufnehmern über die Versuchsdauer von acht Stunden hinweg aufgezeichnet werden.

Die zu untersuchenden Ankerplatten sind hinsichtlich der Anordnung der Kopfbolzen analog zu den Versuchen unter Normalkraft sowie Querkraft konzipiert, um Rückschlüsse auf das Dehnungsverhalten von Kopfbolzen und Rückhängebewehrungen ziehen zu können. Die verwendeten Ankerplatten hatten eine Stärke von $t_p = 15 \text{ mm}$ und eine effektive Einbindelänge der Kopfbolzen von $h_{ef} = 242 \text{ mm}$. Auf Grund der zu erwartenden großen Streuungen der Versuche wurden drei gleiche Probekörper hergestellt, um das Verhalten von Ankerplatten unter Zwang verifizieren zu können. Die Versuche werden jeweils im ungerissenen Beton durchgeführt. Für die Kopfbolzen wurde eine Anordnung von 6×2 gewählt, die in Abb. 5.8 dargestellt ist.

Neben den Verformungs- und Dehnungsmessungen an der Ankerplatte wurde über Dehnungsmessstreifen am Beton die Stauchung ermittelt. Zudem wurden die Dehnungen am Schaft der Kopfbolzendübel sowie an den Schenkeln der Rückhängebewehrungen festgehalten.

Neben den experimentellen Untersuchungen wurden numerische durchgeführt. Mit Hilfe der FE-Methode konnten weitere Effekte des Spannungs- sowie des Dehnungsverhaltens des Betons, der Ankerplatte und der Kopfbolzen untersucht werden. Die Auswertung der Ergebnisse unterstützt die Entwicklung eines analytischen Modells für große Ankerplatten unter einer Zwangsbeanspruchung.

5.2 Experimentelle Untersuchungen

5.2.1 Allgemeines

Die experimentellen Untersuchungen großer Ankerplatten mit einer Zwangsbeanspruchung basieren auf den in Kapitel 2 aufgeführten Versuchsserien. Die Erkenntnisse von Kurz u. a. (2011) wurden bei der Konzeption der Versuchsserie berücksichtigt. Wie in Kapitel 5 beschrieben, wurde auf Grund der Größe der zu untersuchenden Ankerplatte auf eine thermische Untersuchung verzichtet. Eine Stauchung des umliegenden Betons hat den gleichen Effekt auf Ankerplatten mit Kopfbolzen, sodass diese Variante weiterverfolgt wurde.

Aus der achtstündigen Stauchung des Betons und der Beobachtung der Dehnungsänderung der einzelnen Komponenten kann ein mechanisches Modell, unter Hinzunahme weiterer numerischer Untersuchungen, abgeleitet werden.

Für die Validierung der experimentellen Untersuchungen und des analytischen Modells wurden zusätzlich zu dieser Versuchsserie Kalibrierversuche unter Querkraft durchgeführt, auf deren Grundlage die Steifigkeit eines Kopfbolzens unter Querbelastung ermittelt werden konnte. Die Ergebnisse dieser Serie sind nachfolgend dargestellt und im Versuchsbericht von Kurz u. a. (2016) zu den Versuchsserien K1-Q sowie K2-Q zu finden. Diese Versuche beziehen sich auf das Tragverhalten eines einzelnen Kopfbolzens unter nahezu reiner Querlast.

5.2.1.1 Kalibrierversuche unter Querlast

Die Kalibrierversuche zur Ermittlung der Steifigkeit eines einzelnen Kopfbolzens unter Querlast wurden an kurzen Kopfbolzen (K1-Q: $h_{ef} = 92 \text{ mm}$) sowie an langen Kopfbolzen (K2-Q: $h_{ef} = 242 \text{ mm}$) durchgeführt. Diese Längen stellen, analog zu den Versuchen unter Last, einen unteren sowie oberen Grenzwert dar.

Für die Bestimmung der Steifigkeiten eines Kopfbolzens nach *DIN EN 1994-1-1* wurden Dübelkennlinien erstellt. Dies erfolgt über die gemessene Zylinderkraft des Versuchstandes und die Verschiebung der Ankerplatte, die mit induktiven Wegaufnehmern bis zum Abscheren der Kopfbolzen bestimmt wurde.

Die Versuche wurden auf Grund des spröden Verhaltens bei Betonversagen mit einer Prüfgeschwindigkeit von $0,1 \text{ mm/min}$ durchgeführt. Zur Kontrolle der Rissbildung und zur Beobachtung von Lastumlagerungen wurden die Versuchsdurchführungen alle 10 kN bzw. 20 kN gestoppt. Nach Erreichen der Höchstlast und nach Beobachtung einer deutlich abfallenden Last wurde die Belastungsgeschwindigkeit auf $0,2 \text{ mm/min}$ bis schließlich $0,5 \text{ mm/min}$ gesteigert.

Die Lasteinleitung für die Kalibrierversuche musste für das Aufbringen einer nahezu ‚reinen‘ Querkraft, wie nachfolgend dargestellt, realisiert werden. Zusätzlich wurde zwischen Prüfzylinder und Lasteinleitungsstruktur eine Kalotte positioniert, die eine Verdrehung des Probekörpers zulassen und über die gesamte Versuchsdauer eine rein vertikale Lasteinleitung sicherstellen sollte. Die nachfolgende Abbildung zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau und die prinzipielle Versuchsdurchführung der K-Q-Serie.

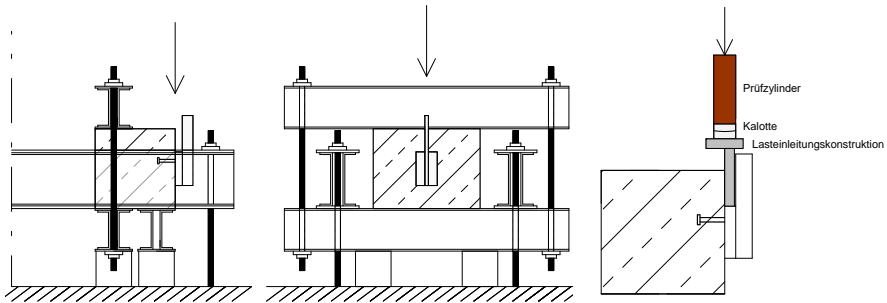


Abb. 5.1: Prinzipieller Versuchsaufbau der K-Q-Serie
(links: Versuchsaufbau;
rechts: Versuchsdurchführung)

5.2.1.2 Materialprüfungen der Kalibrierversuchsserie

Die Werkstoffkennwerte der Ankerplatten, der Kopfbolzen sowie der Rückhängebewehrung sind in Kapitel 3.2.4.1 dargestellt.

Beton

Zusätzlich zu den jeweiligen Versuchskörpern wurden Proben aus den jeweiligen Betonchargen zur Ermittlung der Festigkeiten erstellt. Die Festigkeiten wurden jeweils zu Beginn und am Ende der Versuchsserie bestimmt.

Tab. 5.1: Werkstoffkennwerte des Betons der Kalibrierversuche unter Querlast

Versuch	Herstelltag Versuchstag Alter	$f_{c,cube,150}$	$f_{cm,cube}$ Mittelwert [N/mm ²]	f_{ct}	f_{ctm} [N/mm ²]
		Würfel 1 Würfel 2 Würfel 3 [N/mm ²]		Zylinder 1 Zylinder 2 Zylinder 3 [N/mm ²]	
Beginn K-Q	12.01.2015	39,19	39,08	2,34	2,20
	18.02.2015	38,96		2,05	
	36				
Ende K-Q	12.01.2015	40,71	39,94	1,91	2,07
	18.02.2015	39,96		2,24	
	37	39,13			

5.2.1.3 Ergebnisse der Kalibrierversuche

Die Wegaufnehmer zur Bestimmung der Dübelkennlinien waren wie folgt schematisch dargestellt an der Ankerplatte angebracht.

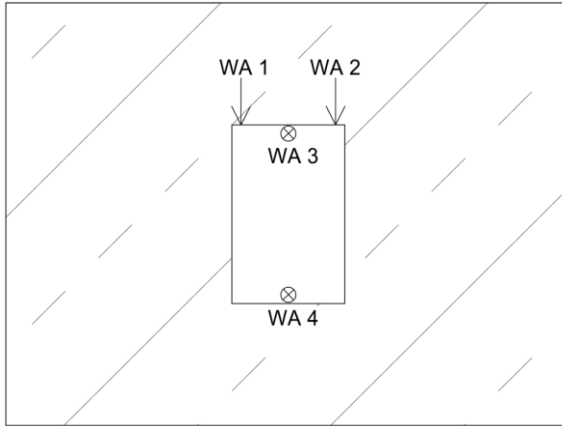


Abb. 5.2: Position der Wegaufnehmer
(links: schematisch;
rechts: Versuchsstand)

K1-Q

Die Dübelkennlinien der drei untersuchten Kalibrierversuche mit einer kleinen effektiven Einbindetiefe sind nachfolgender Abbildung zu entnehmen. In dieser Versuchsreihe sind bei allen Versuchen die Kopfbolzen abgesichert. Unterhalb des Kopfbolzens bildete sich jeweils durch die Verformung des Kopfbolzens die typische muschelförmige Abplatzung des Betons.

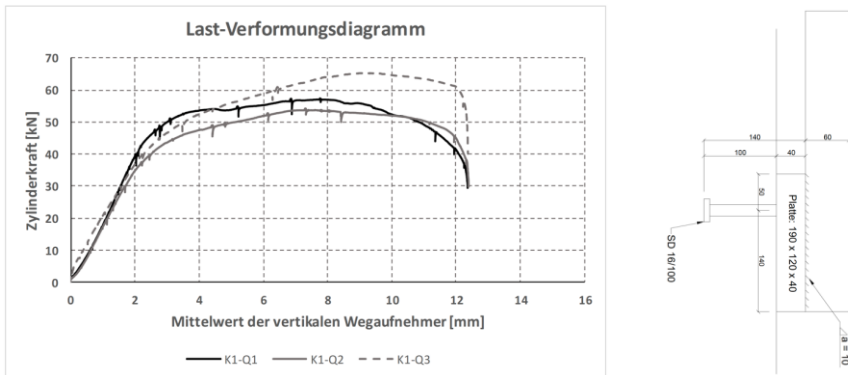


Abb. 5.3: Lastverformungsdiagramm K1-Q-Serie

Die Versagensbilder dieser Versuchsserie sind nachfolgend abgebildet. Nach dem Aufsägen der Probekörper konnte die jeweilige Verformung der Kopfbolzen detaillierter betrachtet werden.



Abb. 5.4: Versagensbilder K1-Q-Serie

K2-Q

Die Dübelkennlinien der drei untersuchten Kalibrierversuche mit einer großen effektiven Einbindetiefe von $h_{ef} = 242 \text{ mm}$ sind nachfolgend dargestellt. Wie bei der vorigen Versuchsserie sind die Kopfbolzen auf ähnlichem Lastniveau abgeschert. Unterhalb des Kopfbolzens bildete sich ebenfalls durch die Verformung des Kopfbolzens jeweils die typische muschelförmige Abplatzung des Betons.

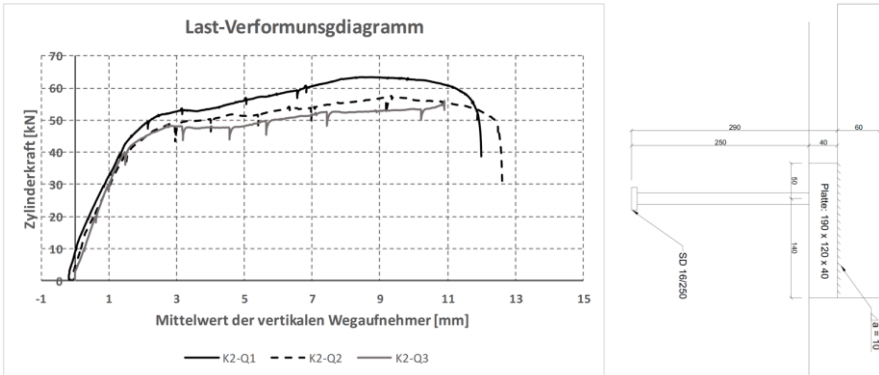


Abb. 5.5: Lastverformungsdiagramm K2-Q-Serie

Die Versagensbilder dieser Versuchsserie sind, wie die der Versuchsserie K1-Q, nach dem Versuch in Achse des Kopfbolzens aufgesägt worden, um die Verformung des Kopfbolzens genauer betrachten zu können.



Abb. 5.6: Versagensbilder K2-Q-Serie

5.2.2 Versuchsparameter und Versuchsprogramm

Die für die Versuchsserie relevanten Parameter sind in Tab. 5.2 aufgeführt. Als Ankerplattenstärke wurde ein Wert von $t_p = 15 \text{ mm}$ bei einer effektiven Einbindelänge der Kopfbolzen von $h_{ef} = 242 \text{ mm}$ festgelegt, um die Versuche unter Last vergleichen und übertragen zu können. Weiter wurden zwei Rückhängebewegungsschenkel je Kopfbolzen angeordnet. Zur Verifizierung der Ergebnisse sollten alle verwendeten Materialien infolge der Belastung und der daraus resultierenden Stauchung im elastischen Bereich des jeweiligen Werkstoffes bleiben. Mit einer konstanten Auflast von $0,6 \text{ MN}$ war dieses Kriterium erfüllt.

Tab. 5.2: Versuchsprogramm für Versuche unter Zwangsbeanspruchung

Versuch	Plattendicke [mm]	Kopfbolzen	Zustand Beton	Rückhängebewehrung pro Kopfbolzen
R4-1 Z	15	SD16/250	ungerissen	2 x Ø 8mm

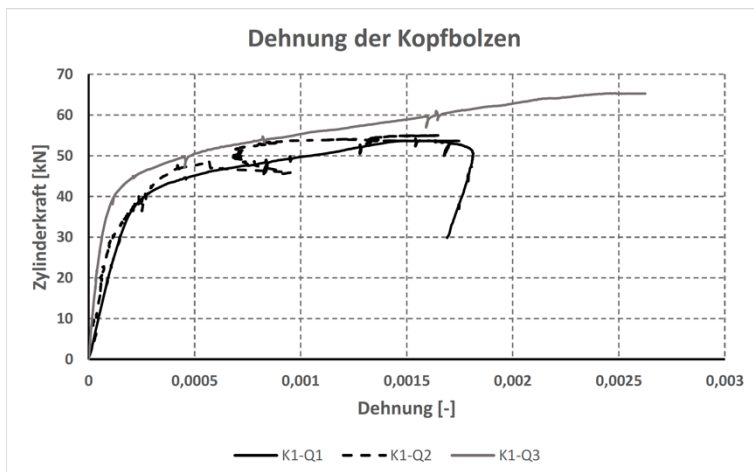
Für die Versuchsserie R4-1 Z wurden Stahleinbauteile im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern hergestellt. Die Ankerplatten wurden aus dem Stahlwerkstoff S355J2 gefertigt und basieren damit auf der gleichen Stahlcharge wie die Ankerplatten, die unter Normkraftbeanspruchung getestet wurden. 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 folgenden Tab. 5.3 sind die Maße der verwendeten Kopfbolzen zu entnehmen. An die Ankerplatte wurde kein Stahlbauteil geschweißt, um das reine Verhalten der Ankerplatte zu untersuchen.

Tab. 5.3: Abmessung der Kopfbolzen

Typ NELSON	d_s [mm]	L [mm]	d_h [mm]	h_{ef} [mm]
SD 16/250	16	250	32	242

Nachstehende Abbildungen zeigen die Kraft-Dehnungs-Beziehungen eines Kopfbolzens unter Querkraft, resultierend aus den in Kapitel 5.2.1.1 erläuterten Kalibrierversuchen.

a)



b)

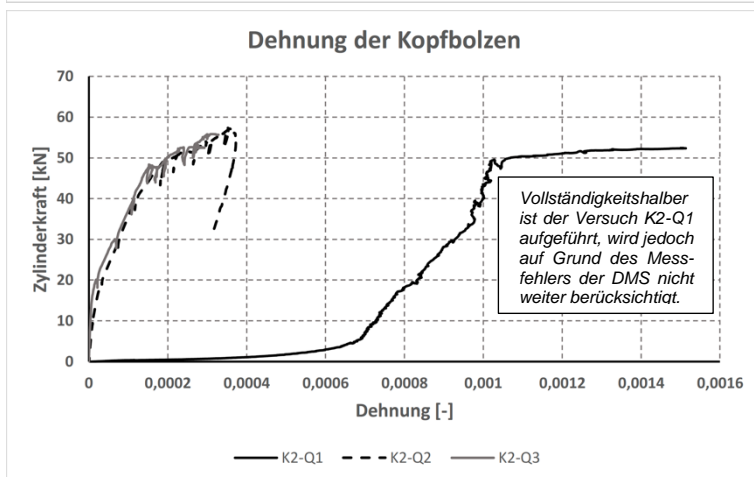


Abb. 5.7: Zylinderkraft-Dehnungs-Beziehung eines Kopfbolzens unter Querlast
a) Kalibrierversuche an Kopfbolzendübeln mit $h_{ef} = 92$ mm
b) Kalibrierversuche an Kopfbolzendübeln mit $h_{ef} = 242$ mm

5.2.3 Versuchsdurchführung

5.2.3.1 Versuchskörper

Die geometrischen Abmessungen der Versuchskörper sowie der verwendeten Stahleinbauteile sind den nachfolgenden Abbildungen zu entnehmen. Die Stahleinbauteile der 6 x 2-Ankerplatten sind in Abb. 5.8 dargestellt. Die Kopfbolzenabstände entsprechen den Abständen aus den experimentellen Untersuchungen mit einer Normalkraftbeanspruchung.

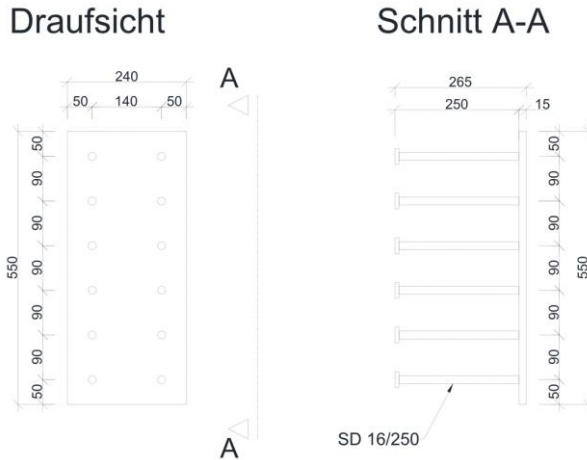


Abb. 5.8: Stahleinbauteile – Ankerplatte unter einer Zwangsbeanspruchung

Die Geometrie der Betonkörper wurde so gewählt, dass unter Beachtung eines Lastausbreitungswinkels von 45° oberhalb und unterhalb der Ankerplatte derselbe Abstand von 300 mm entstand. Des Weiteren wurde so gewährleistet, dass im Bereich der Ankerplatte eine konstante Auflast vorliegt. Die Oberflächenbewehrung wurde im Vergleich zu den statischen Versuchen unter Last nicht variiert und hatte ein Achsmaß von 9 auf 14 cm. Die Probekörper wurden, um kleinere Unebenheiten auszugleichen, in ein Mörtelbett gestellt.

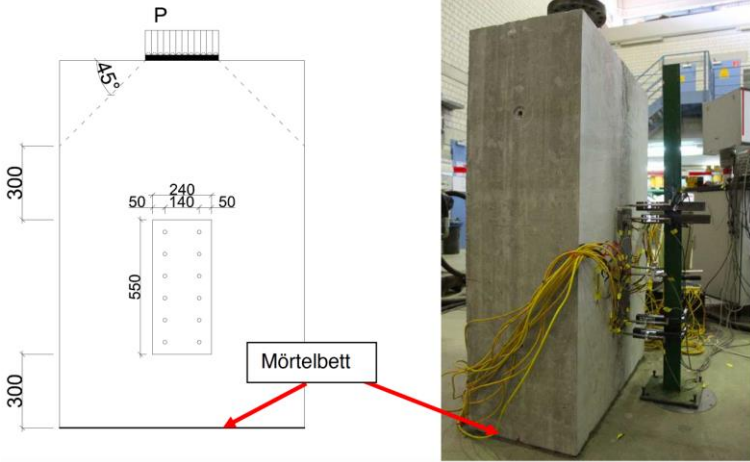


Abb. 5.9: Prinzipieller schematischer Versuchsaufbau und Versuchsstand

Abb. 5.10 zeigt die Bewehrungsführung sowie die Kopfbolzen mit den jeweiligen Rückhängebewehrungsbügel. Die Probekörper der gesamten Versuchsserie wiesen die Maße $h/b/d = 1500/1000/450$ mm auf. Die gewählte Betondruckfestigkeitsklasse C20/25 entsprach ebenfalls einem unteren, in der Praxis gängigen Listenbeton. Die drei Versuchskörper wurden aus einer Charge hergestellt, um größere Streuungen infolge unterschiedlicher Festigkeiten zu minimieren. Der Durchmesser der Oberflächenbewehrung betrug durchgehend $d_{sre} = 10$ mm, wobei diese mit der gleichen Betondeckung, $c_{nom} = 35$ mm, wie bei den Normal- und Querkraftversuchen verlegt wurde. Für die Rückhängebewehrung wurden Bügel der Charge, die auch für die Normalkraftversuchsserie eingesetzt wurde, verwendet.

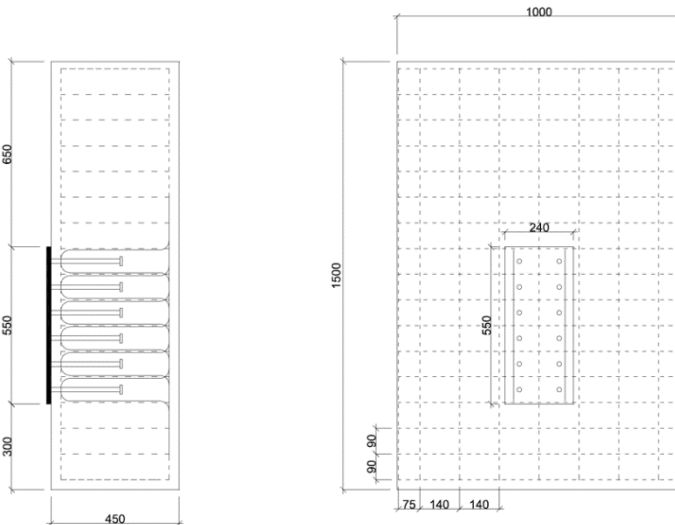


Abb. 5.10: Bewehrungsführung und Rückhängebewehrung

5.2.3.2 Versuchsaufbau

Wie eingangs erläutert, wurden die Probekörper in ein Mörtelbett gesetzt, um kleinere Unebenheiten des Versuchskörpers sowie des Spannungsfeldes auszugleichen. Die über acht Stunden konstante Auflast von $0,6\text{ MN}$ wurde mittels eines hydraulischen Prüfzylinders über eine Kalotte und eine Stahlplatte mit den Abmessungen $300 \times 300\text{ mm}$ eingeleitet. Die Lasteinleitungskonstruktion ist nachfolgend dargestellt.

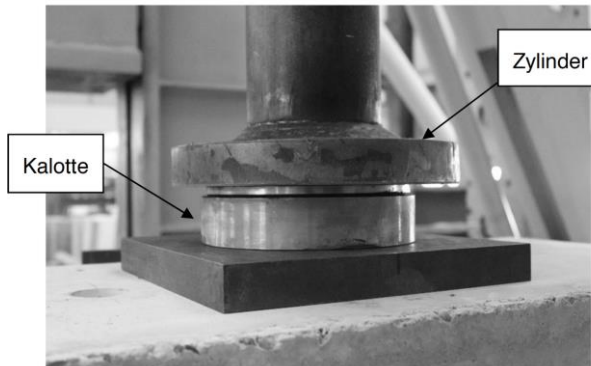


Abb. 5.11: Lasteinleitungsstelle

5.2.3.3 Messtechnik

Die Dehnungsmessung erfolgte analog zu den experimentellen Untersuchungen zur Normalkraft. Hierfür wurden Dehnungsmessstreifen schachbrettartig mittig auf den Schaft der Kopfbolzen appliziert. Weiter wurden Dehnungsmessstreifen auf Höhe des Kopfbolzenkopfes an der Rückhängebewehrung angeordnet. Diese Anordnung wurde gewählt, um die Ergebnisse nicht durch zu viel Messtechnik zu verfälschen.

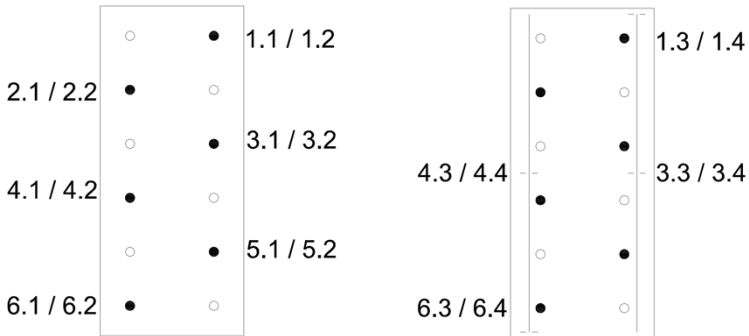


Abb. 5.12: Schematische Darstellung der Dehnungsmessstreifen
(links: Kopfbolzen;
rechts: Rückhängebewehrungsschenkel)



Abb. 5.13: Dehnungsmessstreifen an Kopfbolzen und Rückhängebewehrung

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

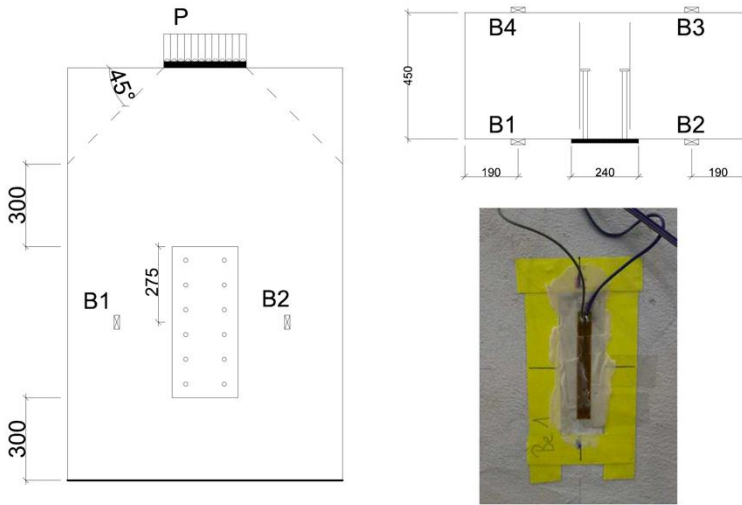


Abb. 5.14: Schematische Darstellung der Dehnungsmessstreifen am Beton

Durch die Stauchung des Betons wird die seitlich am Betonkörper angebrachte Ankerplatte ebenfalls mitgestaucht. Um über die gesamte Versuchsdauer eine mögliche Dehnungsänderung in der Ankerplatte feststellen zu können, wurden auf die Ankerplattenoberseite Dehnungsmessstreifen appliziert, über die eine Rückrechnung in Spannungen und somit Kräfte möglich ist. Die Positionierung der Ankerplattendehnungsmessstreifen ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

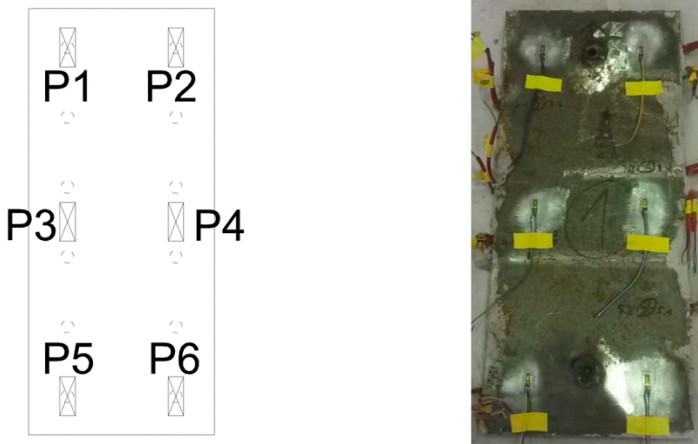


Abb. 5.15: Schematische Darstellung der Dehnungsmessstreifen an der Ankerplatte

Die Wegaufnehmer (WA) wurden so angeordnet, dass sie sowohl ein Verdrehen oder Verformen der Ankerplatte als auch ein Verdrehen des gesamten Betonkörpers erfassen. Das Messpaar WA3 und WA4 zeichnete dabei eine horizontale Verdrehung auf, wohingegen WA2 und WA5 die vertikale Verdrehung bzw. Krümmung erfassen. Des

Weiteren wurden WA1 und WA6 auf dem Beton angebracht, um eine eventuelle Abstützung festzuhalten.

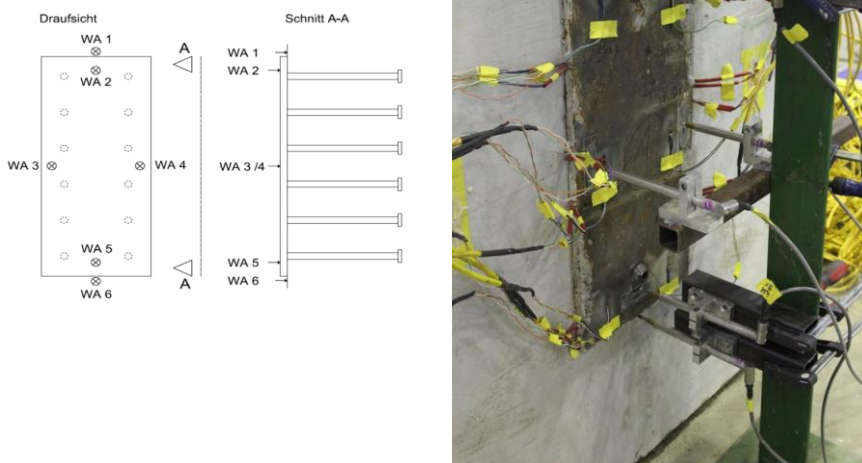


Abb. 5.16: Darstellung der Wegaufnahme-Positionen
(links: schematisch;
rechts: Versuchsstand)

5.2.4 Versuchsergebnisse

5.2.4.1 Belastungsgeschichte

Die Versuchskörper wurden mit einer konstanten Auflast von $0,6\text{ MN}$ kraft geregelt geprüft. 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 einen Zeitraum von acht Stunden kraft geregelt durchgeführt.

5.2.4.2 Materialprüfungen

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

Beton

Zusätzlich zu den Betonprobekörpern wurden am Tag der Betonage Proben aus der gelieferten Betoncharge entnommen, die der Festigkeitsermittlung am Versuchstag

dienten. Hierfür wurden Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm sowie Zylinder betoniert, wobei jeweils zu Beginn und am Ende der Versuchsserie die Betoneigenschaften bestimmt wurden.

Tab. 5.4: Werkstoffkennwerte des Betons (MPA Kaiserslautern)

Versuch	Herstelltag Versuchstag Alter	$f_{c,cube,150}$	$f_{cm,cube}$	f_{ct}	f_{ctm}
		Würfel 1 Würfel 2 Würfel 3 [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]	Zylinder 1 Zylinder 2 Zylinder 3 [N/mm ²]	[N/mm ²]
Beginn R4-1 Z	16.04.2015	34,50	34,55	2,71	2,75
	18.05.2015	34,59		2,80	
	32				
Ende R4-1 Z	16.04.2015	34,77	34,77	2,97	2,97
	21.05.2015				
	35				

Baustahl

Tab. 5.5: Werkstoffkennwerte der Ankerplatten (Germanischer Lloyd)

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

Tab. 5.6: Werkstoffkennwerte der Ankerplatten nach Prüfzeugnis des Herstellers

Blechdicke	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Bruchdehnung
t	R _{p0.2}	R _m	A
[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
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 der nachfolgenden Tabelle entnommen werden.

Tab. 5.7: Werkstoffkennwerte der Kopfbolzen NELSON (Germanischer Lloyd)

Typ	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert
	$R_{p0.2}$	$R_{p0.2}$	R_m	R_m	A	A
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[%]
SD 16x250	416	414,00	542	537,67	20	20,67
	414		533		21	
	412		538		21	

Betonstahl

Der Betonstahl der Rückhängebewehrung wurde, um die Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse sicherzustellen, aus der Charge entnommen, die auch für die Versuchsserie unter Normalkraft verwendet wurde.

Tab. 5.8 Werkstoffkennwerte der Bewehrung (Germanischer Lloyd)

Typ	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert
	$R_{p0.2}$	$R_{p0.2}$	R_m	R_m	A	A
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[%]
Ø 8 mm	550	559	633	637	21	21
	561		639		20	
	565		638		23	

5.2.4.3 Überblick über die Versuche an nachgiebigen Ankerplatten unter Zwang

Die Versuchsserie ‚große Ankerplatten mit Kopfbolzen unter Zwang‘ wurde durch eine konstante Auflast von $P = 0,6 \text{ MN}$ realisiert. Diese Last wurde gewählt, da im analytischen Modell das Ebenbleiben der Querschnitte mit elastischem Betonverhalten vorausgesetzt werden sollte. Die Versuche werden im Folgenden zusammengefasst.

Tab. 5.9: Gemittelte Dehnungen der Versuchsserie R4-1-Z

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

Werden die einzelnen Dehnungsmessungen verglichen, wird deutlich, dass die Dehnungen nur geringfügig variieren. Das liegt daran, dass die Belastungsdauer von acht Stunden mit der konstanten Auflast von $0,6 \text{ MN}$ relativ kurz war. Anhand der Versuche können jedoch Tendenzen erkannt werden, wie sich das Kriechen auf Ankerplatten auswirkt.

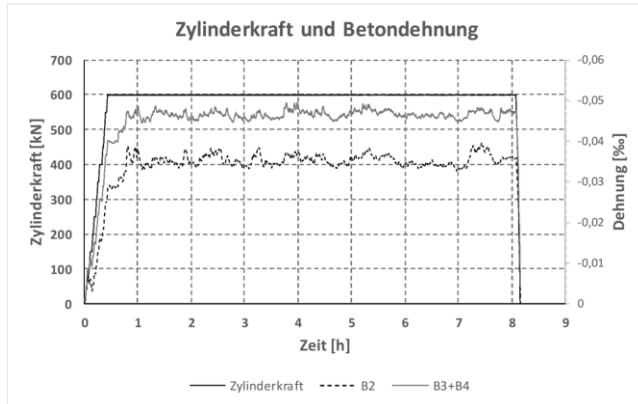
Tab. 5.10: Zusammenfassung der Betondehnungen nach acht Stunden Belastung

	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

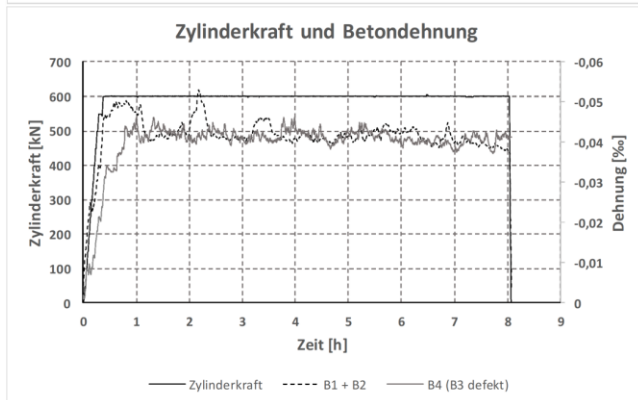
Für die gemittelten Dehnungen aller Versuchsergebnisse (vgl. Tab. 5.9) der einzelnen Bauteile ist festzuhalten, dass sich eine minimale Zunahme der Dehnungen im Beton ergeben hat, die Dehnung der Ankerplatte hingegen abgenommen hat, was auf eine Kurzzeitrelaxation des Betons zurückzuführen ist.

Die folgenden Grafiken zeigen die konstante Auflast der Probekörper sowie die dazugehörigen Betondehnungen über den Belastungszeitraum von acht Stunden.

a) R4-1-Z 1



b) R4-1-Z 2



c) R4-1-Z 3

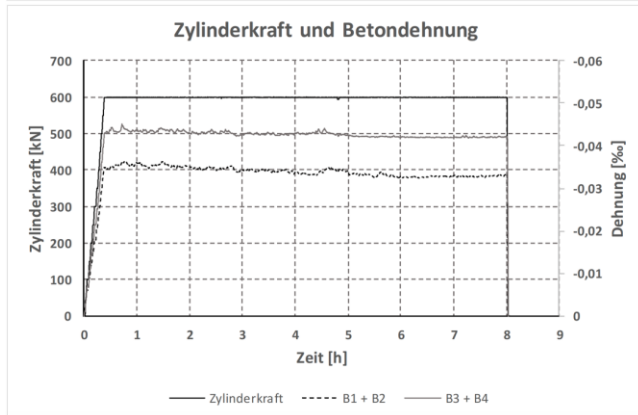


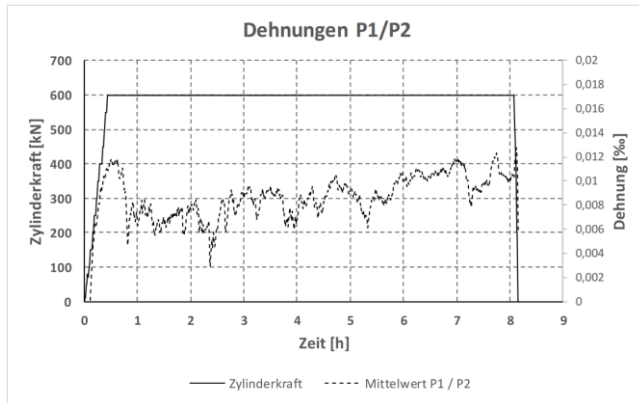
Abb. 5.17: Zylinderkraft und Betondehnung über die Belastungsdauer von acht Stunden

5.2.5 Verformungsverhalten der Ankerplatten und Kopfbolzen

5.2.5.1 Versuch R4-1-Z 1

Die in Abb. 5.17a dargestellten Dehnungen des Betons, gemessen in der Achse der Ankerplatte auf den Betonoberflächen beider Seiten, weisen nach Erreichen der Gesamtauflast von 0,6 MN die Bildung eines horizontalen Plateaus auf. Durch Halten der Last kam es infolge der Kurzzeitrelaxation zu einer Steigerung der Dehnung im Beton. Die Kurzzeitrelaxation des Betons hatte zur Folge, dass die Dehnungen in der Ankerplatte in diesem Zeitraum zurückgehen, womit die Ankerplatte eine Entlastung erfährt. Die Dehnungen der Ankerplatte sind nachfolgend dargestellt.

a) DMS P1 / P2



b) DMS P3 / P4

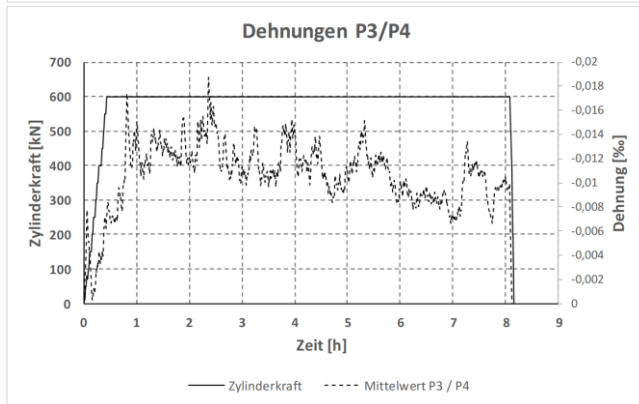
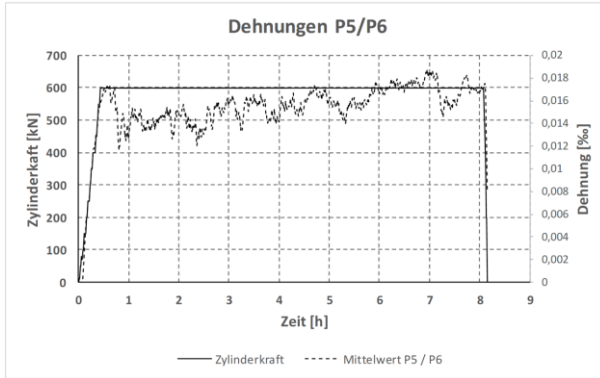


Abb. 5.18: Dehnungen der Ankerplatte über die Belastungsdauer von acht Stunden – R4-1-Z 1

c) DMS P5 / P6



Fortsetzung Abb. 5.18: Dehnungen der Ankerplatte – R4-1-Z 1

Die Dehnungen der Kopfbolzen und der Rückhängebewehrungen sind nachfolgend abgebildet, wobei anzumerken ist, dass die Dehnungen an allen gemessenen Stellen der Bauteile im elastischen Bereich ihrer Werkstoffe liegen. Über den gesamten Versuchsablauf hinweg kam es nicht zu einer Rissbildung im Beton. Die Einzelpositionen zeigen die jeweils gegenüber auf einem Schaft eines Kopfbolzens applizierten Messdaten des Dehnungsmessstreifens, wobei die Umrechnung in Kräfte über deren Mittelwerte erfolgte.

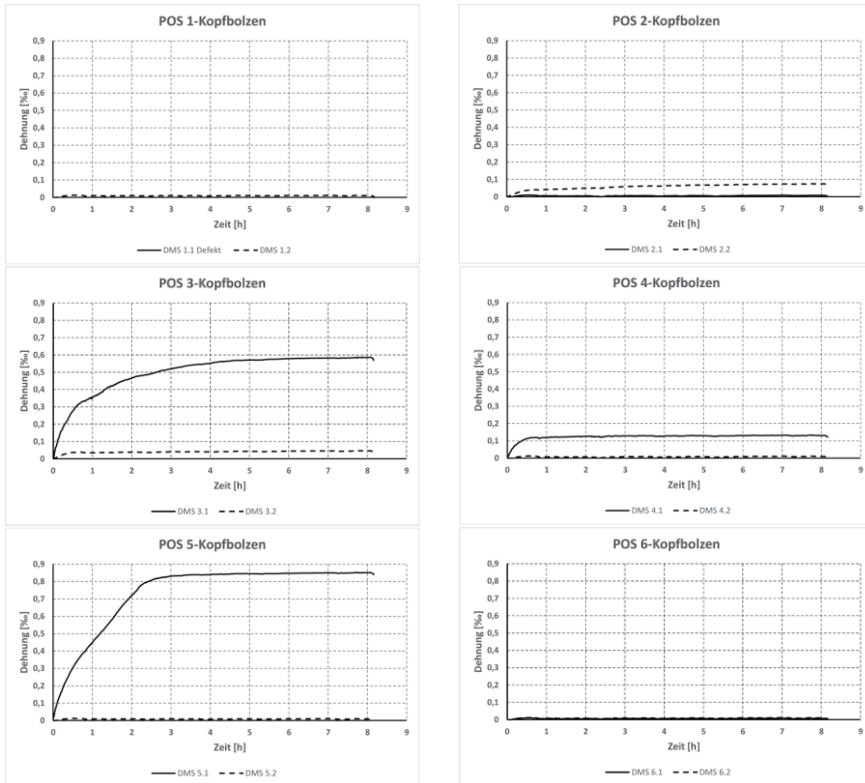


Abb. 5.19: Dehnungen der Kopfbolzen – R4-1-Z 1

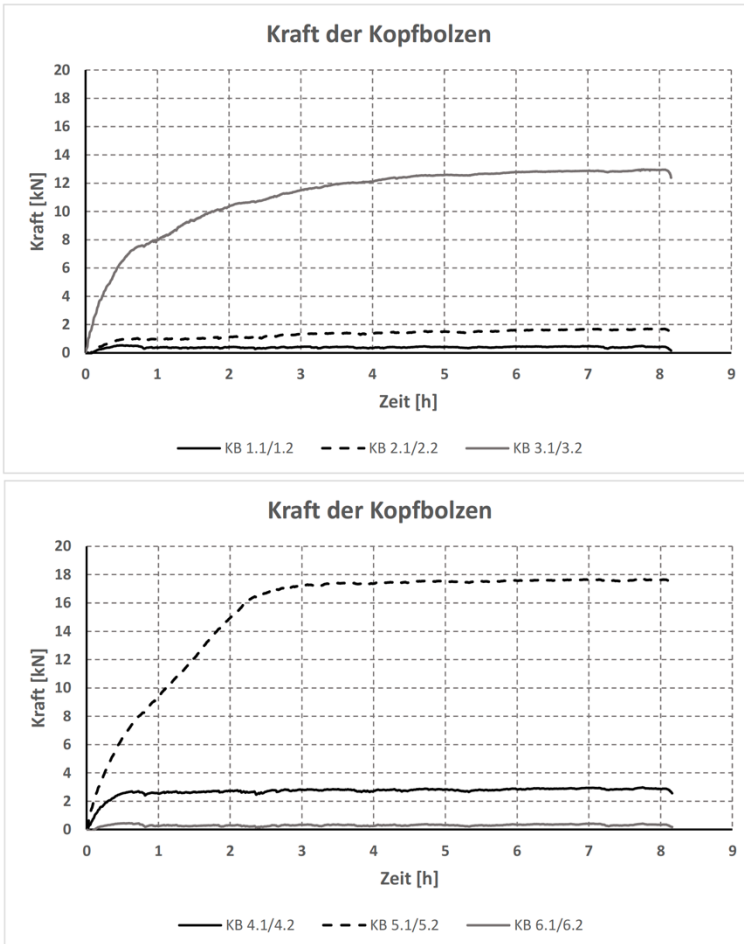


Abb. 5.20: Zugbeanspruchung der Kopfbolzen – R4-1-Z 1

Die Dehnungen der einzelnen Rückhängebewehrungsschenkel weisen je nach Lage die gleiche Größenordnung auf wie die des umliegenden Betons. Eine Zunahme der Dehnung über die Zeit war nicht eindeutig zu verzeichnen, dennoch kann eine leichte Tendenz interpretiert werden.

Zudem konnte hier der Effekt einer frühen Kurzzeitrelaxation des Betons beobachtet werden. Nach Erreichen der Auflast nahmen die Dehnungen in der Bewehrung ab und nach einer Belastungsdauer von etwa einer Stunde stellte sich ein relativ konstanter Verlauf ein.

Die Auswertung der Dehnmessstreifen und die Umrechnung in Kräfte (Abb. 5.22) belegt, dass die Beanspruchung der Bewehrung über den gesamten Versuchsablauf unterhalb der maximalen mittleren Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$ lag, was den elastischen Bereich der Dehnungen bestätigt.

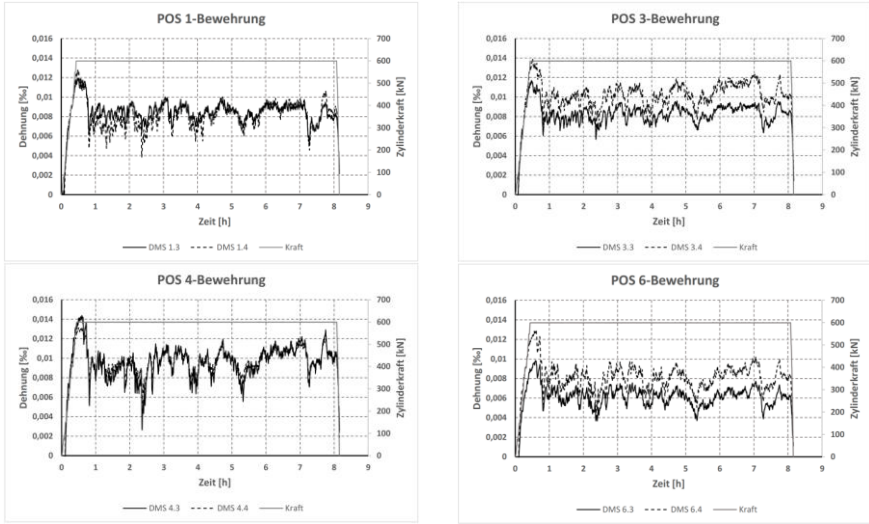


Abb. 5.21: Dehnung der Rückhängebewehrung – R4-1-Z 1

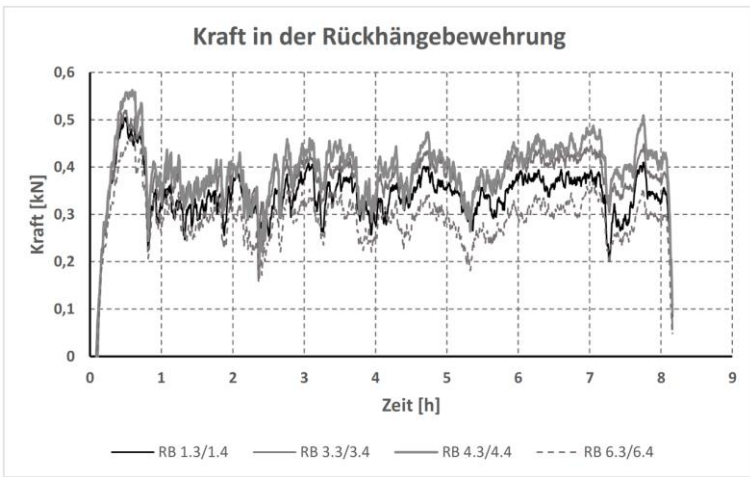
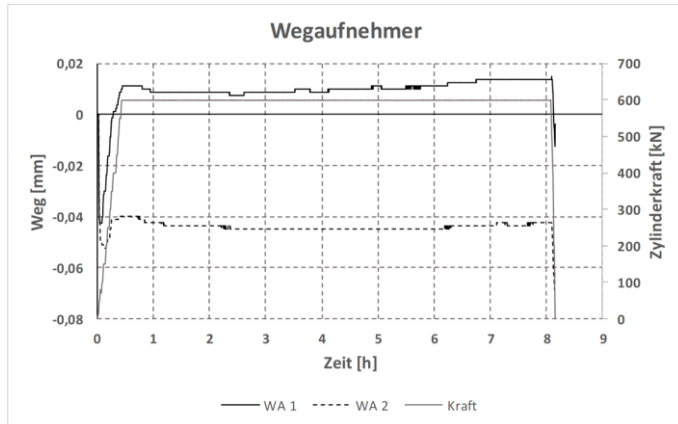


Abb. 5.22: Zugbeanspruchung der Rückhängebewehrung – R4-1-Z 1

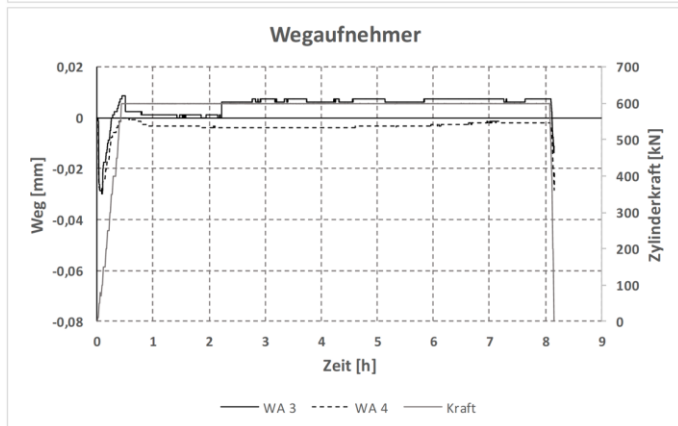
Durch die Lagerung des Versuchskörpers auf einem Mörtelbett wurde zusätzlich zu dem Zylinderweg mit horizontalen Wegaufnehmern das Verdrehen des gesamten Probekörpers aufgezeichnet. Durch die Wegaufnehmeranordnung (vgl. Abb. 5.16) konnte eine eventuelle Verdrehung der Ankerplatte gemessen werden. Die Ergebnisse der Wegaufnehmer sind in der folgenden Abbildung dargestellt.

Die Messwerte zeigen, dass es bei diesem Versuch nicht zu einer Verdrehung am Betonkörper gekommen ist und die Ankerplatte nicht vom Beton abgehoben ist.

a) WA 1/2



b) WA 3/4



c) WA 5/6

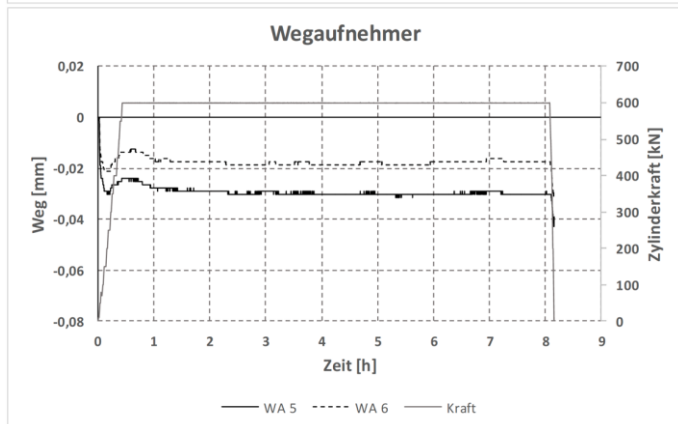


Abb. 5.23: Messdaten der horizontalen Wegaufnehmer – R4-1-Z 1

5.2.5.2 Versuch R4-1-Z 2

Bei den in diesem Versuch gemessenen Dehnungen des Betons gibt es keinen signifikanten Unterschied zwischen den beiden Betonseiten. Zu erkennen ist jedoch, dass sich nach Erreichen der Auflast auf der Seite ohne Ankerplatte ein kleines horizontales Plateau bildete. Dieses war auf der Seite mit Ankerplatte ebenfalls vorhanden, mit dem Unterschied, dass sich nach kurzem Anstieg der Dehnungen ein erneutes Plateau eingestellt hat und die Dehnungen im weiteren Versuchsverlauf abgenommen haben. Nach ca. einer Stunde hatten beide Seiten ein ähnlich großes Dehnungsniveau eingenommen, das sich bis Versuchsende nach acht Stunden relativ zueinander nicht verändert hat.

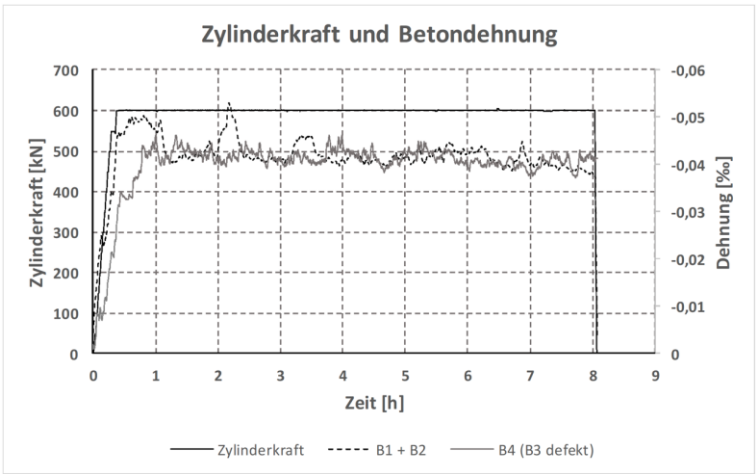


Abb. 5.24: Zylinderkraft und Betondehnung – R4-1-Z 2

Der Effekt der Kurzzeitrelaxation war in diesem Versuch nicht so ausgeprägt wie im vorigen, ist jedoch auf Grund der Dehnungsänderungen an der Ankerplatte zu erkennen. Diese sind nachfolgend dargestellt.

a) DMS P1 / P2

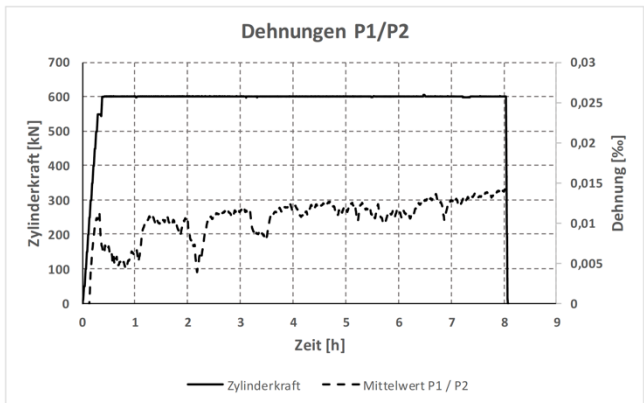
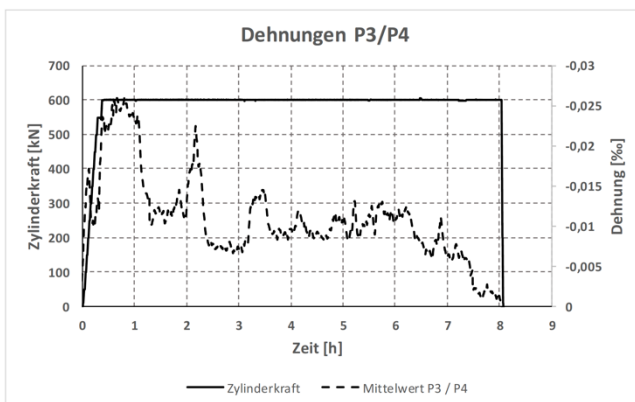
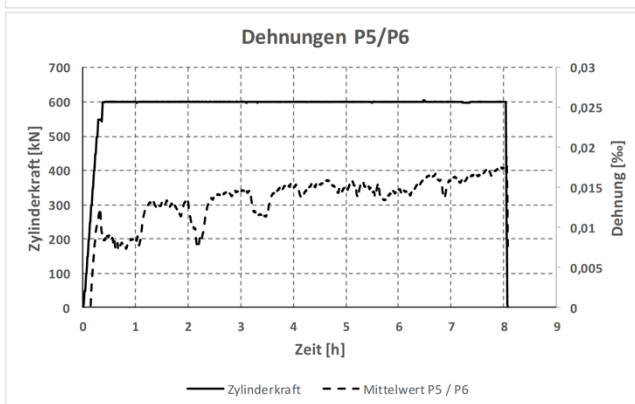


Abb. 5.25: Dehnungen der Ankerplatte über die Belastungsdauer von acht Stunden – R4-1-Z 2

b) DMS P3 / P4



c) DMS P5 / P6



Fortsetzung Abb. 5.25: Dehnungen der Ankerplatte – R4-1-Z 2

Die Dehnungsmessungen an Kopfbolzen und Rückhängebewehrung zeigen, dass das Dehnungsniveau in einem niedrigen Bereich, ähnlich dem bei Versuch R4-1-Z 1, liegt. Da es infolge der Beanspruchung des Betonkörpers nicht zu einer Rissbildung im Beton gekommen ist, kann davon ausgegangen werden, dass die Dehnung der Bewehrung die Dehnung des umliegenden Betons repräsentiert. Die Auswertung der Einzeldehnungsmessstreifen an den Schäften der Kopfbolzendübel 1, 3 und 5 zeigt, dass kleinere lokale Biegeeffekte auftraten, die jedoch durch die Bildung von Mittelwerten keinen Einfluss auf die Auswertung der Zugbeanspruchung der jeweiligen Kopfbolzen haben.

Die Dehnungen der Kopfbolzen 2, 4 und 6 weisen keine signifikanten Biegeeffekte auf. Die Beanspruchung infolge des Querzuges ist insgesamt als gering zu beurteilen. Die große Abweichung der Dehnung an Kopfbolzen 5 kann als Ausreißer der Dehnungsmessung angesehen werden, da es der Auswertung der Wegaufnehmer zufolge nicht zu einem Abheben der Ankerplatte in diesem Bereich kam.

Untersuchungen zum Tragverhalten nachgiebiger Ankerplatten unter Zwang

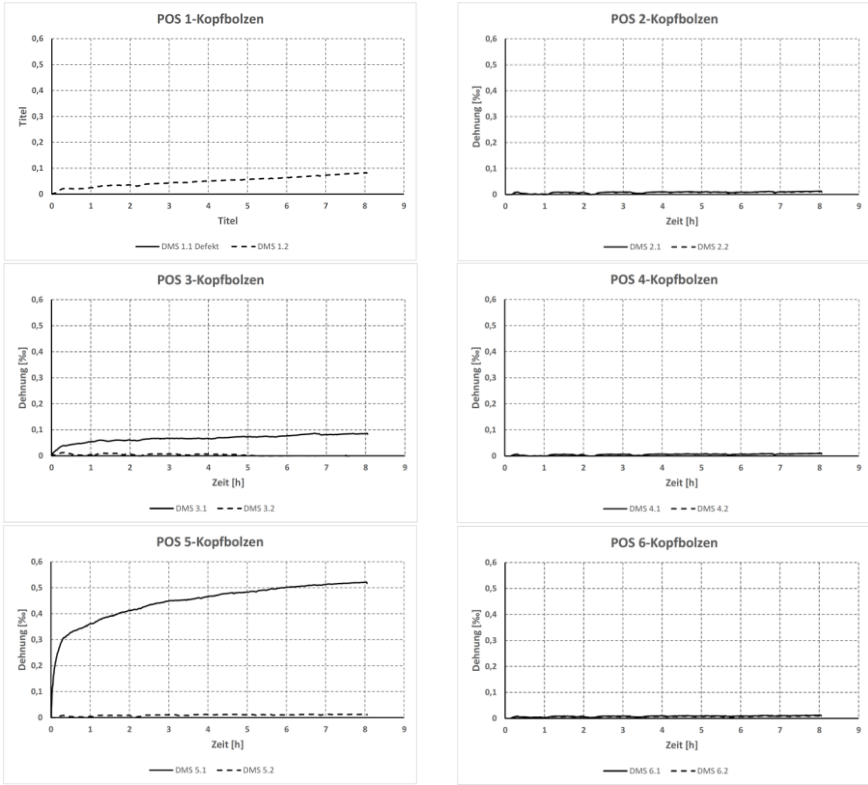


Abb. 5.26: Dehnungen der Kopfbolzen –R4-1-Z 2

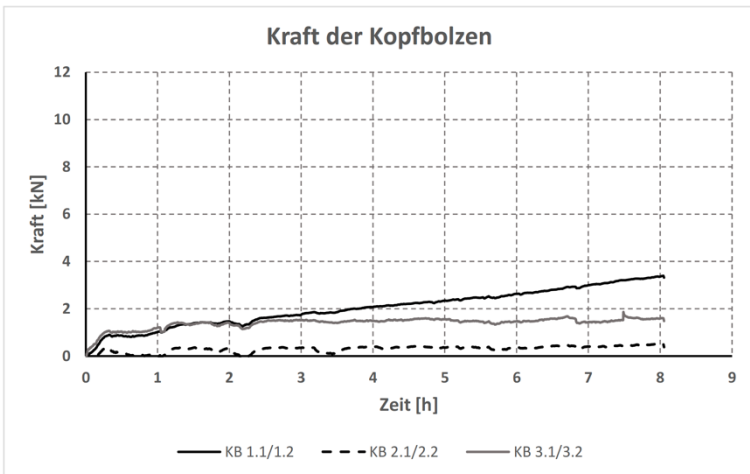
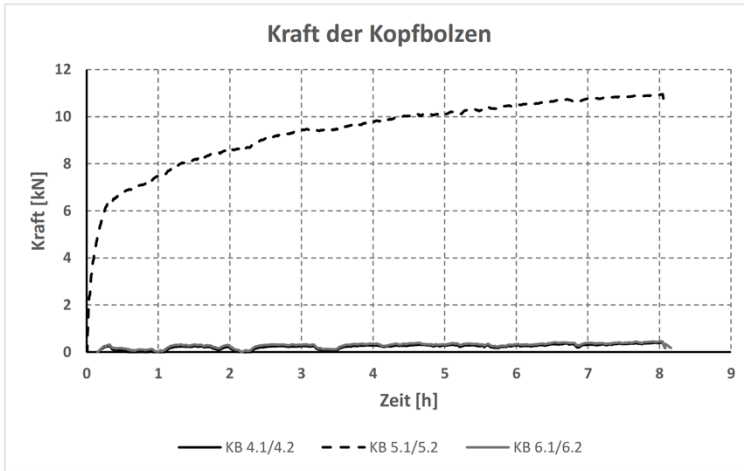


Abb. 5.27: Zugbeanspruchung der Kopfbolzen – R4-1-Z 2



Fortsetzung Abb. 5.27: Zugbeanspruchung der Kopfbolzen – R4-1-Z 2

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass lediglich an einzelnen Kopfbolzen die Dehnungen zugenommen haben. Die leichte Dehnungszunahme der Rückhängebewehrungsschenkel ist insgesamt gleichmäßig erfolgt.

Der Effekt einer frühen Kurzzeitrelaxation des Betons konnte an dieser Stelle erneut beobachtet werden, da nach Erreichen der Auflast die Dehnungen in der Bewehrung abnahmen und nach einer Belastungsdauer von ca. einer Stunde wieder anstiegen.

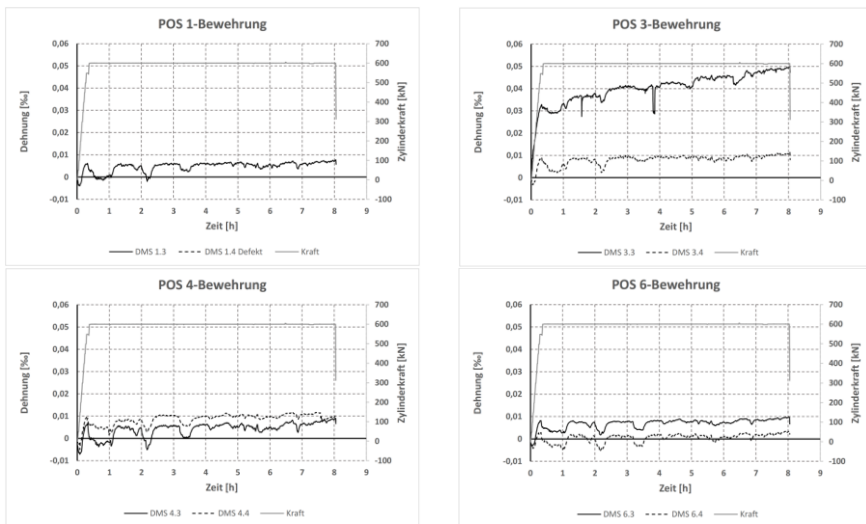


Abb. 5.28: Dehnung der Rückhängebewehrung – R4-1-Z 2

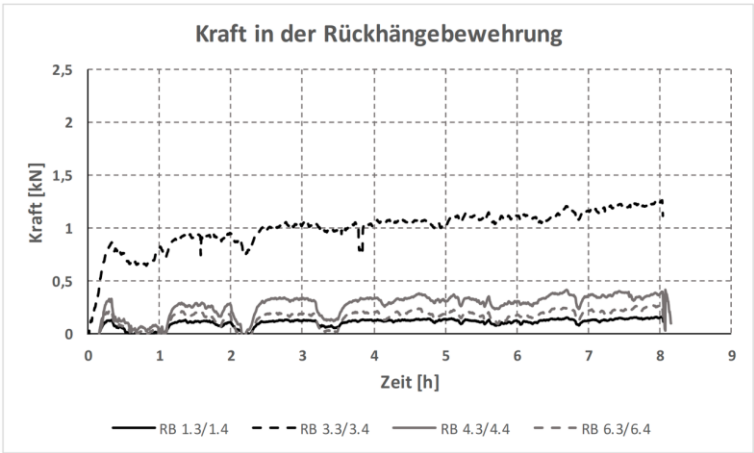


Abb. 5.29: Zugbeanspruchung der Rückhängebewehrung – R4-1-Z 2

Der Probekörper wurde auf einem Mörtelbett gelagert und senkrecht zur Ankerplatte wurden horizontale Wegaufnehmer angebracht. Die Ergebnisse der Wegaufnehmer sind nachfolgend dargestellt.

Die Messwerte zeigen, dass bei diesem Versuch keine Verdrehung des gesamten Betonkörpers stattfand und die Ankerplatte nicht vom Beton abgehoben ist.

a) WA 1/2

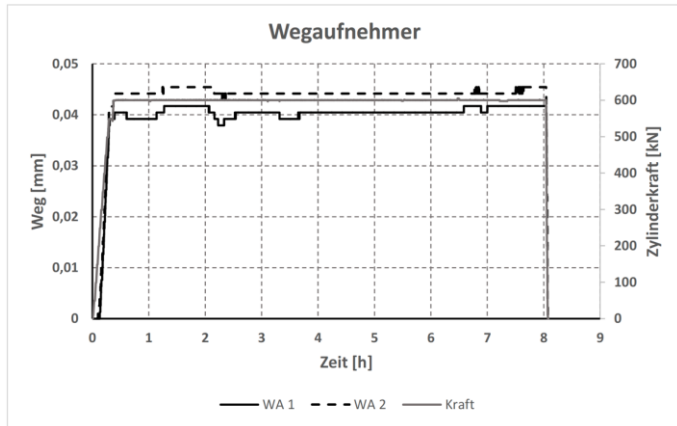
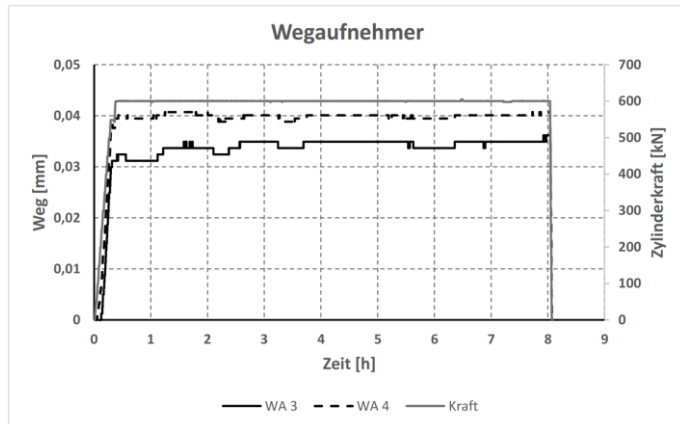
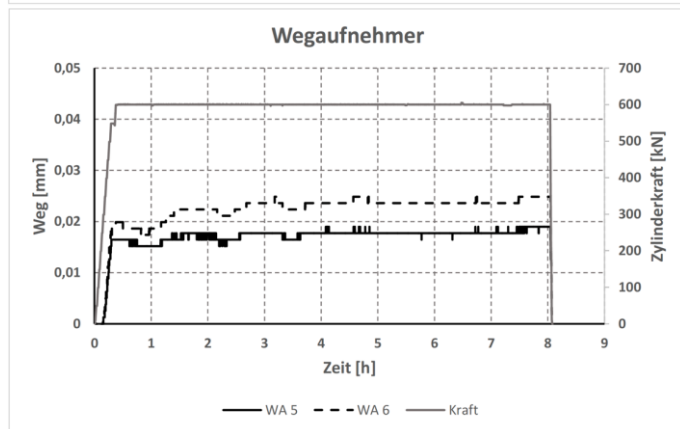


Abb. 5.30: Messdaten der horizontalen Wegaufnehmer – R4-1-Z 2

b) WA 3/4



c) WA 5/6



Fortsetzung Abb. 5.30: Messdaten der horizontalen Wegaufnehmer – R4-1-Z 2

5.2.5.3 Versuch R4-1-Z 3

Der Unterschied zwischen den beiden Dehnungsgrößen auf der Betonseite mit Ankerplatte und der Seite ohne Ankerplatte war bei diesem Versuch deutlicher zu erkennen. Die Seite der Ankerplatte wies eine geringere Stauchung auf. Das bei den vorigen beiden Versuchen deutlich zu erkennende Plateau nach Erreichen der Auflast war in diesem Versuch fast nicht zu beobachten. Werden jedoch die Dehnungen der Dehnungsmessstreifen B1 und B2 betrachtet, lässt sich ein Plateau mit einer anschließenden Dehnungszunahme vermuten. In Kombination mit der Dehnung der Ankerplatte und den beiden Dehnungsmessstreifen P3 und P4, deren Dehnungsabnahme ähnlich groß war, kann auf eine kleine Kurzzeitrelaxation geschlossen werden, die jedoch, wie beschrieben, wenig ausgeprägt war. Die beiden Dehnungsniveaus nahmen im Verlauf des Versuchs tendenziell leicht ab, wobei nach ca. sechs Stunden eine gleichbleibende Dehnung erkennbar wurde.

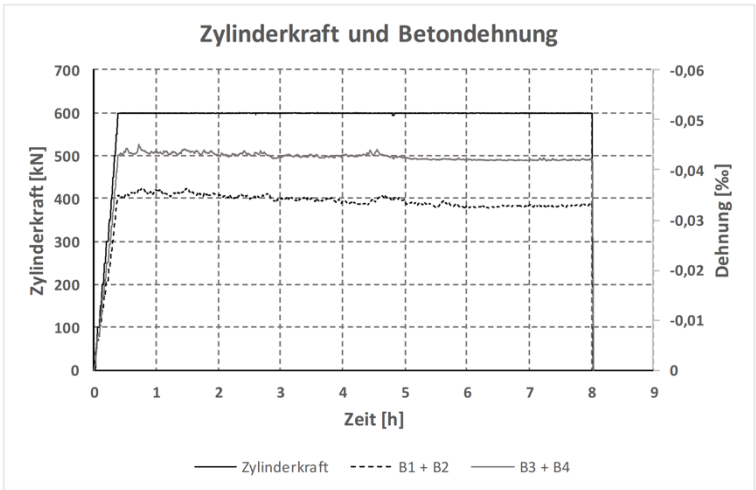
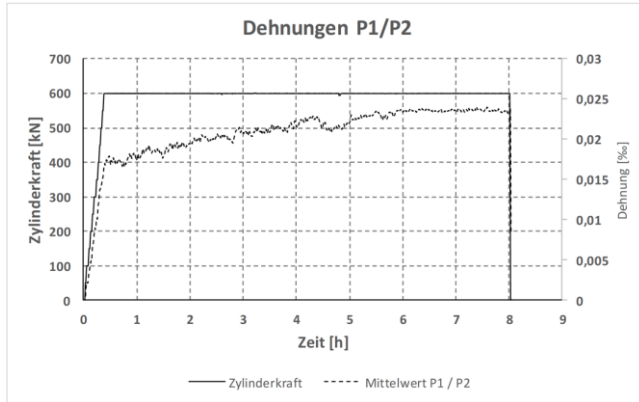


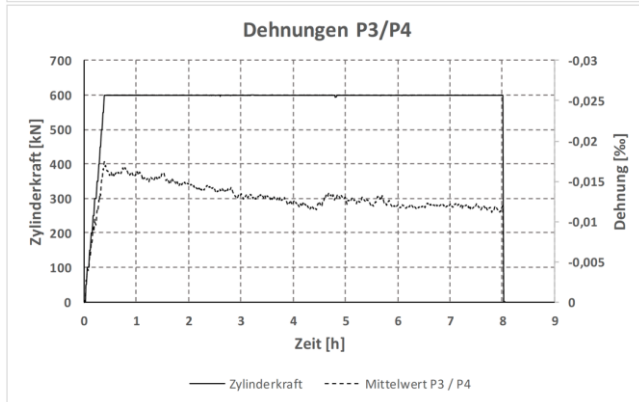
Abb. 5.31: Zylinderkraft und Betondehnung – R4-1-Z 3

An allen Positionen der Dehnungsmessstreifen der Ankerplatte kann zu Beginn, bei Erreichen der Auflast, ein kleines Plateau verzeichnet werden. Im anschließenden Verlauf nahmen die Dehnungen am Plattenrand weiter zu, die Dehnungen bei P3 bzw. P4 hingegen leicht ab.

a) DMS P1 / P2



b) DMS P3 / P4



c) DMS P5 / P6

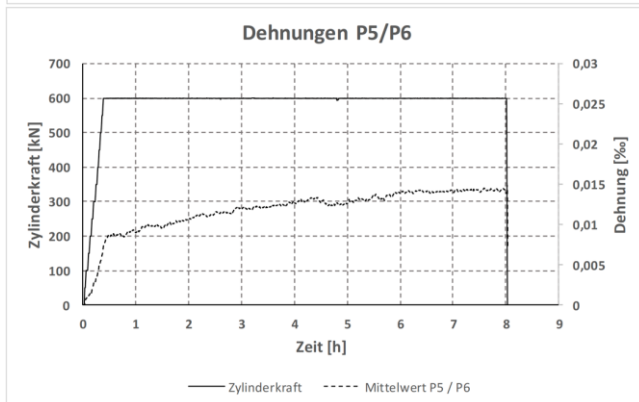


Abb. 5.32: Dehnungen der Ankerplatte über die Belastungsdauer von acht Stunden – R4-1-Z 3

Die auf allen Kopfbolzen applizierten Dehnmessstreifen zeigen, dass die Kopfbolzen im elastischen Bereich blieben. Die Dehnungen der Kopfbolzen und der Rückhängebewehrungen sind in den nachfolgenden Diagrammen dargestellt. Die über die Mittelwerte ermittelten reinen Zugkräfte sind zunächst, analog zu den zuvor betrachteten

Versuchen, in den Messergebnissen der Einzeldehnungsmessstreifen veranschaulicht, um Biegeeffekte zu zeigen. Diese Biegeeffekte werden anschließend durch die Bildung des Mittelwertes eliminiert.

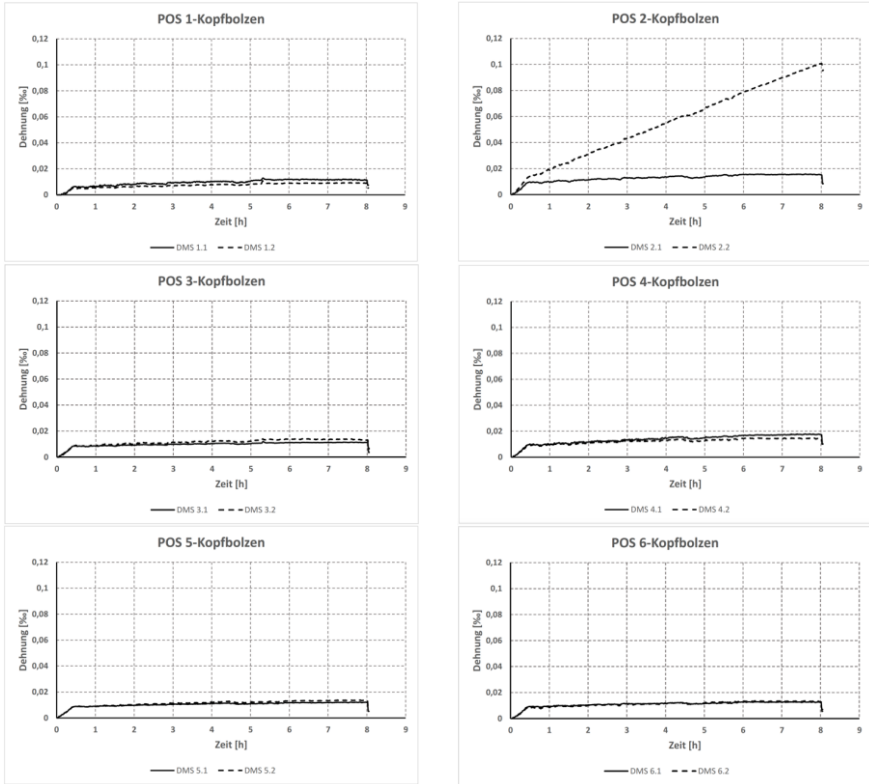


Abb. 5.33: Dehnungen der Kopfbolzen – R4-1-Z 3

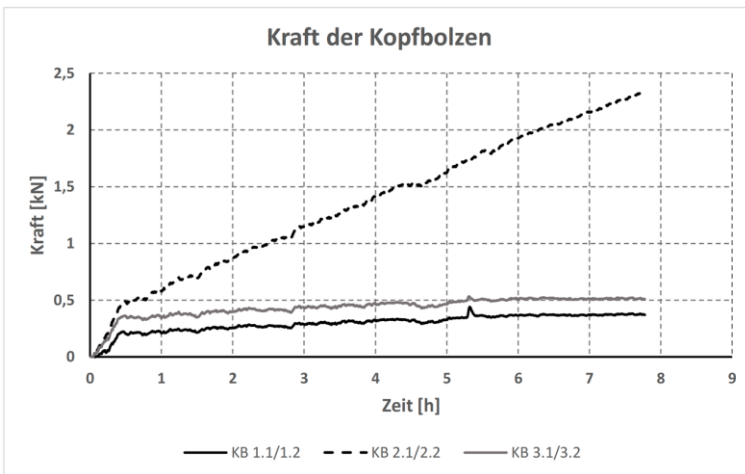
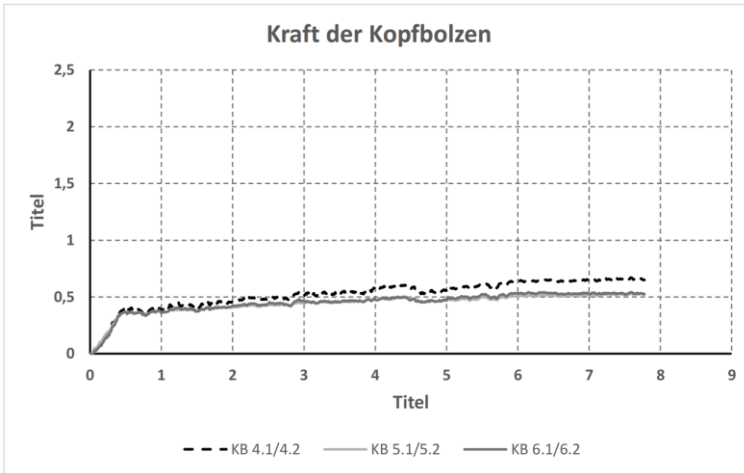


Abb. 5.34: Zugbeanspruchung der Kopfbolzen – R4-1-Z 3



Fortsetzung Abb. 5.34: Zugbeanspruchung der Kopfbolzen – R4-1-Z 3

Da keine Rissbildung im Beton zu beobachten war, liegen die gemessenen Dehnungen an der Rückhängebewehrung in einem niedrigen Bereich. Über die gesamte Versuchsdauer hinweg fand jedoch eine leichte Zunahme der Dehnung statt. Der Effekt der Kurzzeitrelaxation des Betons war, wie zu Beginn beschrieben, bei diesem Versuch nur bedingt erkennbar. Innerhalb der ersten Stunde nach Erreichen der Versuchsbelastung nahmen die Dehnungen leicht ab, um im weiteren Versuchsverlauf erneut zuzunehmen.

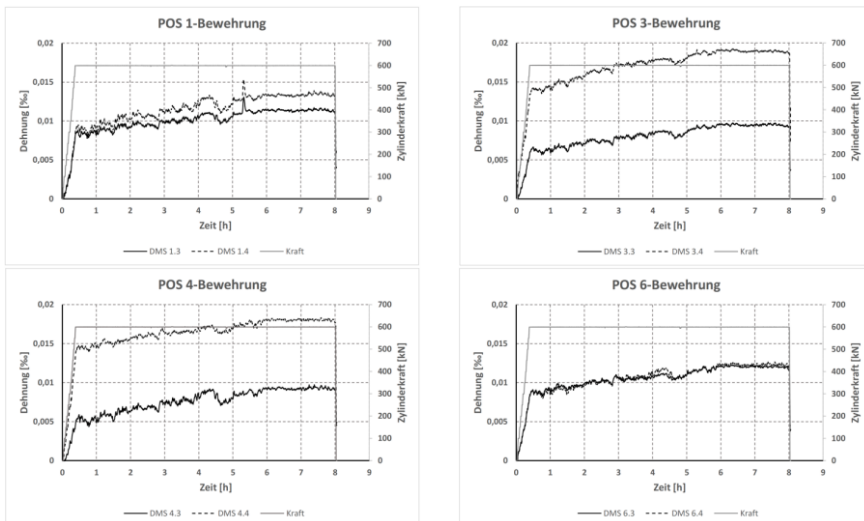


Abb. 5.35: Dehnung der Rückhängebewehrung – R4-1-Z 3

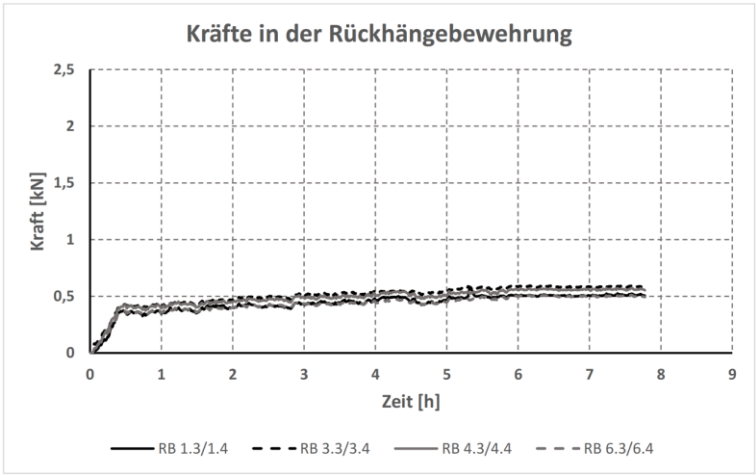


Abb. 5.36: Zugbeanspruchung der Rückhängebewehrung – R4-1-Z 3

Die Umrechnung der Dehnungen in Kräfte zeigt demzufolge über den gesamten Versuchsverlauf einen leichten Anstieg der Beanspruchung.

Die Messdaten der horizontalen Wegaufnehmer sind in folgender Abbildung dargestellt.

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

a) WA 1/2

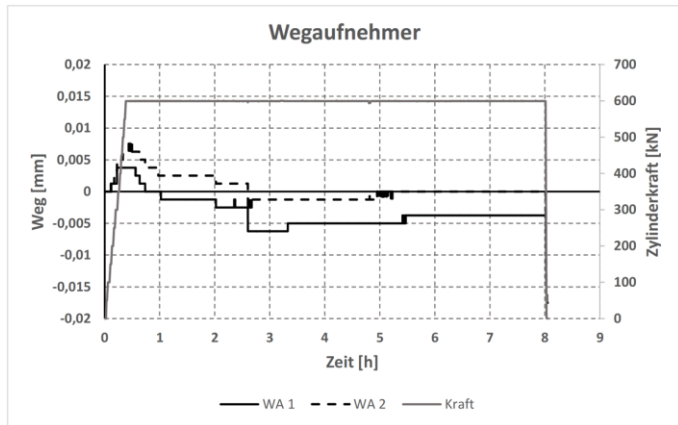
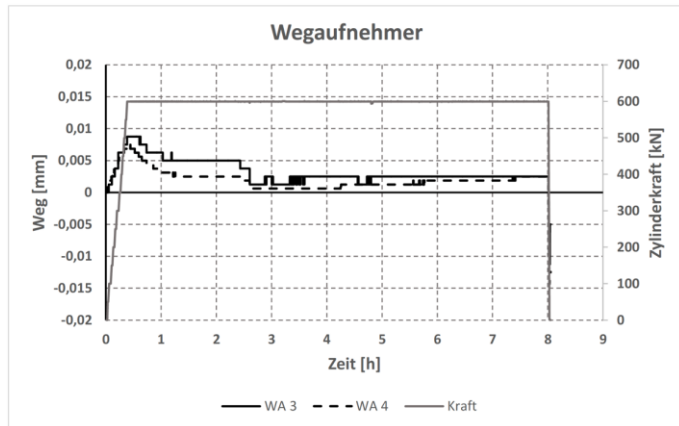
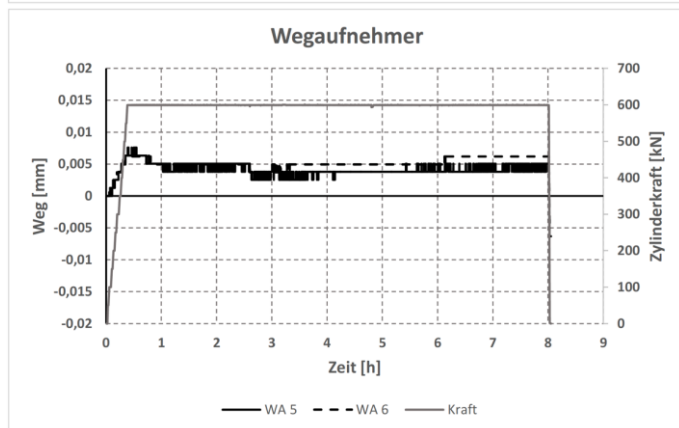


Abb. 5.37: Messdaten der horizontalen Wegaufnehmer – R4-1-Z 3

b) WA 3/4



c) WA 5/6



Fortsetzung Abb. 5.37: Messdaten der horizontalen Wegaufnehmer – R4-1-Z 3

5.3 Numerische Untersuchungen

5.3.1 Allgemeines

Die numerische Modellbildung unterstützt die Beobachtungen der experimentellen Untersuchungen. Nach der Verifizierung des numerischen Modells können weitere Dehnungsebenen über die Ankerplatte aufgespannt und Spannungszustände am Versuchskörper untersucht werden. Die numerischen Untersuchungen wurden mit dem Finite-Elemente-Programm Abaqus® der Firma SIMULIA durchgeführt. Auf eine Simulation von Schwinden wurde auf Grund der mit acht Stunden kurzen Versuchsdauer und der geringen Schwindauswirkung im untersuchten Zeitraum verzichtet. Das verwendete Betonmodell ist ein rein linear elastisches, mit dem Zusatz, dass Kriechen anhand des ‚Norton Law‘ implementiert wurde. Beide Materialmodelle sind standardmäßig in Abaqus implementiert.

Die Modellierung der Kurzzeitrelaxationsversuche, Volumen und Stabelemente wurde mit der Software AutoCAD® der Firma Autodesk durchgeführt. Der Import in Abaqus verlief analog zu dem der Simulationen unter Normalkraftbeanspruchung über .sat- sowie .igs-Dateien. Die Bewehrung wurde als Stabelement eingefügt, um eine Optimierung der Rechenleistung zu erreichen und so die zeitaufwändigen Berechnungen zu verkürzen.

5.3.2 Kurzbeschreibung

Durch die numerische Analyse der experimentellen Untersuchungen unter Zwang konnten verschiedene Dehnungszustände des Betons sowie der Ankerplatte festgestellt werden. In den experimentellen Versuchen kam es nicht zu Schädigungen des Betons, weshalb die Materialien insgesamt linear elastisch in das numerische Modell implementiert werden konnten. Zusätzlich wurden Viskositätsparameter hinzugefügt, um das Kriechen und die durch Kriechen verursachte Änderung der Dehnungen im zeitlichen Verlauf beobachten zu können.

Die Dehnungen infolge einer konstanten Auflast konnten mittels Dehnmessstreifen an den relevanten Bauteilen der Laboruntersuchungen aufgezeichnet werden. Auf Grund des elastischen Materialverhaltens des Betons liegen die Messwerte in einem niedrigen Bereich. Die numerischen Berechnungen haben das niedrige Dehnungsniveau bestätigt.

Das für eine viskose Berechnung standardmäßig in Abaqus integrierte ‚Norton Law‘ wurde als Materialmodellergänzung für die Berechnung herangezogen. Für die Annäherung an die nach Norm vorgegebene Kriechdehnung über die Zeit wurde die folgende Funktion zu dem elastischen Materialgesetz für Beton hinzugefügt.

$$\varepsilon(t, q) = \frac{q}{E} + \frac{A}{m+1} \cdot q^n \cdot t^{m+1} \quad (5.1)$$

Mit:

A, n, m materialabhängige Parameter

E Elastizitätsmodul

Anhand dieser Gleichung lässt sich eine gute Annäherung herstellen. Die Parameter der Variablen A , n und m wurden für die Betrachtung der Kriechdehnung während der Versuchsdauer mithilfe der Methode der kleinsten Fehlerquadrate generiert. Mit dieser Methode kann eine Annäherung an die Normkriechkurve erreicht und so das Kriechgesetz für Beton für den betrachteten Zeitraum ergänzt werden. Abb. 5.38 zeigt diese Annäherung für den Bereich innerhalb von zehn Stunden. Der dabei generierte Fehler liegt bei $4,8 \cdot 10^{-7}$ womit das Modell eine ausreichende Genauigkeit liefert.

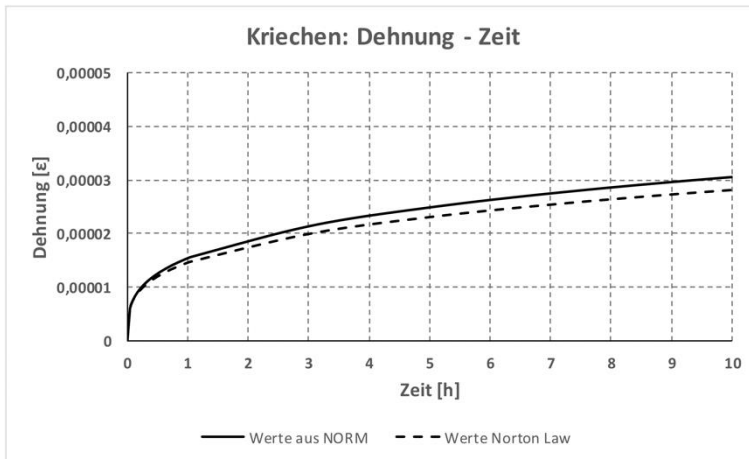


Abb. 5.38: Annäherung an die Kriechkurve nach Norm

Die Parameter A , n , m weisen nachfolgende Größenordnungen auf:

- $A = 0,00000125259938234585$
- $n = 1,0$
- $m = -0,712496616580755$

5.3.3 Verifizierung des numerischen Modells

Das numerische Modell wurde anhand der zuvor dargestellten Parameter der viskosen Berechnung verifiziert. Die an Beton, Ankerplatte, Kopfbolzenschäften sowie Rückhängebewehrungsschenkeln gemessenen Dehnungen wurden über den Versuchszeitraum mit den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen verglichen. Das numerische Modell wurde über den Vergleich der Betondehnungen seitlich neben der Ankerplatte mit denen auf gleicher Ebene auf der Rückseite des Betonkörpers validiert.

Die folgenden Grafiken zeigen die mittleren Betondehnungen aller Versuche. Da die Dehnungen gering waren, wurden die Kurven zu den Versuchen, um den Vergleich mit den numerischen Berechnungen zu erleichtern, geglättet. Der Effekt der Kurzzeitrelaxation ist somit nicht mehr eindeutig über die Betondehnungen zu erkennen. Werden hingegen die Dehnungen der Kopfbolzen betrachtet, so kann dieser Effekt dort weiterhin beobachtet werden.

Die Betondehnungen liegen in den numerischen Untersuchungen leicht auf der konservativen Seite, sodass eine größere Betondehnung auch eine größere Stauchung der Ankerplatte und somit größere Spannungen hervorruft. Des Weiteren konnte durch die FE eine konstante Dehnung im Beton bestätigt werden. Abb. 5.40 und Abb. 5.41 zeigen den Verlauf der numerisch gemessenen Dehnungen in y-Richtung im Vergleich zu den geglätteten Dehnungen die über die Betondehnungsmessstreifen ermittelt wurden.

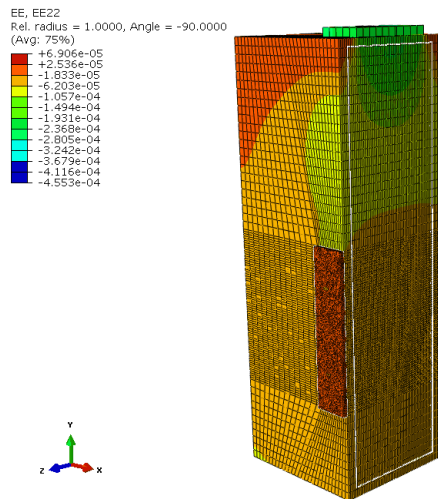


Abb. 5.39: Numerische Ausgabe der Dehnungen in Y-Richtung nach acht Stunden Belastung

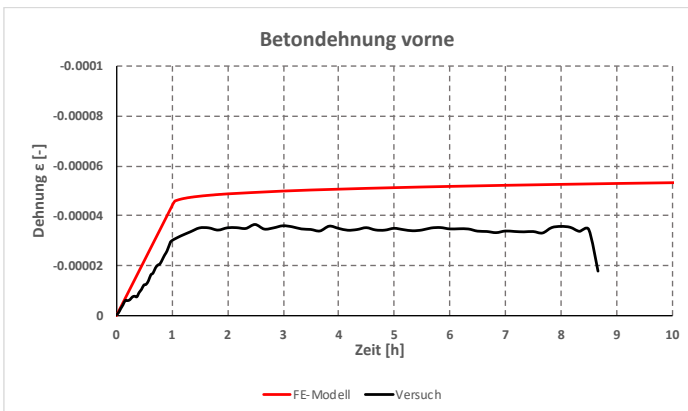


Abb. 5.40: Vergleich der Betondehnungen neben der Ankerplatte – FE und Versuch

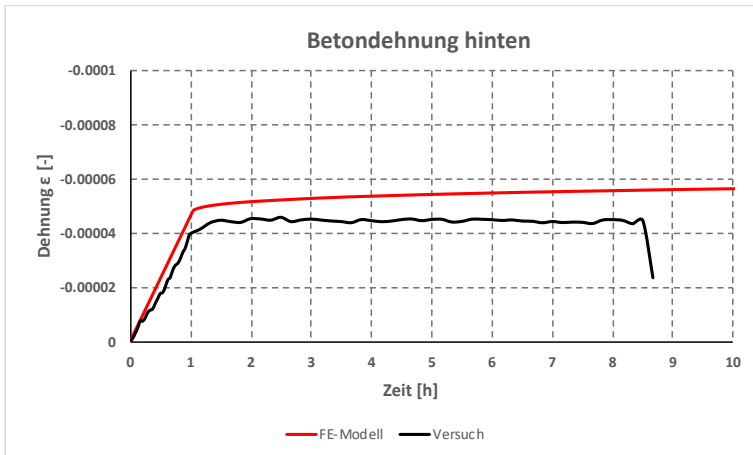


Abb. 5.41: Vergleich der Betondehnungen an der Rückseite – FE und Versuch

Weiter konnten die an den Kopfbolzen gemessenen Dehnungen bestätigt werden. Die folgende Abbildung zeigt, dass der Effekt der Kurzzeitrelaxation vernachlässigt werden kann und die numerische Simulation eine gute Annäherung und somit eine angemessene Grundlage für das analytische Modell liefert.

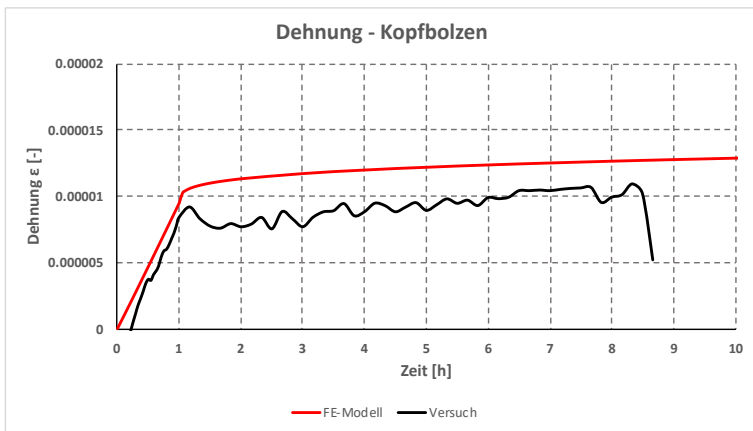


Abb. 5.42: Vergleich der Dehnungen an den Kopfbolzen – FE und Versuch

Der Vergleich der Dehnungen an der Rückhängebewehrung weist, ähnlich wie der zu den zuvor dargestellten Dehnungen der Kopfbolzendübel, auf eine gute, auf der sicheren Seite liegende Übereinstimmung mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen hin. Der Effekt der Kurzzeitrelaxation ist an den Rückhängebewehrungsschenkeln ebenso ersichtlich und kann vernachlässigt werden.

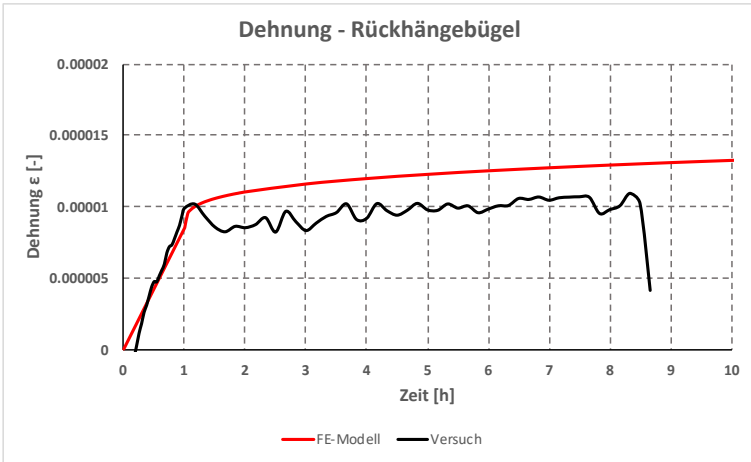


Abb. 5.43: Vergleich der Dehnungen an der Rückhängebewehrung – FE und Versuch

Die durch die konstante Auflast verursachte Dehnung des Betons wirkt sich auch 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 dargestellt.

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 dargestellte Ebene 3 ist die Symmetrieachse der Ankerplatte und beschreibt den Bereich der maximalen Dehnung.

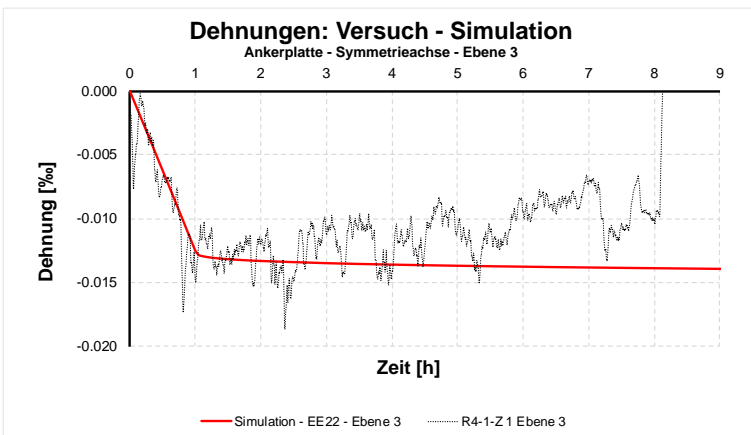


Abb. 5.44: Vergleich der Dehnungen an der Ankerplatte – Symmetrieachse – FE und Versuch

Die durch die Versuche festgestellten und durch die FE-Modelle bestätigten unterschiedlichen Dehnungsebenen über die Höhe der Ankerplatte sind in der folgenden Abbildung veranschaulicht. Dabei wird die verifizierte Dehnungsebene 3 mit den beobachteten weiteren Dehnungsebenen, jeweils im Bereich der angeschweißten Kopfbolzen, dargestellt. Im analytischen Modell wird demnach je Kopfbolzenreihe eine Dehnungsebene vorgeschlagen.

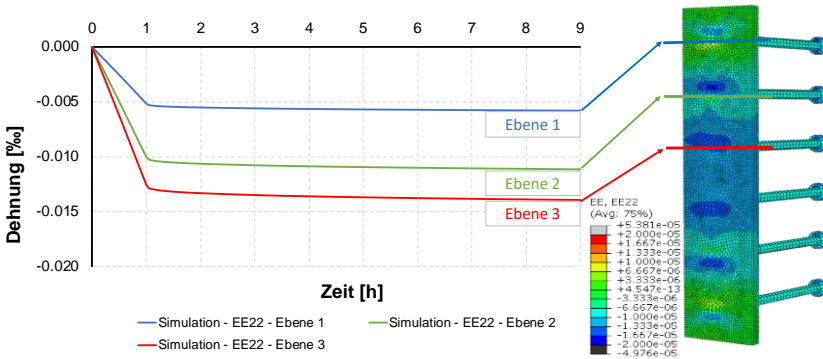


Abb. 5.45: Betrachtung der Dehnungsebenen über die Ankerplatte

Die zuvor dargestellten Dehnungen der Ankerplatte wurden nach Erreichen der maximalen Auflast von 0,6 MN erzielt. Die Änderung der Dehnung über die Versuchsdauer ist in den folgenden Grafiken abgebildet.

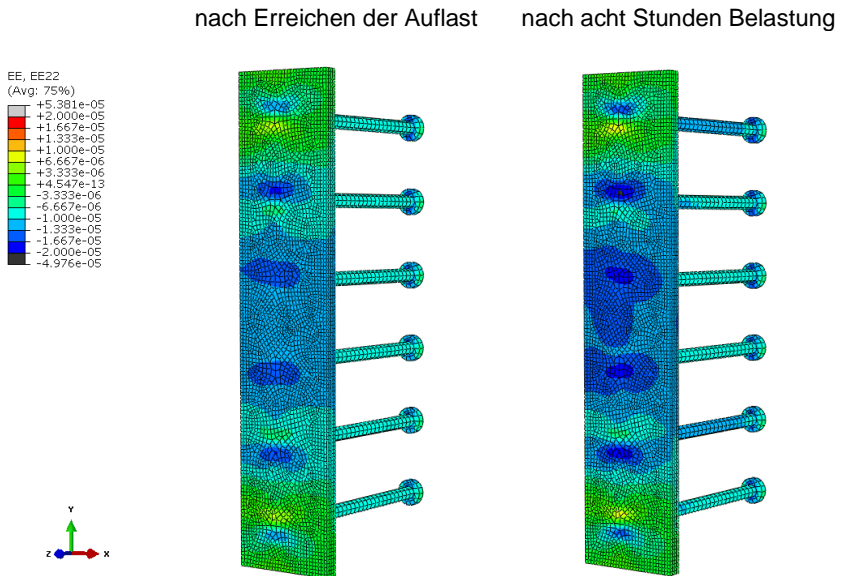


Abb. 5.46: Vergleich der Dehnungen über die Zeit – Ankerplatte

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 gemittelten Dehnungen je Ebene können der nachfolgenden Tabelle entnommen werden.

Tab. 5.11: Gemittelte Dehnungen der Ankerplatte je Ebene

Ebene	Dehnung [‰]	Verhältnis
1	-0,0051	0,41
2	-0,0100	0,80
3	-0,0125	Bezugsebene

Aus den unterschiedlichen Dehnungen folgen für eine Ankerplatte ohne angeschweißtes Profil und mit einer Kopfbolzenanordnung von 2 x 6 die in Tab. 5.11 dargestellten Zusammenhänge, die eine unterschiedliche Schubbeanspruchung der Kopfbolzen bedeuten. Dabei erfährt der oberste Kopfbolzen bzw. die oberste Reihe der Kopfbolzen die größte Beanspruchung, die sich mit jeder Reihe zur Ankerplattenmitte hin reduziert, da der Unterschied der Dehnungen je Dehnungsebene abnimmt.

Abb. 5.47 zeigt die Vergleichsspannungen in Ankerplatte, Kopfbolzen und Rückhängebewehrungsschenkeln nach einer Belastungsdauer von acht Stunden, in denen die Beanspruchungen in den beschriebenen Ebenen sichtbar wurden. Abb. 5.48 zeigt denselben Belastungszustand, wobei die vertikalen Spannungen dargestellt sind. Deutlich zu erkennen sind die Stellen der angeschweißten Kopfbolzen. In diesem Bereich sind die Spannungen durch die Verbindung geringer als im direkt umliegenden Gebiet. Dies kann auf eine geringe Verbundwirkung zwischen Ankerplatte und Betonkörper zurückgeführt werden. Die Spannungen in der Ankerplatte, den Kopfbolzen sowie der Rückhängebewehrung befinden sich im elastischen Bereich des jeweiligen Materials.

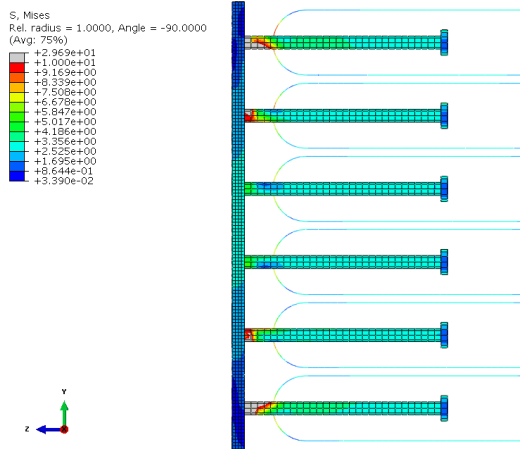


Abb. 5.47: Numerische Ausgabe der Vergleichsspannungen nach acht Stunden Belastung

Die punktuellen Verbindungsstellen durch Kopfbolzen weisen bei der untersuchten Ankerplattendicke eine leichte lokale Biegebeanspruchung auf, die jedoch keinen Einfluss auf das gesamte Biegeverhalten der Ankerplatten hat.

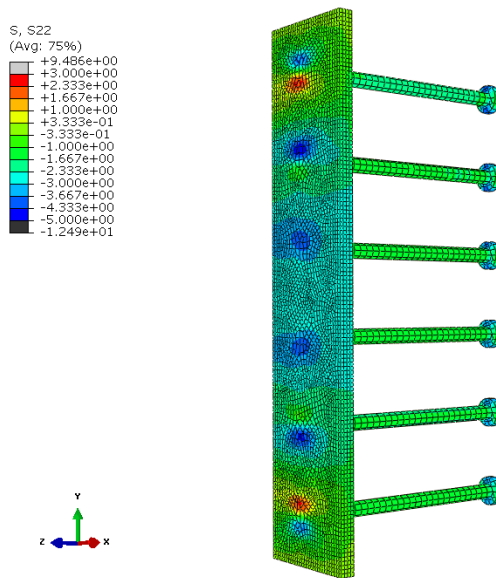


Abb. 5.48: Spannungen S22 in y-Richtung der Ankerplatte und Kopfbolzen

Tatsächliche Kriechauswirkungen konnten in einem Zeitraum von acht Stunden nicht festgestellt werden. Die Versuchsserie sowie die vorherigen numerischen Untersuchungen dienten der Entwicklung eines analytischen Modells zur Beschreibung des Langzeitverhaltens. Die Erkenntnisse zu den unterschiedlichen Dehnungsebenen je Kopfbolzenreihe aus den experimentellen sowie den erweiterten numerischen Untersuchungen wurden in das analytische Modell übertragen.

Die Verifikation des numerischen Modells erlaubt eine Extrapolation mit den gegebenen Einstellungen über einen Zeitraum von fünfzig Jahren. Hierfür wurden das beschriebene Modell und die implementierte Kriechkurve auf fünfzig Jahre bezogen. Die Eingabe erfolgte über das Modell nach ‚Norton Law‘ und ist in Abb. 5.49 dargestellt.

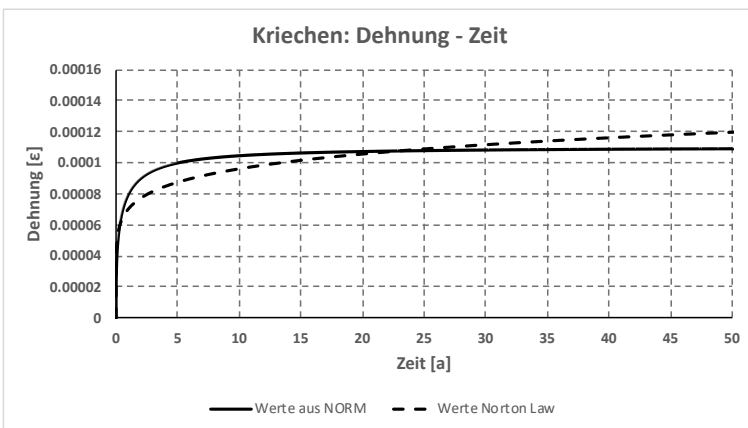


Abb. 5.49: Annäherung an die Kriechkurve nach Norm – Langzeit (50 Jahre)

Die Parameter A, n, m weisen für die Langzeitbetrachtung nachfolgende Größenordnungen auf:

- $A = 0,00000208492241413035$
- $n = 1,0$
- $m = -0,863840699062608$

Infolge des Kriechens konnte somit auf die in der folgenden Abbildung dargestellte Dehnungs- und Spannungsverteilung geschlossen werden.

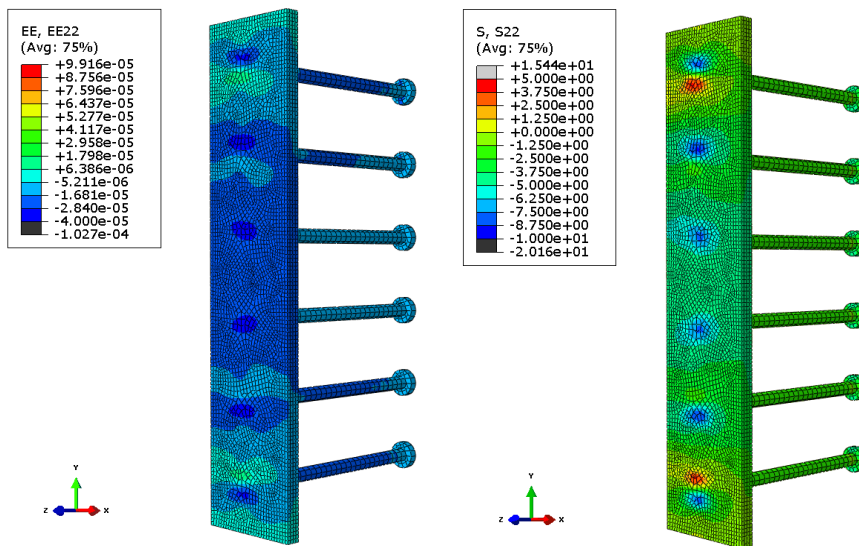


Abb. 5.50: Betrachtung der Ankerplatte nach fünfzig Jahren
(links: Dehnungen;
rechts: Spannungen in Längsrichtung der Ankerplatte)

Die Langzeitbetrachtung (vgl. Abb. 5.50) zeigt, dass das Kriechen langfristig eine Erhöhung der Dehnung in Ebene 3 (Symmetrieachse der Ankerplatte) um ca. 82% bewirkt. Die Spannungen in Längsrichtung der Ankerplatte erhöhten sich auf ca. 4 N/mm^2 . Der Anteil der Spannungen infolge der rein statischen Auflast lag zu Beginn der Untersuchungen bei ca. $2,5 \text{ N/mm}^2$.

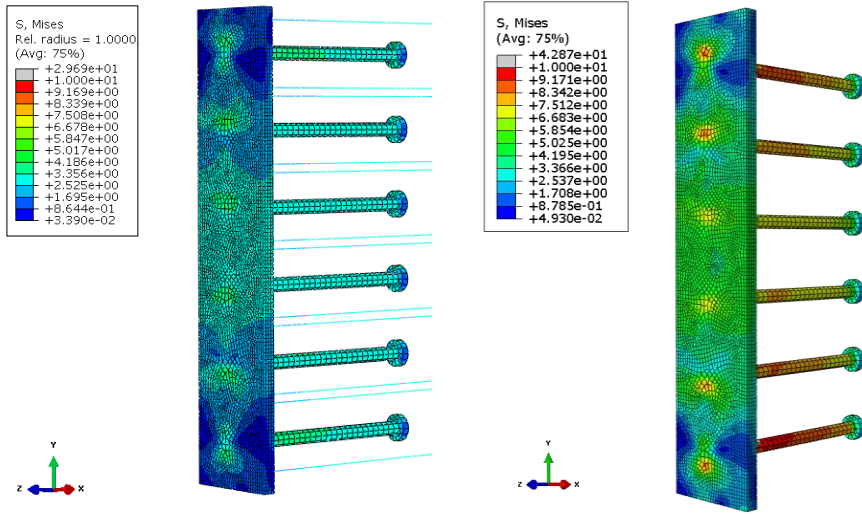


Abb. 5.51: Vergleichsspannungen der Ankerplatte
(links: Kurzzeit – acht Stunden;
rechts: Langzeit – fünfzig Jahre)

In Abb. 5.51 ist die Vergleichsspannung der Ankerplatte unter Berücksichtigung des Kriechens unter einer Auflast von $0,6\text{ MN}$ nach einer Zeit von fünfzig Jahren dargestellt. Die Vergleichsspannungen haben sich im Vergleich zur Kurzzeitanalyse im Bereich der Ebenen 2 und 3 gleichmäßiger verteilt. Dies spiegelt sich ebenfalls bei der genauen Betrachtung der Ebenen wider.

Das Diagramm in Abb. 5.52 zeigt die Auswertung der Ankerplatte im Bereich der beschriebenen Ebenen. Hier wird der Effekt deutlich, der sich hinsichtlich der Vergleichsspannungen gezeigt hat. Das Verhältnis von Ebene 1 zu Ebene 3 nimmt in einem kleineren Umfang ab als das Verhältnis von Ebene 2 zu Ebene 3.

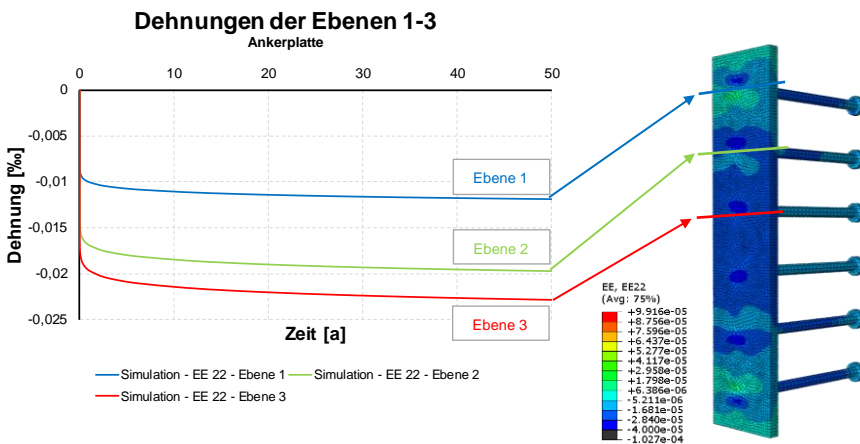


Abb. 5.52: Betrachtung der Dehnungsebenen der Ankerplatte – Langzeit (50 Jahre)

Nachfolgend sind die beschriebenen Verhältnisse der Langzeituntersuchung im Vergleich zu den Dehnungsverhältnissen nach acht Stunden tabellarisch dargestellt.

Tab. 5.12: Dehnungen je Ebene – Langzeit (50 Jahre)

Ebene	Dehnung [‰] – 50 Jahre	Verhältnis – 50 Jahre	Verhältnis – 8 Stunden
1	–0,0119	0,52	0,41
2	–0,0197	0,86	0,80
3	–0,0228	<i>Bezugsebene</i>	<i>Bezugsebene</i>

Als Schlussfolgerung der numerischen Untersuchungen kann somit ein Modell vorgeschlagen werden, das die einzelnen Reihen der Kopfbolzen in unterschiedlichen Ebenen über der Höhe der Ankerplatte berücksichtigt.

6 Entwicklung eines Komponentenmodells zur Berücksichtigung von Zwang

6.1 Allgemeines

Die experimentellen sowie numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass Zwang im Bereich von Ankerplatten eine zusätzliche Beanspruchung bedeuten kann. Dies hängt jedoch von mehreren Faktoren ab: zum einen davon, ob ein Haftverbund zwischen Ankerplatte und Beton vorhanden ist, und zum anderen davon, ob ein vorhandener Haftverbund bereits geschädigt wurde bzw. durch eine Beanspruchung im Laufe der Zeit geschädigt wird und somit nicht mehr relevant ist. Diese Randbedingungen sind für die tatsächliche Ermittlung einer Zusatzbeanspruchung von Ankerplatten und Verbindungsmitteln nur schwer zu evaluieren. Mit dem entwickelten analytischen Modell können jedoch zwei absolute Grenzfälle betrachtet werden: zum einen der Grenzfall eines vollen Haftverbundes und zum anderen der eines fehlenden Haftverbundes zwischen Ankerplatte und Beton. Bei einem Ansetzen des vollen Haftverbundes ist die Beanspruchung der Ankerplatte maximal, da es nicht zu einer Relativverschiebung von Ankerplatte zum umliegenden Beton kommt. Der Grenzfall mit fehlendem Haftverbund hingegen weist durch die Stauchung des Betonkörpers und der mit der Ankerplatte verbundenen Kopfbolzen die größte Beanspruchung der Kopfbolzen auf. Die experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass sich durch das seitliche Anbringen einer Ankerplatte an ein Betonbauteil die Steifigkeit dieser Seite erhöht. Diese Steifigkeitserhöhung lässt sich, analog zur Komponentenmethode der *DIN EN 1993-1-8*, über eine Feder in einem Modell beschreiben.

In den experimentellen Untersuchungen waren die Verformungen insgesamt gering, sodass in einem Modell das Ebenbleiben der Querschnitte unterstellt werden kann. In den nachfolgenden Abschnitten ist das entwickelte analytische Modell schematisch aufgezeigt. Kriechdehnungen können, den Untersuchungen zufolge, nach den Regelungen der *DIN EN 1992-1-1* berücksichtigt werden, Schwindauswirkungen nach den Regelungen der *DIN EN 1994-1-1*. Die Implementierung dieser Größen wird in den Kapiteln 6.2.3 und 6.2.4 erläutert.

Durch die genannten Rahmenbedingungen wurde modellmäßig zunächst eine Scheibe mit einer infinitesimal kleinen Dicke d_z herausgelöst. Diese Scheibe repräsentiert eine Ebene der Anschlusskonfiguration, in der alle Einzelkomponenten sowie deren Wirkungsstellen berücksichtigt sind. In Abb. 6.1 ist der Versuchskörper schematisch mit der beschriebenen Scheibe dargestellt.

Allgemein wurde angenommen, dass die Dehnungen in x-Richtung konstant sind, so dass die Scheibe unter der Voraussetzung, dass die Querschnitte eben bleiben, als starrer Balken in der y-z-Ebene betrachtet werden konnte.

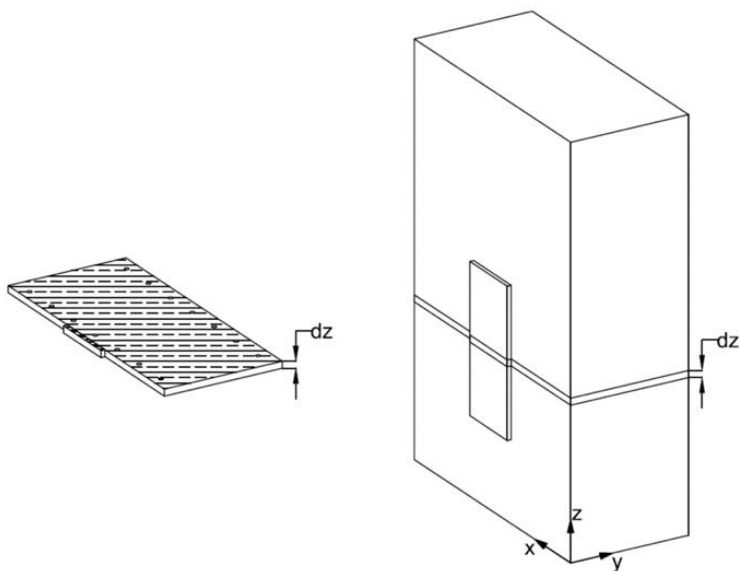


Abb. 6.1: Schematisch dargestellter Probekörper mit einer Scheibe der Dicke d_z

Ausgehend von dieser Scheibe wurde ein biegestarrer Balken mit elastischen Federn entwickelt. Dieser hat die Länge des Prüfkörpers in y -Richtung und liegt auf der Symmetrieachse der Ankerplatte. Der biegestarre Balken wurde durch die Einzelkomponenten der Ankerplatte, der Längsbewehrung und des Betons an der entsprechenden Stelle ergänzt. Abb. 6.2 zeigt den allgemeinen Aufbau des Modells, wobei die Einzelkomponenten als Federn abgebildet sind und entsprechende Federsteifigkeiten erhalten. Über die angetragene Normalkraft in z -Richtung lassen sich die Dehnungen und demzufolge die resultierenden Kräfte in den Federn über die Gleichgewichtsbedingungen ermitteln.

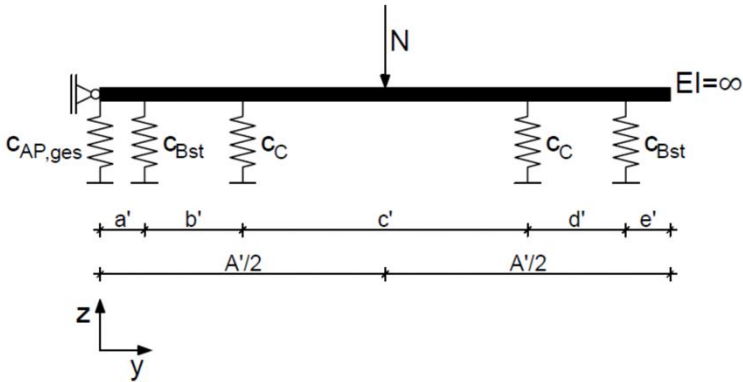
Da es sich um eine Scheibe der Dicke d_z handelt, kann die entsprechende Federsteifigkeit wie folgt angesetzt werden:

$$c_i = E_i \cdot A_i \tag{6.1}$$

Mit:

E_i Elastizitätsmodul des Materials i

A_i Fläche des Materials i



Legende:

- $c_{AP,ges}$ Federsteifigkeit der Ankerplatte
- c_{Bst} Federsteifigkeit der Betonstahlbewehrung in z-Richtung
- c_c Betonsteifigkeit
- a' bis e' Abstände zwischen den jeweiligen Federn / Bauteilen
- $A'/2$ halbe Bauteilbreite; Lage der zentralen Normalkraft

Abb. 6.2: Statisches System des starren Balkens als Federmodell

Die Steifigkeiten der in Abb. 6.2 abgebildeten Federn können mithilfe der Gleichung (6.1) ermittelt werden; mit Ausnahme der Federsteifigkeit $c_{AP,ges}$, die eine Kombination mehrerer Faktoren darstellt. Diese Feder beschreibt die Ankerplattensteifigkeit, die Steifigkeit des Haftverbunds zwischen Beton und Ankerplatte sowie die Kopfbolzensteifigkeit quer zum Kopfbolzen nach DIN EN 1994-1-1. Der Zusammenbau dieser Feder unter Beachtung der genannten Parameter ist Abb. 6.3 zu entnehmen.

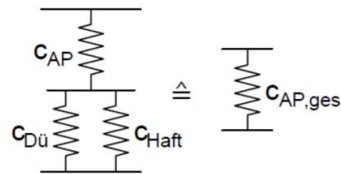


Abb. 6.3: Berücksichtigung der verschiedenen Ankerplattenkomponenten

Die resultierende Federsteifigkeit kann somit nach Gleichung (6.2) ermittelt werden.

$$c_{AP,ges} = \left(\frac{1}{c_{AP}} + \frac{1}{c_{Dü} + c_{Haft}} \right)^{-1} \quad (6.2)$$

Mit:

- c_{AP} Steifigkeit der Ankerplatte
 $= E_s \cdot A_{AP}$
- $c_{Dü}$ Steifigkeit der Kopfbolzen
 $= E_s \cdot A_b$
- c_{Haft} Steifigkeit der beiden Grenzfälle
 $= \infty$ mit Haftverbund
 $= 0$ ohne Haftverbund

Die beiden Grenzfälle (mit und ohne Haftverbund) bewirken, dass in Grenzfall 1 (mit Haftverbund) die Ankerplatte voll aktiviert wird. Die Kraftübertragung erfolgt hierbei

ausschließlich über die Haftung, wodurch es nicht zu einer Kraftübertragung durch die Kopfbolzen kommen kann.

Bei Grenzfall 2 (ohne Haftverbund) findet hingegen ausschließlich eine Kraftübertragung durch die Kopfbolzen statt. Die Dübelsteifigkeiten wurden anhand der in Kapitel 5.2.1.1 beschriebenen Kalibrierversuche ermittelt. Hierbei wurden die Kopfbolzen durch eine nahezu reine Querlast beansprucht. Die Versuche konnten nach *DIN EN 1994-1-1* bezüglich der Steifigkeit ausgewertet werden. Die Ermittlung der Steifigkeit ist in Kapitel 6.2.2 erläutert.

Die entsprechenden Dehnungen können mithilfe des analytischen Modells über die Gleichgewichtsbedingungen berechnet werden. Durch eine vertikale Belastung (vgl. Abb. 6.4) verformt sich das System wie nachfolgend dargestellt. In der Abbildung werden auch die jeweiligen Federn mit den resultierenden Federkräften F_i und den Verformungen d_i aufgezeigt.

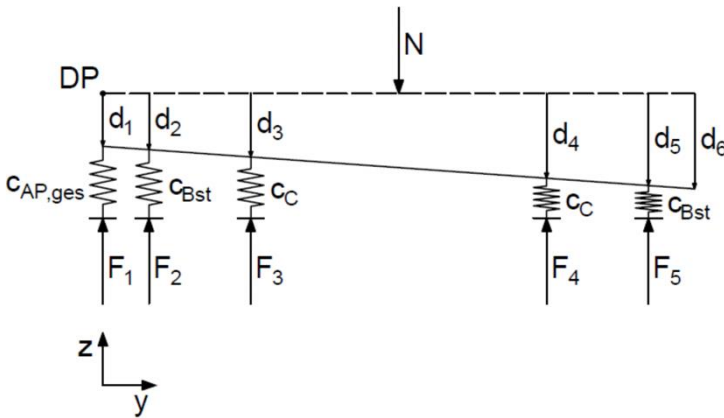


Abb. 6.4: Verformtes statisches System

Um das Modell und die Ergebnisse des statischen Systems mit den in Kapitel 5 dargelegten Ergebnissen zu verifizieren, wird zusätzlich die Verformung d_6 am rechten Bauteilrand eingeführt. Die Dehnungen können somit mit den Werten der Betondehnungsmessstreifen verglichen werden. Nachfolgend ist das Gleichungssystem dargestellt.

$$\sum F_{iV} = 0 = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 - N \tag{6.3}$$

$$\sum M_i^{(DP)} = 0 = F_2 \cdot a' + F_3 \cdot (a' + b') + F_4 \cdot (a' + b' + c') + F_5 \cdot (a' + b' + c' + d') - N \cdot \frac{A'}{2} \tag{6.4}$$

Mit:

- F_i Federkräfte
- $a' - d'$ Hebelarme zu den Einzelkomponenten

Mithilfe des Hooke'schen Gesetzes können die Federkräfte in Abhängigkeit der Verformungen und Federsteifigkeiten beschrieben werden.

$$\begin{aligned}
 F_1 &= c_{St} \cdot d_1 \\
 F_2 &= c_{Bst} \cdot d_2 \\
 F_3 &= c_C \cdot d_3 \\
 F_4 &= c_C \cdot d_4 \\
 F_5 &= c_{Bst} \cdot d_5
 \end{aligned}
 \tag{6.5}$$

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

Ausgehend von der 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.

$$\begin{aligned}
 d_2 &= d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a') \\
 d_3 &= d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a' + b') \\
 d_4 &= d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a' + b' + c')
 \end{aligned}
 \tag{6.6}$$

Mit:

A'	Systemlänge
------	-------------

Werden die Randbedingungen aus den Gleichungen (6.5) und (6.6) in die Gleichgewichtsbedingungen aus den Gleichungen (6.3) und (6.4) eingesetzt, ergeben sich die beiden folgenden Gleichungssysteme.

$$\begin{aligned}
 \sum F_{iv} = 0 &= (c_{St} \cdot d_1) + \left(c_{Bst} \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a') \right) \right) \\
 &+ \left(c_C \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a' + b') \right) \right) \\
 &+ \left(c_C \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a' + b' + c') \right) \right) + (c_{Bst} \cdot d_5) - N
 \end{aligned}
 \tag{6.7}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_i^{(DP)} = 0 = & \left(c_{\text{Bst}} \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a') \right) \right) \cdot a' \\
 & + \left(c_C \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a' + b') \right) \right) \cdot (a' + b') \\
 & + \left(c_C \cdot \left(d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (a' + b' + c') \right) \right) \cdot (a' + b' + c') \\
 & + (c_{\text{Bst}} \cdot d_5) \cdot (a' + b' + c' + d') - N \cdot \frac{A'}{2}
 \end{aligned} \tag{6.8}$$

Auf Grund der Größe der Gleichgewichtsbedingungen werden folgende Vereinfachungen (Substitutionen) eingeführt:

$$v = \frac{c_{\text{Bst}} \cdot (d' + c' + b') + c_C \cdot (2 \cdot d' + c')}{A' - e'} \tag{6.9}$$

$$w = \frac{c_{\text{Bst}} \cdot a' \cdot (d' + c' + b') + c_C \cdot ((a' + b') \cdot (d' + c') + (a' + b' + c') \cdot d')}{A' - e'} \tag{6.10}$$

$$x = \frac{(w - c_{\text{Bst}} \cdot (2 \cdot a' + b' + c' + d') - c_C \cdot (2 \cdot a' + 2 \cdot b' + c')) \cdot (c_{\text{St}} + v)}{w} \tag{6.11}$$

Für die Berechnung von d_1 und zum Lösen des Gleichungssystems, um die Verformungskomponente der Ankerplatte zu ermitteln, wird d_5 benötigt. Diese Größe kann wie folgt berechnet werden:

$$d_5 = \frac{N - \frac{N \cdot A'}{2 \cdot w} \cdot (c_{\text{St}} + v)}{w} \tag{6.12}$$

d_1 kann demzufolge über Gleichung (6.13) beschrieben werden.

$$d_1 = \frac{N \cdot \frac{A'}{2} - d_5 \cdot (c_{\text{Bst}} \cdot (2 \cdot a' + b' + c' + d') + c_C \cdot (2 \cdot a' + 2 \cdot b' + c')) - w}{w} \tag{6.13}$$

Wie zuvor erläutert, kann die Dehnungs- bzw. Verschiebungsgröße d_6 für einen Vergleich der Versuchswerte mit dem Berechnungsmodell herangezogen werden. Diese Größe lässt sich anhand der Größen d_1 und d_5 bestimmen.

$$d_6 = d_1 + \frac{d_5 - d_1}{A' - e'} \cdot (A') \tag{6.14}$$

6.2 Definition der Komponente Zwang

6.2.1 Allgemeines

Anhand des analytischen Modells kann Zwang infolge von Kriechen und Schwinden unter den zuvor beschriebenen Randbedingungen berücksichtigt werden. Die Berücksichtigung orientiert sich an den in *DIN EN 1992-1-1* gegebenen Parametern. Die ermittelten Endkriechzahlen sowie das Endschwindmaß können auf das entwickelte Federmodell angesetzt werden.

Die Berechnung der Steifigkeit der Kopfbolzen kann grundsätzlich nach *DIN EN 1994-1-1* erfolgen. Im folgenden Absatz wird die Auswertung der in den Kapiteln 5.2.1.1 bis 5.2.1.3 beschriebenen Kalibrierversuche unter Querlast zur Bestimmung der Steifigkeiten dargelegt.

6.2.2 Steifigkeit der Kopfbolzen

Die durchgeführten Kalibrierversuche erfüllen die Anforderungen einer Auswertung der Dübelsteifigkeiten nach *DIN EN 1994-1-1*. Somit kann auf Grundlage dieser Versuche die Steifigkeitskomponente für das entwickelte Federmodell berechnet werden. Für die Versuchskörper wurden Einzelkopfbolzen mit unterschiedlichen effektiven Einbindelängen unter nahezu reiner Querkraft abgesichert. Die erstellten Dübelkennlinien (Diagramme in den Abb. 5.3 und Abb. 5.5) können für die Ermittlung dieser Steifigkeiten herangezogen werden. Nach *DIN EN 1994-1-1* wird die Steifigkeit eines Kopfbolzens wie folgt ermittelt:

$$k_{sc} = \frac{0,7 \cdot P_{Rk}}{s} \tag{6.15}$$

Mit:

- P_{Rk} charakteristischer Wert der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens
- s Schlupf bei Erreichen der Last $0,7 \cdot P_{Rk}$

In Tab. 6.1 sind die Steifigkeiten der einzelnen Versuche mit einer kurzen Einbindetiefe dargestellt. Der Wert von k_{sc} wurde nach Gleichung (6.15) berechnet. Als Mittelwert der drei Werte für k_{sc} ergibt sich $k_{sc} = 18,60 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$.

Tab. 6.1: Ermittlung k_{sc} für kurze Kopfbolzen

Versuch	Schlupf bei $0,7 \cdot P_{Rk}$ [mm]	k_{sc} [kN/mm]
K1-Q1	1,911	17,70
K1-Q2	1,800	18,74
K1-Q3	1,744	19,35

Die kleinste Versuchslast der drei Versuche wurde in Versuch K1-Q1 erreicht, wobei diese 53,55 kN betrug. Nach *DIN EN 1994-1-1* ergibt sich für P_{Rk} durch eine Abminderung um 10% ein Wert von 48,2 kN.

Die Querkraftkalibrierversuche der Versuchsserie K2-Q mit einer effektiven Einbindelänge von $h_{ef} = 242 \text{ mm}$ und einem Kopfbolzendurchmesser von $d_s = 16 \text{ mm}$ wurden analog zu denen mit kurzen Kopfbolzen ausgewertet. Als niedrigste Versuchslast wurde bei dieser Serie ein Wert von 54,35 kN festgehalten (K2-Q3). Eine Abminderung um 10% ergibt eine charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} von 48,92 kN.

Die einzelnen Steifigkeiten sind in Tab. 6.2 zusammengefasst. Der Mittelwert k_{sc} dieser Steifigkeiten beträgt $27,80 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$.

Tab. 6.2: Ermittlung k_{sc} für lange Kopfbolzen

Versuch	Schlupf bei $0,7 \cdot P_{Rk}$ [mm]	k_{sc} [kN/mm]
K2-Q1	1,294	26,46
K2-Q2	1,165	29,39
K2-Q3	1,243	27,55

6.2.3 Kriechen

Kriechen wird als Zunahme der Dehnung infolge konstanter Belastungen definiert. In *DIN EN 1992-1-1* wird zwischen linearem und nicht linearem Kriechen in Abhängigkeit der Betondruckspannungen σ_c zum Zeitpunkt t_0 unterschieden. Übersteigen die Betondruckspannungen den Grenzwert $0,45 f_{ck}$ nicht, kann von linearem Kriechen ausgegangen werden. Sind die Betondruckspannungen hingegen 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.

$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (6.16)$$

Mit:

E_{cm} mittlerer 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 wurde somit zum betrachteten Zeitpunkt das Zeitintervall für die Ermittlung der Kriechzahl bestimmt und als effektiver Elastizitätsmodul übertragen.

6.2.4 Schwinden

Die Berücksichtigung von Schwinden im Bereich von Ankerplatten orientiert sich am Verbundbau, wobei das Schwinden analog zu *DIN EN 1994-1-1* durch eine zusätzlich wirkende Normalkraft N_{CS} beschrieben werden kann. Das Modell wurde hinsichtlich der Anschlüsse mit großen Ankerplatten angepasst und ist in Abb. 6.5 dargestellt.

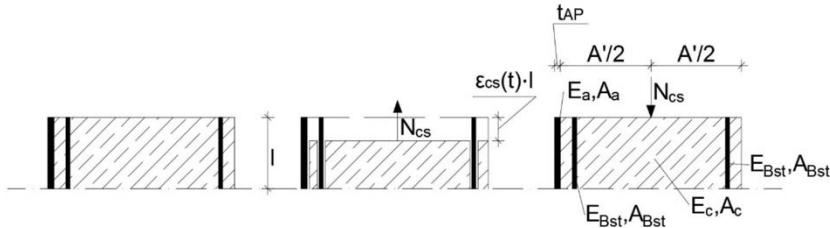


Abb. 6.5: Berücksichtigung von Schwinden im Bereich von Ankerplatten

Schwinden ist eine lastunabhängige Verkürzung des Betons. Dabei setzt sich die Gesamtschwinddehnung $\varepsilon_{CS}(t, t_s)$ aus der Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd}(t, t_s)$ und der autogenen Schwinddehnung $\varepsilon_{ca}(t)$ zusammen.

$$\varepsilon_{CS}(t, t_s) = \varepsilon_{cd}(t, t_s) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (6.17)$$

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 getrennt betrachtet wird. Durch die Verkürzung des Betons muss er auf die Ausgangslänge zurückgezogen werden, weshalb die Normalkraft N_{CS} eingeführt wird. Im nächsten Schritt wird wieder der Verbund betrachtet, sodass diese Normalkraft als zusätzliche Druckkraft auf den Systemquerschnitt wirkt. Diese zusätzliche Kraft kann nach Gleichung (6.18) ermittelt werden.

$$N_{CS} = E_{cm} \cdot A_c \cdot \varepsilon_{CS}(t, t_s) \quad (6.18)$$

Mit:

E_{cm} mittlerer Elastizitätsmodul des Betons

A_c Querschnittsfläche des Betons

$\varepsilon_{CS}(t, t_s)$ Gesamtschwinddehnung nach Gl. (6.17)

Die im Beton entstehenden Zugspannungen müssen bei der Ermittlung der Spannungen im Beton berücksichtigt werden.

6.2.5 Aufbau des analytischen Modells

Die zu Beginn des Kapitels beschriebene Unterscheidung von Grenzfall 1 (mit Haftverbund) und Grenzfall 2 (ohne Haftverbund) kann in Bezug auf das statische System zusammengefasst wie folgt dargestellt werden:

- Grenzfall 1: Für den Grenzfall mit Haftverbund kann vereinfachend das statische Grundsystem nach Abb. 6.2 verwendet werden. Es kommt nicht zu einer wesentlichen Änderung der Normalkraftbeanspruchung über die Höhe der Ankerplatte hinweg.
- Grenzfall 2: Ein fehlender oder im Verlauf der Belastungsgeschichte geschädigter Haftverbund hat zur Folge, dass die Ankerplatte über ihre Höhe die beschriebenen unterschiedlichen Ebenen der Beanspruchung infolge der Lastübertragung über die Kopfbolzen aufweist.

Die beschriebenen Grenzfallbetrachtungen können mit der in Abb. 6.3 angegebenen Feder berücksichtigt werden.

Die unterschiedlichen Beanspruchungen der Ankerplatte über ihre Höhe für die Betrachtung des Grenzzustandes 2, je nach Anordnung der Kopfbolzenübel, die in den experimentellen sowie numerischen Untersuchungen bestätigt wurden, können mithilfe des in Abb. 6.2 dargestellten statischen Grundsystems, das in Reihe geschaltet wird, berechnet werden. Dieses Grundsystem entspricht einer Ebene (Befestigungsreihe) der Ankerplatte zum Betongrund.

Die in diesem Forschungsvorhaben untersuchten Ankerplatten wiesen eine Kopfbolzenanordnung von 6 x 2 auf. Auf Grund der Symmetrie wurde das Modell an der Symmetrieachse geteilt, sodass ein 3 x 2-System entstand. Der Kräfteverlauf umfasst ein Ansteigen der Normalkraft über die Ankerplattenhöhe bis zur Symmetrieachse und ein anschließendes Abnehmen der Normalkraft. Für die untersuchten Ankerplatten ergeben sich somit drei Ebenen, die nachfolgend abgebildet sind.

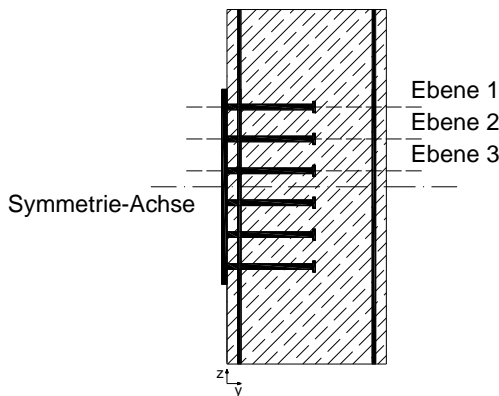


Abb. 6.6: Beschreibung der Ebenen

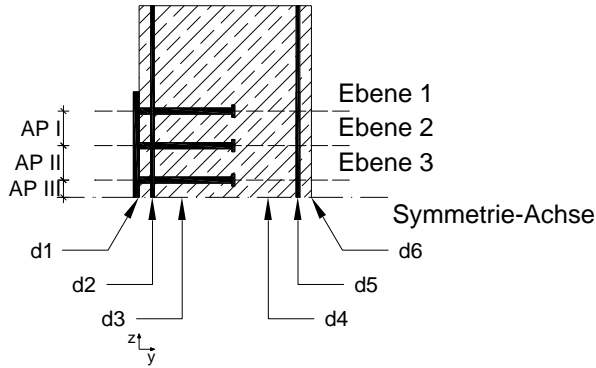


Abb. 6.7: Darstellung der Lage der Verformungskomponenten

Durch die Kopplung, das In-Reihe-Schalten des statischen Grundsystems, ergibt sich das nachfolgend veranschaulichte Gesamtsystem, das eine Symmetriehälfte der Ankerplatte abbildet.

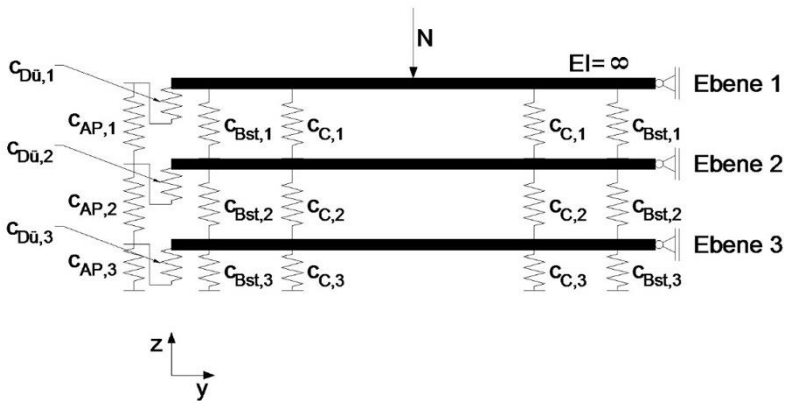


Abb. 6.8: Federmodell der Referenzversuche

Die Federsteifigkeiten werden nicht mehr auf einer Dehnungsebene betrachtet, sondern erhalten zusätzlich den Abstand der jeweiligen Dübelreihen (Ebenen). Die Federsteifigkeiten können wie nachfolgend dargestellt ermittelt werden.

$$\bar{c}_i = \frac{E_i \cdot A_i}{l_i} \quad (6.19)$$

Mit:

E_i Elastizitätsmodul des Materials i

A_i Fläche des Materials i

l_i Abstand zwischen den Ebenen

(Zur Symmetrieachse hin wird ein Abstand von $l_i/2$ angesetzt.)

6.3 Verifizierung des Komponentenmodells unter Zwang

6.3.1 Allgemeines

Die Auflast in den experimentellen Untersuchungen betrug konstant 0,6 MN und führte im Bereich der Ankerplatte zu einer Spannung σ_c von 1,333 N/mm² auf die Betonfläche. Der Beton befand sich somit im linear elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie nach DIN EN 1992-1-1, 3.1.5. Zur Verifizierung des Komponentenmodells anhand der Versuchsergebnisse wurde für die Ermittlung des effektiven Elastizitätsmoduls $E_{c,eff}$ somit statt des mittleren Elastizitätsmoduls E_{cm} der Tangentenmodul E_c angesetzt. Dieser errechnet sich mit $E_c = 1,05 \cdot E_{cm}$.

Für die Anwendung des analytischen Modells gilt es zu prüfen, in welchem Bereich sich die Spannungen des Betonbauteils befinden. Für eine konstante Spannung σ_c bis etwa 0,4 f_{cm} kann der Tangentenmodul angesetzt werden, für größere Betonspannungen der Sekantenmodul E_{cm} .

Im nachfolgenden Abschnitt wird ein Vergleich des analytischen Modells mit den gemittelten Verformungswerten der experimentellen Untersuchungen vorgenommen. Hierbei werden die statischen Werte nach Erreichen der Auflast von 0,6 MN sowie die nach einer Beobachtungszeit von acht Stunden aufgezeichneten Verformungsdaten mit den jeweiligen Verformungswerten der Grenzzustände eines vorliegenden oder gestörten Haftverbundes verglichen.

6.3.2 Versuchswerte

Die in Kapitel 5.2.4.3 dargestellten gemittelten Versuchsergebnisse sind in der nachstehenden Tab. 6.3 gegenüber den Verformungswerten des analytischen Modells aufgeführt. Die genannten Dehnungen beziehen sich auf die Symmetrieachse des Versuchskörpers. ‚AP‘ bezeichnet dabei die Dehnung der Ankerplatte, ‚d1‘ die Dehnung am Rand neben der Ankerplatte und ‚d6‘ die Dehnung am ‚freien‘ Rand ohne Ankerplatte. Der Übersichtlichkeit bezüglich der ausgewerteten Dehnungsbereiche halber sind in Abb. 6.9 das statische System einer Einzelebene sowie das verformte statische System mit der Bezeichnung und der Lage der Dehnungsgrößen ‚d1‘ bis ‚d6‘ dargestellt.

Auffällig beim Vergleich der Dehnungen anhand der nachfolgenden Tab. 6.3 ist, dass sich die Dehnung der Ankerplatte zwischen den Dehnungen des Grenzfalles 1 (voller Haftverbund) und des Grenzfalles 2 (ohne Haftverbund) einordnet. Die Dehnungen der Betonkomponenten, ‚d1‘ und ‚d6‘, liegen auf einem niedrigeren Niveau als in den experimentellen Untersuchungen ermittelt.

Tab. 6.3: Vergleich der Dehnung in der Symmetrieachse – Modell und Versuch

	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	-0,0444	-0,0600
d6 [%]	-0,0584	-0,0467	-0,0515	-0,0703	-0,0470	-0,0611

Die Berechnung der Dehnungen mittels des analytischen Modells liefert für die Betonkomponenten leicht konservative Ergebnisse. Die Dehnung der Ankerplatte liegt zwischen den Dehnungen der beiden betrachteten Grenzfälle. Eine zusätzliche Beanspruchung der Ankerplatte bzw. Verbindungsmittel infolge zeitabhängigen Betonverhaltens lässt sich somit durch die Betrachtung der beiden Grenzfälle realistisch abschätzen.

In Abb. 6.9 sind die Ergebnisse aus Tab. 6.3 grafisch dargestellt, wobei eine Belastungsdauer von acht Stunden beschrieben wird.

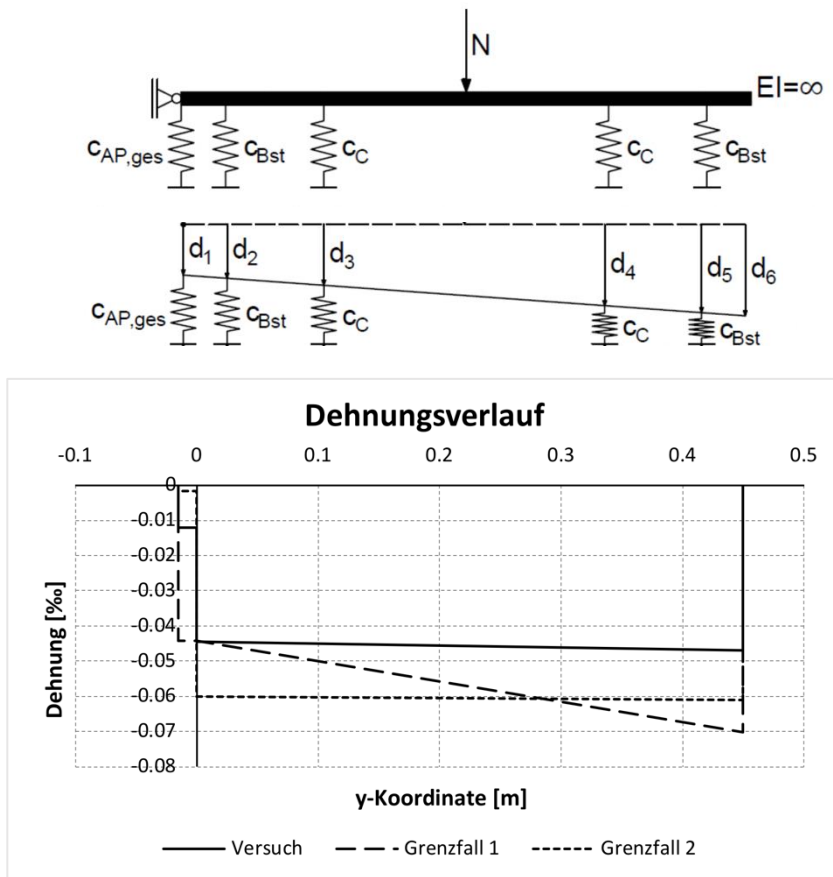


Abb. 6.9: Grafischer Vergleich der Dehnungen in der Symmetrieachse – Versuch (8 Stunden)

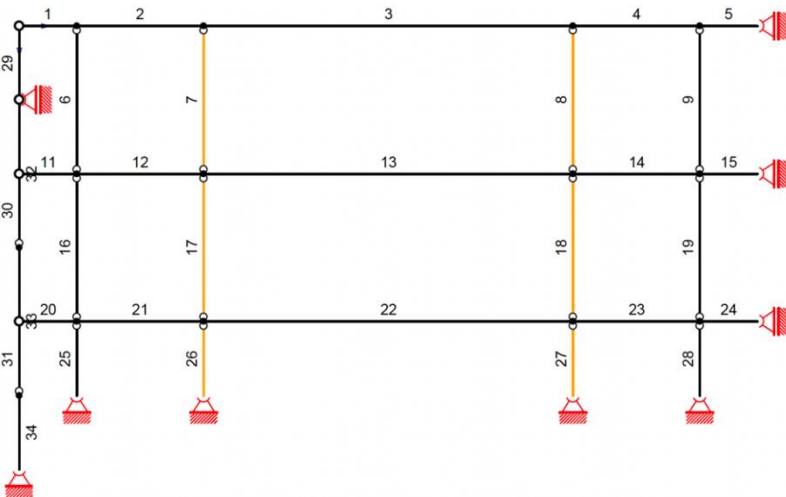
Abweichungen der berechneten Dehnungen resultieren daraus, dass die Kriechzahlen für eine mittlere Temperatur von $T = 20^{\circ}\text{C}$ berechnet wurden. Nach *DIN EN 1992-1-1* liegen die mittleren Variationskoeffizienten für die Vorhersage der Endkriechzahlen und Schwinddehnungen bei ca. 30%, sodass hier die mögliche Streuung berücksichtigt werden sollte. Des Weiteren ist der bei der Werkstoffprüfung ermittelte Elastizitätsmodul E_{cm} durch die kiesigen Zuschläge niedrig. Werden gebrochene Zuschläge für die Betonrezeptur verwendet, erhöht sich dieser Wert und nähert sich dem in der Norm gegebenen an. Das analytische Modell liefert somit konservativ berechnete Ergebnisse.

6.3.3 Berechnung der infolge der Zwangsbeanspruchungen zusätzlich auf die Verbindungsmittel wirkenden Schubkräfte

Das beschriebene analytische Modell kann über ein geeignetes Stabwerkprogramm auf den Referenzversuch angewandt werden. Das in Abb. 6.8 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 konnte. Grenzfall 1 (mit vollem Haftverbund) beschreibt lediglich die zusätzliche Beanspruchung der Ankerplatte.

Die Modellierung erfolgt über Stäbe mit entsprechenden Elastizitätsmoduln sowie Flächenanteilen. Die Nachrechnung des Referenzversuchs sowie die Anwendung des Modells auf einen Betrachtungszeitraum von fünfzig Jahren ergeben das folgende, in Tab. 6.4 dargestellte Ergebnis. Hierbei wurden zunächst die Ankerplattenbereiche betrachtet und in einem weiteren Schritt die maximalen zusätzlichen Schubkräfte ermittelt.

Tab. 6.4: Darstellung des Stabsystems und der Normalkräfte über die Ankerplatte



Normalkräfte in den entsprechenden Ebenen der Ankerplatte (AP) nach Abb. 6.7

Ebene	Betrachtungsdauer			
	0 Stunden	8 Stunden	50 Jahre	50 Jahre
	rein statisch	nur Kriechen	nur Kriechen	Kriechen und Schwinden
AP I (Stab 32)	-0,622	-0,736 kN	-1,934 kN	-6,940 kN
AP II (Stab 33)	-0,992	-1,174 kN	-3,085 kN	-11,077 kN
AP III (Stab 34)	-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 der Zwangseinwirkungen 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 des Kriechens und Schwindens 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 Normalkraftanteile der Ankerplatte.

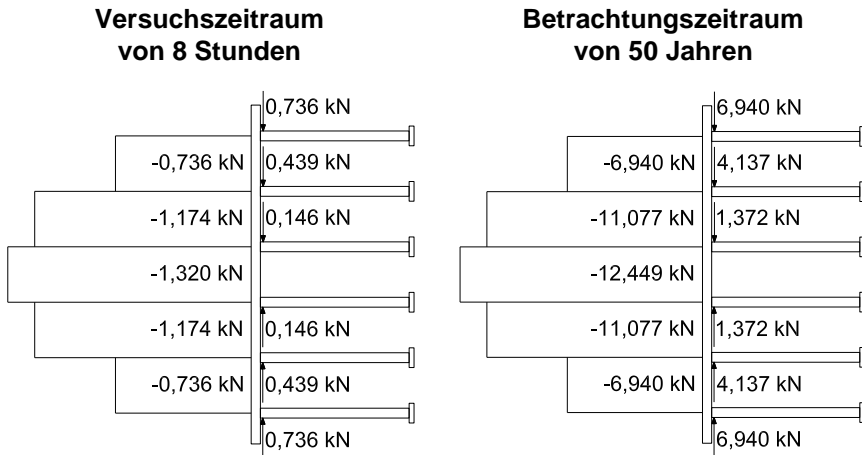


Abb. 6.10: Verlauf der Normalkräfte über die Ankerplatte sowie Belastung der Dübelreihen

Die Differenz und die zusätzliche Schubkraft auf die Kopfbolzen des Referenzversuches infolge des Kriechens betragen somit $0,114\text{ kN}$ je Dübelreihe und $0,057\text{ kN}$ je Kopfbolzen. Für den Betrachtungszeitraum von fünfzig Jahren unter zusätzlicher Berücksichtigung des Schwindens ergibt sich eine Differenz zur statischen Auflast von $6,312\text{ kN}$ je Dübelreihe und somit $3,156\text{ kN}$ je Kopfbolzen.

6.4 Fazit

Die Ermittlung der zusätzlichen Beanspruchung hat gezeigt, dass die äußerste Dübelreihe die größte Beanspruchung infolge einer statischen Auflast von $0,6\text{ MN}$ im Grenzfall 2 (ohne Haftverbund) erfährt. In einem Betrachtungszeitraum von acht Stunden kommt es erwartungsgemäß zu keiner signifikanten Steigerung der Beanspruchung. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen lassen die Ableitung des beschriebenen analytischen Modells zu. Die Implementierung von Kriech- und Schwindenwirkungen auf das Komponentenmodell zeigt, dass die Kombination von statischen Beanspruchungen mit dem zeitabhängigen Betonverhalten einen Einfluss auf die Ausnutzung der Kopfbolzendübel an großen Ankerplatten sowie die Spannungen der Ankerplatte haben kann.

Bei einer Betrachtung des Grenzfalls 2 (kein Haftverbund vorhanden) über fünfzig Jahre und bei Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden neben der statischen

Auflast ergibt sich, dass Kriechen und Schwinden als Haupteinwirkung betrachtet werden können. Für eine Belastung von 600 kN kommt es über den betrachteten Zeitraum zu einer Gesamtbeanspruchung von $3,470\text{ kN}$ je Kopfbolzen. Dies entspricht etwa 6% der Tragfähigkeit.

Bei einer höheren statischen Ausnutzung des Betonbauteils von 30% der Betontragfähigkeit ($0,3 f_{ck}$) resultiert mit dem entwickelten Modell eine Beanspruchung von $1,594\text{ kN}$ je Kopfbolzendübel. Zusammen mit der Zusatzbeanspruchung über fünfzig Jahre und infolge des Kriechens von $4,961\text{ kN}$ je Kopfbolzendübel sowie des Schwindens von $2,503\text{ kN}$ je Kopfbolzendübel ergeben sich $9,1\text{ kN}$ je Kopfbolzendübel und somit etwa 17% der Kopfbolzentragfähigkeit. Somit können Kriech- und Schwindefekte einen signifikanten Anteil an der Einwirkung auf Kopfbolzendübel großer Ankerplatten haben.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Ankerplattenverbindungen mit Kopfbolzen in Mischbaubauweisen zwischen Stahl- und Stahlbetonbauteilen haben sich als geeignete Konstruktionen bewährt. Die Stahlbauweise erfordert ein höheres Maß an Genauigkeit als die Stahlbetonbauweise, sodass mit einer Anschlusskonfiguration aus Ankerplatte und Verbindungsmitteln sowie einem nachträglich angeschweißten Stahlträgerprofil eine hohe Flexibilität zur Kraftübertragung realisiert werden kann.

Die in *DIN EN 1998-1-8* dargelegte Komponentenmethode beschreibt Anschlüsse aus Stahl mittels Zerlegung eines Anschlusses in seine Einzelkomponenten. Durch die Betrachtung einzelner Traglasten der Einzelkomponenten können Anschlusskonfigurationen optimal hinsichtlich ihrer Momententragfähigkeit, Rotationssteifigkeit und Rotationskapazität beurteilt werden. Diese Art der Berechnung ermöglicht eine detaillierte und somit wirtschaftliche Dimensionierung von Tragwerken. Stahl- und Betonkomponenten können mit der Komponentenmethode beschrieben werden, sodass in vorangegangenen Forschungsvorhaben Betonkomponenten für Stützenfußpunkte und Träger-Wand-Anschlüsse entwickelt und für die Anwendung in der Praxis aufbereitet werden konnten (vgl. *Kuhlmann u. a. 2012* und *Kuhlmann u. a. 2015*).

Die im Schlussbericht zum *DASt/AiF-Forschungsvorhaben IGF-Nr. 17654, 2016* aufbereiteten Ergebnisse basieren auf den zuvor genannten Forschungsvorhaben und Aufbereitungen für die Praxis. In der vorliegenden Arbeit wurde der Hintergrund für die im genannten Schlussbericht beschriebenen Modelle für Ankerplattenverbindungen unter einer Zugkraftbeanspruchung sowie einer Beanspruchung unter Zwang infolge zeitabhängigen Verhaltens des Betons aufgezeigt.

Insbesondere im Industrie- und Anlagenbau ist eine Begrenzung der Verankerungen auf maximal 3 x 3 Verbindungsmittel nach *DIN EN 1992-4* für die Übertragung hoher Lasten aus den Stahlanbauteilen meist unzureichend. Infolgedessen weisen Ankerplattenkonfigurationen größere Abmessungen auf. Weitere Einflüsse, wie das zeitabhängige Verhalten des Betons durch Kriechen und Schwinden, müssen demzufolge als zusätzliche Einwirkung auf die Verbindungsmittel untersucht und beschrieben werden.

Wesentlicher Bestandteil der im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchung von Ankerplatten unter einer Normalkraftbeanspruchung zur Ableitung respektive Erweiterung existierender Bemessungsmodelle war die Bestimmung der Lastverteilung innerhalb der Ankerplatte bei einer Anzahl von vier Kopfbolzen je Verbindungsmittelreihe. Neben der Ankerplattendicke wurde die Kopfbolzenlänge variiert, um das plastische Verhalten der Ankerplatten zu beschreiben. Zudem wurden weitere Parameter wie der Bewehrungsgrad der Rückhängebewehrung, der Abstand der Kopfbolzenreihen zur Krafteinleitung und der Zustand des Betons untersucht. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen sind in Kapitel 3, das Komponentenmodell ist in Kapitel 4 erläutert.

Die unter Zwang durchgeführten Versuche wurden unter einer konstanten Auflast geprüft. Auf Grund der zu erwartenden großen Streuung der Versuchsergebnisse wurden

drei gleiche Versuchskörper realisiert. Die Auswertung der experimentellen und numerischen Untersuchungen erlaubte eine Modellbildung zur Verifizierung der Auswirkungen des zeitabhängigen Betonverhaltens. Unter Berücksichtigung der jeweiligen Steifigkeiten der einzelnen Bauteile konnte ein Modell entwickelt werden, mit dem Verformungsgrößen abgeschätzt werden können. In Kapitel 5 wurden die experimentellen und numerischen Untersuchungen thematisiert, die als Grundlage des in Kapitel 6 aufbereiteten analytischen Modells dienen.

7.2 Ausblick

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen zu großen Ankerplatten mit mehr als der zugelassenen Anzahl an Kopfbolzen je Kopfbolzenreihe haben gezeigt, dass das Trag- und Verformungsverhalten mit bestehenden Ansätzen sowie den in diesem Forschungsvorhaben entwickelten Erweiterungen auf sicherer Seite liegend abgeschätzt werden können.

Die untersuchten Anschlusskonfigurationen beziehen sich auf eine randferne Anordnung der Ankerplatten. Randeinflüsse und die diesbezüglich zu erwartenden Lastumlagerungen bei einseitiger Rissbildungen wurden nicht untersucht. Hier bieten sich, aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen, weitere experimentelle und numerische Untersuchungen an, um das Trag- und Verformungsverhalten im randnahen Bereich detaillierter beschreiben zu können und den vorhandenen Bemessungsansatz zu erweitern. Weiter können neben Randeinflüssen auch Aussparungen im Bereich von Anschlusskonfigurationen einen ideellen Ausbruchkegel sowie die Aktivierung der Rückhängebewehrung signifikant beeinflussen.

Für den Versagensmechanismus des kegelförmigen Betonausbruchs unter einer Normalkraftbeanspruchung, mit und ohne Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung, wurde ein erster mechanischer Ansatz entwickelt, der das Verformungsverhalten der Oberflächenbewehrung im Nachtraglastbereich beschreibt. Über diesen Ansatz kann die Duktilität der Nachtraglastbereiche näher abgebildet werden, insbesondere in Kombination mit einer Rückhängebewehrung. Hier sind weitere experimentelle und numerische Untersuchungen erforderlich, in denen das Zusammenspiel beider Komponenten betrachtet wird. Mit dem entwickelten Modell können unterschiedliche Oberflächenbewehrungsgrade sowie Randeinflüsse dargestellt werden.

Durch das in Anlehnung an die Komponentenmethode der *DIN EN 1993-1-8* entwickelte Federmodell zur Berücksichtigung von Zwang können Einflüsse des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Beton einbezogen werden. Das Modell kann um eine thermische Komponente, die z. B. Einflüsse durch das Anschweißen eines Profils an die Ankerplatte berücksichtigt, erweitert werden. Die thermische Zwangsbeanspruchung kann als zusätzliche Bedingung auf Seite der Ankerplatte in das Modell implementiert werden. Zusatzbeanspruchungen der Verbindungsmittel durch thermische Effekte können somit über das Modell erfasst und bei der Bemessung der Betonkomponenten berücksichtigt werden. Insbesondere für randnahe Bereiche ist es vorstellbar, dass thermische Beanspruchungen infolge von Schweißarbeiten für die Querkrafttragfähigkeit von maßgebender Bedeutung sind.

Literatur

Normen, Zulassungen 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 Befestigungen 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 nationalem Anhang DIN EN 1992-1-1/NA	Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Januar 2011.
DIN EN 1992-4 mit nationalem Anhang DIN EN 1992-4/NA	Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Verankerungen von Befestigungen in Beton. Oktober 2013.
DIN EN 1992-4 TR Plastische Bemessung	Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Plastische Bemessung von Befestigungen mit Kopfbolzen und nachträglich montierten Befestigungsmittel, Technical Report, (noch nicht veröffentlicht).
DIN EN 1993-1-1 mit nationalem Anhang DIN EN 1993-1-1/NA	Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Dezember 2010.
DIN EN 1993-1-8 mit nationalem 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 nationalem Anhang DIN EN 1994-1-1/NA	Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Dezember 2010.
DIN EN 10204	Metallische Erzeugnisse – Arten von Prüfbescheinigungen. Januar 2005.

- DIN EN ISO 6892-1 Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, Juni 2014.
- ETA-03/0041 Deutsches Institut für Bautechnik: Europäische Technische Zulassung ETA-03/0041, Nelson-Kopfbolzen aus Stahl, Berlin, Mai 2013.
- ETAG 001 Anhang A – Anhang C: Leitlinie für die Europäische Technische Zulassung für Metalldübel zur Verankerung im Beton, November 2013.

Fachbücher, Zeitschriften und Aufsätze

- Fuchs u. a. (1995) Fuchs, W.; Eligehausen, R.: Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen, Beton und Stahlbetonbau 90, Heft 1, S. 6-9, Heft 2, S. 38-44, Heft 3, S.73-76, 1995.
- Tschernernegg u. a. (1997) Tschernernegg, F.; Huber, G.; Huter, M; Rubin, D.: Komponentenmethode und Komponentenversuche zur Entwicklung von Baukonstruktionen in Mischbauweise, Stahlbau 66, S. 624-639, Ernst&Sohn Verlag, Berlin 1997
- Lee u. a. (1998) Lee, J; Fenves, G. L.: Plastic-Damage-Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, Journal of Engineering Mechanics, vol 124, no. 8, pp. 892-900; 1998.
- Lubliner (1989) Lubliner, J.; Oliver, S.; Oller, S.; Oñate, E.: A Plastic-Damage-Model for Concrete, International Journal of Solids and Structures, vol 25, pp. 299-329; 1989.
- Pregartner (2009) Pregartner, T.: Bemessung von Befestigungen in Beton – Einführung mit Beispielen, Ernst&Sohn Verlag, 2009
- Kuhlmann (2011) Kuhlmann, U (Hrsg.): Stahlbau Kalender, Eurocode 3 – Grundnorm Verbindungen, Berlin, Ernst & Sohn Verlag 2011.
- Mallée u. a. (1999) Mallée, R.; Burkhardt, F. *Befestigungen von Ankerplatten mit dübeln – ein Beitrag zur erforderlichen Ankerplattendicke*, Beton und Stahlbetonbau 94, 502-511, Ernst & Sohn Verlag, 1999.
- Eligehausen u. a. (2000) Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik im Beton und Mauerwerksbau, Ernst & Sohn Verlag, 2000.
- Eligehausen u. a. (2006) Eligehausen, R.; Mallée, R., Silva F.: Anchorage in Concrete Construction, Ernst & Sohn Verlag, 2006.

- Ramberg u. a. (1943) Ramberg, W.; Osgood, W. R.: Description of Stress-Strain Curves by three Parameters, Technical Note No. 902, National Advisory Committee For Aeronautics, Washington, 1943.

Forschungs- und Versuchsberichte

- Kuhlmann u. a. (2008) Kuhlmann, U.; Eligehausen, R.; Rybinski, M.; Fichtner, S.: Modellierung biegeweicher Stützenfüße im Stahl – und Verbundbau als integriertes System von Tragwerk und Fundament, 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., Krimpmann, M.; Sauerborn, N.; et al: New market chances for steel structures by innovative fastening solutions between steel and concrete (INFASO). Final report, Report EUR 25100 EN, European 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 Stahlbau (DASSt), 2013.
- Kuhlmann u. a. (2015) Kuhlmann, U.; Hofmann, J.; Wald, F.; da Silva, L., Krimpmann, M.; Sauerborn, N.; et al: Valorisation of Knowledge for Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete (INFASO+), Final report, KI-NA-27745-EN-N, European Commission, 2015.
- Kurz u. a. (2016) Kurz, W.; Kuhlmann, U.; Scholz J.; Ruopp J: Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau; Schlussbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 17654 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASSt), 2016.
- Kurz u. a. (2016) Kurz, W.; Scholz, J.: Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau unter Normalkraftbeanspruchung und Zwang, Versuchsbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 17654 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASSt), 2016.
- Scholz u. a. (2016) Scholz, J; Kurz, W.: Große Ankerplatten mit Kopfbolzen im Industrie- und Anlagenbau; DASSt Kolloquium – Essen 2016, S. 141-145, 2016

- Scholz u. a. (2017) Scholz, J; Kurz, W.: Steel-to-Concrete Joints with large Anchor Plates under Normal and Constraining Forces; 3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete – Stuttgart, Germany, p. 1031-1044, 2017

Dissertationen

- Berger (2015) Berger, W.: Trag- und Verschiebungsverhalten sowie Bemessung von Kopfbolzenverankerungen mit und ohne Rückhängebewehrung unter Zuglast. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2015.
- Schlüter (1987) Schlüter, F.-H.: Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Beanspruchung – Flugzeugabsturz. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1987
- Schmidt (2008) Schmidt, B.: Zum Tragverhalten von geschraubten momententragfähigen Stirnplattenverbindungen mit 4 Schrauben in jeder Schraubenreihe. Dissertation, Lehrstuhl für Stahlbau, TU Dortmund, 2008.
- Rybinski (2014) Rybinski, M.: Komponentenmethode für Ankerplatten mit Kopfbolzen unter einachsiger Beanspruchung. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2014.
- Furche (1994) Furche, J.: Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1994.
- Ruopp (2020) Ruopp, J.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Ankerplatten mit Kopfbolzen zur Abtragung von Zug- und Querkräften. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2020.

Institutsinterne Veröffentlichungen

Studien- und Diplomarbeiten

- Müller (2015) Müller, J.: Untersuchungen zum Tragverhalten von dicken Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln. Diplomarbeit im Fachgebiet Stahlbau, Oktober 2015.
- Schmeckebeer (2015) Schmeckebeer, N.: Untersuchungen zum Tragverhalten von dünnen Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln. Diplomarbeit im Fachgebiet Stahlbau, Oktober 2015.

- Müller (2015) Müller, J.: Kalibrierversuche von Ankerplatten mit Kopfbolzen unter Zugkraftbeanspruchung. Studienarbeit im Fachgebiet Stahlbau, Oktober 2015.
- Schmeckebeier (2015) Schmeckebeier, N.: Kalibrierversuche von Ankerplatten mit Kopfbolzen unter Querkraftbeanspruchung. Studienarbeit im Fachgebiet Stahlbau, September 2015.
- Riedinger (2015) Riedinger, M.: Auswirkungen von Kurzzeitkriechen und -schwinden auf große Ankerplatten. Studienarbeit im Fachgebiet Stahlbau, Juli 2015.
- Hoffmann (2016) Hoffmann, T.: Modellierung und numerische Simulation von Pull-Out-Versuchen von Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln. Studienarbeit im Fachgebiet Stahlbau, Oktober 2016.
- von Haxthausen (2015) von Haxthausen, B.: Numerische Simulation des Kriechverhaltens von Beton bei großen Ankerplatten. Studienarbeit im Fachgebiet Stahlbau, Oktober 2015.
- Seck (2015) Seck, C.: Modellierung und numerische Simulation von Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln. Diplomarbeit im Fachgebiet Stahlbau, Juni 2015.
- Boje (2015) Boje, D.: Modellierung eines mathematischen Ansatzes zur Beschreibung der Auswirkungen von Ankerplatte und Kopfbolzen auf das Verformungsverhalten eines Betonbauteils. Studienarbeit im Fachgebiet Stahlbau, November 2015.
- Haugwitz (2015) Haugwitz, S.: Numerische Untersuchungen verschiedener Ankerplatten. Studienarbeit im Fachgebiet Stahlbau, Mai 2015.
- Klein (2016) Klein, M.: Entwicklung eines analytischen Modells für Ankerplatten unter Zwang. Studienarbeit im Fachgebiet Stahlbau, Oktober 2016.
- Bauteilpraktika**
- Müller, Schmeckebeier (2015) Müller, J.; Schmeckebeier, N.: Referenzversuche zur Erweiterung von Ankerplatten auf eine 4x4-Anordnung von Kopfbolzen. Bauteilpraktikum im Fachgebiet Stahlbau, Juni 2015.
- Broschart, Degiuli, Merkel, Zwirner (2015) Broschart, Y.; Degiuli, F.; Merkel, K.; Zwirner, A.: Bestimmung von Stahlfestigkeiten von Platten und Verbindungsmitteln. Bauteilpraktikum im Fachgebiet Stahlbau, Dezember 2015.

Sonstiges

- | | |
|---------------------|---|
| Kurz u. a. (2011) | Kurz, W.; Rechke J.: Versuche zum Tragverhalten von Stahllinern mit Kopfbolzenverankerung, Studienarbeit, Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2011. (nicht veröffentlicht). |
| ABAQUS User's Guide | Abaqus 6.14 Online Documentation, Dessault Systèmes, 2014. |

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1:	Anwendbarkeit des entwickelten Bemessungsmodells für große Ankerplatten.....	4
Abb. 2.1:	Versagensmechanismen bei einer Zugbeanspruchung.....	13
Abb. 2.2:	Federmodell für das Tragverhalten des Betons für Kopfbolzen mit und ohne Rückhängebewehrung.....	15
Abb. 2.3:	Vierfach-Verankerung mit zwei Reihen von Rückhängebewehrung nach <i>Berger (2015)</i>	16
Abb. 2.4:	Klassifizierung und Anschlussmodelle für die Tragwerksberechnung nach <i>Kuhlmann (2011)</i>	16
Abb. 2.5:	Momenten-Rotations-Charakteristik nach <i>DIN EN 1993-1-8</i>	17
Abb. 2.6:	Grundkomponenten eines Stahlanschlusses mit überstehender Stirnplatte mit zugehörigem Federmodell nach <i>Kuhlmann (2011)</i>	18
Abb. 2.7:	Versagensarten des T-Stummels mit zwei Schrauben je Reihe nach <i>Kuhlmann (2011)</i>	19
Abb. 2.8:	Schraubenkraftverteilung bei verschiedenen Belastungszuständen – Beispiel FE-Studie (<i>Schmidt 2008</i>).....	20
Abb. 2.9:	Stabmodell zur Verteilung der Lasten auf die Verbindungsmittel nach <i>Schmidt (2008)</i>	20
Abb. 2.10:	Drei Komponenten des lokalen Widerstandes nach <i>Schlüter (1987)</i> ..	22
Abb. 2.11:	Elastisches Seil als Modell zur Erfassung der Membranwirkung der Biegebewehrung nach <i>Schlüter (1987)</i>	22
Abb. 2.12:	Versuchskonzeption – Stahlliner unter thermischer Beanspruchung (<i>Kurz u. a. 2011</i>).....	24
Abb. 2.13:	Auswertung Dehnungen an Ober- und Unterseite der Ankerplatte (<i>Kurz u. a. 2011</i>).....	25
Abb. 3.1:	Schematische Darstellung des Zugbereiches einer 4-x-4-Kopfbolzenanordnung.....	28
Abb. 3.2:	Konfiguration der Stahleinbauteile – Serie B-N.....	30
Abb. 3.3:	Konfiguration der Stahleinbauteile – Serie R5-N.....	31
Abb. 3.4:	Geometrie der Versuchskörper mit Anordnung der Rückhängebewehrung.....	32
Abb. 3.5:	Stahleinbauteile – B-N-Serie, R5-1N und R5-3N.....	33
Abb. 3.6:	Stahleinbauteile – R5-2N.....	34
Abb. 3.7:	Mit Folie umwickelte Ankerplatte.....	35

Abb. 3.8:	Prinzipieller Versuchsaufbau	35
Abb. 3.9:	Dehnungsmessstreifen	36
Abb. 3.10:	Schematische Darstellung der Dehnungsmessstreifen.....	37
Abb. 3.11:	Wegaufnehmer am Probekörper.....	37
Abb. 3.12:	Schematische Anordnung der Wegaufnehmer	38
Abb. 3.13:	Primärer und sekundärer Betonausbruchkörper	41
Abb. 3.14:	Zylinderkraft-Zylinderweg-Diagramme der Serie B-N	42
Abb. 3.15:	Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – B1-N1	43
Abb. 3.16:	Betonausbruchkörper – B1-N1	44
Abb. 3.17:	Kontrolle der induzierten Risse nach Versuchsende – B1-N1	45
Abb. 3.18:	Zylinderkraft – Dehnung – B1-N1	45
Abb. 3.19:	Kraft-Weg-Diagramm – B1-N1	46
Abb. 3.20:	Kraft-Weg-Diagramm – B1-N1	47
Abb. 3.21:	Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – B1-N2	48
Abb. 3.22:	Betonausbruchkörper – B1-N2	49
Abb. 3.23:	Kontrolle der induzierten Risse nach Versuchsende – B1-N2	49
Abb. 3.24:	Zylinderkraft – Dehnung – B1-N2	50
Abb. 3.25:	Kraft-Weg-Diagramm – B1-N2.....	51
Abb. 3.26:	Kraft-Weg-Diagramm – B1-N2.....	52
Abb. 3.27:	Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – B2-N	53
Abb. 3.28:	Betonausbruchkörper – B2-N	54
Abb. 3.29:	Kontrolle der induzierten Risse nach Versuchsende – B2-N	54
Abb. 3.30:	Zylinderkraft – Dehnung – B2-N	55
Abb. 3.31:	Kraft-Weg-Diagramm – B2-N.....	56
Abb. 3.32:	Kraft-Weg-Diagramm – B2-N.....	57
Abb. 3.33:	Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – B3-N	58
Abb. 3.34:	Betonausbruchkörper in der Draufsicht – B3-N	58
Abb. 3.35:	Betonausbruchkörper – B3-N	59
Abb. 3.36:	Sukzessives Absprengen der Bewehrungsüberdeckung – B3-N.....	59
Abb. 3.37:	Zylinderkraft – Dehnung – B3-N	60
Abb. 3.38:	Kraft-Weg-Diagramm – B3-N.....	61
Abb. 3.39:	Kraft-Weg-Diagramm – B3-N.....	62

Abb. 3.40:	Zylinderkraft-Zylinderweg-Diagramme der Serie R5-N	63
Abb. 3.41:	Verformungen der Ankerplatten der Serie R5-N – Traglastniveau.....	64
Abb. 3.42:	Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – R5-1N	65
Abb. 3.43:	Versuchsaufbau und Versagensbilder – R5-1N.....	66
Abb. 3.44:	Zylinderkraft – Dehnung – R5-1N	67
Abb. 3.45:	Kraft-Weg-Diagramm – R5-1N.....	68
Abb. 3.46:	Plastische Verformung der Ankerplatte – R5-1N	69
Abb. 3.47:	Kraft-Weg-Diagramm – R5-1N.....	70
Abb. 3.48:	Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – R5-2N	71
Abb. 3.49:	Versuchsaufbau und Versagensbilder – R5-2N.....	72
Abb. 3.50:	sukzessives Absprengen der Bewehrungsüberdeckung nach Höchstlast – R5-2N	73
Abb. 3.51:	Zylinderkraft – Dehnung – R5-2N	74
Abb. 3.52:	Kraft-Weg-Diagramm – R5-2N.....	75
Abb. 3.53:	plastische Verformung der Ankerplatte – R5-2N.....	76
Abb. 3.54:	Kraft-Weg-Diagramm – R5-2N.....	77
Abb. 3.55:	Lastverformungsdiagramm und Versuchsskizze – R5-3N	78
Abb. 3.56:	Versuchsaufbau und Versagensbilder – R5-3N.....	79
Abb. 3.57:	Detail des Betonausbruchkegels im Schnitt quer zur Längsachse der Kopfbolzen – R5-3N.....	79
Abb. 3.58:	Sukzessives Absprengen der Betondeckung nach Höchstlast – R5-3N.	80
Abb. 3.59:	Zylinderkraft – Dehnung – R5-3N	81
Abb. 3.60:	Plastische Verformung der Ankerplatte mit Betonausbruch – R5-3N .	82
Abb. 3.61:	Kraft-Weg-Diagramm – R5-3N.....	83
Abb. 3.62:	Plastische Verformung der Ankerplatte – R5-3N	84
Abb. 3.63:	Kraft-Weg-Diagramm – R5-3N.....	85
Abb. 3.64:	Betonversagensmechanismus in Draufsicht und Schnitt	87
Abb. 3.65:	Auslenkung der Oberflächenbewehrung.....	88
Abb. 3.66:	Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton bei uniaxialer Zugbeanspruchung (a) und Druckbeanspruchung (b) – <i>Abaqus User's Guide</i>	92
Abb. 3.67:	Graphische Darstellung des Volumenkörpermodells – B3-N.....	93

Abb. 3.68:	Graphische Darstellung des Volumenkörpermodells – B3-N.....	94
Abb. 3.69:	Schädigung des Betons.....	96
Abb. 3.70:	Vergleich der Versagensbilder in der Draufsicht – Basisversuchsserie	96
Abb. 3.71:	Vergleich der Versagensbilder im Querschnitt – Basisversuchsserie ..	97
Abb. 3.72:	Vergleich der Versagensbilder im Längsschnitt – Basisversuchsserie	98
Abb. 3.73:	Vergleichsspannungen der Basisversuchsserie	98
Abb. 3.74:	Vergleichsspannungen der Ankerplatte und Kopfbolzen – Basisversuchsserie.....	99
Abb. 3.75:	Vergleichsspannungen der Rückhängebewehrung bei Höchstlast – B3- N.....	100
Abb. 3.76:	Aktivierung der Rückhängebewehrung – B3-N.....	100
Abb. 3.77:	Aktivierung der Rückhängebewehrung im FE-Modell bzw. Versuch – B3-N.....	101
Abb. 3.78:	Vergleich der Versagensbilder in der Draufsicht – Basisversuchsserie	102
Abb. 3.79:	Vergleich der Versagensbilder im Querschnitt – Basisversuchsserie	103
Abb. 3.80:	Vergleich der Versagensbilder im Querschnitt – Basisversuchsserie	104
Abb. 3.81:	Vergleichsspannungen der Referenzversuchsreihe	104
Abb. 3.82:	Vergleichsspannungen der Ankerplatte und Kopfbolzen – Basisversuchsserie.....	105
Abb. 3.83:	Vergleichsspannungen der Rückhängebewehrung bei Höchstlast – R5- 1N	106
Abb. 3.84:	Aktivierung der Rückhängebewehrung – R5-1N.....	107
Abb. 3.85:	Aktivierung der Rückhängebewehrung im FE-Modell bzw. Versuch – R5-1N	107
Abb. 4.1:	Idealisierter Betonausbruchkegel bei kegelförmigem Betonausbruch	112
Abb. 4.2:	Vergleich der Erhöhungsfaktoren ψ_{supp} für Rückhängebewehrungen, die die Oberflächenbewehrung umschließen.....	116
Abb. 4.3:	Abmessungen zur Bestimmung der Fließlinien des äquivalenten T- Stummels.....	120
Abb. 4.4:	links: elliptischer Ausbruchkegel mit Idealisierung zur Kreisform.....	126

Abb. 4.5:	Schematische Darstellung des Betonausbruchs zwischen der Rückhängebewehrung mit idealisiertem Ersatzstab der Länge L	127
Abb. 4.6:	Idealisierter Betonausbruchkörper	128
Abb. 4.7:	Durch die Auslenkung der Oberflächenbewehrung am Ersatzstabe einwirkende Kraft $F_{M,v}$	129
Abb. 4.8:	Lastverformungsverhalten – Stahlversagen der Kopfbolzen.....	130
Abb. 4.9:	Lastverformungsverhalten – kegelförmiger Betonausbruch.....	132
Abb. 4.10:	Lastverformungsverhalten – Druckstrebenversagen in Verbindung mit einer Rückhängebewehrung.....	133
Abb. 4.11:	Lastverformungsverhalten – Schlupf der Bewehrung	134
Abb. 4.12:	Lastverformungsverhalten – Herausziehen	135
Abb. 4.13:	Lastverformungsverhalten – Ankerplatte auf Biegung	137
Abb. 4.14:	Lastverformungsverhalten – Oberflächenbewehrung im Nachbruchverhalten.....	138
Abb. 4.15:	Kraft-Verformungs-Diagramm der Oberflächenbewehrung infolge der Verlängerung des Ersatzstabes durch das Absprengen der Bewehrungsüberdeckung	140
Abb. 4.16:	Verlauf der Steifigkeit infolge der Auslenkung des Ersatzstabes	140
Abb. 4.17:	Vergleich der numerischen Traglasten mit den experimentellen Untersuchungen $F_{u,FE} / F_{u,Versuch}$	141
Abb. 4.18:	Vergleich der Traglasten des analytischen Modells mit den experimentellen Untersuchungen $F_{u,Modell} / F_{u,Versuch}$	142
Abb. 4.19:	Vergleich der Traglasten – Numerik vs. analytisches Modell ($F_{u,FE} / F_{u,Modell}$).....	145
Abb. 4.20:	Federmodell der Zugkomponenten	146
Abb. 4.21:	Schematische Darstellung der Komponenten unter einer Zugkraftbeanspruchung.....	151
Abb. 5.1:	Prinzipieller Versuchsaufbau der K-Q-Serie	155
Abb. 5.2:	Position der Wegaufnehmer	156
Abb. 5.3:	Lastverformungsdiagramm K1-Q-Serie	157
Abb. 5.4:	Versagensbilder K1-Q-Serie.....	157
Abb. 5.5:	Lastverformungsdiagramm K2-Q-Serie	158
Abb. 5.6:	Versagensbilder K2-Q-Serie.....	158
Abb. 5.7:	Zylinderkraft-Dehnungs-Beziehung eines Kopfbolzens unter Querlast... ..	160

Abb. 5.8:	Stahleinbauteile – Ankerplatte unter einer Zwangsbeanspruchung ..	161
Abb. 5.9:	Prinzipieller schematischer Versuchsaufbau und Versuchsstand	162
Abb. 5.10:	Bewehrungsführung und Rückhängebewehrung	162
Abb. 5.11:	Lasteinleitungsstelle.....	163
Abb. 5.12:	Schematische Darstellung der Dehnungsmessstreifen.....	164
Abb. 5.13:	Dehnungsmessstreifen an Kopfbolzen und Rückhängebewehrung..	164
Abb. 5.14:	Schematische Darstellung der Dehnungsmessstreifen am Beton	165
Abb. 5.15:	Schematische Darstellung der Dehnungsmessstreifen an der Ankerplatte.....	165
Abb. 5.16:	Darstellung der Wegaufnehmerpositionen.....	166
Abb. 5.17:	Zylinderkraft und Betondehnung über die Belastungsdauer von acht Stunden	170
Abb. 5.18:	Dehnungen der Ankerplatte über die Belastungsdauer von acht Stunden – R4-1-Z 1.....	171
Abb. 5.19:	Dehnungen der Kopfbolzen – R4-1-Z 1	172
Abb. 5.20:	Zugbeanspruchung der Kopfbolzen – R4-1-Z 1	173
Abb. 5.21:	Dehnung der Rückhängebewehrung – R4-1-Z 1	174
Abb. 5.22:	Zugbeanspruchung der Rückhängebewehrung – R4-1-Z 1	174
Abb. 5.23:	Messdaten der horizontalen Wegaufnehmer – R4-1-Z 1	175
Abb. 5.24:	Zylinderkraft und Betondehnung – R4-1-Z 2.....	176
Abb. 5.25:	Dehnungen der Ankerplatte über die Belastungsdauer von acht Stunden – R4-1-Z 2.....	176
Abb. 5.26:	Dehnungen der Kopfbolzen –R4-1-Z 2	178
Abb. 5.27:	Zugbeanspruchung der Kopfbolzen – R4-1-Z 2.....	178
Abb. 5.28:	Dehnung der Rückhängebewehrung – R4-1-Z 2	179
Abb. 5.29:	Zugbeanspruchung der Rückhängebewehrung – R4-1-Z 2.....	180
Abb. 5.30:	Messdaten der horizontalen Wegaufnehmer – R4-1-Z 2	180
Abb. 5.31:	Zylinderkraft und Betondehnung – R4-1-Z 3.....	182
Abb. 5.32:	Dehnungen der Ankerplatte über die Belastungsdauer von acht Stunden – R4-1-Z 3.....	183
Abb. 5.33:	Dehnungen der Kopfbolzen – R4-1-Z 3	184
Abb. 5.34:	Zugbeanspruchung der Kopfbolzen – R4-1-Z 3.....	184
Abb. 5.35:	Dehnung der Rückhängebewehrung – R4-1-Z 3	185

Abb. 5.36:	Zugbeanspruchung der Rückhängebewehrung – R4-1-Z 3.....	186
Abb. 5.37:	Messdaten der horizontalen Wegaufnehmer – R4-1-Z 3.....	186
Abb. 5.38:	Annäherung an die Kriechkurve nach Norm	189
Abb. 5.39:	Numerische Ausgabe der Dehnungen in Y-Richtung nach acht Stunden Belastung.....	190
Abb. 5.40:	Vergleich der Betondehnungen neben der Ankerplatte – FE und Versuch.....	190
Abb. 5.41:	Vergleich der Betondehnungen an der Rückseite – FE und Versuch.....	191
Abb. 5.42:	Vergleich der Dehnungen an den Kopfbolzen – FE und Versuch.....	191
Abb. 5.43:	Vergleich der Dehnungen an der Rückhängebewehrung – FE und Versuch.....	192
Abb. 5.44:	Vergleich der Dehnungen an der Ankerplatte – Symmetrieachse – FE und Versuch.....	192
Abb. 5.45:	Betrachtung der Dehnungsebenen über die Ankerplatte	193
Abb. 5.46:	Vergleich der Dehnungen über die Zeit – Ankerplatte	193
Abb. 5.47:	Numerische Ausgabe der Vergleichsspannungen nach acht Stunden Belastung.....	194
Abb. 5.48:	Spannungen S22 in y-Richtung der Ankerplatte und Kopfbolzen	195
Abb. 5.49:	Annäherung an die Kriechkurve nach Norm – Langzeit (50 Jahre) ..	195
Abb. 5.50:	Betrachtung der Ankerplatte nach fünfzig Jahren	196
Abb. 5.51:	Vergleichsspannungen der Ankerplatte	197
Abb. 5.52:	Betrachtung der Dehnungsebenen der Ankerplatte – Langzeit (50 Jahre).....	197
Abb. 6.1:	Schematisch dargestellter Probekörper mit einer Scheibe der Dicke d_z	200
Abb. 6.2:	Statisches System des starren Balkens als Federmodell	201
Abb. 6.3:	Berücksichtigung der verschiedenen Ankerplattenkomponenten	201
Abb. 6.4:	Verformtes statisches System	202
Abb. 6.5:	Berücksichtigung von Schwinden im Bereich von Ankerplatten.....	207
Abb. 6.6:	Beschreibung der Ebenen	208
Abb. 6.7:	Darstellung der Lage der Verformungskomponenten	209
Abb. 6.8:	Federmodell der Referenzversuche.....	209
Abb. 6.9:	Grafischer Vergleich der Dehnungen in der Symmetrieachse – Versuch (8 Stunden)	211

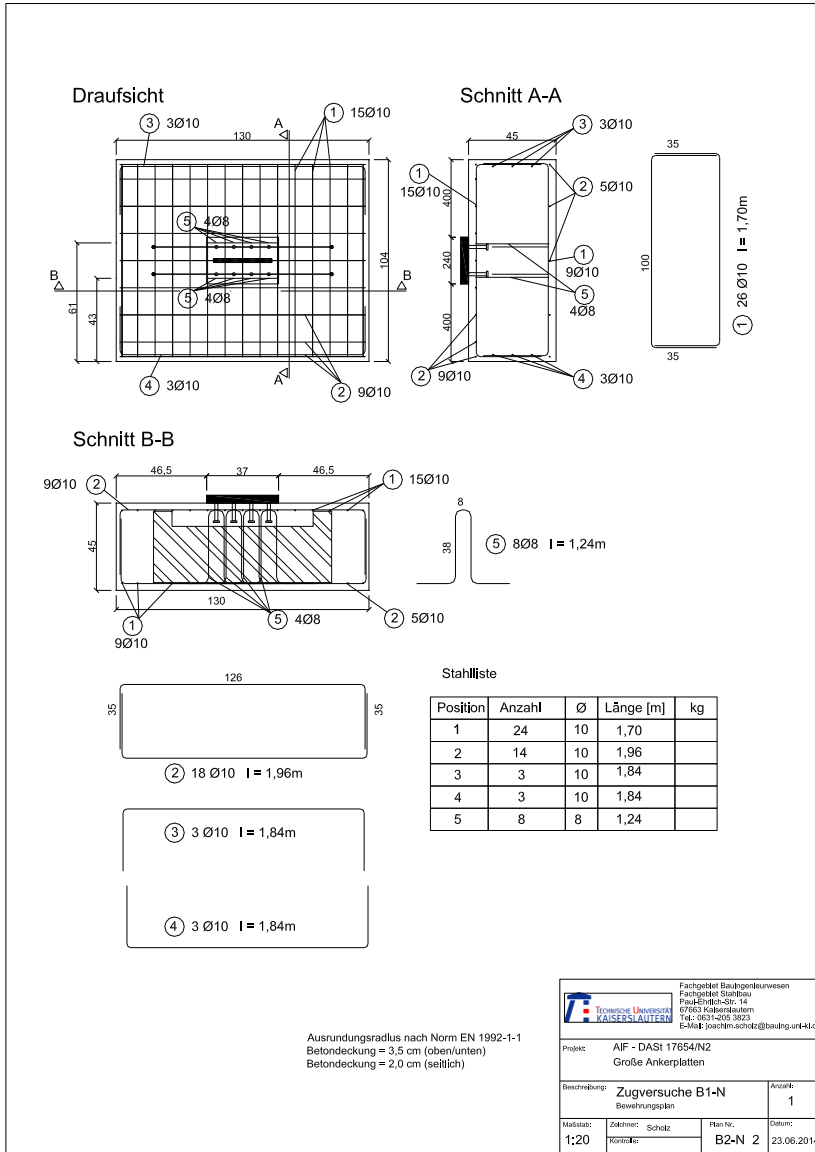
Abb. 6.10: Verlauf der Normalkräfte über die Ankerplatte sowie Belastung der
Dübelreihen213

Tabellenverzeichnis

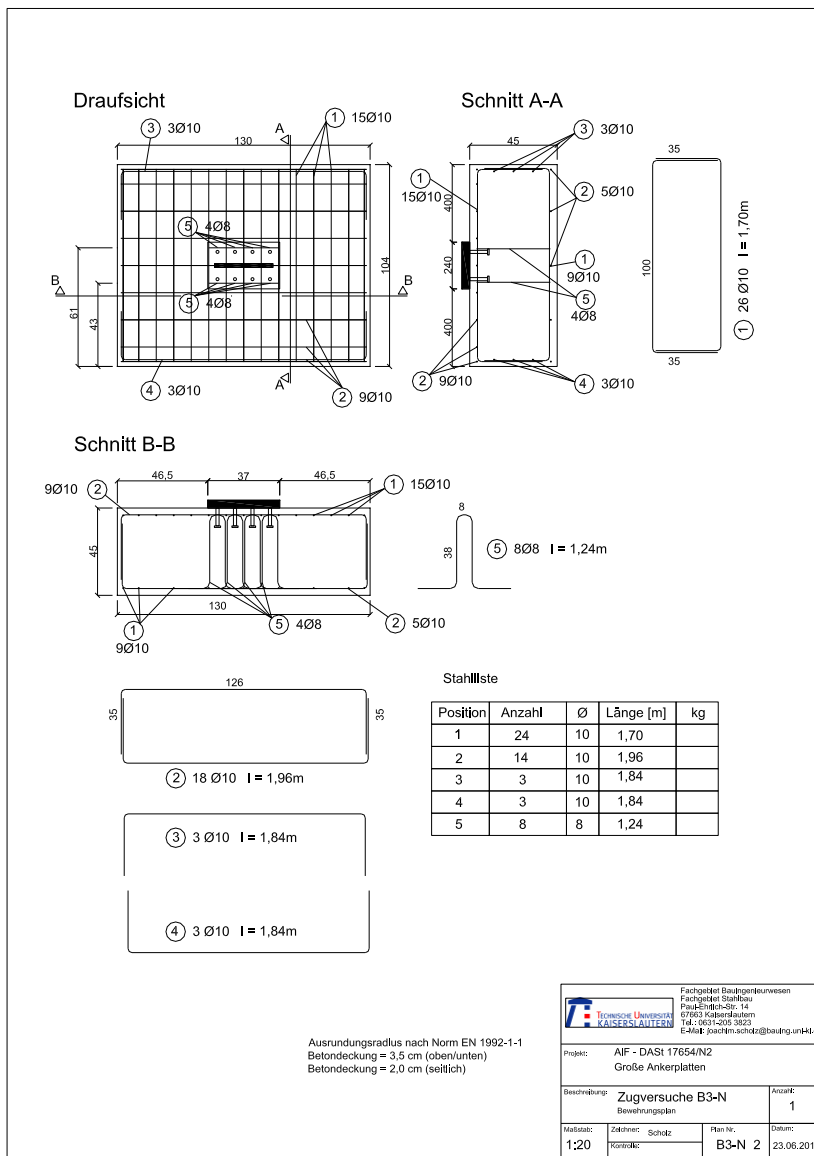
Tab. 3.1: Versuchsprogramm der Versuche unter Normalkraftbeanspruchung	29
Tab. 3.2: Abmessung der Kopfbolzen	29
Tab. 3.3: Werkstoffkennwerte des Betons (MPA Kaiserslautern)	38
Tab. 3.4: Werkstoffkennwerte der Ankerplatten (Germanischer Lloyd)	39
Tab. 3.5: Werkstoffkennwerte der Ankerplatten nach Prüfzeugnis	39
Tab. 3.6: Werkstoffkennwerte der Kopfbolzen NELSON (Germanischer Lloyd)	39
Tab. 3.7: Werkstoffkennwerte der Bewehrung (Germanischer Lloyd)	40
Tab. 3.8: Traglasten der Versuche unter Normalkraft	40
Tab. 3.9: Vergleich der Traglasten – FE / Versuch	95
Tab. 3.10: Aktivierung der Rückhängebewehrung – B3-N	101
Tab. 3.11: Aktivierung der Rückhängebewehrung – R5-1N	108
Tab. 4.1: Komponenten großer Ankerplatten unter Zugbeanspruchung	110
Tab. 4.2: Effektive Fließlinienlängen für den Stirnplattenüberstand bei IH2- und IH4- Geometrien nach <i>Schmidt (2008)</i>	121
Tab. 4.3: Effektive Fließlinienlängen für ausgesteifte Schraubenreihen bei IH2- und IH4-Geometrien nach <i>Schmidt (2008)</i>	123
Tab. 4.4: Lastverformungsverhalten – Stahlversagen der Kopfbolzen	131
Tab. 4.5: Lastverformungsverhalten – kegelförmiger Betonausbruch	132
Tab. 4.6: Lastverformungsverhalten – Zusammenwirken von Bewehrung und Beton	133
Tab. 4.7: Lastverformungsverhalten – Schlupf der Bewehrung	134
Tab. 4.8: Lastverformungsverhalten – Herausziehen	135
Tab. 4.9: Lastverformungsverhalten – Ankerplatte auf Biegung	137
Tab. 4.10: Lastverformungsverhalten – Oberflächenbewehrung	139
Tab. 4.11: Versuchsbezeichnung der Basisversuche in der Parameterstudie	143
Tab. 4.12: Vergleich der Traglasten bei der Variation der Betonfestigkeit	143
Tab. 4.13: Vergleich der Traglasten bei der Variation des Rückhängebewehrungsgrades	144
Tab. 4.14: Vergleich der Traglasten bei der Variation der Oberflächenbewehrung	144
Tab. 4.15: Gegenüberstellung der Modelle mit und ohne Berücksichtigung der Verformung der Oberflächenbewehrung (rot) im Vergleich zu den Versuchsergebnissen	150

Tab. 5.1: Werkstoffkennwerte des Betons der Kalibrierversuche unter Querlast	155
Tab. 5.2: Versuchsprogramm für Versuche unter Zwangsbeanspruchung	159
Tab. 5.3: Abmessung der Kopfbolzen	159
Tab. 5.5: Werkstoffkennwerte des Betons (MPA Kaiserslautern).....	167
Tab. 5.6: Werkstoffkennwerte der Ankerplatten (Germanischer Lloyd).....	167
Tab. 5.7: Werkstoffkennwerte der Ankerplatten nach Prüfzeugnis des Herstellers.	167
Tab. 5.8: Werkstoffkennwerte der Kopfbolzen NELSON (Germanischer Lloyd)	168
Tab. 5.9 Werkstoffkennwerte der Bewehrung (Germanischer Lloyd).....	168
Tab. 5.10: Gemittelte Dehnungen der Versuchsserie R4-1-Z	169
Tab. 5.11: Zusammenfassung der Betondehnungen nach acht Stunden Belastung	169
Tab. 5.12: Gemittelte Dehnungen der Ankerplatte je Ebene	194
Tab. 5.13: Dehnungen je Ebene – Langzeit (50 Jahre).....	198
Tab. 6.1: Ermittlung k_{sc} für kurze Kopfbolzen	205
Tab. 6.2: Ermittlung k_{sc} für lange Kopfbolzen	206
Tab. 6.3: Vergleich der Dehnung in der Symmetrieachse – Modell und Versuch ...	210
Tab. 6.4: Darstellung des Stabsystems und der Normalkräfte über die Ankerplatte	212

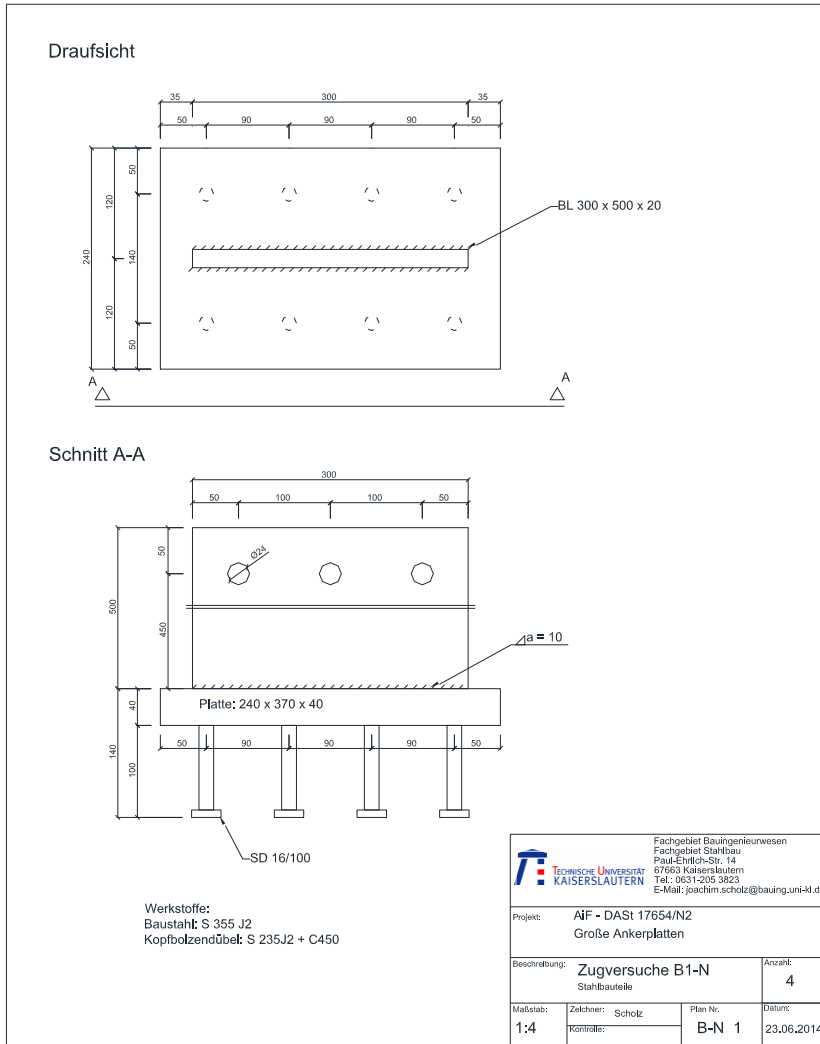
Anhang



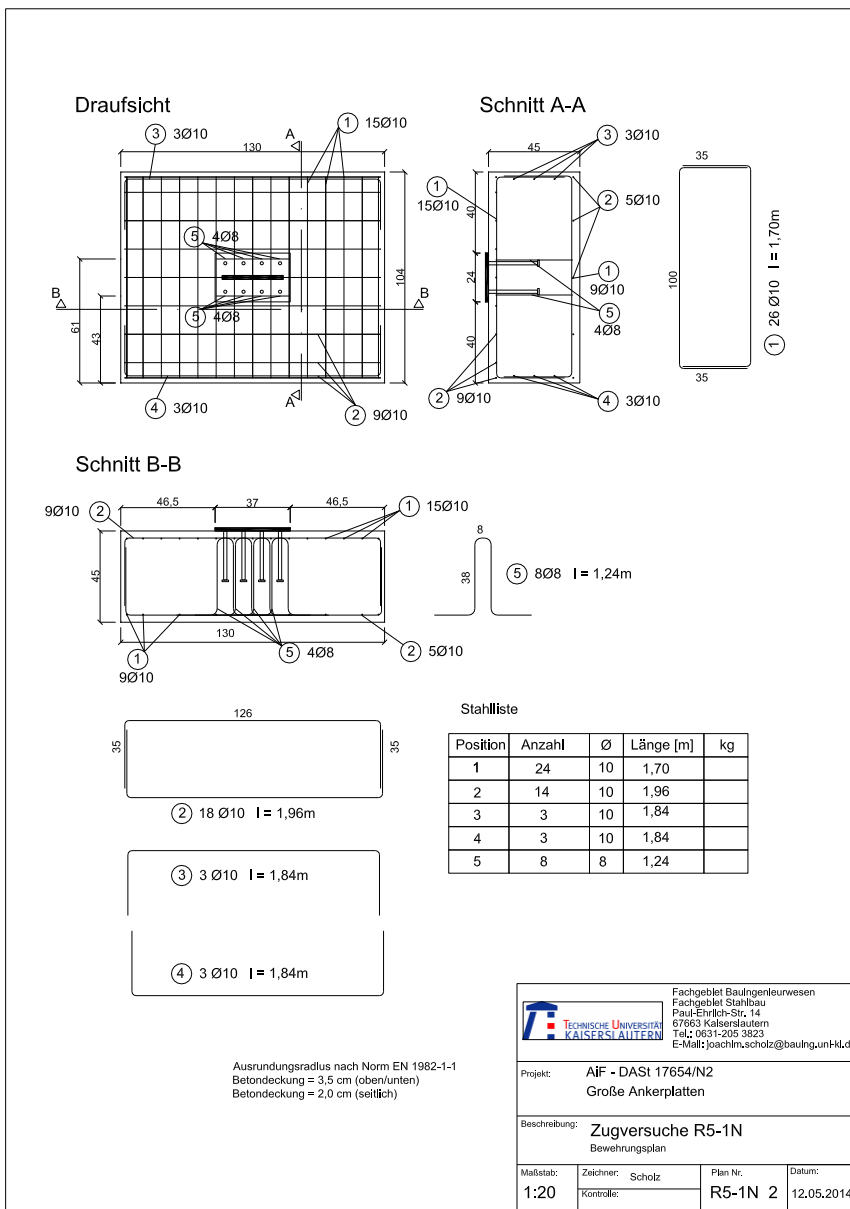
Bewehrungsplan B2-N



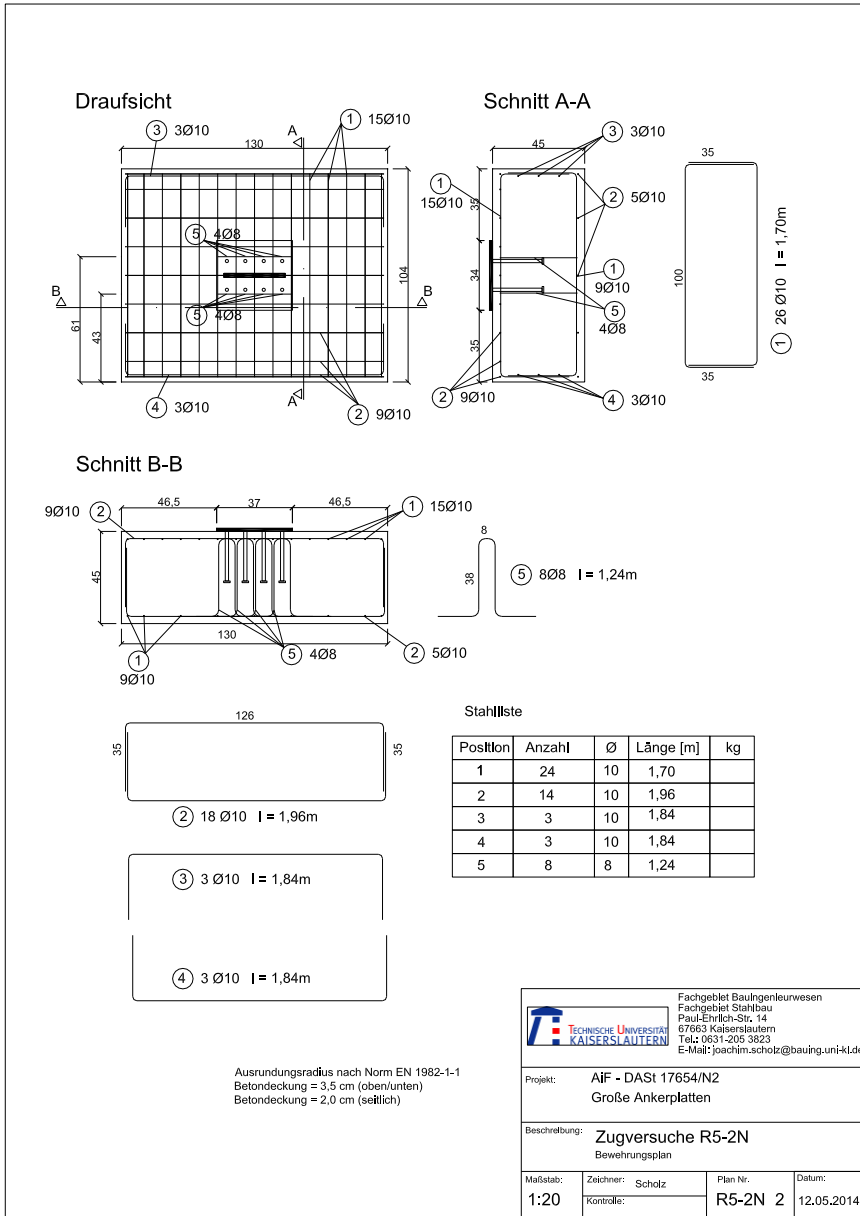
Bewehrungsplan B3-N



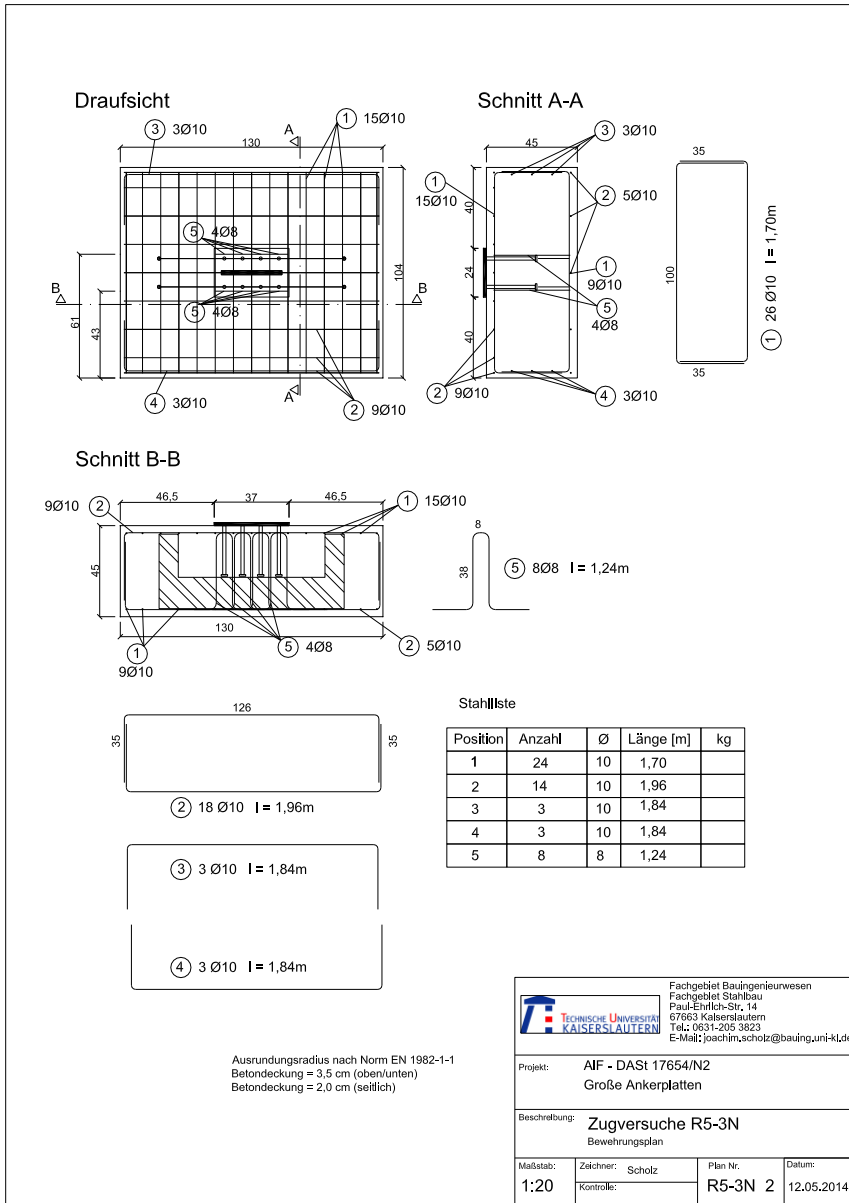
Plan Stahleinbauteil B-N Serie



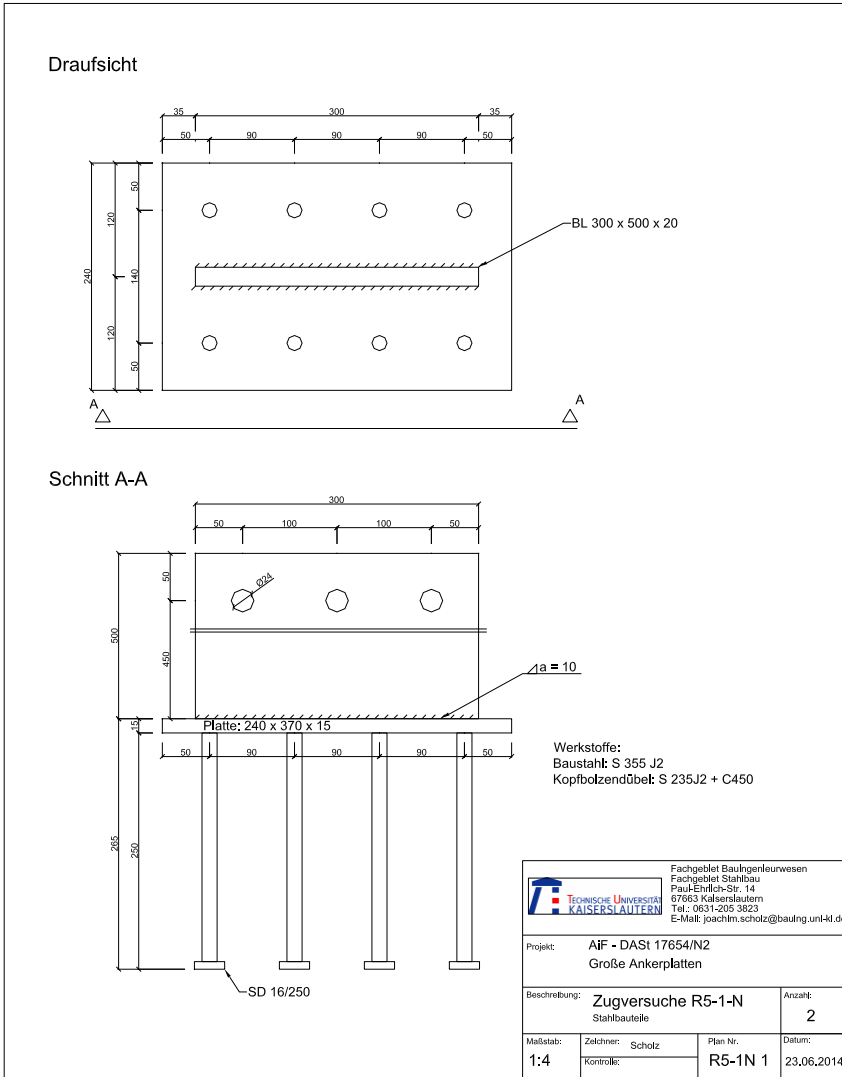
Bewehrungsplan R5-1N



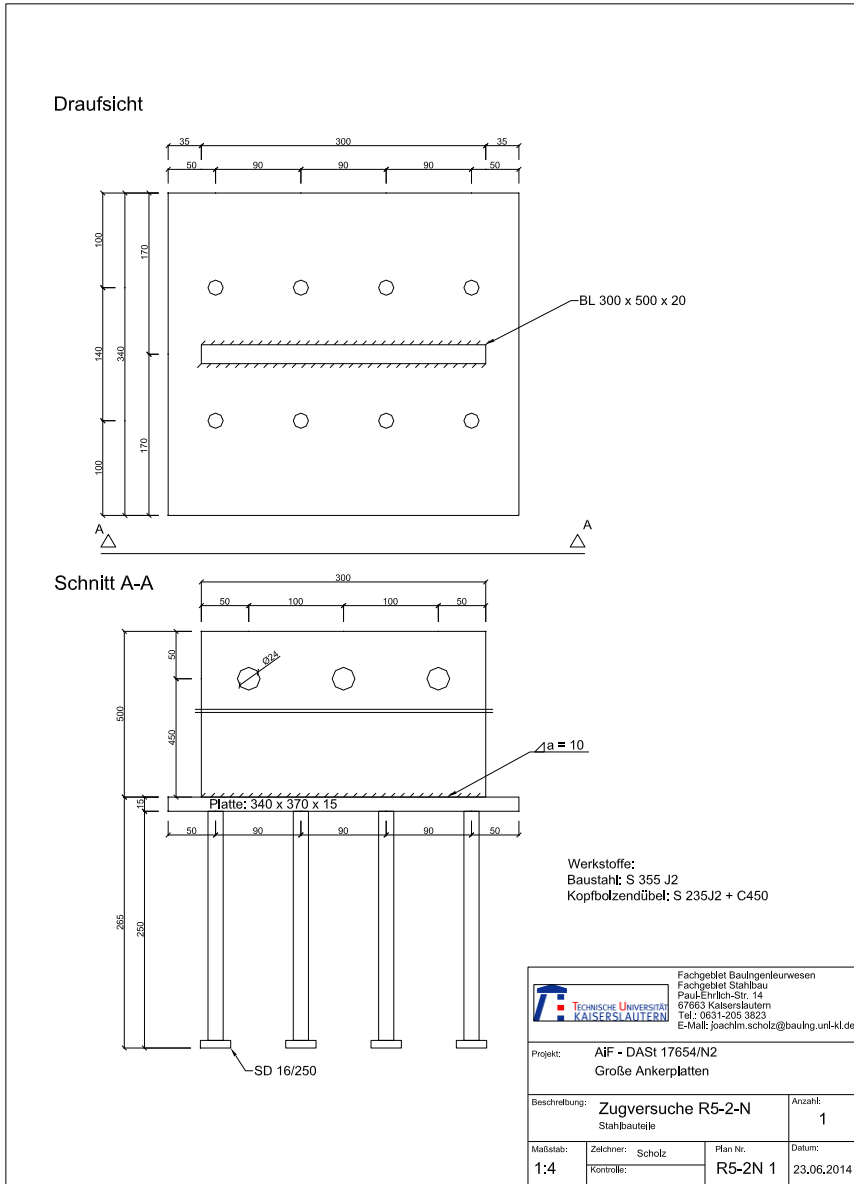
Bewehrungsplan R5-2N



Bewehrungsplan R5-3N

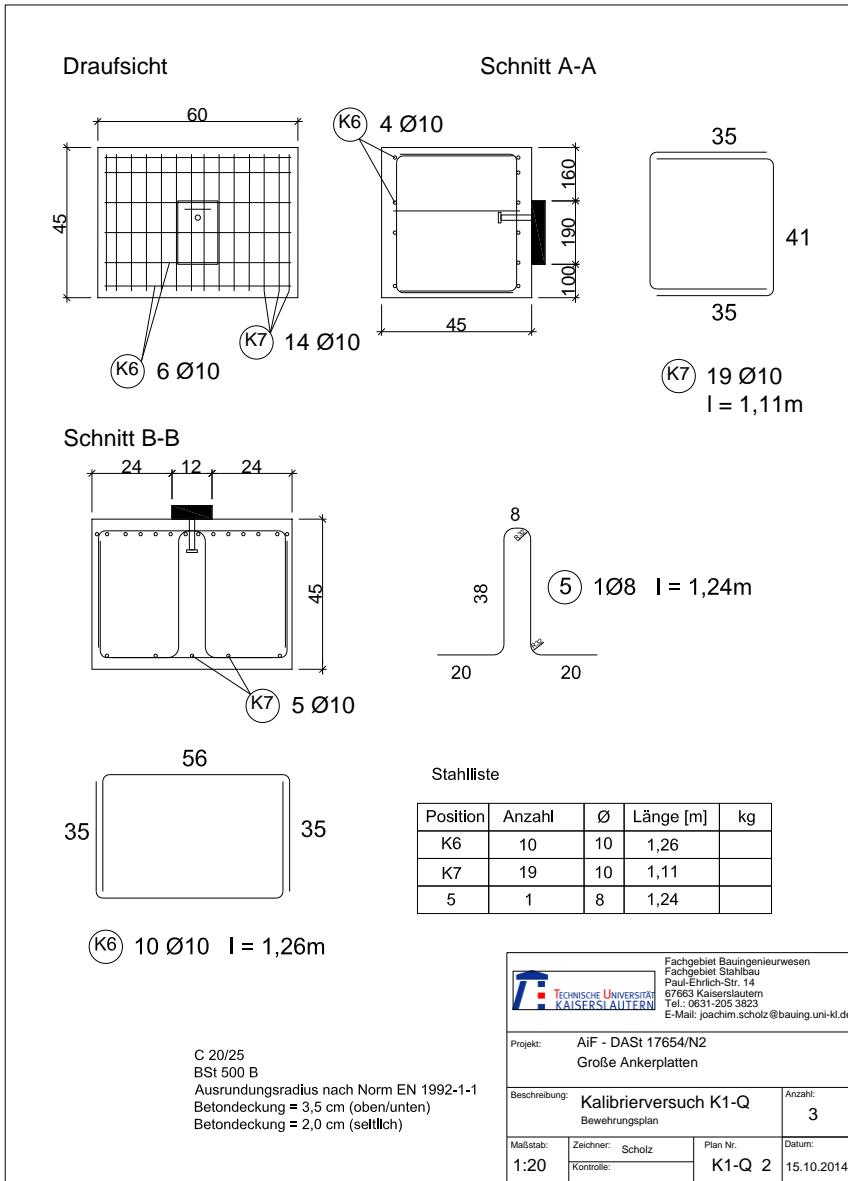


Plan Stahlbauteile R5-1N und R5-3N

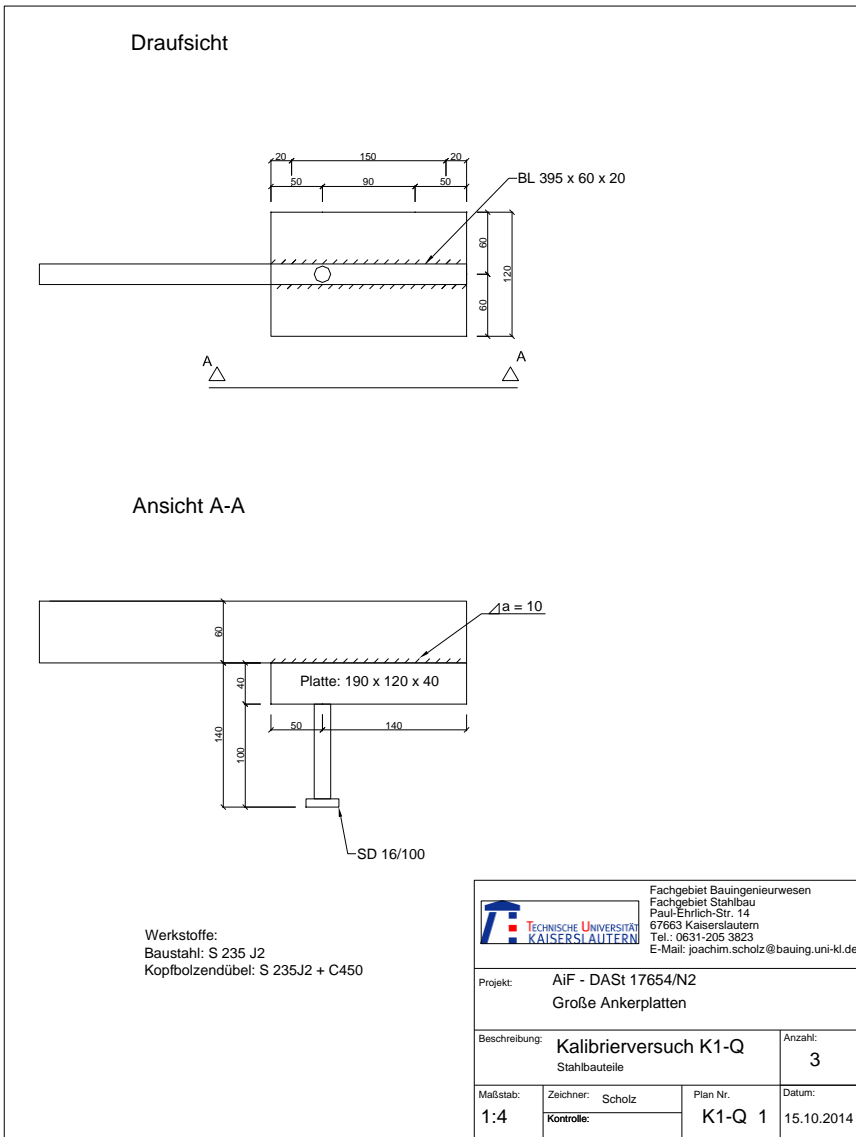


Plan Stahlbauteile R5-2N

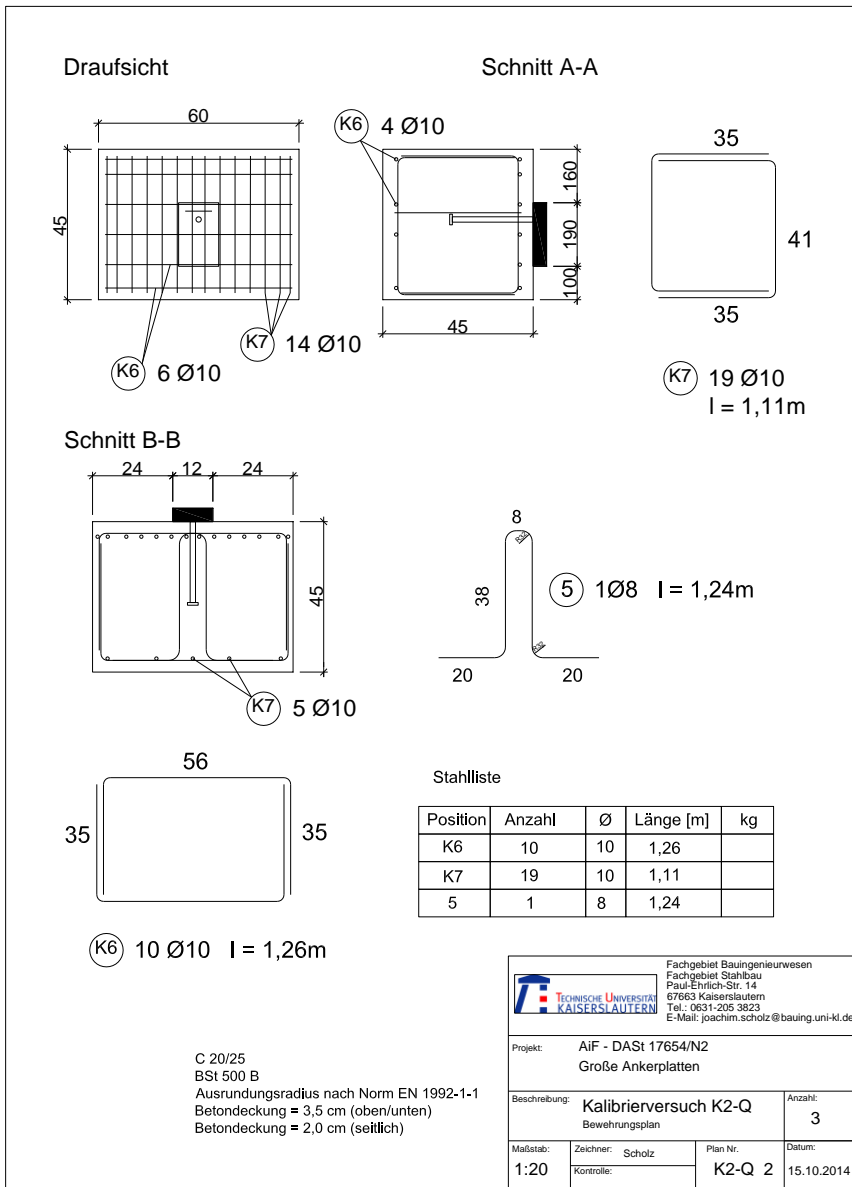
Versuchskörper der Querkraftkalibrierversuche



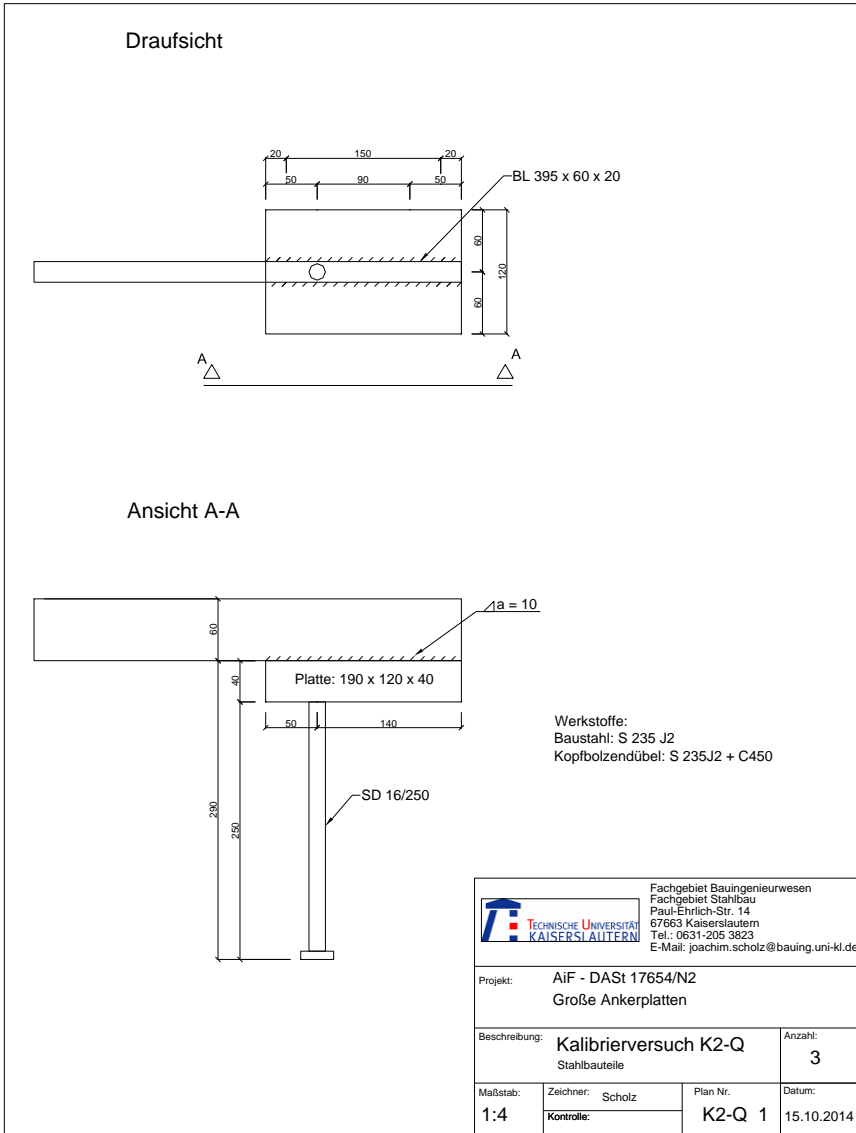
Bewehrungsplan K1-Q



Plan der Stahlbauteile K1-Q

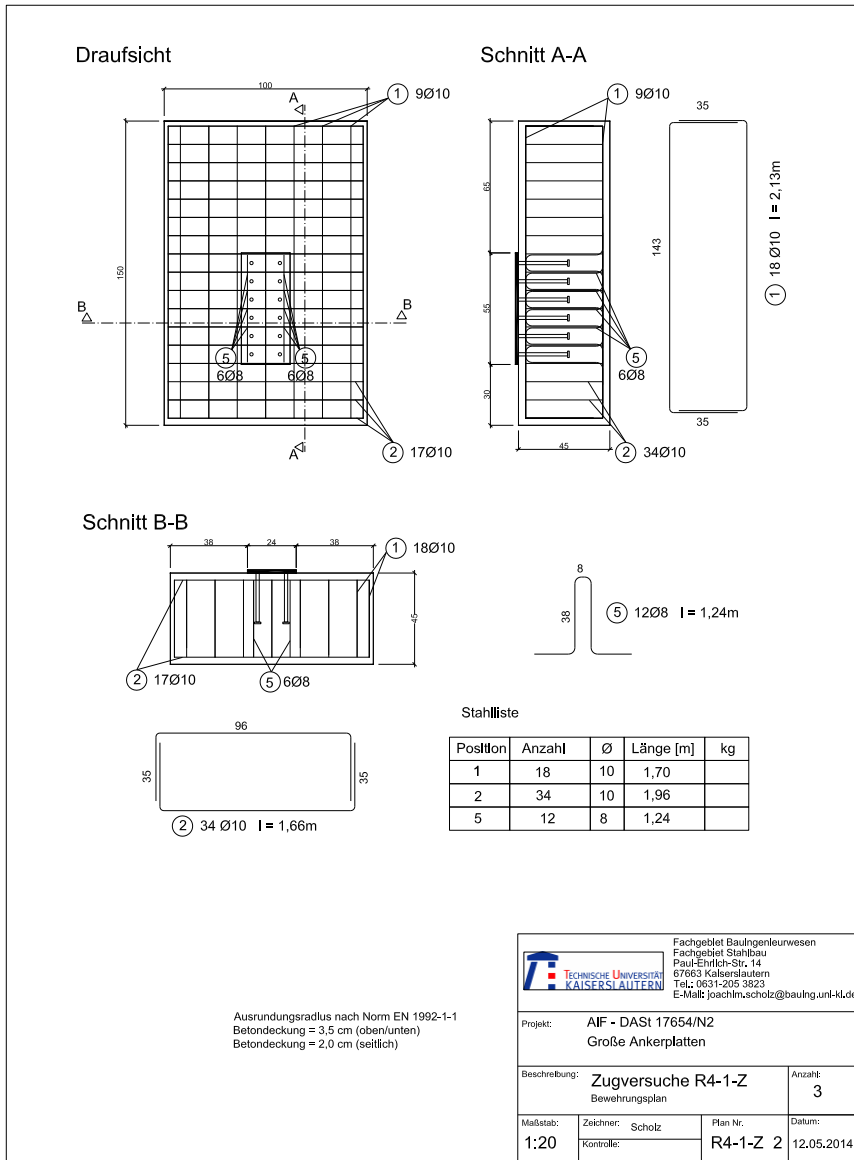


Bewehrungsplan K2-Q

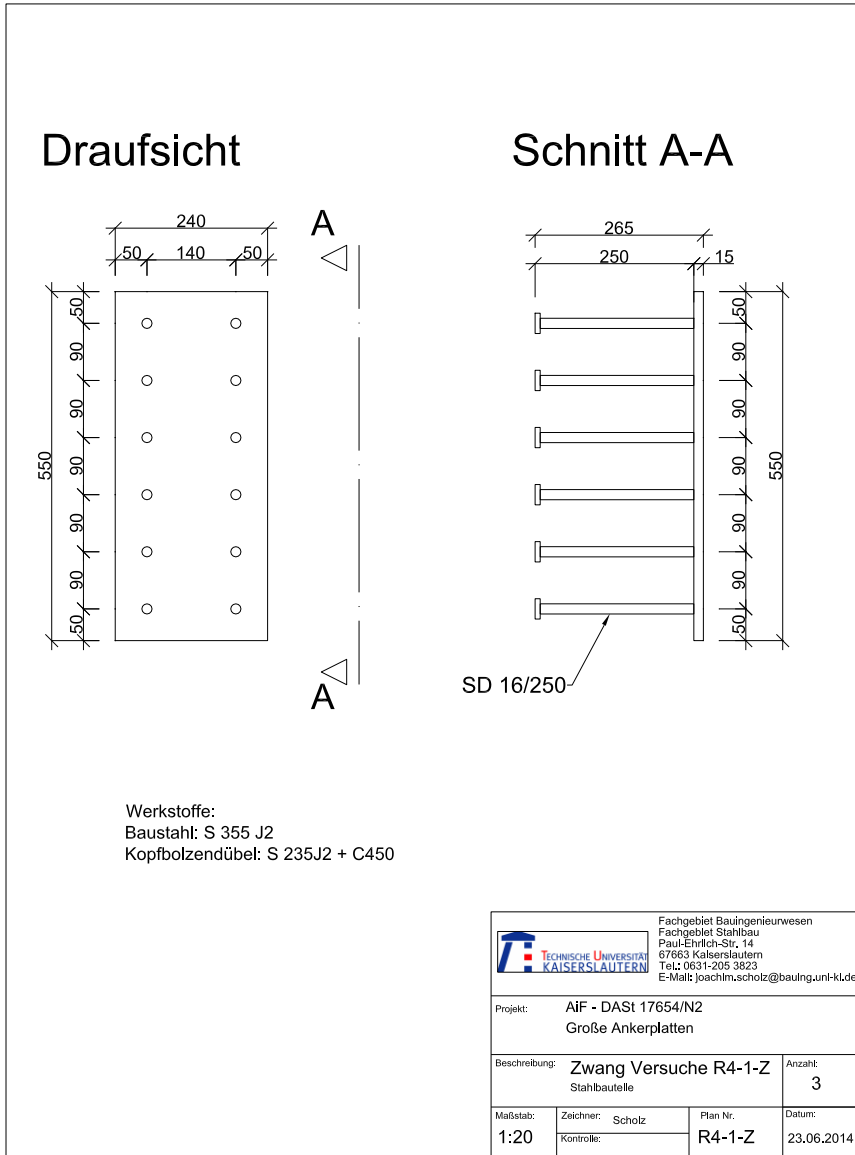


Plan der Stahlbauteile K2-Q

Versuchskörper der Versuche unter Zwang



Bewehrungsplan R4-1-Z



Plan Stahlbauteil R4-1-Z

Numerische Parameterstudie

Überblick der durchgeführten numerischen Untersuchungen.

Die grau hinterlegten Zellen in den nachfolgenden Tabellen beschreiben die variierten Parameter.

- Basisversuche zur Verifizierung des numerischen Modells sowie Variation der Betonfestigkeiten:

Versuchsbezeichnung	Einbindelänge	Rückhängebewehrungsgrad	Oberflächenbewehrung	Betondruckfestigkeit	Dicke der Ankerplatte	Traglast Numerik	Traglast Modell	$F_{u,FE} / F_{u,Modell}$
	h_{ef} [mm]	\emptyset pro SD [mm]	\emptyset [mm]	f_{cm} [N/mm ²]	t_p [mm]	$F_{u,FE}$ [kN]	$F_{u,Modell}$ [kN]	
P1-1	92	2x Ø8	10	30	40	283	298	0.95
P1-2	167	2x Ø8	10	30	15	466	471	0.99
P1-3	242	2x Ø8	10	30	15	576	594	0.97
P1-4	92	2x Ø8	10	38	40	380	333	1.14
P1-5	167	2x Ø8	10	38	15	473	510	0.93
P1-6	242	2x Ø8	10	38	15	575	594	0.97
P1-7	92	2x Ø8	10	48	40	384	374	1.03
P1-8	167	2x Ø8	10	48	15	473	554	0.85
P1-9	242	2x Ø8	10	48	15	575	594	0.97
Mittelwert:								0.98
Standardabweichung:								7.71%

- Variation des Rückhängebewehrungsgrades:

Versuchsbezeichnung	Einbindelänge	Rückhängebewehrungsgrad	Oberflächenbewehrung	Betondruckfestigkeit	Dicke der Ankerplatte	Traglast Numerik	Traglast Modell	$F_{u,FE} / F_{u,Modell}$
	h_{ef} [mm]	\emptyset pro SD [mm]	\emptyset [mm]	f_{cm} [N/mm ²]	t_p [mm]	$F_{u,FE}$ [kN]	$F_{u,Modell}$ [kN]	
P2-1	92	2x Ø8	10	30	40	283	298	0.95
P2-2	92	2x Ø10	10	30	40	299	295	1.01
P2-3	92	2x Ø12	10	30	40	304	292	1.04
P2-4	167	2x Ø8	10	30	15	466	471	0.99
P2-5	167	2x Ø10	10	30	15	466	469	0.99
P2-6	167	2x Ø12	10	30	15	467	467	1.00
P2-7	242	2x Ø8	10	30	15	576	594	0.97
P2-8	242	2x Ø10	10	30	15	574	594	0.97
P2-9	242	2x Ø12	10	30	15	575	594	0.97
Mittelwert:								0.99
Standardabweichung:								2.72%

- Variation der Oberflächenbewehrung:

Versuchsbezeichnung	Einbindelänge	Rückhängebewehrungsgrad	Oberflächenbewehrung	Betondruckfestigkeit	Dicke der Ankerplatte	Traglast Numerik	Traglast Modell	$F_{u,FE} / F_{u,Modell}$
	h_{ef} [mm]	\emptyset pro SD [mm]	\emptyset [mm]	f_{cm} [N/mm ²]	t_p [mm]	$F_{u,FE}$ [kN]	$F_{u,Modell}$ [kN]	
P3-1	92	2x Ø8	10	30	40	283	298	0.95
P3-2	92	2x Ø8	12	30	40	296	298	0.99
P3-3	92	2x Ø8	14	30	40	300	298	1.01
P3-4	167	2x Ø8	10	30	15	466	471	0.99
P3-5	167	2x Ø8	12	30	15	468	471	0.99
P3-6	167	2x Ø8	14	30	15	470	471	1.00
P3-7	242	2x Ø8	10	30	15	576	594	0.97
P3-8	242	2x Ø8	12	30	15	577	594	0.97
P3-9	242	2x Ø8	14	30	15	574	594	0.97
Mittelwert:								0.98
Standardabweichung:								1.78%

Die jeweiligen Versagensbilder der numerischen Untersuchungen sind nachstehend dargestellt.

Es werden folgende Abbildungen dargestellt

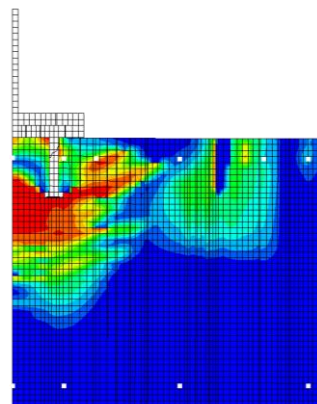
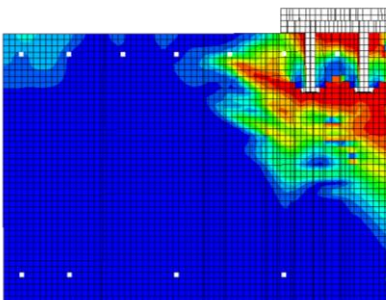
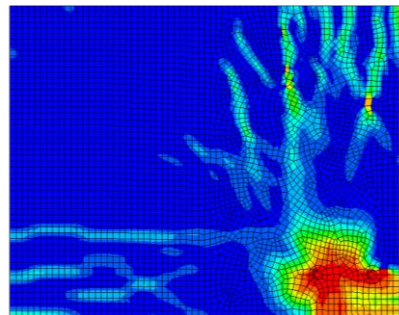
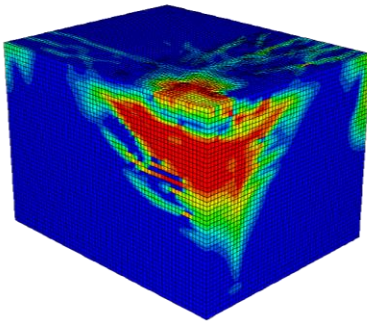
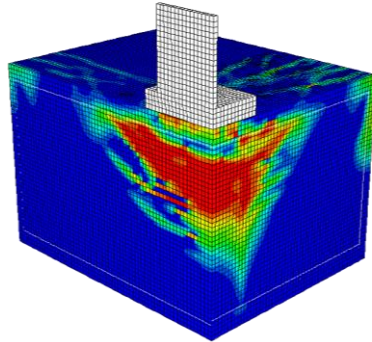
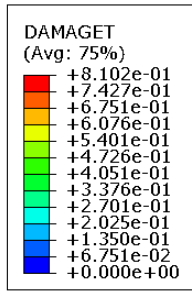
- Schädigung des Betons
- Vergleichsspannungen Ankerplatte
- Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- Verschiebungen in Zugkraftrichtung

Versagensbilder B1-N (P0-0) Basis $h_{ef} = 92 \text{ mm}$ / RHB-Grad: niedrig

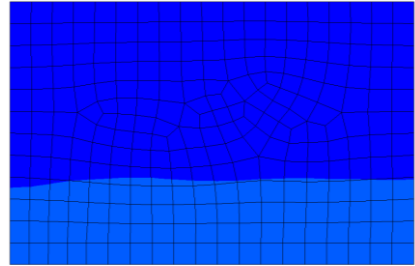
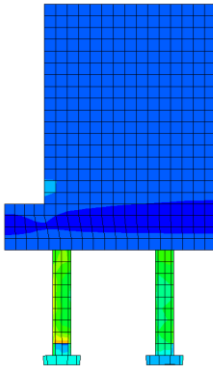
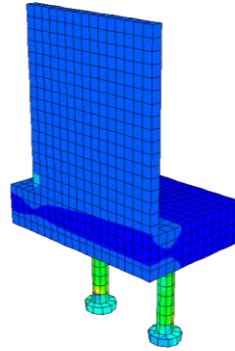
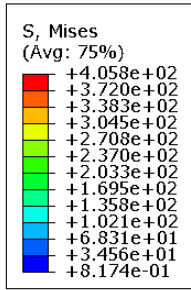
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

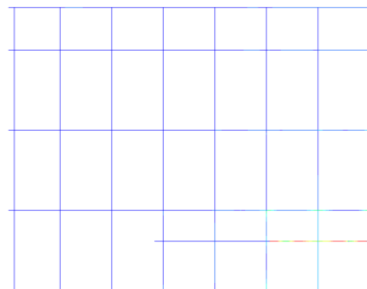
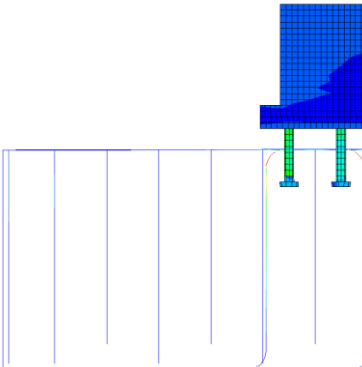
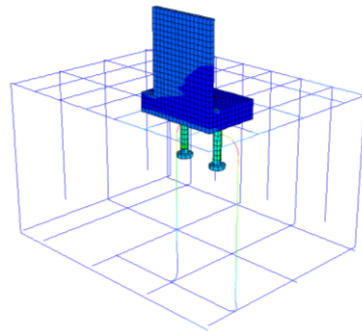
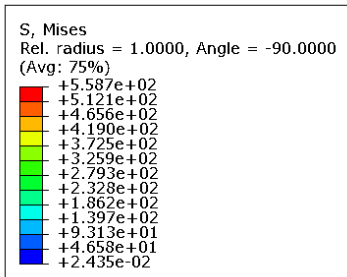
a)



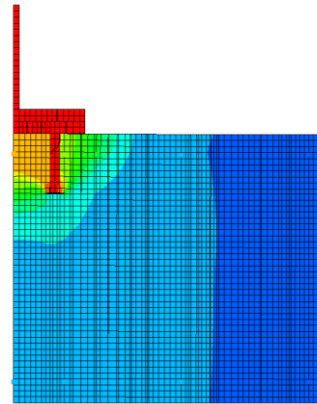
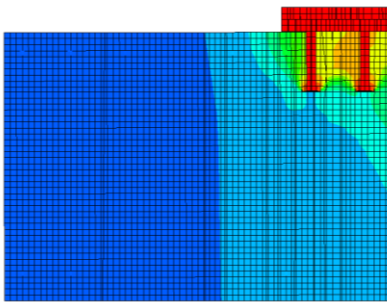
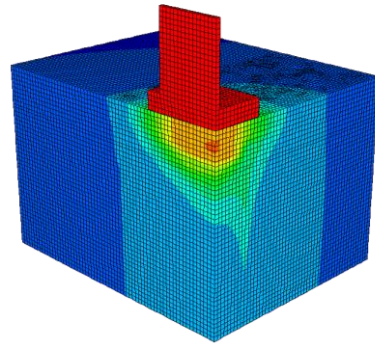
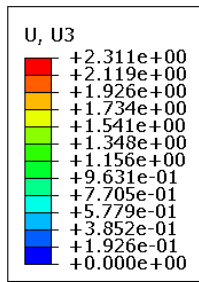
b)



c)



d)

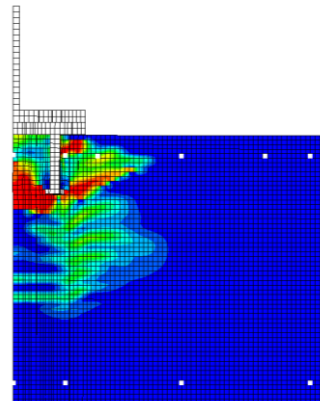
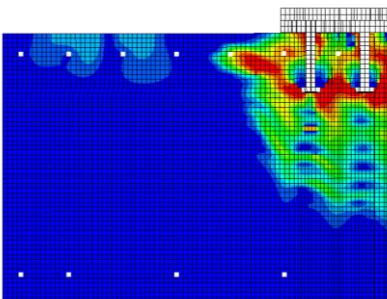
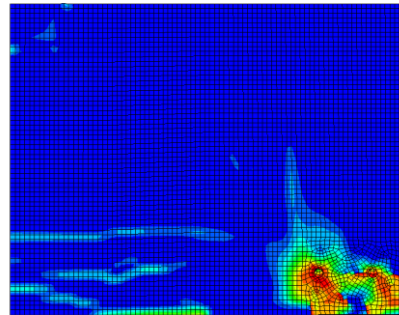
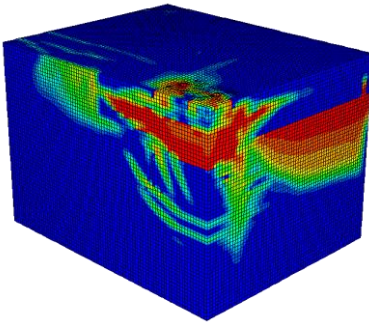
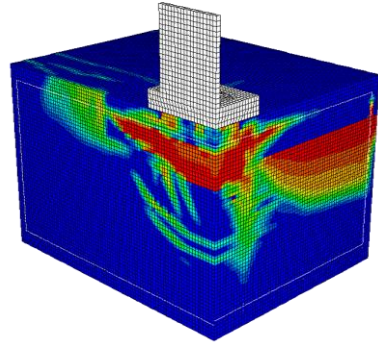
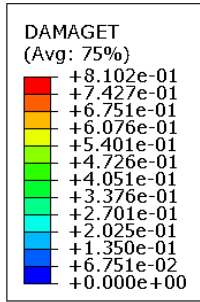


Versagensbilder B3-N (P1-1) Basis $h_{ef} = 92 \text{ mm}$ / RHB-Grad: hoch

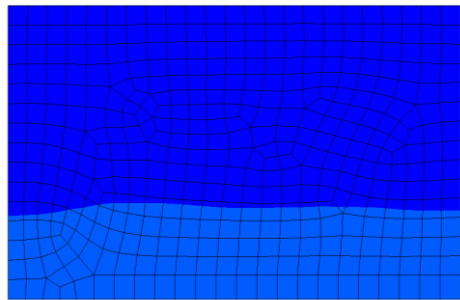
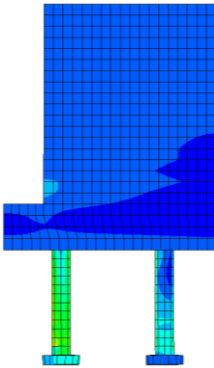
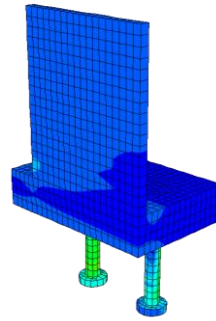
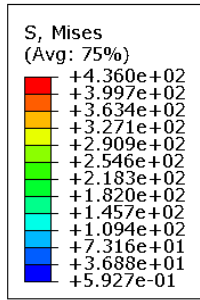
Versagensbilder bei Höchstlast

- e) Schädigung des Betons
f) Vergleichsspannungen Ankerplatte
g) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
h) Verschiebungen

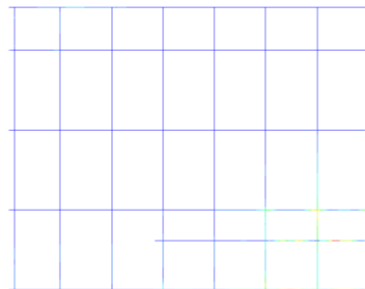
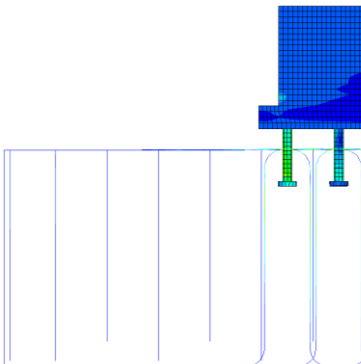
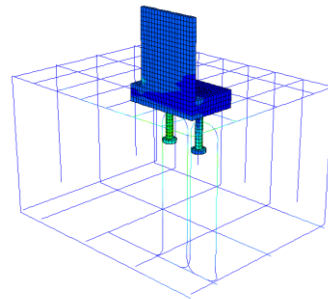
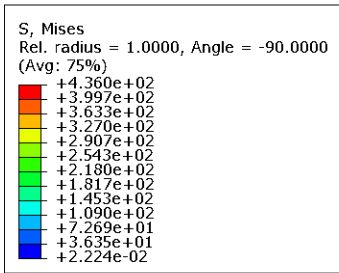
a)



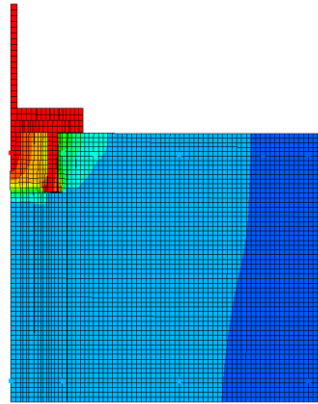
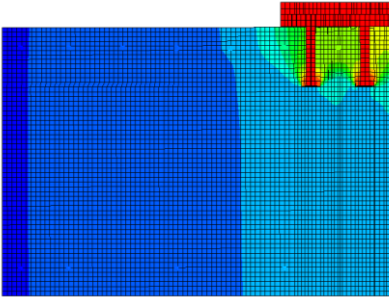
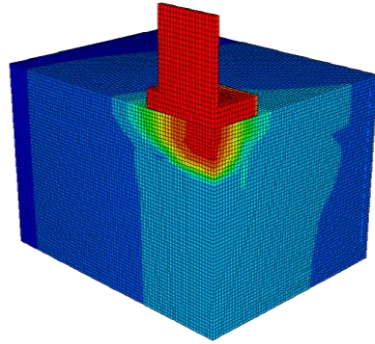
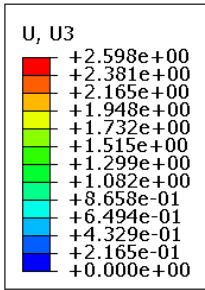
b)



c)



d)

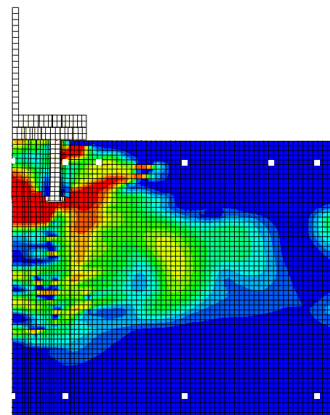
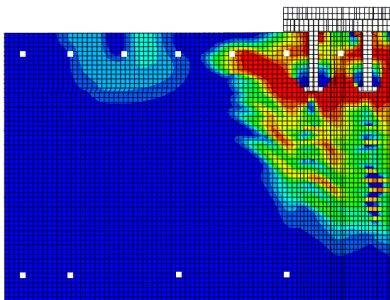
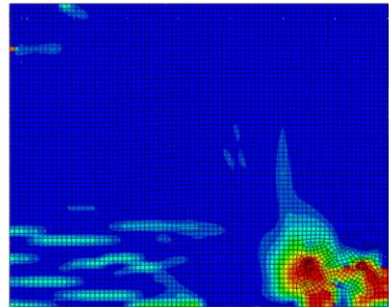
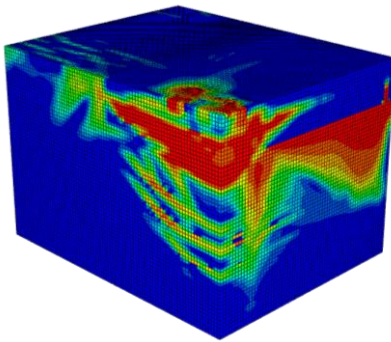
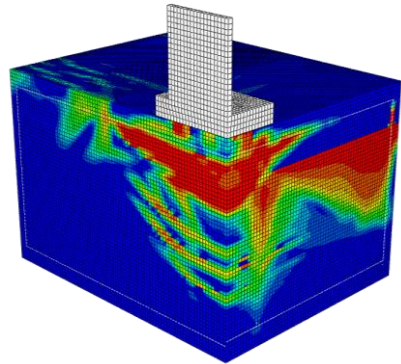
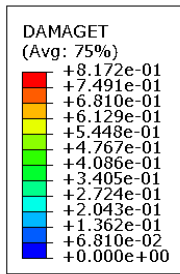


Versagensbilder (P1-4)

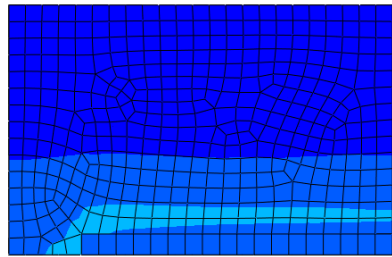
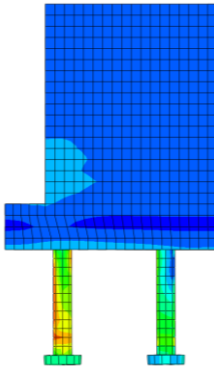
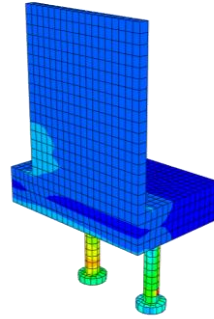
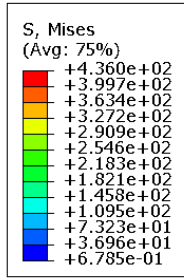
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

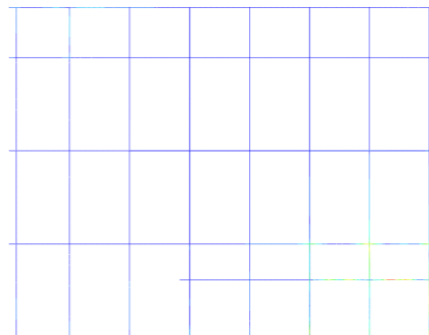
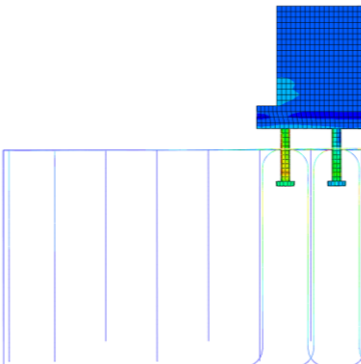
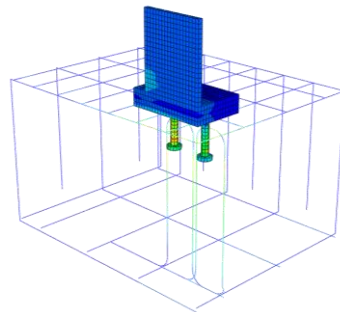
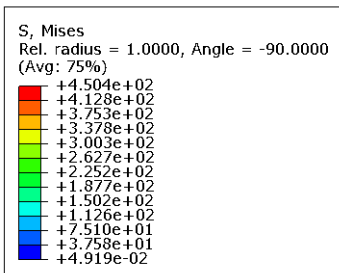
a)



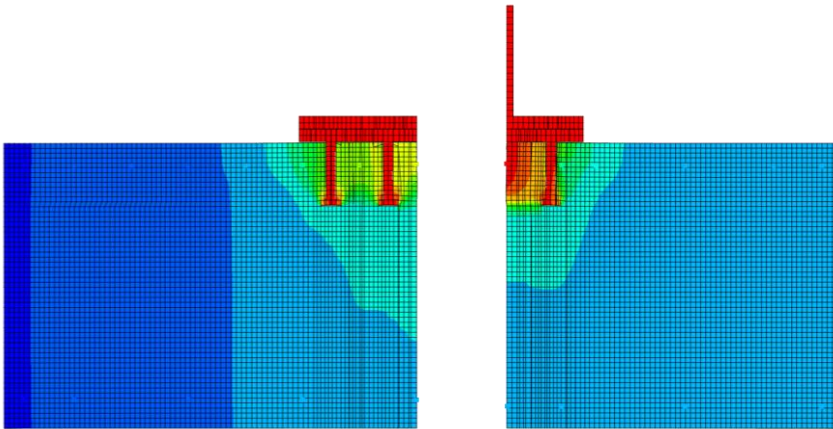
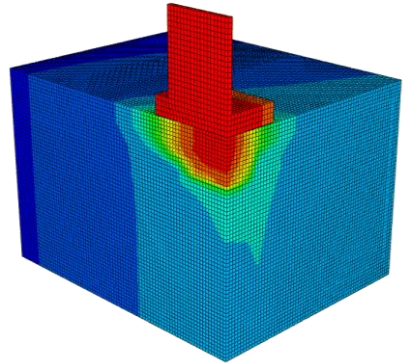
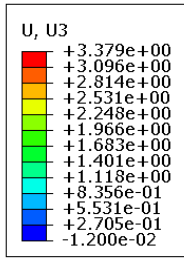
b)



c)



d)

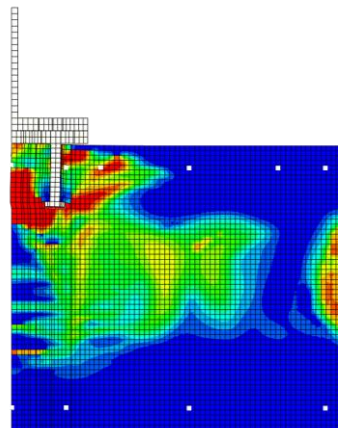
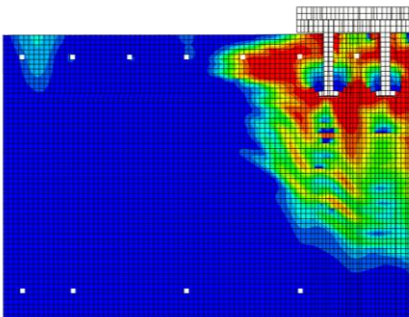
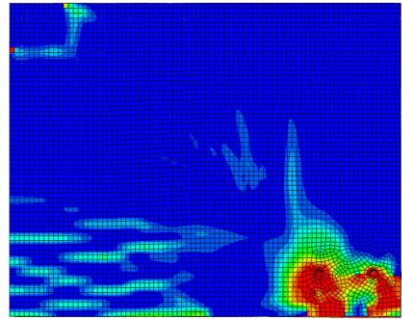
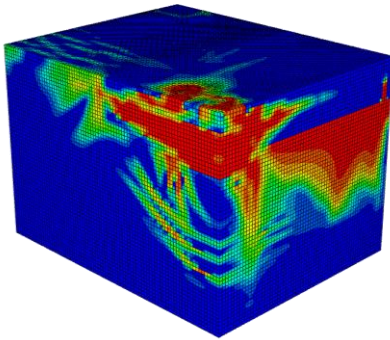
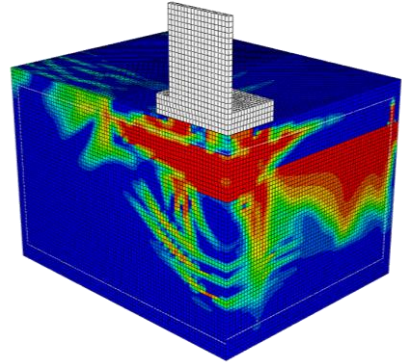
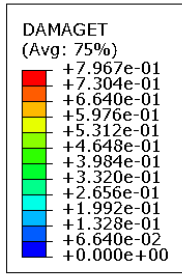


Versagensbilder (P1-7)

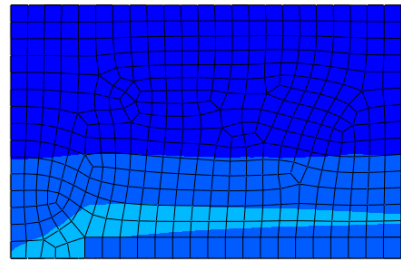
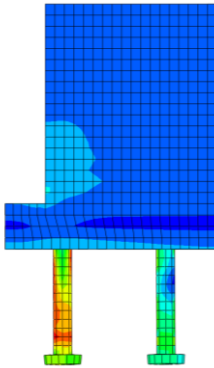
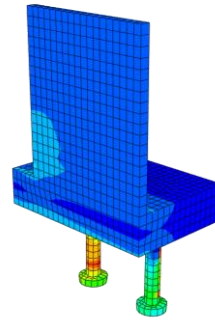
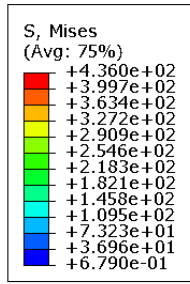
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

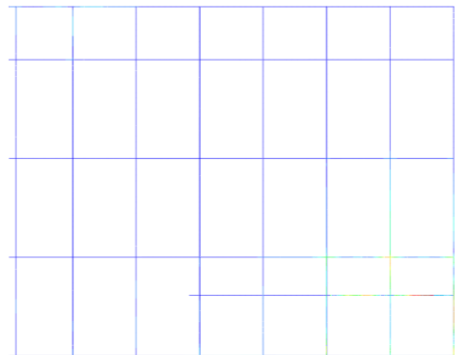
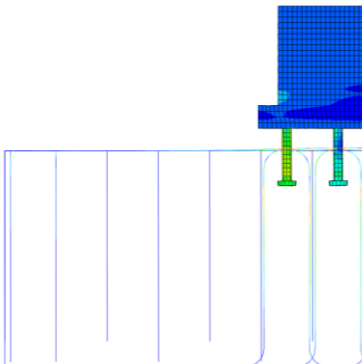
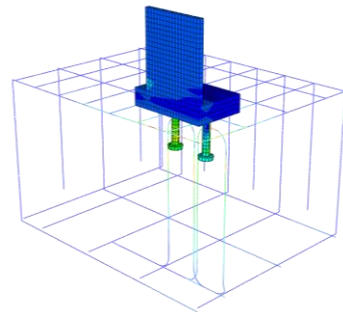
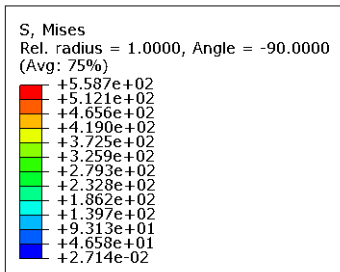
a)



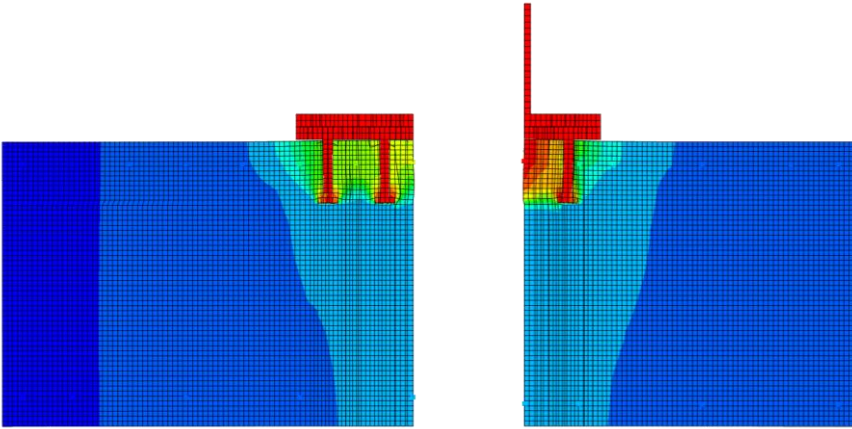
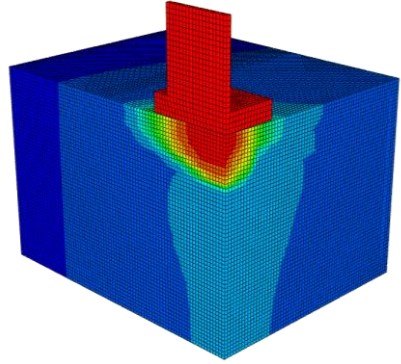
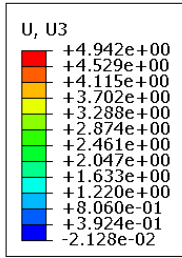
b)



c)



d)

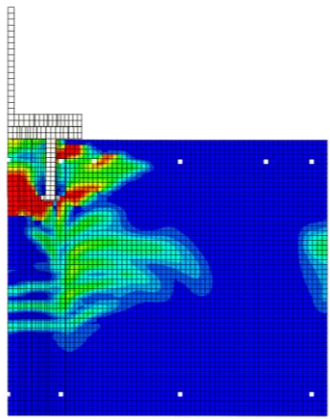
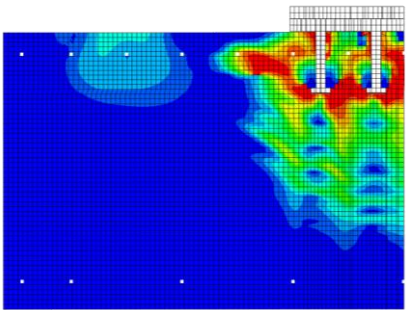
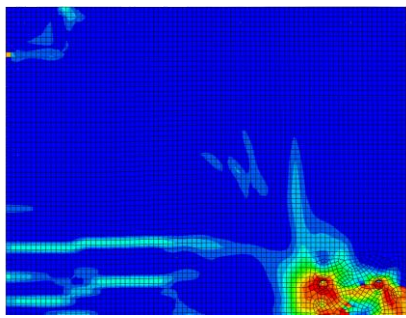
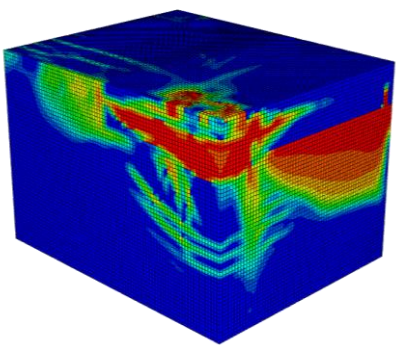
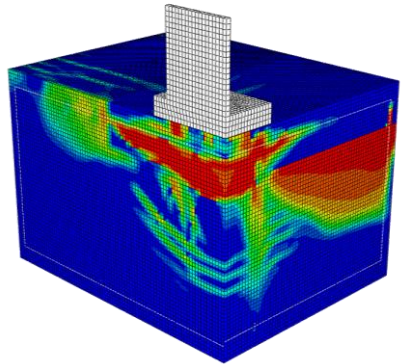
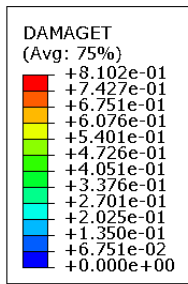


Versagensbilder (P2-2)

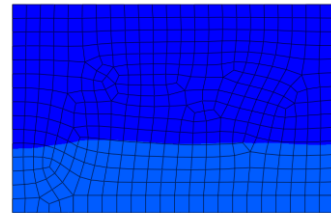
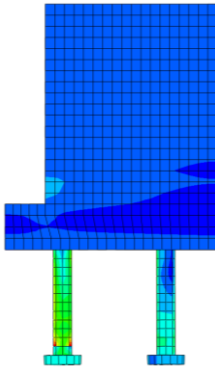
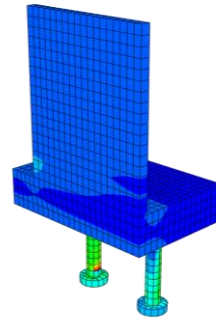
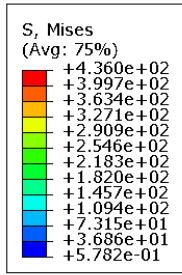
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

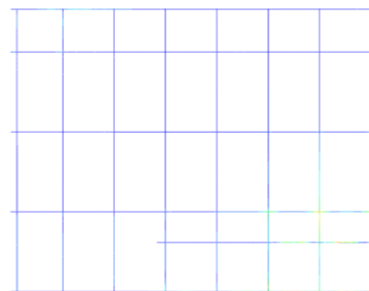
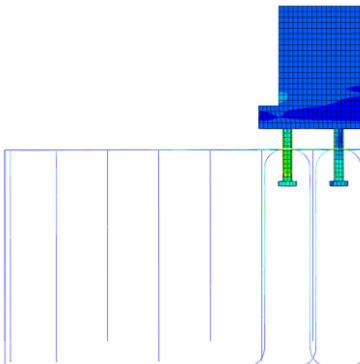
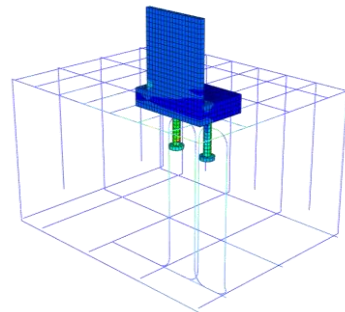
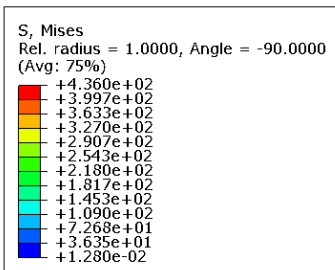
a)



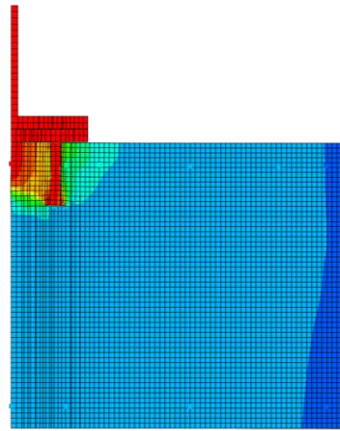
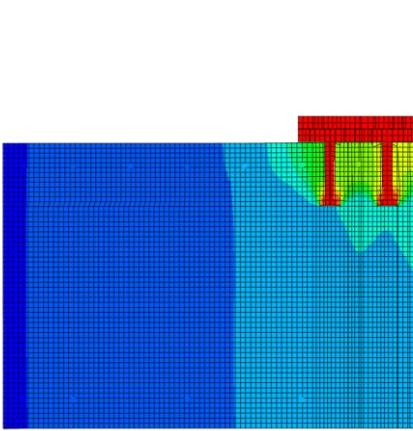
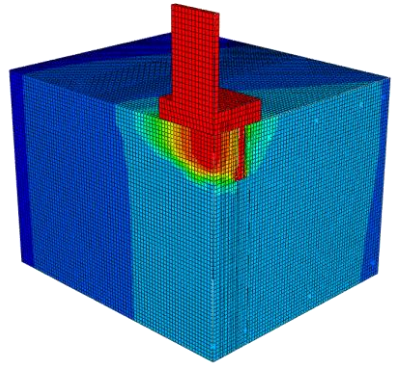
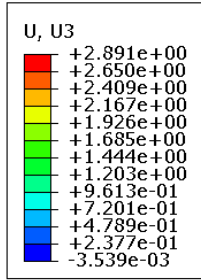
b)



c)



d)

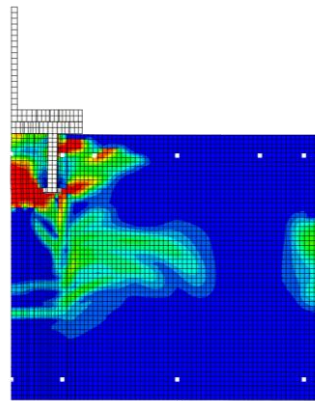
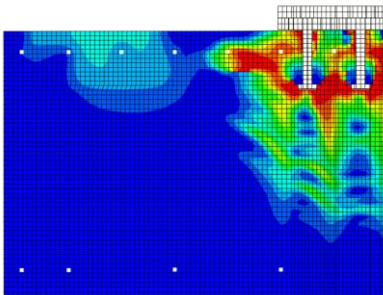
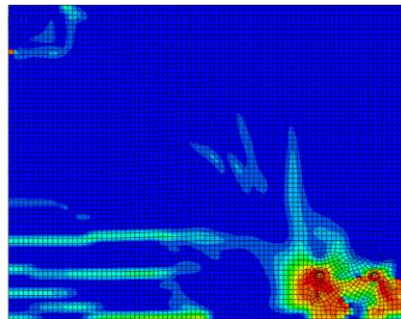
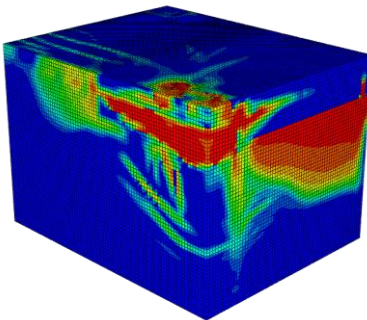
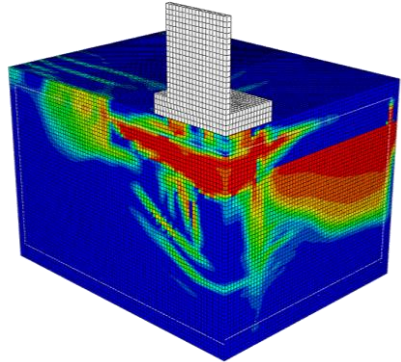
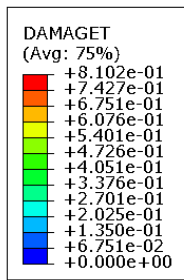


Versagensbilder (P2-3)

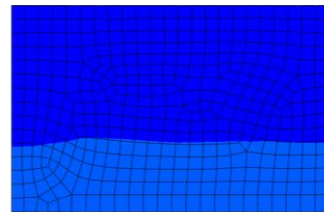
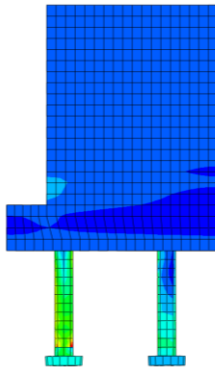
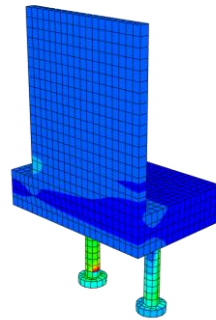
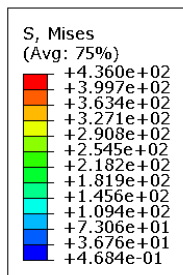
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

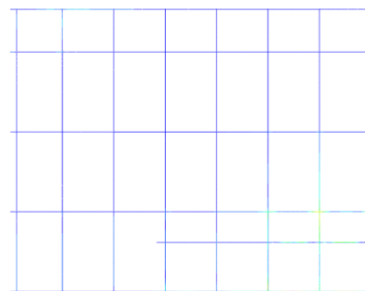
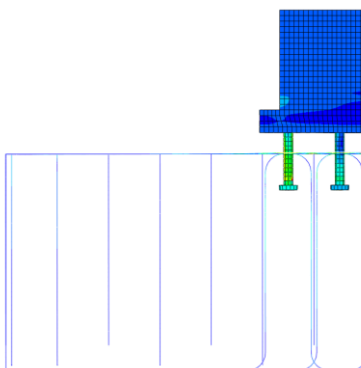
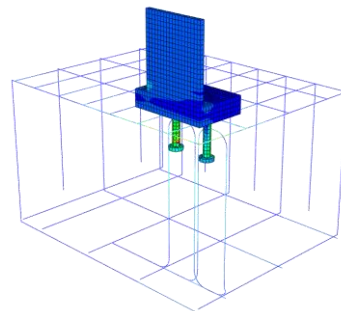
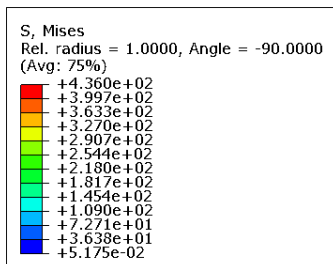
a)



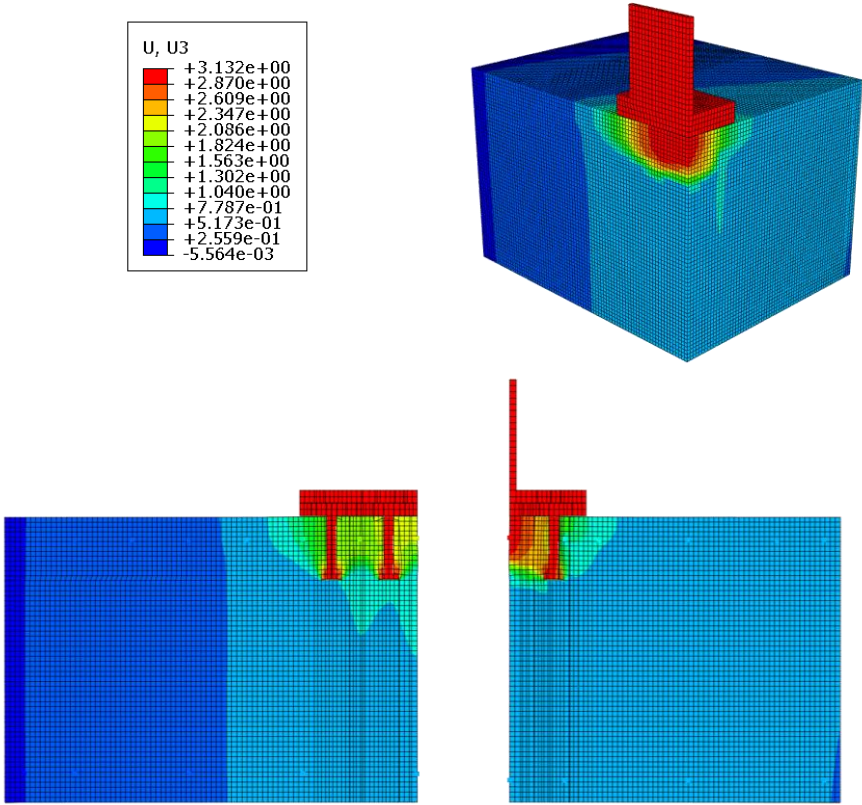
b)



c)



d)

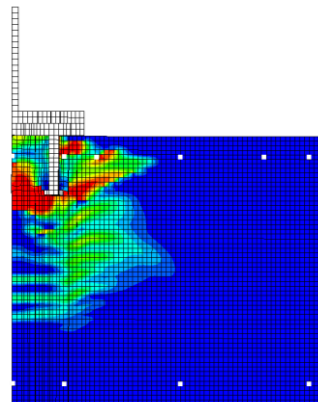
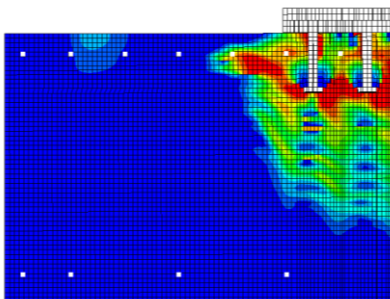
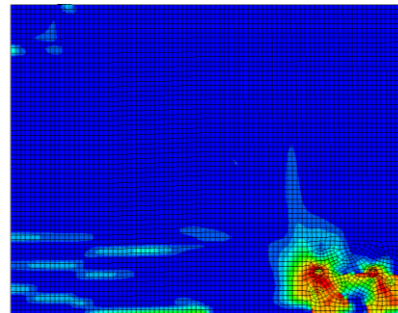
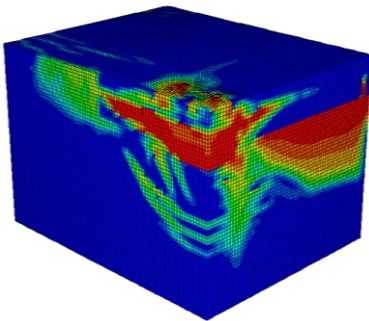
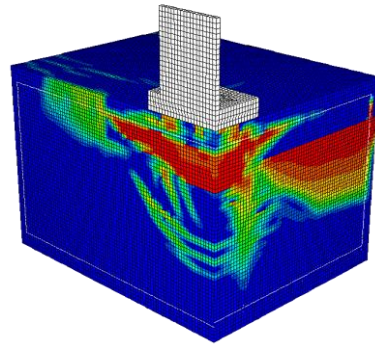
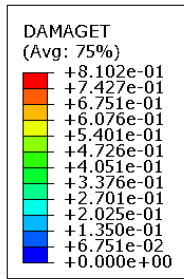


Versagensbilder (P3-2)

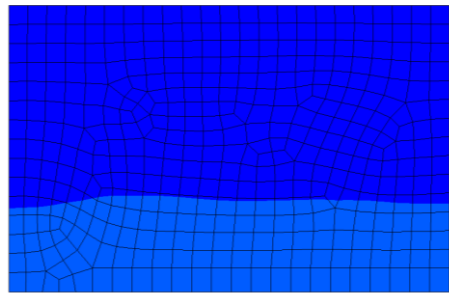
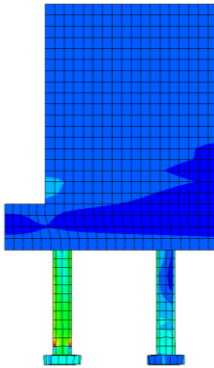
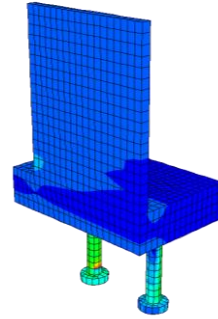
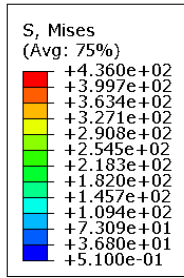
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

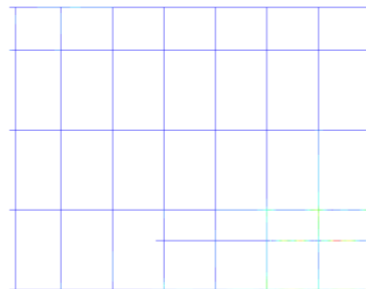
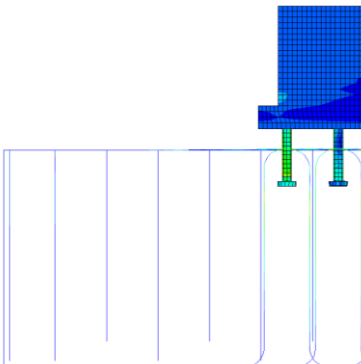
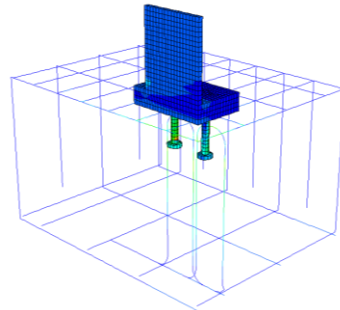
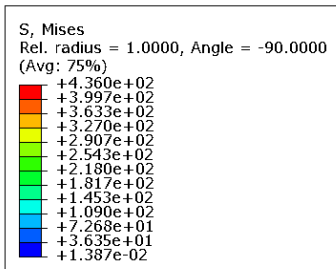
a)



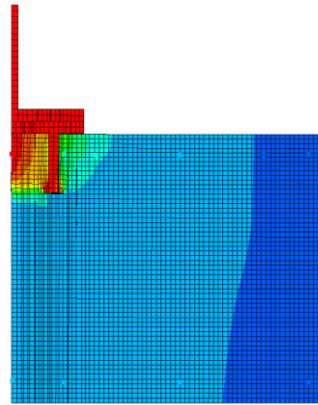
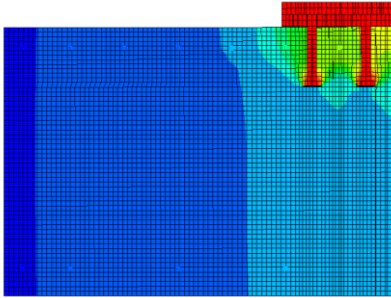
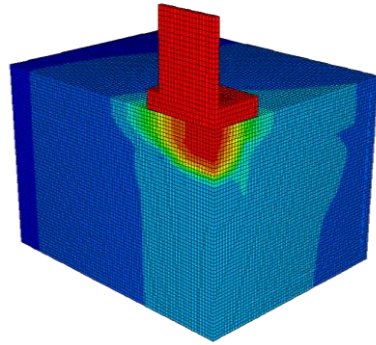
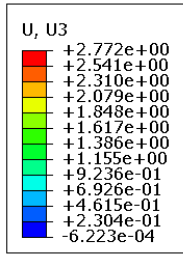
b)



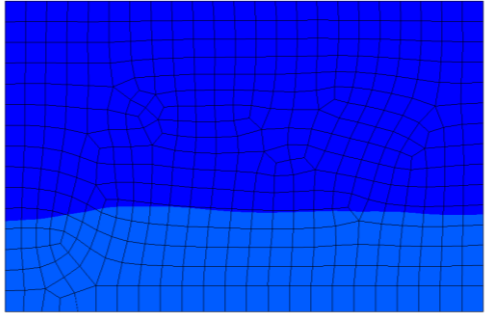
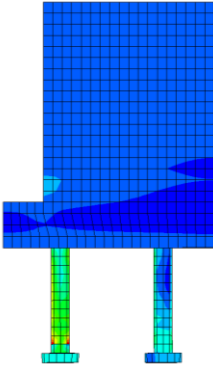
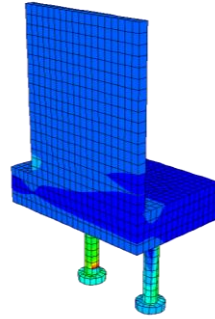
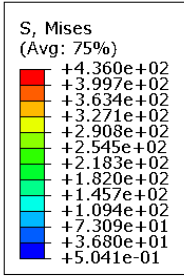
c)



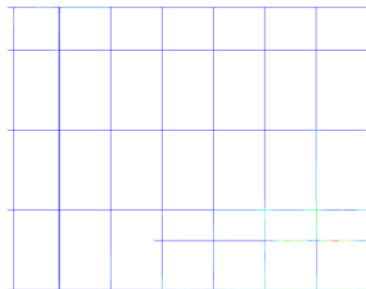
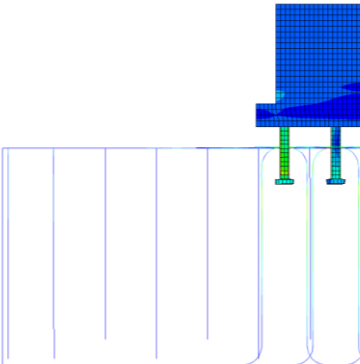
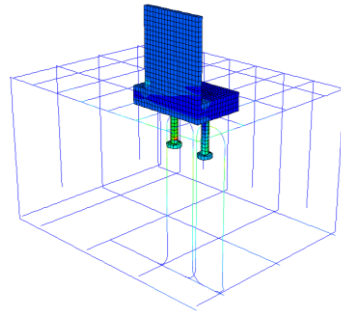
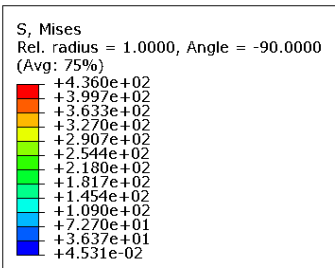
d)



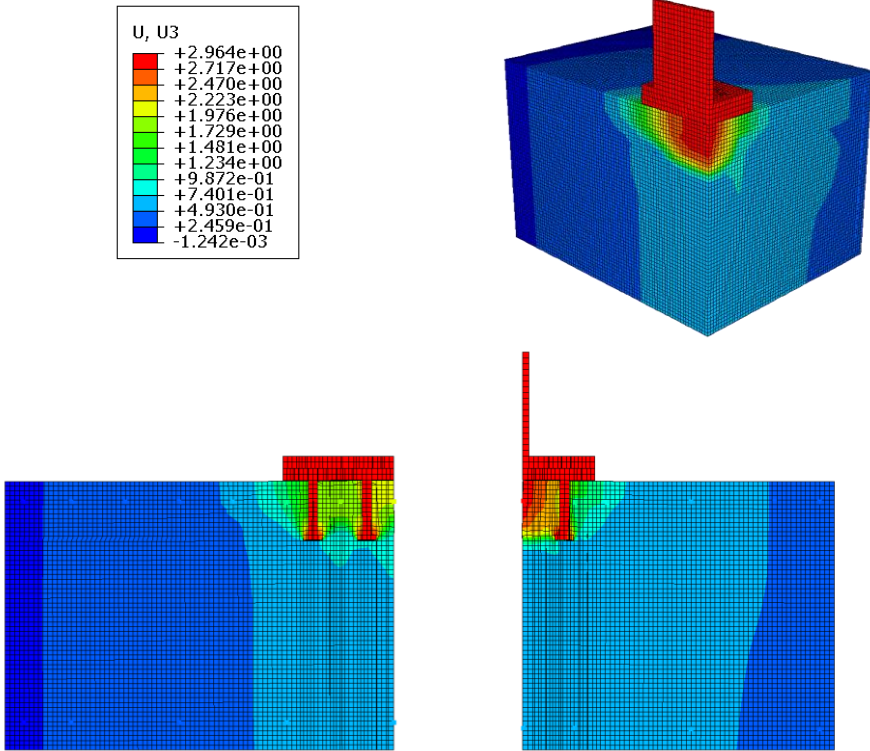
b)



c)



d)

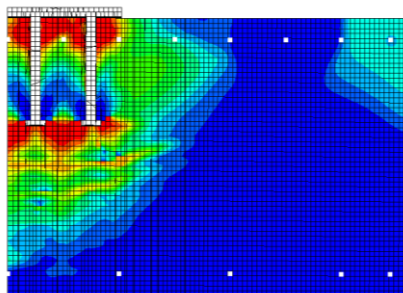
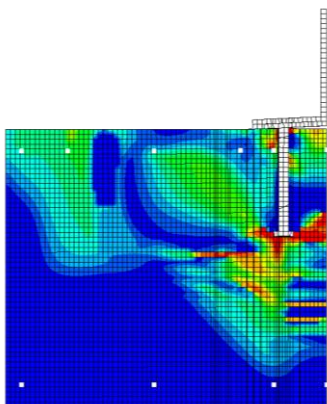
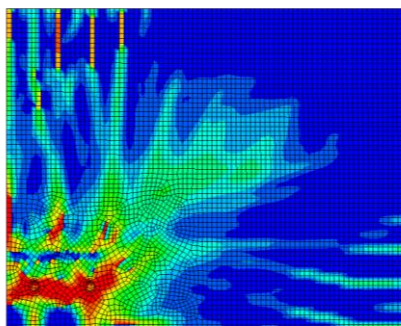
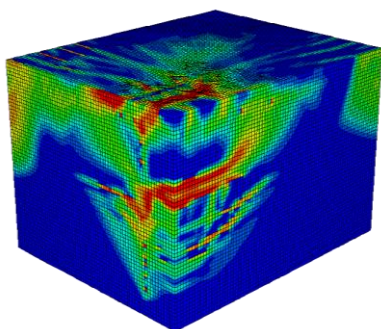
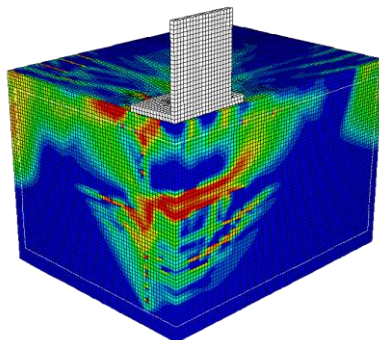
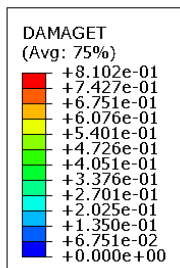


Versagensbilder (P1-2) Basis $h_{ef} = 167 \text{ mm}$ / RHB-Grad: niedrig

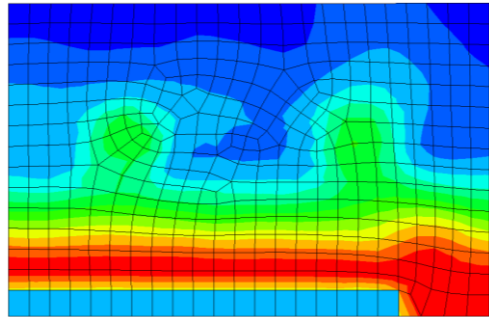
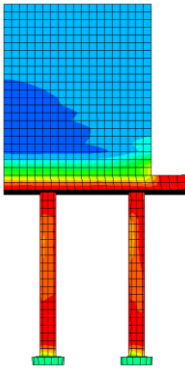
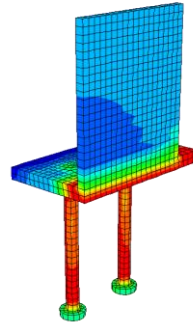
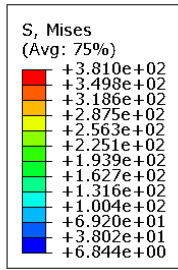
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

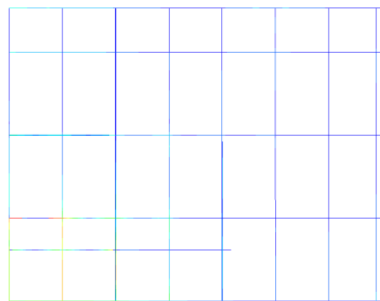
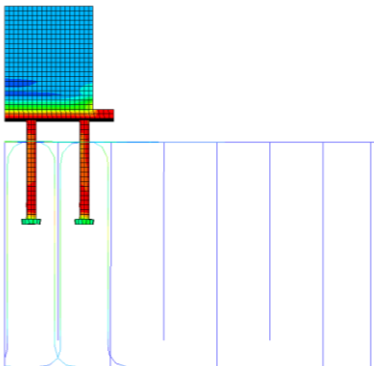
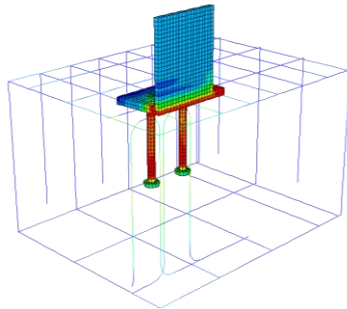
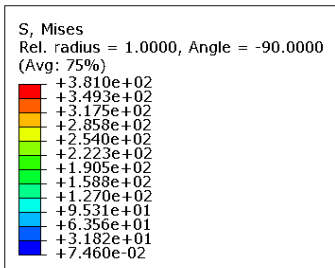
a)



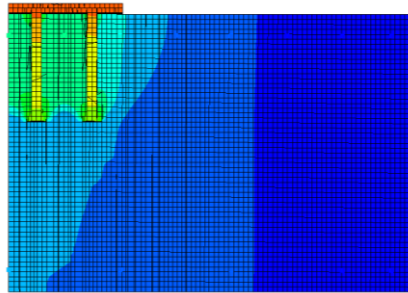
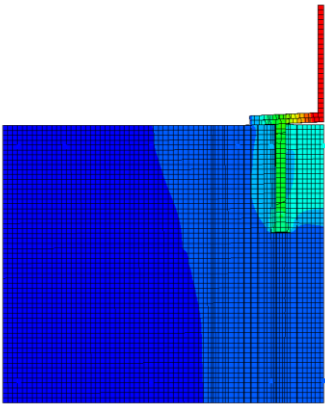
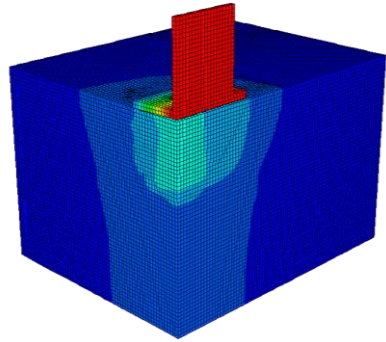
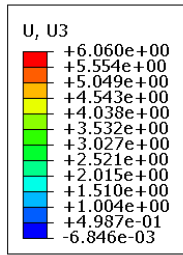
b)



c)



d)

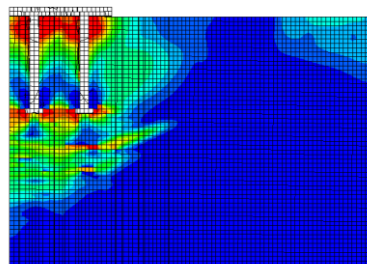
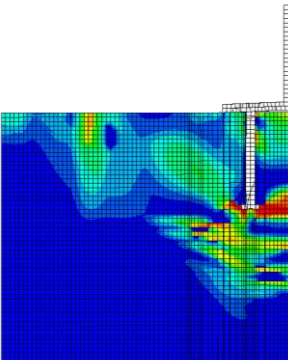
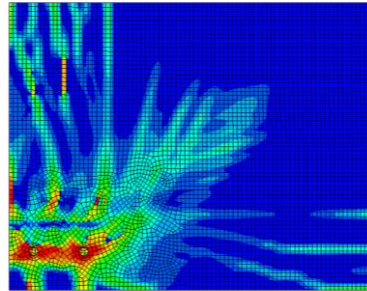
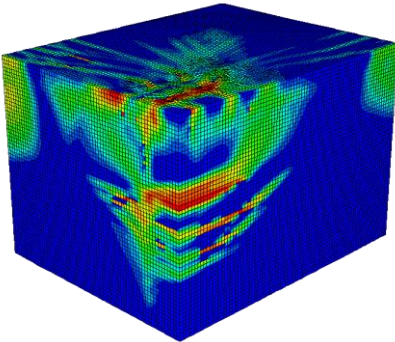
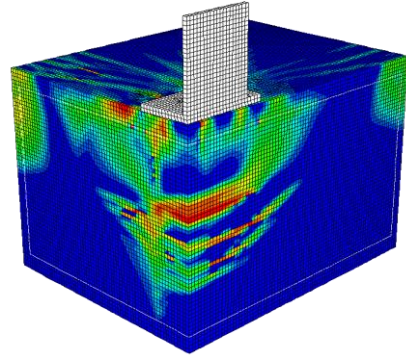
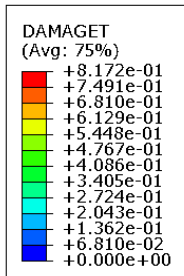


Versagsbilder (P1-5)

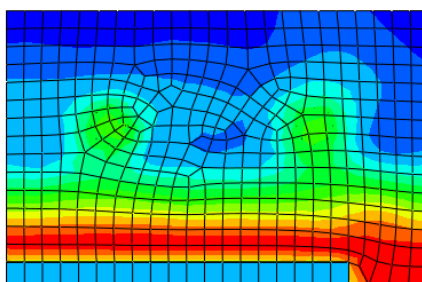
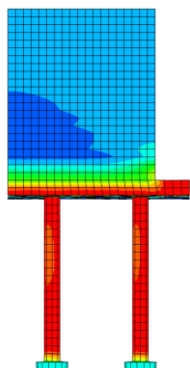
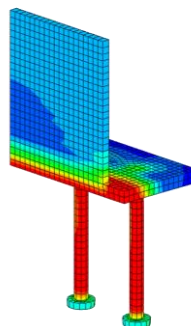
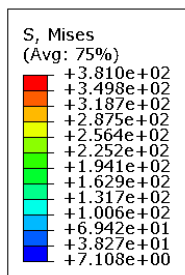
Versagsbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

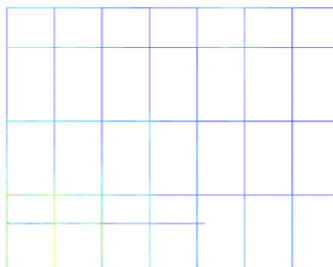
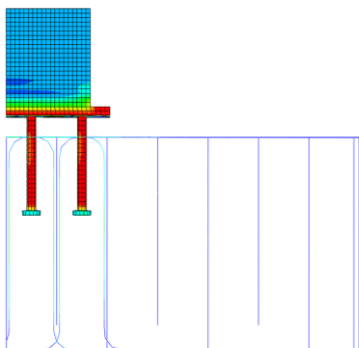
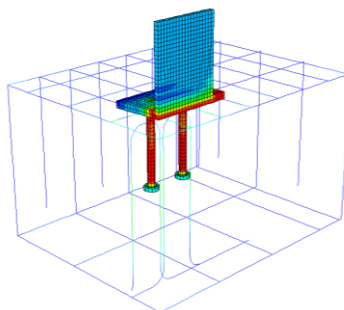
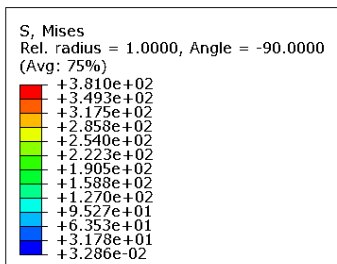
a)



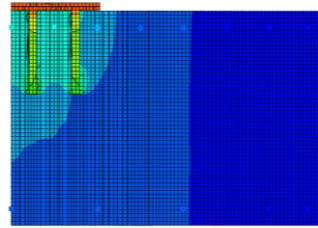
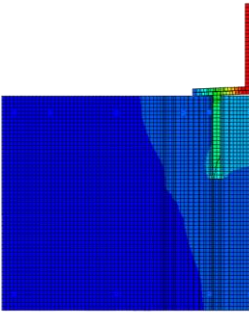
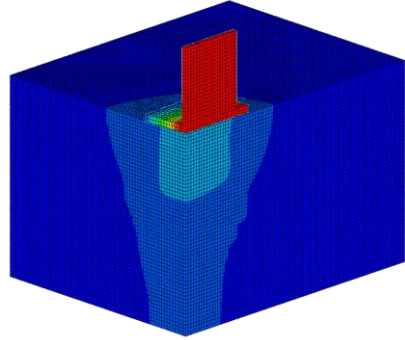
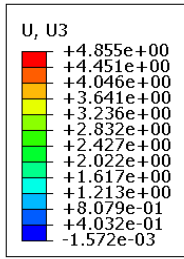
b)



c)



d)

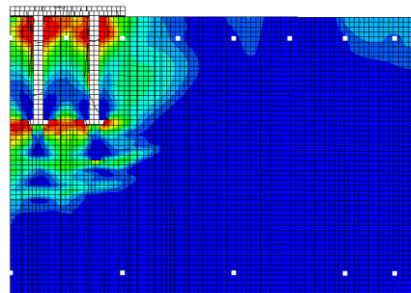
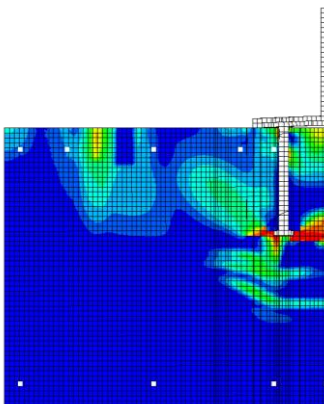
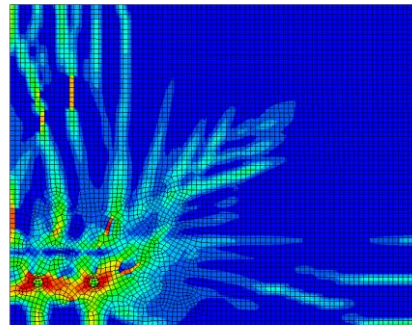
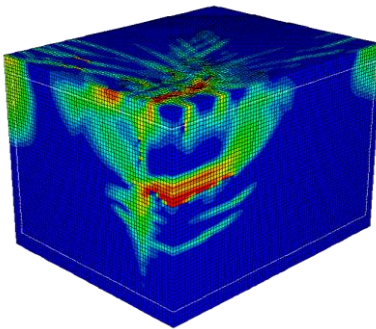
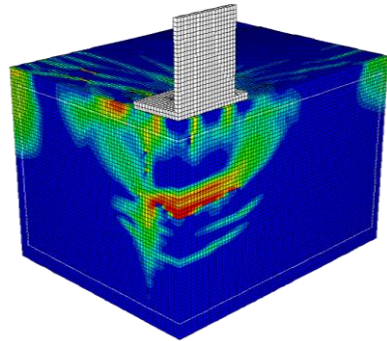
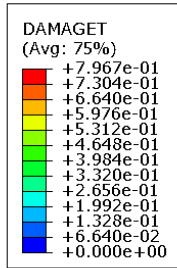


Versagensbilder (P1-8)

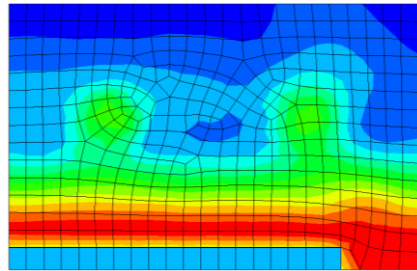
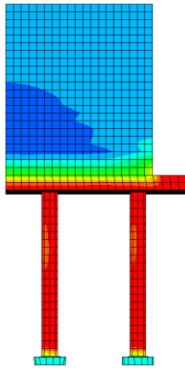
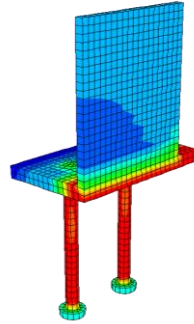
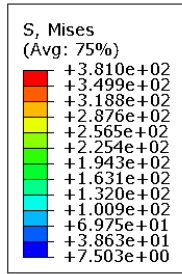
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

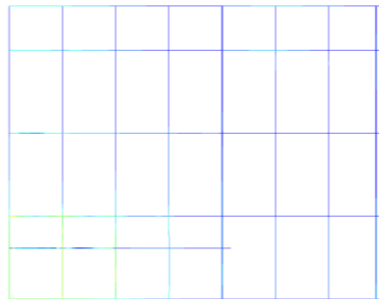
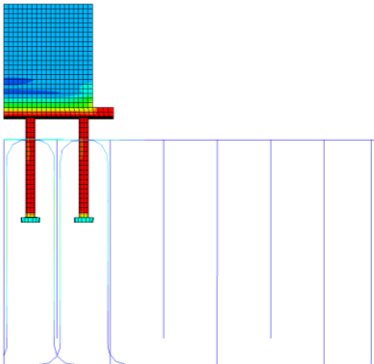
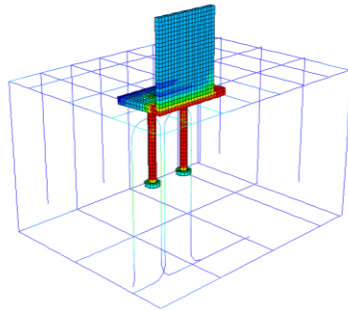
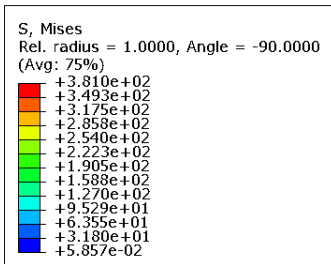
a)



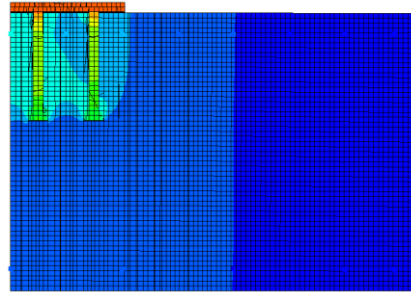
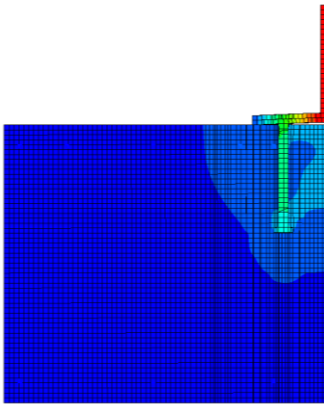
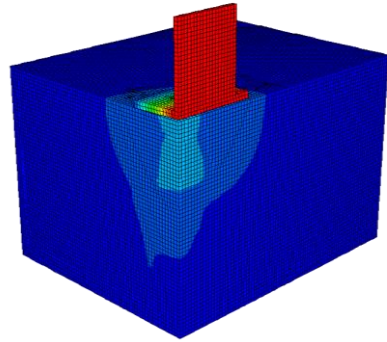
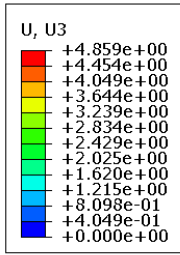
b)



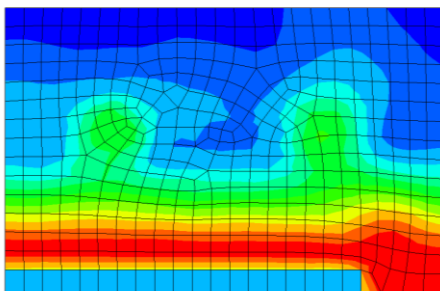
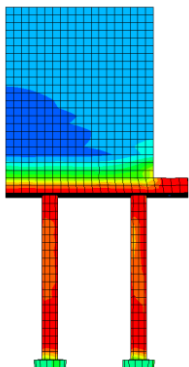
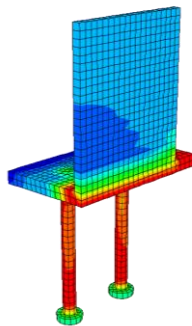
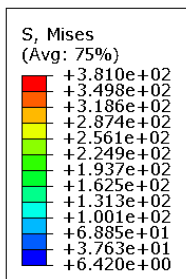
c)



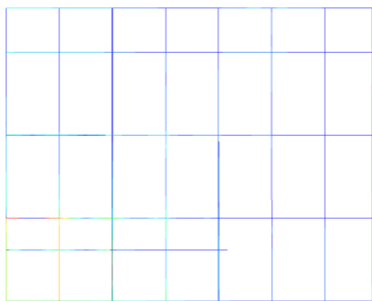
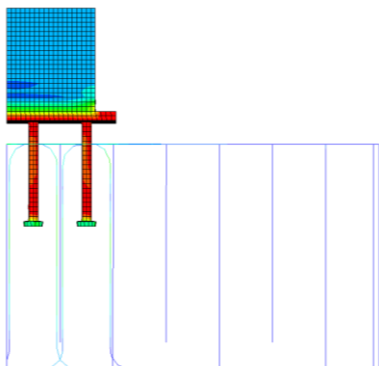
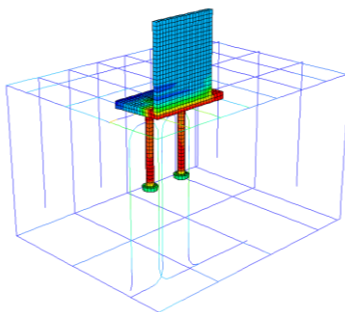
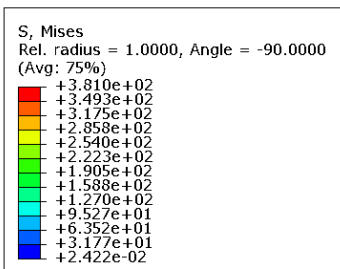
d)



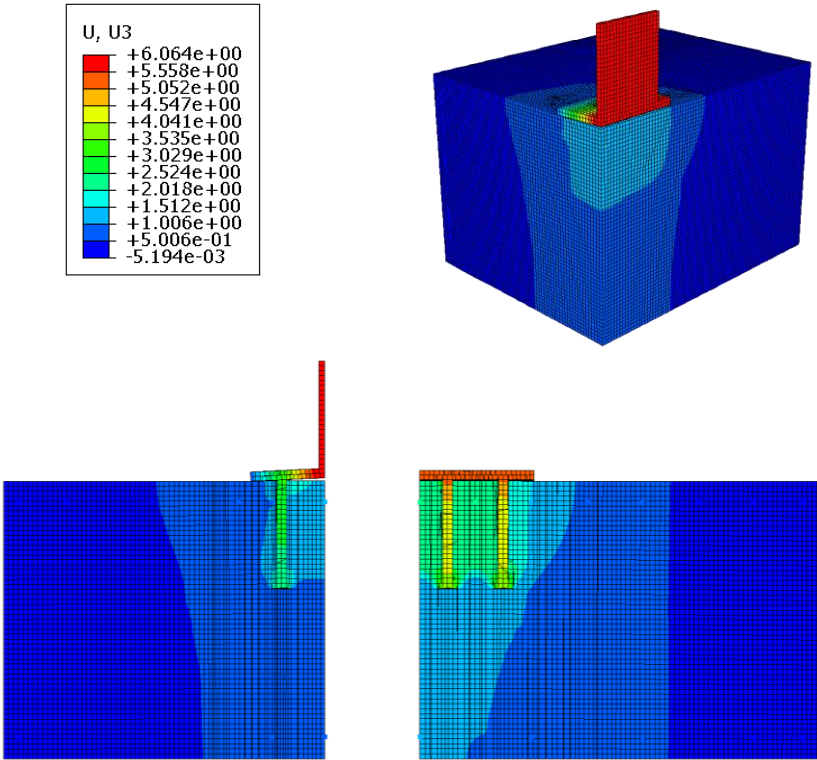
b)



c)



d)

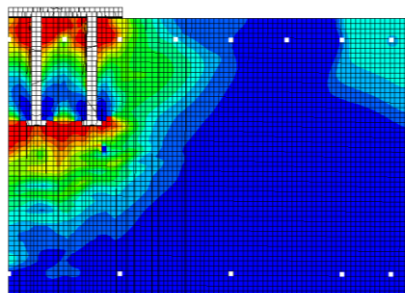
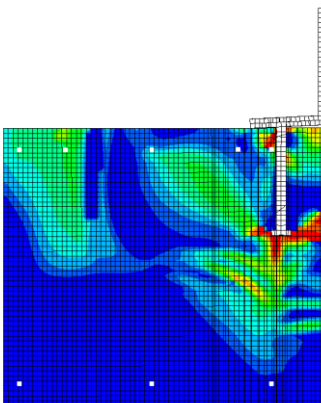
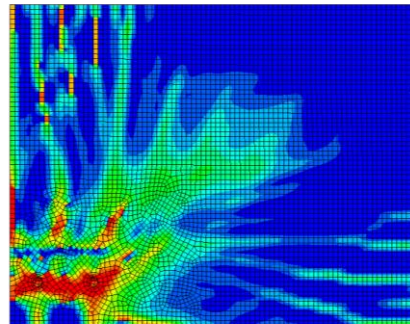
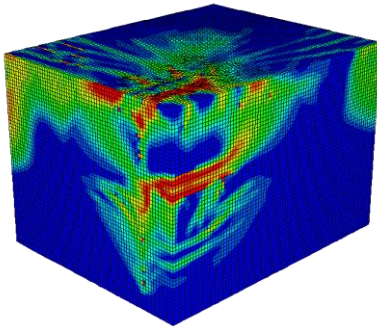
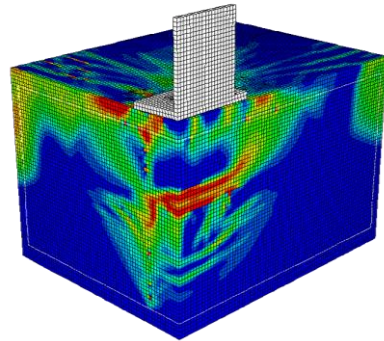
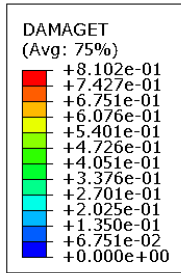


Versagensbilder (P2-6)

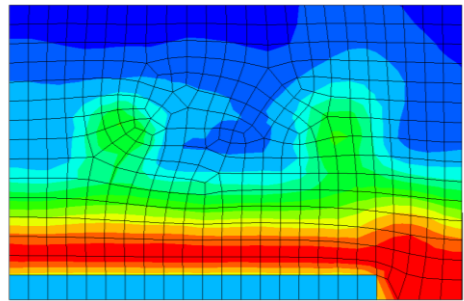
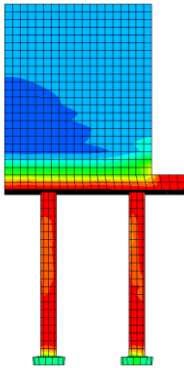
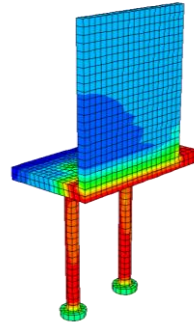
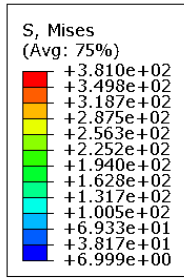
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

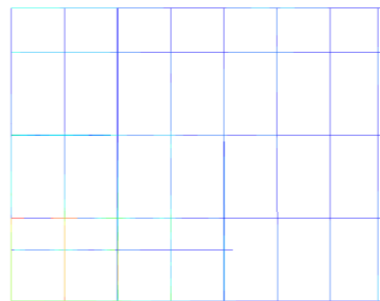
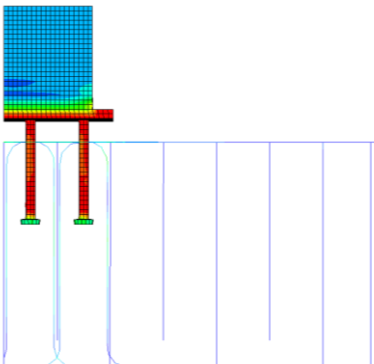
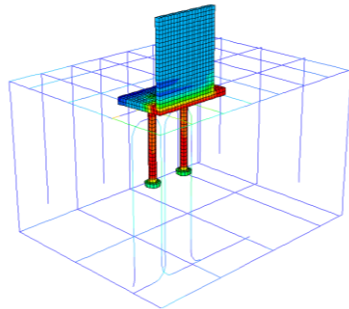
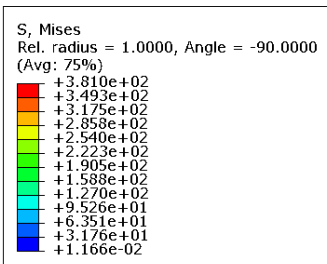
a)



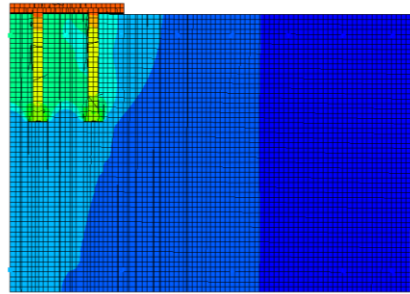
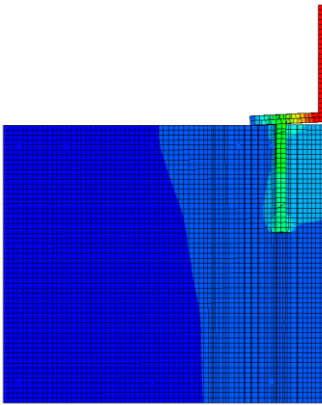
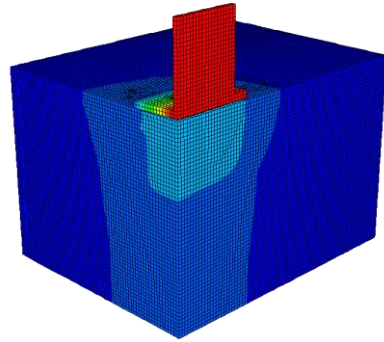
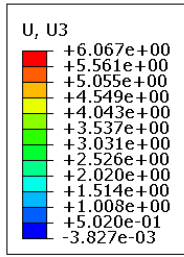
b)



c)



d)

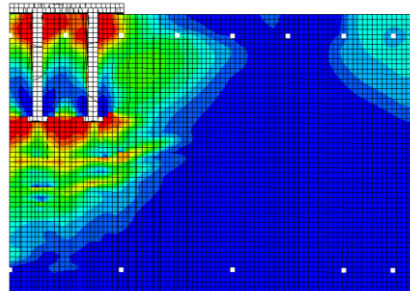
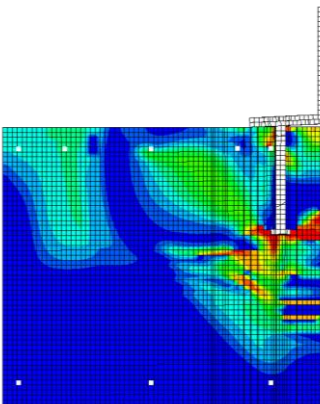
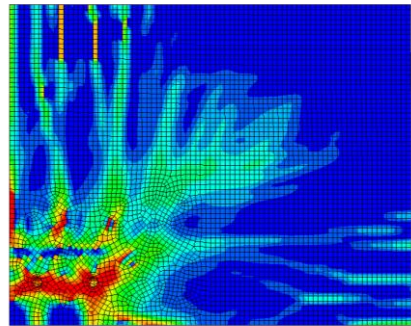
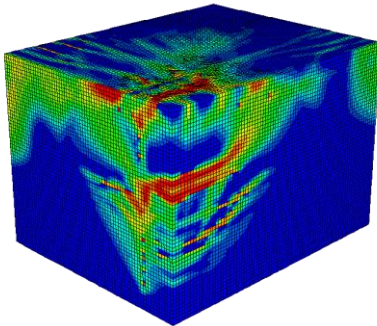
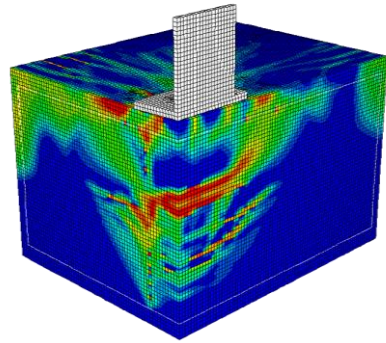
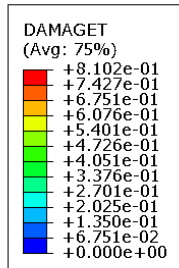


Versagensbilder (P3-5)

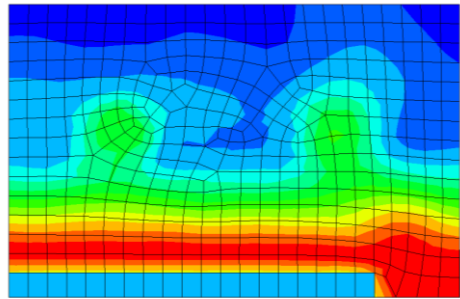
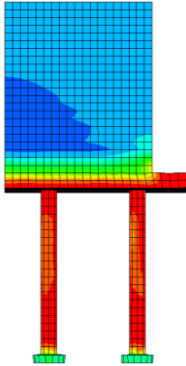
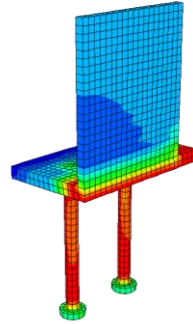
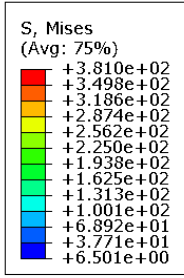
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

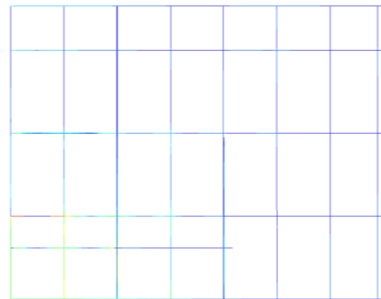
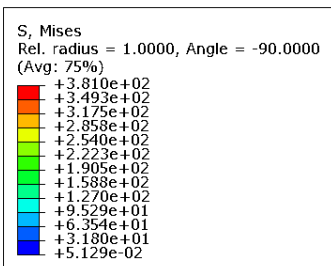
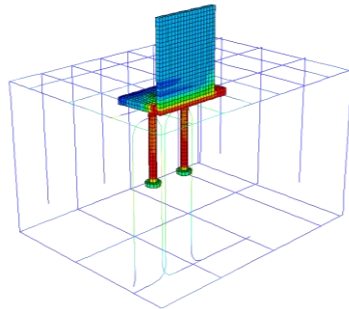
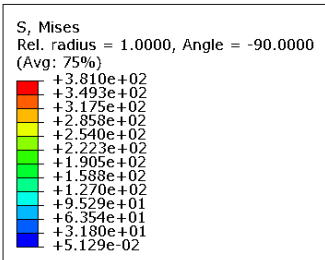
a)



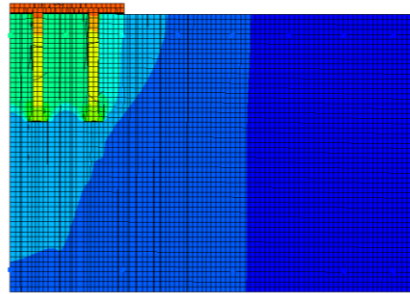
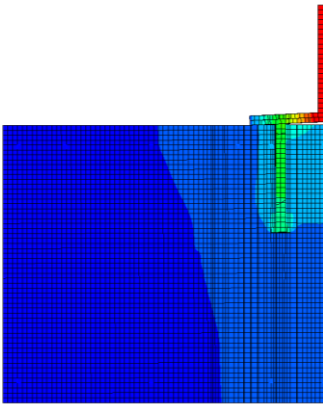
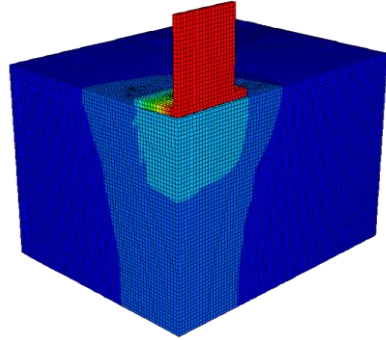
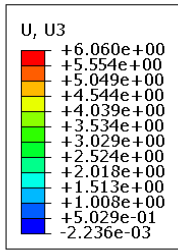
b)



c)



d)

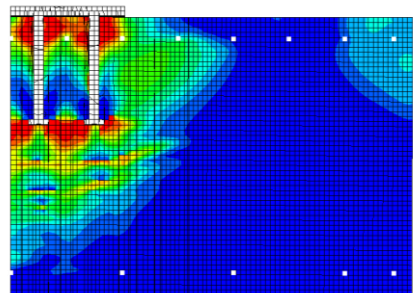
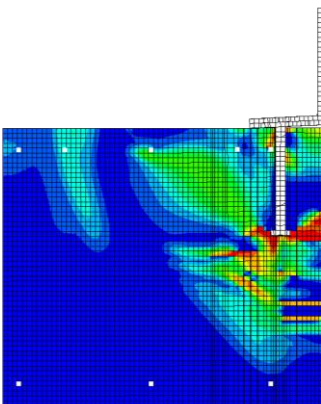
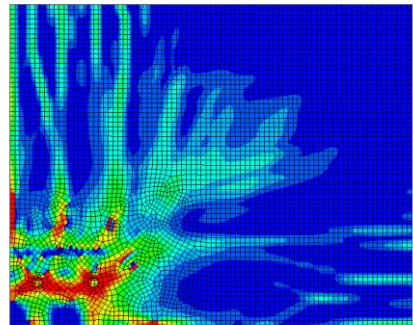
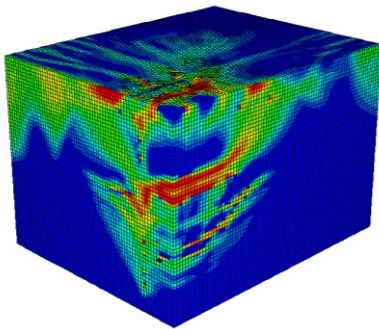
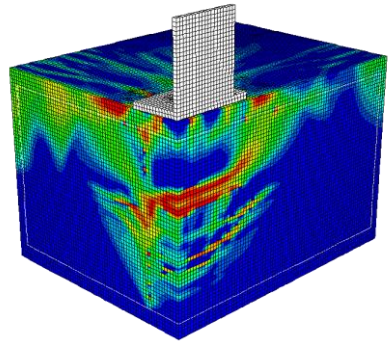
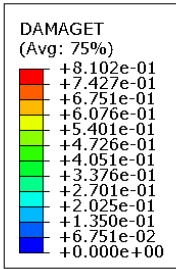


Versagensbilder (P3-6)

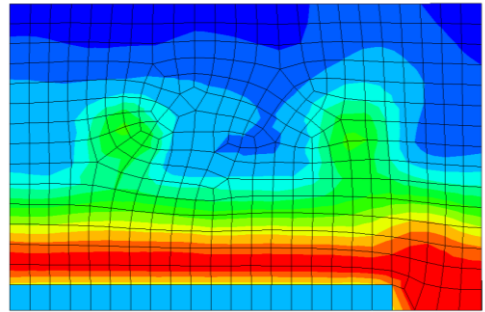
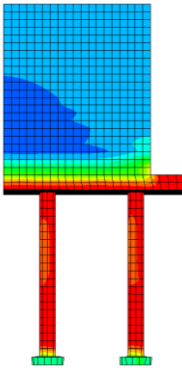
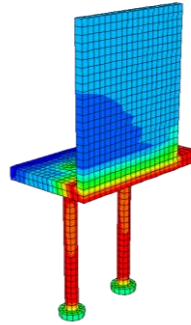
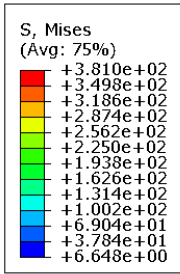
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

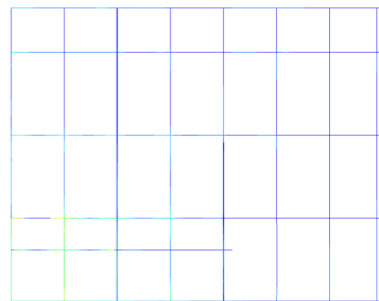
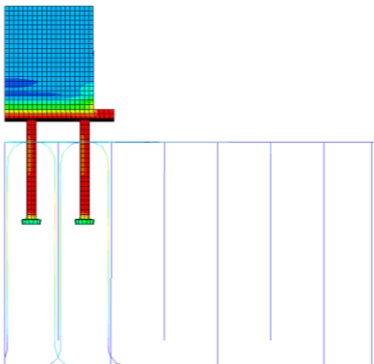
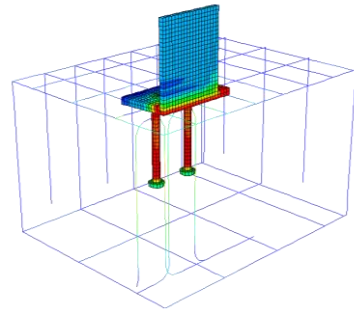
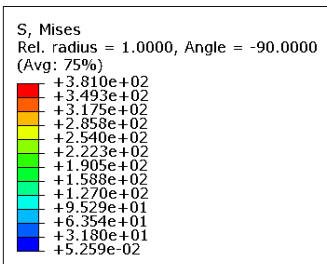
a)



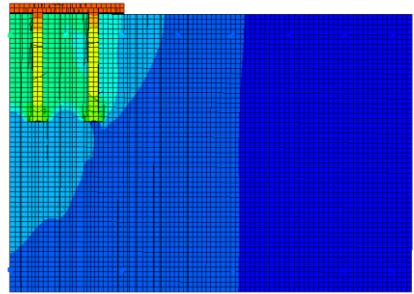
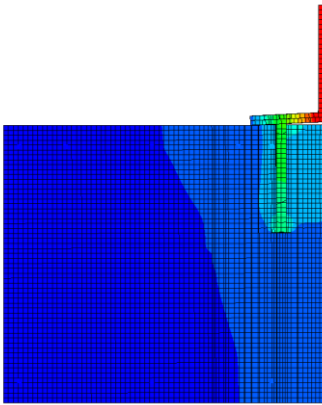
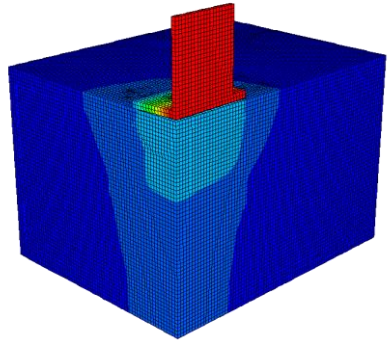
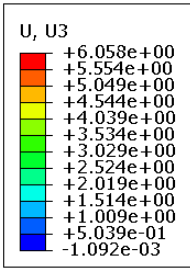
b)



c)



d)

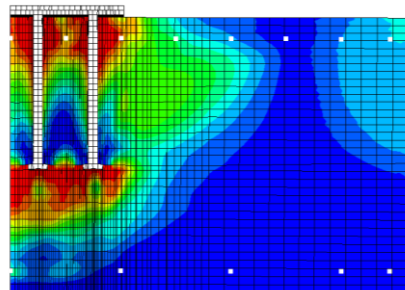
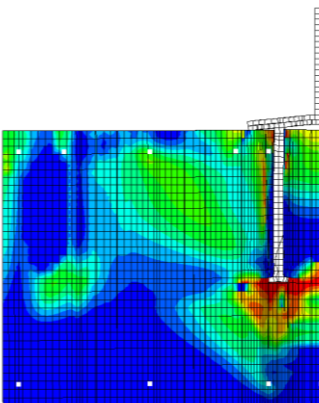
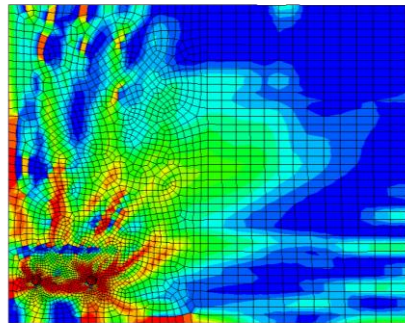
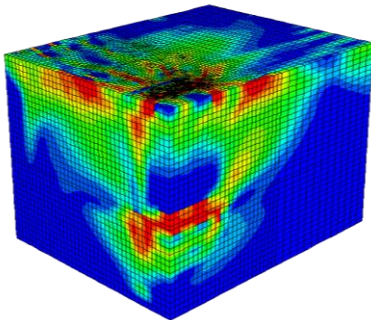
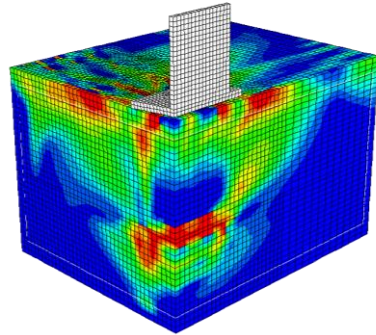
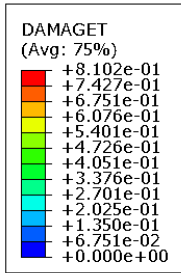


Versagensbilder (P1-3) Basis $h_{ef} = 242 \text{ mm}$ / RHB-Grad: hoch

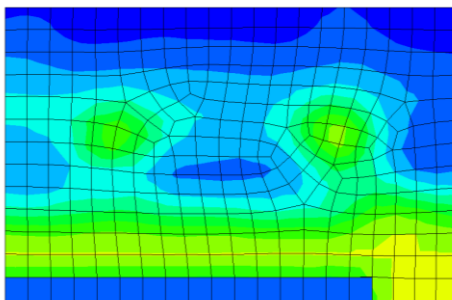
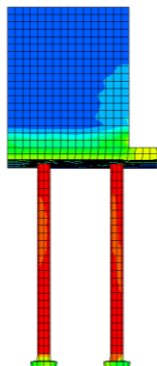
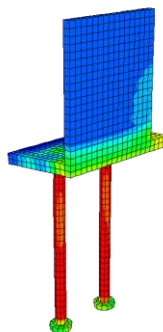
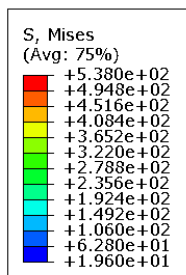
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
 b) Vergleichsspannungen Ankerplatte d) Verschiebungen

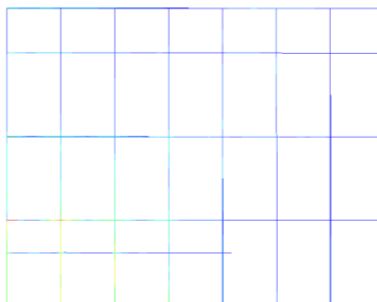
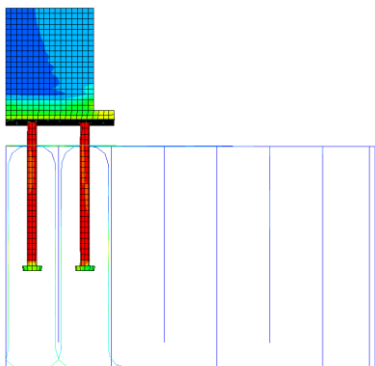
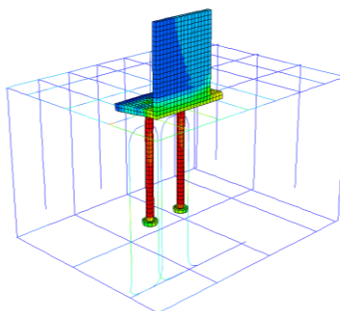
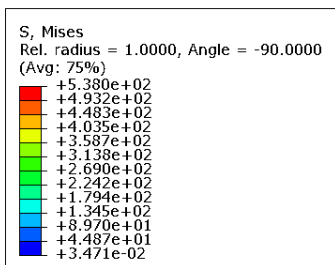
a)



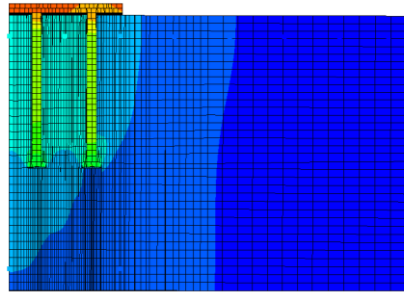
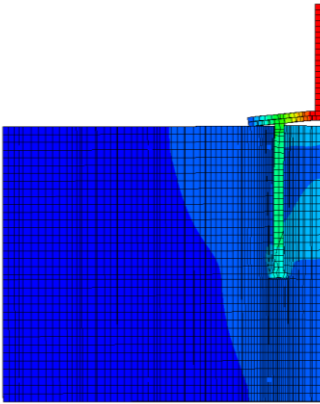
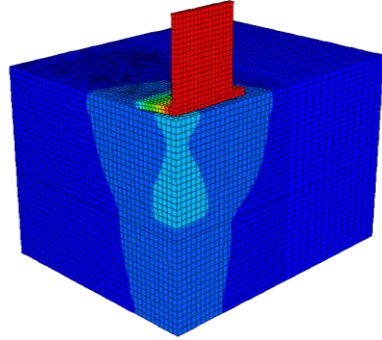
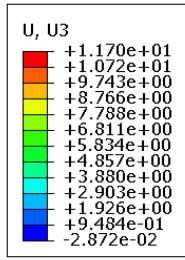
b)



c)



d)

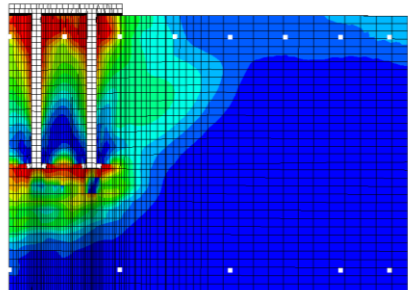
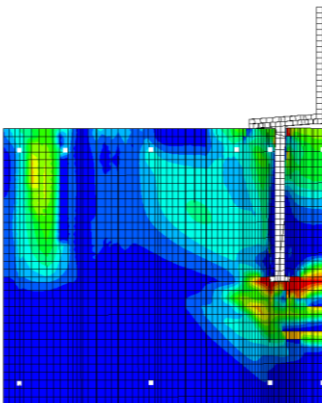
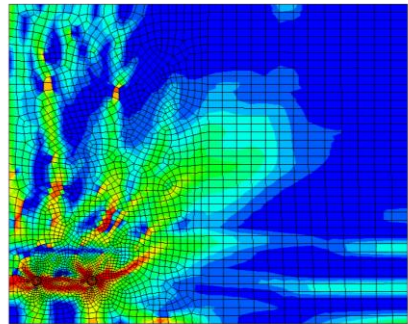
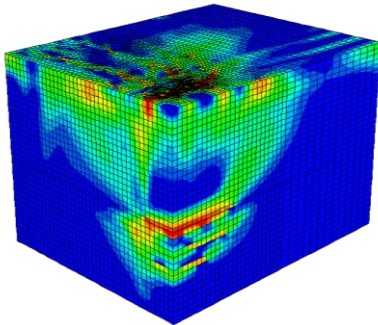
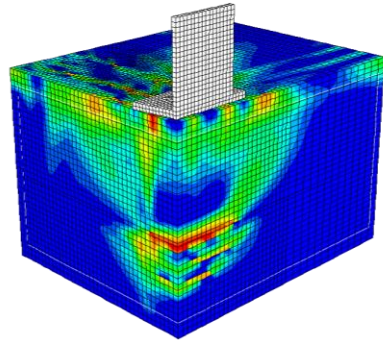
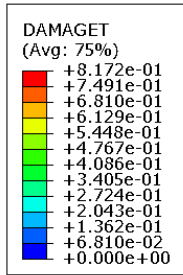


Versagensbilder (P1-6)

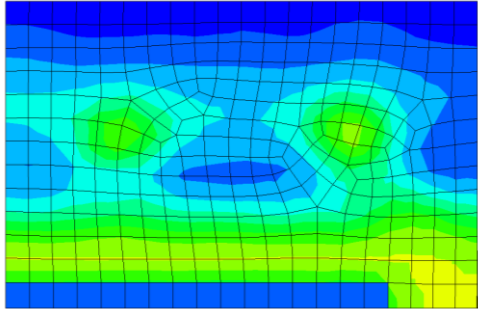
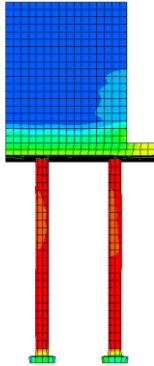
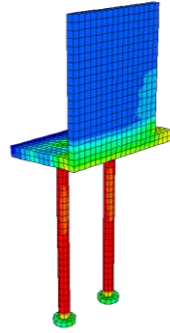
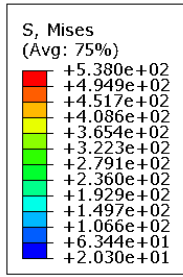
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

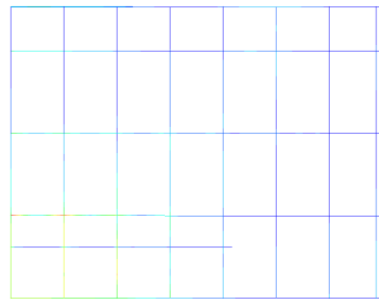
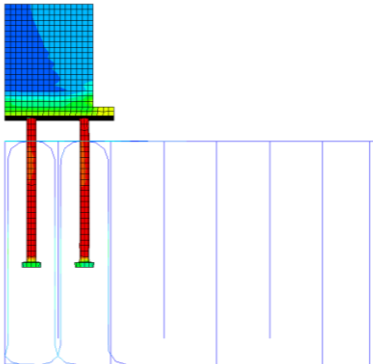
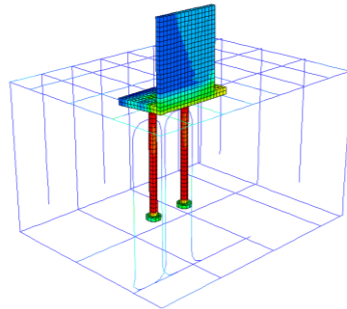
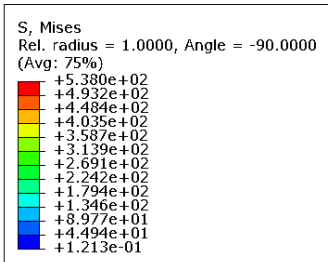
a)



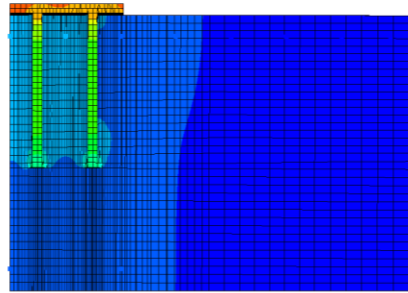
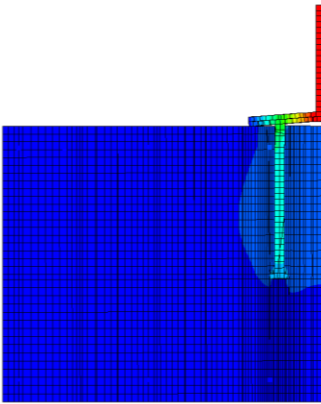
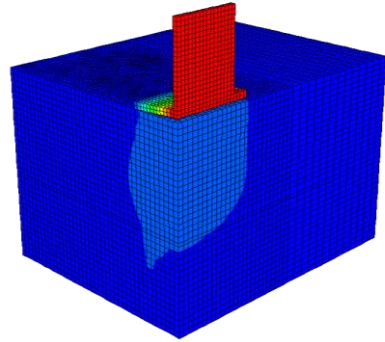
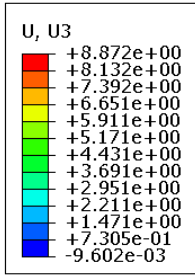
b)



c)



d)

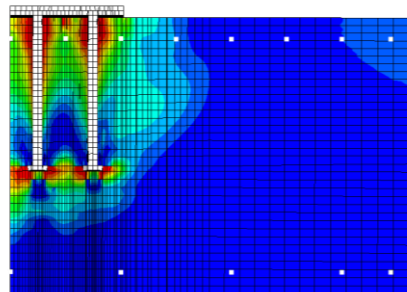
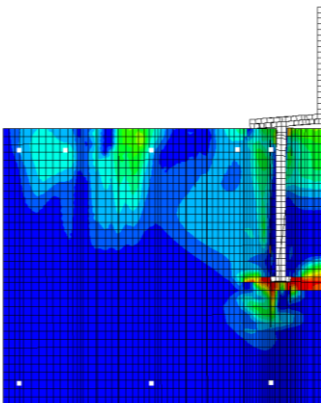
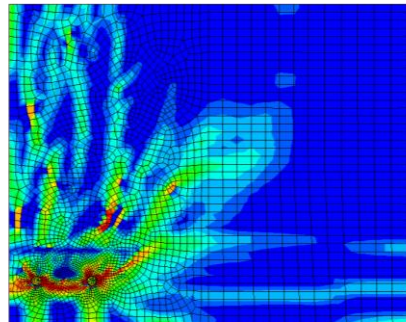
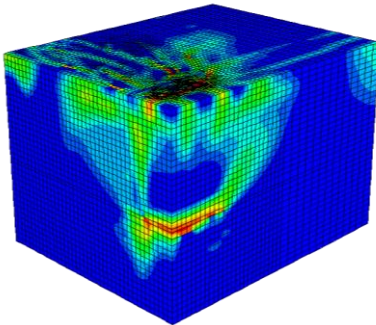
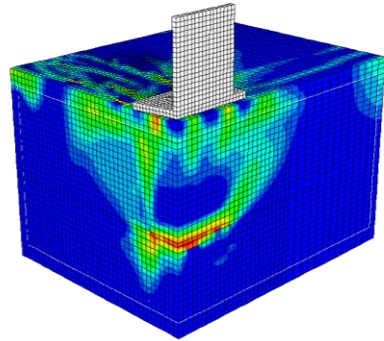
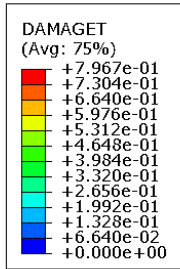


Versagensbilder (P1-9)

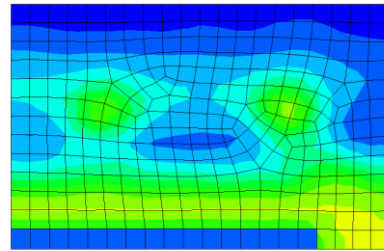
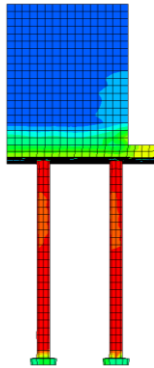
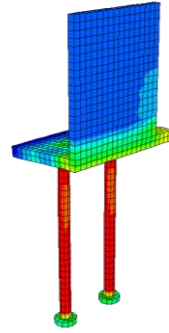
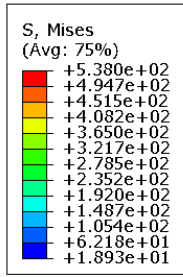
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

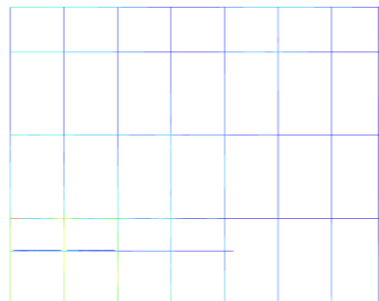
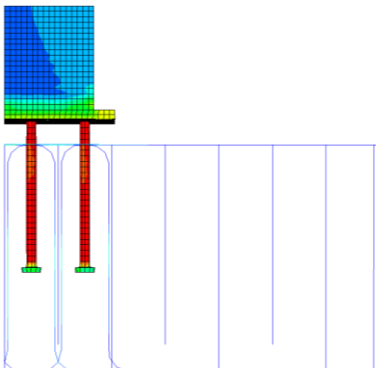
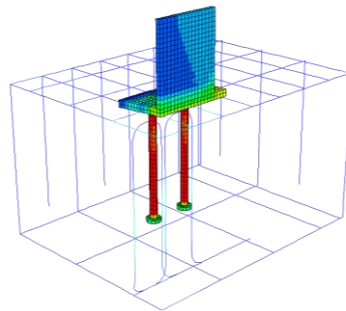
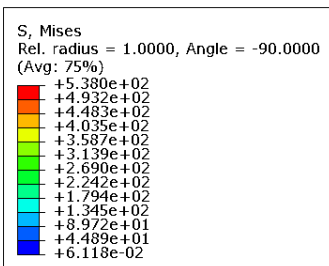
a)



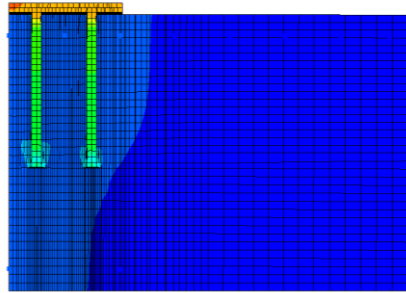
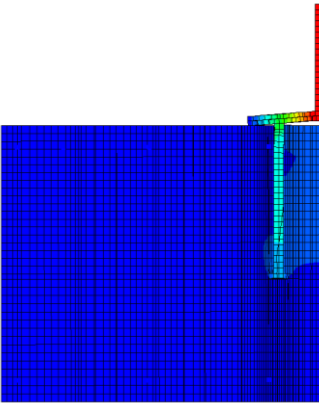
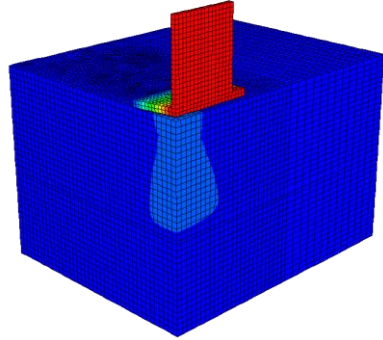
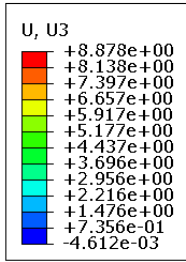
b)



c)



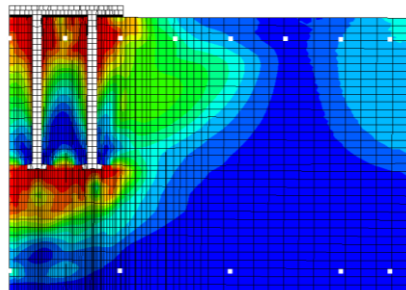
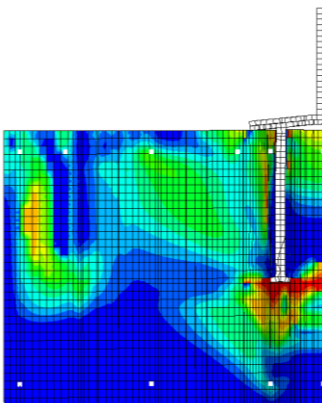
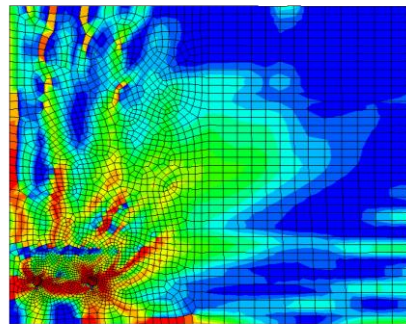
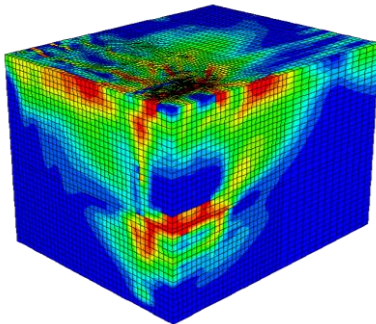
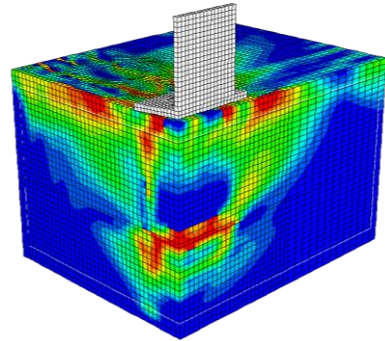
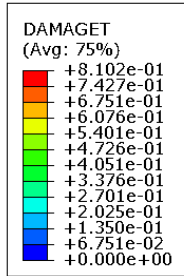
d)



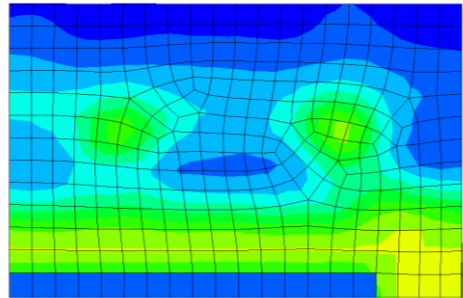
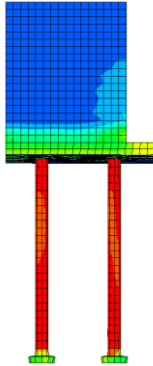
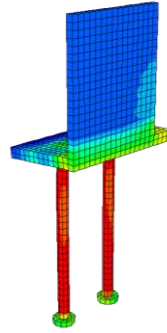
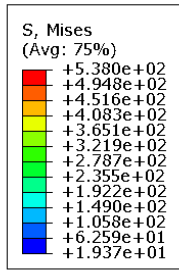
Versagensbilder (P2-8)

Versagensbilder bei Höchstlast

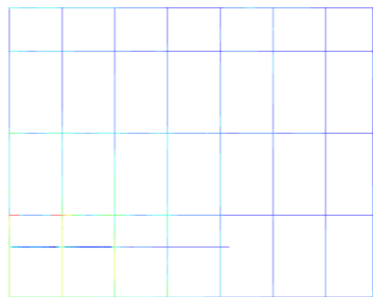
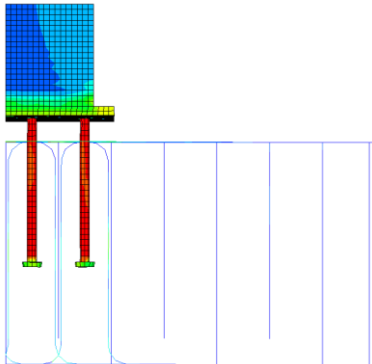
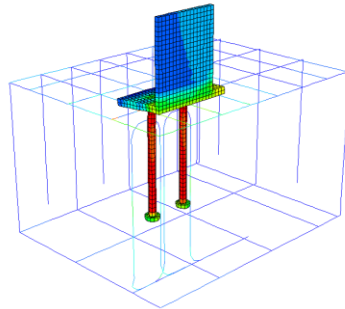
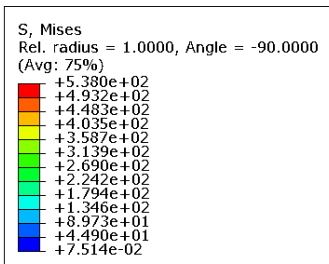
- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen



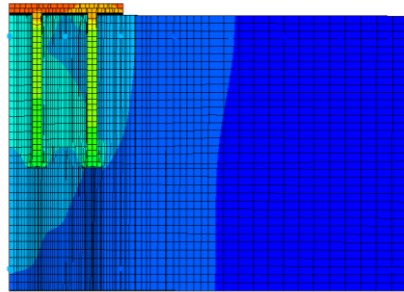
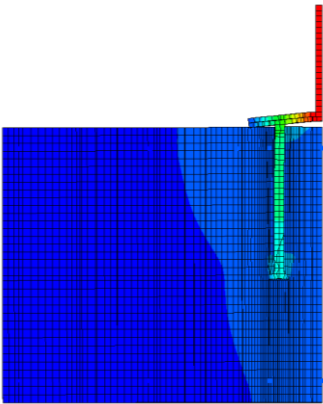
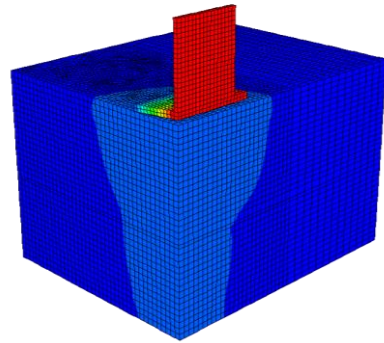
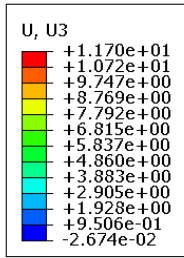
b)



c)



d)

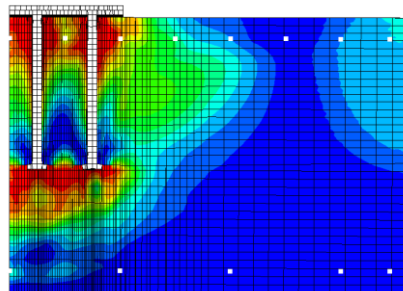
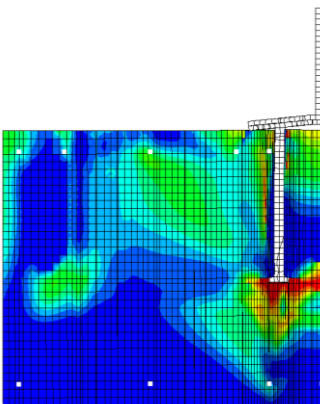
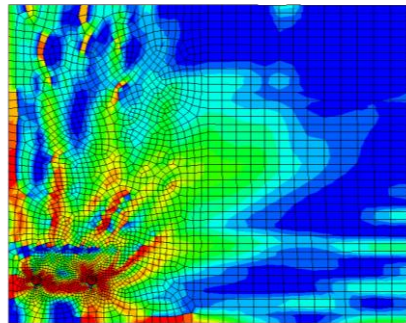
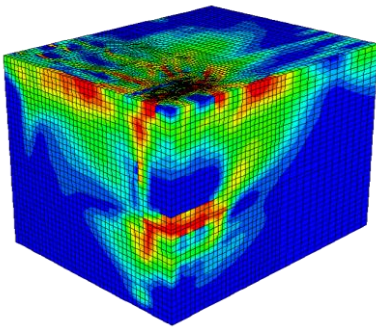
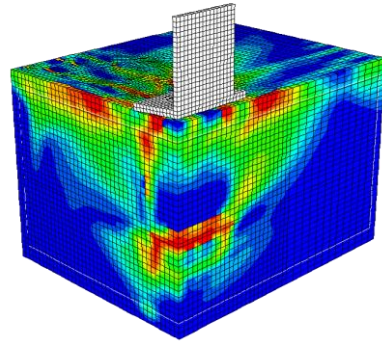
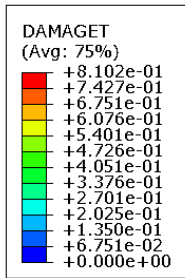


Versagensbilder (P2-9)

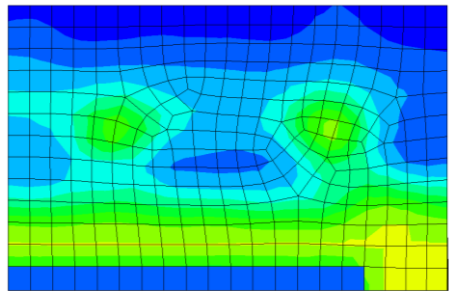
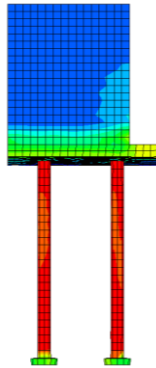
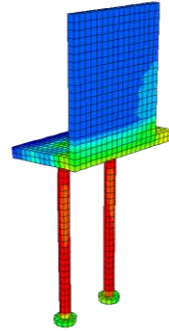
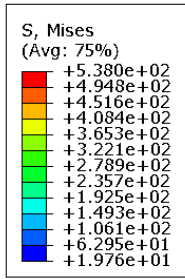
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
 b) Vergleichsspannungen Ankerplatte d) Verschiebungen

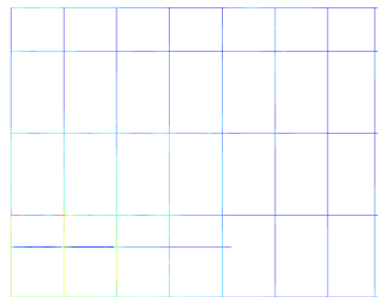
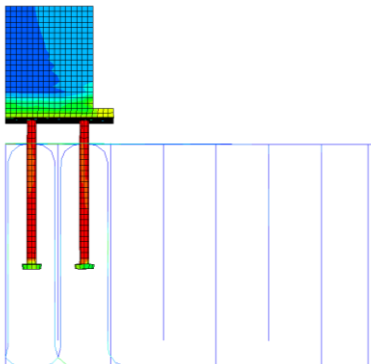
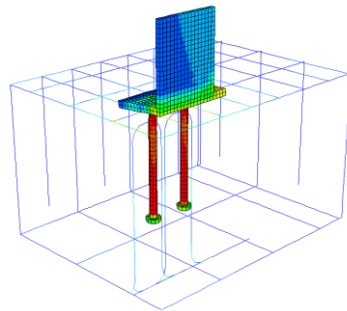
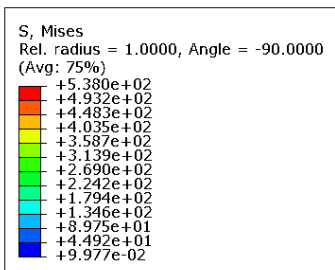
a)



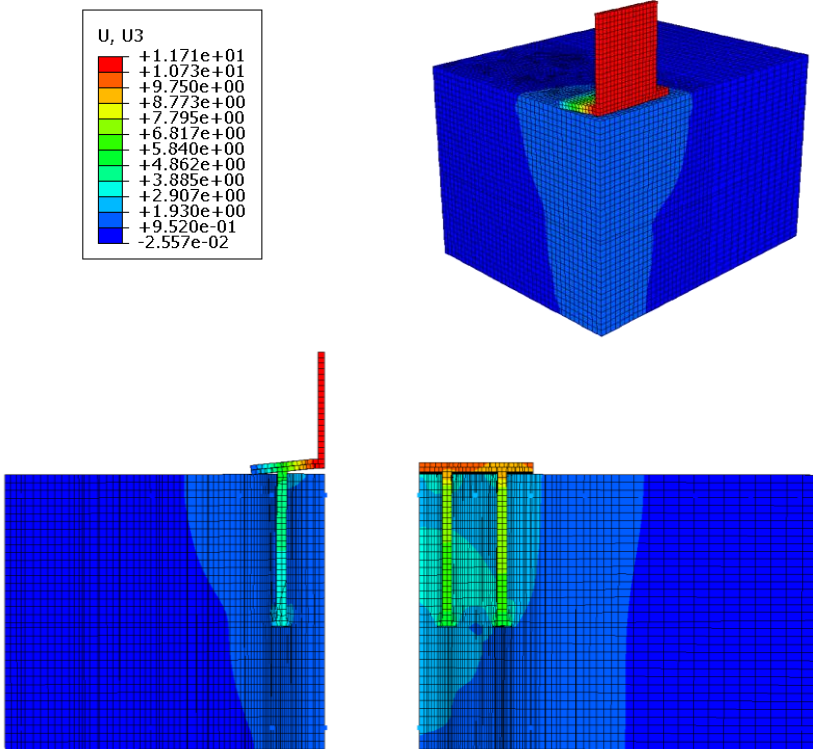
b)



c)



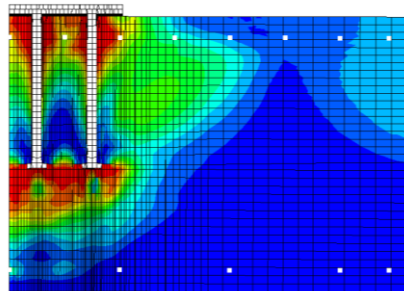
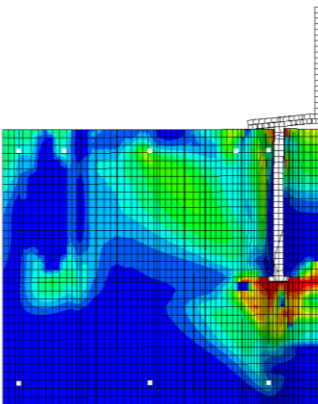
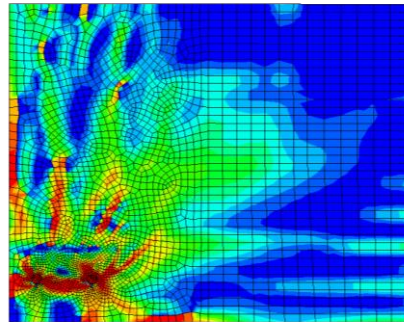
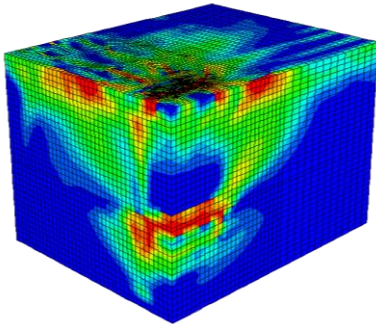
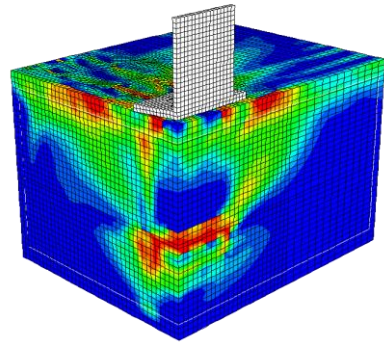
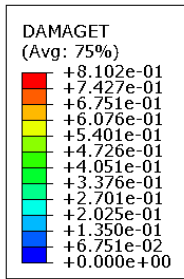
d)



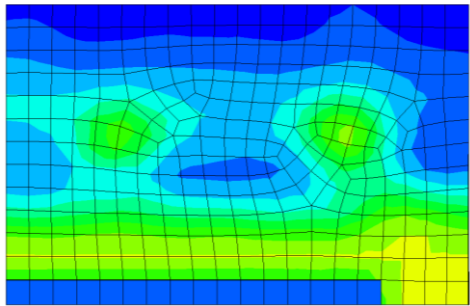
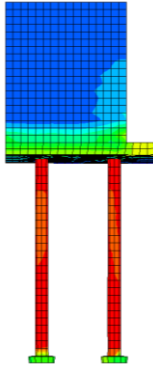
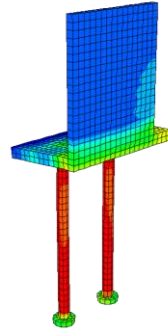
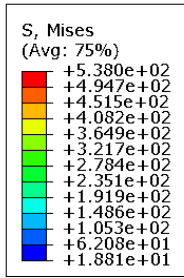
Versagensbilder (P3-8)

Versagensbilder bei Höchstlast

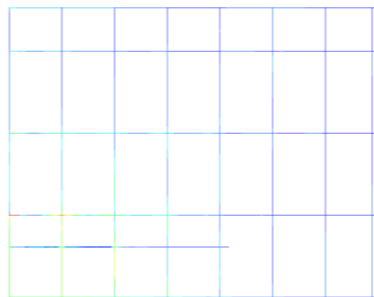
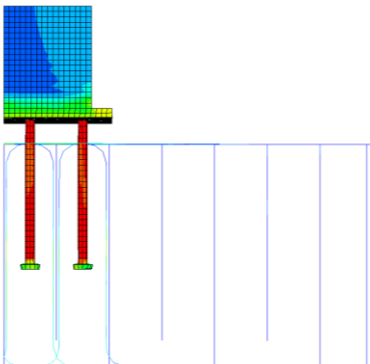
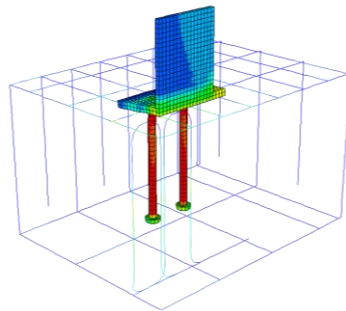
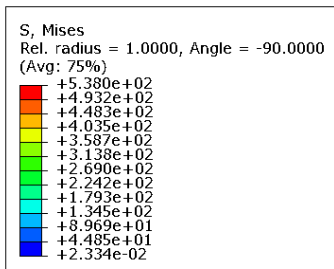
- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen



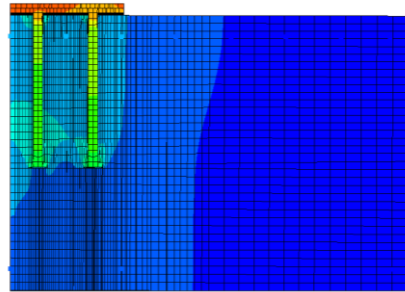
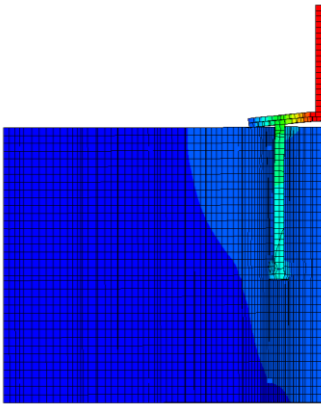
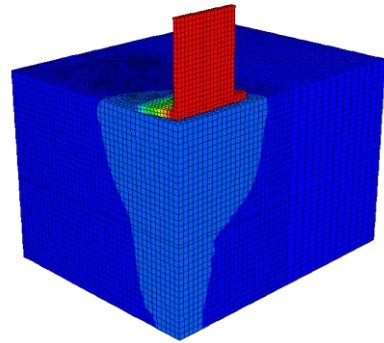
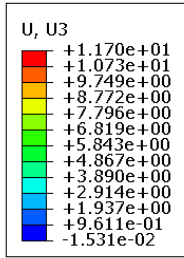
b)



c)



d)

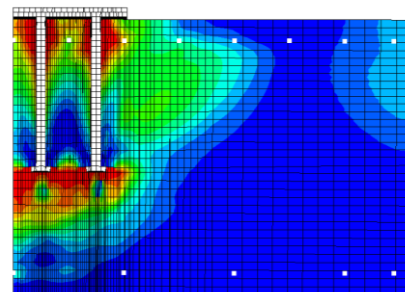
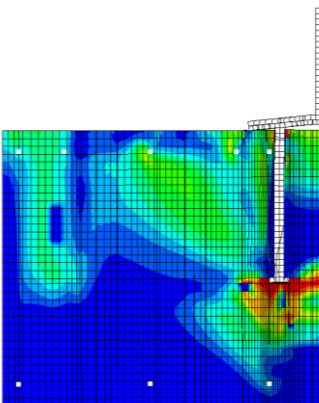
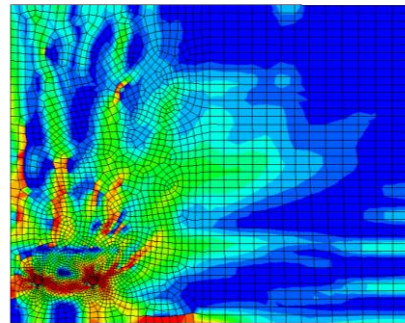
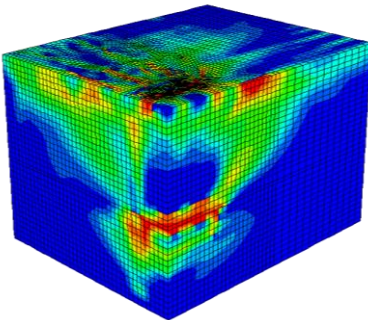
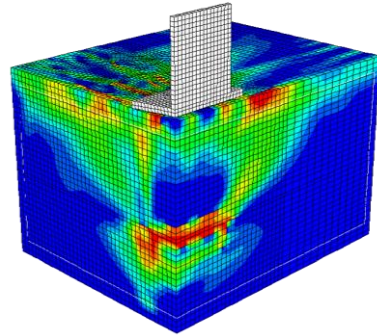
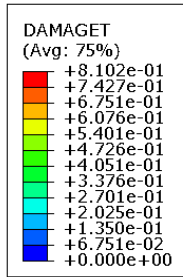


Versagensbilder (P3-9)

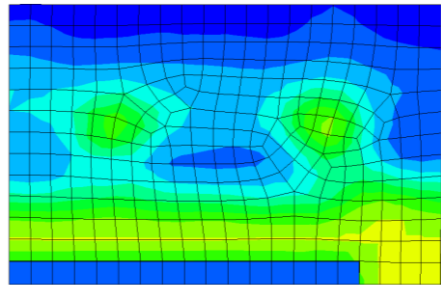
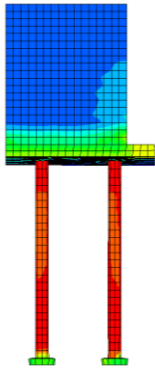
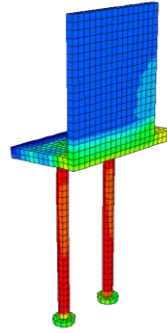
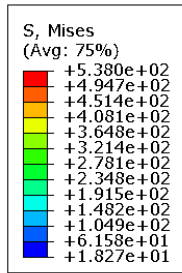
Versagensbilder bei Höchstlast

- a) Schädigung des Betons
- b) Vergleichsspannungen Ankerplatte
- c) Vergleichsspannungen Rückhängebewehrung
- d) Verschiebungen

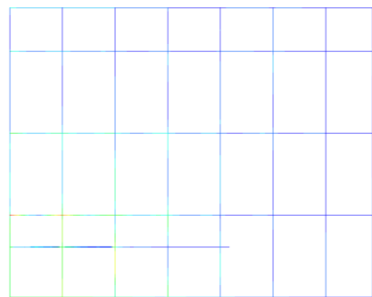
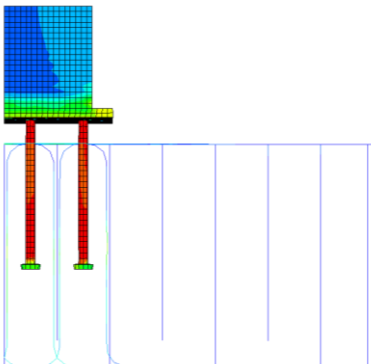
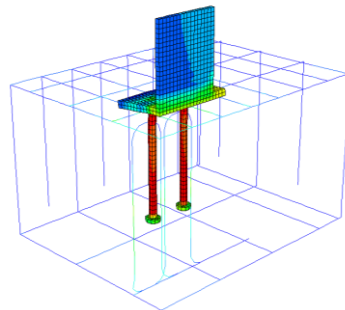
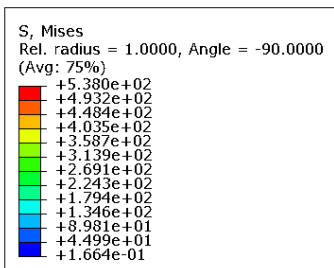
a)



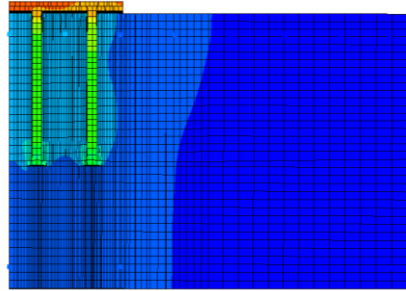
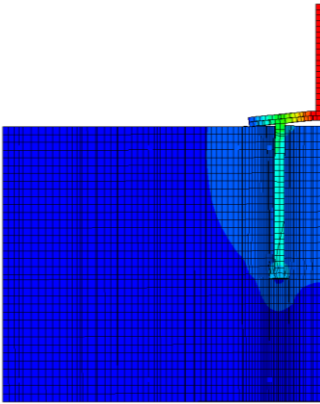
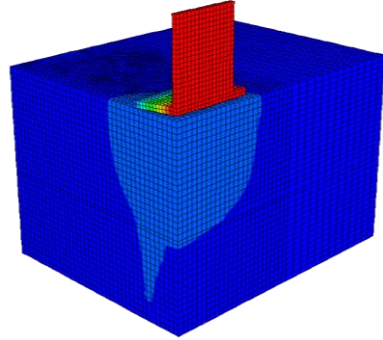
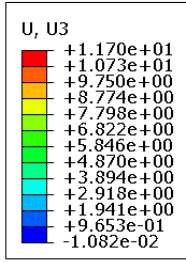
b)



c)



d)



Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Joachim Scholz
Staatsangehörigkeit: deutsch

Beruflicher Werdegang

seit 04/2023 Projektleiter im konstruktiven Ingenieurbau
bei Dr. Lüchinger + Meyer Bauingenieure AG,
Zürich (Schweiz)

01/2022 – 02/2023 Co-Bereichsleiter Brückenbau
bei Gerber + Partner Bauingenieure und Planer AG,
Windisch (Schweiz)

11/2016 – 12/2021 Projektleiter im Brücken- und konstruktiven Ingenieurbau
bei Gerber + Partner Bauingenieure und Planer AG,
Windisch (Schweiz)

09/2013 – 10/2016 Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Technischen Uni-
versität Kaiserslautern am Fachgebiet Stahlbau bei
Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz

Hochschulausbildung

04/2008 – 08/2013 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen
Universität Kaiserslautern;
Schwerpunkt: Stahlbau, Massivbau und Bauinformatik
Abschluss: Dipl. Ing.

Schulausbildung

07/2004 – 06/2007 Allgemeine Hochschulreife am Balthasar-Neumann-
Technikum in Trier