

# **Untersuchungen zum Tragverhalten von Ankerplatten mit Kopfbolzen zur Abtragung von Zug- und Querkräften**

**Jakob Ruopp**

**Mitteilungen**



# **Untersuchungen zum Tragverhalten von Ankerplatten mit Kopfbolzen zur Abtragung von Zug- und Querkräften**

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart  
zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)  
genehmigte Abhandlung

Vorgelegt von

**Jakob Ruopp**

aus Blaubeuren

Hauptberichterin: Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann

Tag der mündlichen Prüfung: 12.10.2020

Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart  
2020

**Mitteilung des Instituts für Konstruktion und Entwurf; Nr. 2020-3**

|             |   |
|-------------|---|
| Jakob Ruopp | Untersuchungen zum Tragverhalten von Ankerplatten mit<br>Kopfbolzen zur Abtragung von Zug- und Querkräften<br>Studies on the Load Carrying Behaviour of Anchor Plates with<br>Headed Studs for Normal and Shear Loads |
| Herausgeber | Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann<br>Pfaffenwaldring 7<br>70569 Stuttgart<br>Telefon: (0711) 685 69245<br>Telefax: (0711) 685 66236  |
| Redaktion   | Simon Mönch   |

**D 93**

© Institut für Konstruktion und Entwurf; Stuttgart 2020

Alle Rechte vorbehalten

ISSN 1439-3751

## VORWORT

Die vorliegende Dissertation ist während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart entstanden.

Frau Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann gilt mein Dank für die Ermöglichung der Arbeit und die Übernahme des Hauptberichts. Bei Herrn Prof. Jan Hofmann bedanke ich mich für die Übernahme des Mitberichts und das Interesse an der Arbeit.

Die Arbeit ist auf Grundlage von Forschungsvorhaben entstanden, die durch den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DAST) ermöglicht wurden und über den Arbeitsausschuss Verbundbau begleitet wurden. Dem projektbegleitenden Ausschuss bin ich für die wertvollen Diskussionen dankbar.

Meinen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen danke ich für die Abwechslung und schönen Momente am Institut. Besonderer Dank gilt Herrn Oliver Schneider und den Mitarbeitern der MPA Stuttgart für die Versuchsvorbereitung und Durchführung.

Den Verfassern der von mir betreuten Abschlussarbeiten und den wissenschaftlichen Hilfskräfte danke ich für die Unterstützung bei den experimentellen und numerischen Untersuchungen.

Meinen Eltern, Geschwistern und Rebecca verdanke ich mehr, als ich mit Worten ausdrücken kann.



## **EIGENSTÄNDIGKEITSERKLÄRUNG**

Ich erkläre, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt habe. Alle Stellen der Arbeit, die wörtlich oder sinngemäß aus Veröffentlichungen oder aus anderweitigen Äußerungen entnommen wurden, sind als solche gekennzeichnet.

Stuttgart, im Juni 2020



## KURZDARSTELLUNG

Tragkonstruktionen in der Stahl- und Verbundbauweise müssen in der Regel an Massivbauteile angeschlossen werden. Praktische Anwendungsbeispiele sind z.B. Stützenfuß- oder Trägeranschlüsse. Der Entwurf und Nachweis des Schnittstellenbereichs zwischen Stahl und Beton stellt eine Herausforderung dar, da das Tragverhalten sowie die unterschiedlichen Materialeigenschaften der Werkstoffe berücksichtigt werden müssen. Anschlüsse zwischen Stahl und Beton können wirtschaftlich und mit vergleichsweise geringem Aufwand hergestellt werden, indem für die Verankerung im Beton Befestigungsmittel wie Kopfbolzen verwendet werden. Neuere Untersuchungen haben gezeigt, dass ein ganzheitlicher Nachweis der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton möglich ist, wenn die Versagensmechanismen auf der Seite des Betons in das Konzept der Komponentenmethode des Stahl- und Verbundbaus integriert werden. Dadurch ist ein wirtschaftlicher und zur reinen Massivbaulösung konkurrenzfähiger Nachweis möglich, da das Tragverhalten im Beton mit den Betonkomponenten erfasst wird und die Stahlkomponenten des Anschlusses zur Vermeidung eines Versagens im Beton beispielsweise mit Hilfe von langen Ankerschrauben nicht überdimensioniert werden müssen.

Die Tragfähigkeit des Anschlusses zwischen Stahl und Beton kann zudem wirksam gesteigert werden, indem das Tragverhalten der Bewehrung im Bereich des Massivbauteils berücksichtigt wird und dadurch die Widerstände der Betonkomponenten deutlich erhöht werden können. Mit der Anordnung der Bewehrung im Bereich der Befestigungsmittel sind so Traglaststeigerungen möglich und es kann ferner bei einer geeigneten Auslegung der Bewehrung ein duktileres Tragverhalten der Anschlüsse erzielt werden.

Für die Einzelkomponenten im Bereich des Betons wurden in jüngerer Vergangenheit neuere, forschungsbasierte Ansätze entwickelt, mit denen das Tragverhalten der Befestigungsmittel wie Kopfbolzen in Kombination mit einer Rückhängebewehrung in Zusammenwirken mit dem Beton erfasst wird. Die Kombination dieser neueren Ansätze für die Betonkomponenten mit den Stahlkomponenten und die Validierung an praktischen Anschlusslösungen des Stahl- und Verbundbaus wurde bisher nur anhand einer geringen Anzahl an Untersuchungen gezeigt. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit konnte anhand von 45 eigenen Versuchen für unterschiedliche, praxisnahe Anschlusssituationen die Anwendung der neueren Modelle bestätigt werden.

Neben den Untersuchungen zum Einfluss der Bewehrung werden zudem Fragestellungen untersucht, die sich aus der praktischen Anwendung der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton ergeben. Die derzeitige Begrenzung auf eine 3-reihige Anordnung der Befestigungsmittel auf einer Ankerplatte ist bei der Übertragung von großen Kräften im Anschluss nicht mehr ausreichend, so dass Versuche an großen Ankerplatten unter Querlast mit einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung durchgeführt wurden. Anhand der Versuche zu den großen Ankerplatten und darauf aufbauenden numerischen Untersuchungen können offene Fragestellungen zur Lastverteilung beantwortet werden. Überdies wird der Einfluss der Steifigkeit der Ankerplatte auf das Tragverhalten des Anschlusses untersucht. Mit der Anordnung einer Rückhängebewehrung im Bereich der Kopfbolzen kann die Tragfähigkeit der Betonkomponenten erhöht werden und gezielt ein duktileres Tragverhalten der Ankerplatte erreicht werden.

Im Stahl- und Verbundbau müssen die Kräfte zudem häufig konzentriert in Massivbauteile eingeleitet werden. Anwendungsbeispiele sind Brückenlager und randnahe Stützenfußanschlüsse. In diesen Anwendungsbeispielen kann die bereits im Bauteil liegende Bewehrung wirksam zur Traglaststeigerung herangezogen werden, allerdings ergeben sich insbesondere bei einer Querbelastung zum Bauteilrand offene Fragestellungen, da im Anschluss Lastumlagerungen auf Grund des Betonversagens durch Betonkantenbruch möglich sind. Mit den in der Arbeit beschriebenen experimentellen und numerischen Untersuchungen kann die Lastverteilung dieser Anschlüsse erfasst werden.

Für die oben genannten Fragestellungen werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit analytische Nachweismodelle auf Grundlage der Komponentenmethode entwickelt. Neben den Untersuchungen zu den großen Ankerplatten und der konzentrierten Lasteinleitung im Bereich von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton wird an Untersuchungen zu randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Zug gezeigt, dass mit den neueren Modellen für die Rückhängebewehrung geeignete mechanische Modelle vorhanden sind, mit denen ein Versagen wie das Herausziehen der Kopfbolzen nachgewiesen wird und die z.B. eine geeignete Alternative zu vorhandenen geometrischen Randbedingungen darstellen.

Ferner wird gezeigt, dass unter Berücksichtigung des vorhandenen Sicherheitskonzepts des Stahlbaus und der Befestigungstechnik die Anforderungen an das Bemessungsmodell nach *DIN EN 1990* erfüllt werden. Während eine normative Umsetzung der neuen Ansätze für die Betonkomponenten auch in Kombination mit der Rückhängebewehrung im Rahmen einer Öffnungsklausel in *prEN 1993-1-8* erfolgt ist, werden zudem weitere mögliche normative Vereinfachungen und Erweiterungen vorgeschlagen.

## SUMMARY

Steel and composite structures are normally connected to concrete constructions, for which column bases or beam-column joints are practical applications. The design and verification of steel-to-concrete joints is challenging, as the structural behaviour and the properties of the different materials have to be considered. An efficient and economic design of these joints is possible, if fasteners such as headed studs are used for the anchorage in concrete. Recent research has shown that a holistic approach for the design and verification of these joints is possible, if the failure mechanisms of the anchorage according to the fastening technology are integrated in the design concept of the component method for steel and composite structures.

An economic and in comparison to pure solid concrete structures competitive design of steel and composite structures is possible, as the load-carrying behaviour in the concrete part can be captured. Steel components such as long anchor rods within these joints do not have to be oversized to prevent concrete failure mechanisms. An efficient increase of the load carrying capacity of the steel-to-concrete joints can be reached, if the structural behaviour of the reinforcement in the concrete is considered and the resistances of the concrete components are strengthened. Under certain conditions relating to the design and the positioning of the reinforcement ductile behaviour within the steel-to-concrete joints can be reached beside the effect of increase in the load-carrying capacity.

Recently deformation based approaches have been developed for the single concrete components to capture the load-carrying behaviour within the concrete such as the load transfer of the supplementary reinforcement and the concrete. So far the combination of these newer approaches for the concrete components in addition with the steel components has only been validated by a limited number of tests for practical applications of general joints within steel and composite structures. In these studies 45 tests of different practical applications of steel-to-concrete joints were carried out and the implementation of the newer approaches for the concrete components within the design concept of these joints was confirmed.

Besides the investigations of the influence of the reinforcement on the load-carrying behaviour of the steel-to-concrete joints further issues were investigated that were deducted from practical applications of these joints. According to current standards, anchor plates with a maximum allowable number of only three rows of fasteners may be designed, which makes the transfer of higher loadings difficult. Therefore tests with large anchor plates under shear loading in combination with numerical studies were carried out and open questions with regard to the load distribution within the joint, considering also the stiffness

of the anchor plate itself, can be answered. By the strengthening of the concrete components with supplementary reinforcement, ductile load-carrying behaviour may be achieved based on the flexibility of the anchor plate.

In steel- and composite structures large forces have to be transferred often in a localized concentrated area by steel-to-concrete joints. Typical applications are bearing points of bridges, column bases or anchor plates on narrow reinforced concrete members such as columns or strip foundations. Within these applications the existing reinforcement may be considered efficiently, but the consideration of the contribution of the reinforcement is limited due to concrete edge failure mechanisms. Particularly conservative approaches are applied as the load distribution within these joints loaded perpendicular to the edge is uncertain. Based on the experimental and numerical investigations, questions on the load transfer of these applications can be answered.

Within the presented doctoral thesis, analytic models based on the component method for the practical applications given above are developed. Besides the investigations on large anchor plates and steel-to-concrete joints with concentrated loading; an analytic model for horizontally lying studs in composite girders is developed that enables the consideration of the reinforcement to prevent a concrete break-out of the headed studs as an alternative of the current geometric requirements given for these applications.

Furthermore, the design models for the steel-to-concrete joints given above are assessed by the criteria of *DIN EN 1990* based on the design concept of the guidelines given for steel- and composite structures. An implementation of the newer approaches for the supplementary reinforcement for standardization has partly been realized in the frame of opening clauses within *prEN 1993-1-8*. Additional proposals for simplification or completion of current rules are presented as well.



---

# INHALTSVERZEICHNIS

|   |            |
|---|------------|
| <b>VORWORT</b> .....  | <b>I</b>   |
| <b>EIGENSTÄNDIGKEITSERKLÄRUNG</b> .....   | <b>III</b> |
| <b>KURZDARSTELLUNG</b> .....  | <b>V</b>   |
| <b>SUMMARY</b> .....  | <b>VI</b>  |
| <b>INHALTSVERZEICHNIS</b> .....   | <b>IX</b>  |
| <b>FORMELZEICHEN</b> .....  | <b>XV</b>  |
| <b>1 EINLEITUNG</b> .....   | <b>1</b>   |
| 1.1 Allgemeines und Zielsetzung der Arbeit.....   | 1          |
| 1.2 Methodik und Aufbau der Arbeit .....  | 3          |
| 1.3 Fragestellungen und Abgrenzung.....   | 5          |
| <b>2 STAND DER FORSCHUNG UND TECHNIK</b> .....  | <b>7</b>   |
| 2.1 Allgemeines.....  | 7          |
| 2.2 Betonkomponenten als Teil des Nachweiskonzeptes nach DIN EN 1993-1-8 .....  | 7          |
| 2.2.1 Allgemeines .....   | 7          |
| 2.2.2 Untersuchungen nach Rybinski (2014).....  | 7          |
| 2.3 Nachweisverfahren für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton.....  | 8          |
| 2.3.1 Übersicht.....  | 8          |
| 2.3.2 Nachweisverfahren mit starrer Ankerplatte nach DIN EN 1992-4.....   | 9          |
| 2.3.3 Nachweisverfahren mit nachgiebiger Ankerplatte nach CEN/TR 17081 .....  | 12         |
| 2.3.4 Untersuchungen zur Abgrenzung des starren und nachgiebigen Tragverhaltens der<br>Ankerplatte bei Anschlüssen zwischen Stahl und Beton ..... | 15         |
| 2.4 Untersuchungen zum Tragverhalten der Betonkomponenten in Anschlüssen zwischen<br>Stahl und Beton .....  | 16         |
| 2.4.1 Allgemeines .....   | 16         |
| 2.4.2 Untersuchungen nach INFASO (2012) und Berger (2015) .....   | 17         |
| 2.5 Untersuchungen zum Tragverhalten von randnahen Ankerplatten .....   | 20         |
| 2.5.1 Allgemeines .....   | 20         |
| 2.5.2 Untersuchungen nach Hofmann (2004) .....  | 20         |
| 2.5.3 Untersuchungen nach Kuhlmann, Rybinski (2007).....  | 21         |
| 2.5.4 Untersuchungen nach Schmid (2009).....  | 22         |
| 2.5.5 Untersuchungen nach Fromknecht (2010).....  | 24         |
| 2.5.6 Untersuchungen nach Kuhlmann, Ozbolt (2013) .....   | 25         |

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| 2.5.7    | Untersuchungen nach Sharma u.a. (2017) .....   | 26        |
| 2.5.8    | Untersuchungen nach Schmidt (2017).....  | 27        |
| 2.6      | Zusammenfassung .....  | 28        |
| <b>3</b> | <b>UNTERSUCHUNGEN ZU RANDNAHEN ODER LIEGENDEN KOPFBOLZEN UNTER ZUGBEANSPRUCHUNG.....</b>   | <b>31</b> |
| 3.1      | Allgemeines.....   | 31        |
| 3.1.1    | Kenntnisstand zu randnahen oder liegenden Kopfbolzen unter Schubbeanspruchung ....   | 31        |
| 3.1.2    | Zielsetzung der Untersuchungen zu randnahen oder liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung.....  | 32        |
| 3.2      | Experimentelle Untersuchungen .....  | 33        |
| 3.2.1    | Allgemeines .....  | 33        |
| 3.2.2    | Versuchsparameter und Versuchsaufbau .....   | 33        |
| 3.2.3    | Versuchsergebnisse.....  | 34        |
| 3.3      | Numerische Untersuchungen .....  | 39        |
| 3.3.1    | Allgemeines .....  | 39        |
| 3.3.2    | Numerische Modellierung und Validierung des numerischen Modells.....   | 42        |
| 3.3.3    | Parameteruntersuchung zu randnahen liegenden Kopfbolzen zum Einfluss des Bewehrungsgrades und der Betonfestigkeit.....   | 46        |
| 3.4      | Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen zu randnahen oder liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung ..... | 51        |
| <b>4</b> | <b>UNTERSUCHUNGEN ZU GROßEN ANKERPLATTEN UNTER QUERKRAFTBEANSPRUCHUNG.....</b>   | <b>53</b> |
| 4.1      | Allgemeines.....   | 53        |
| 4.1.1    | Kenntnisstand zu Ankerplatten mit mehrreihiger Befestigungsmittelanordnung.....  | 53        |
| 4.1.2    | Zielsetzung der Untersuchungen zu großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung.....  | 54        |
| 4.2      | Experimentelle Untersuchungen .....  | 55        |
| 4.2.1    | Allgemeines .....  | 55        |
| 4.2.2    | Versuchsparameter.....   | 55        |
| 4.2.3    | Versuchsergebnisse.....  | 57        |
| 4.2.3.1  | Allgemeines.....   | 57        |
| 4.2.3.2  | Einfluss der Versuchsparameter auf die Höchstlasten und die Versagensmechanismen .....   | 58        |
| 4.2.3.3  | Normalkraftverteilung im Bereich des Anschlusses und Aktivierung der Kopfbolzen .....  | 62        |
| 4.3      | Numerische Untersuchungen .....  | 66        |
| 4.3.1    | Allgemeines .....  | 66        |

---

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 4.3.2    | Numerische Modellierung und Validierung .....   | 66         |
| 4.3.3    | Parameteruntersuchung.....  | 70         |
| 4.4      | Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen zu großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung .....                      | 78         |
| <b>5</b> | <b>UNTERSUCHUNGEN ZU ANSCHLÜSSEN ZWISCHEN STAHL UND BETON MIT KONZENTRIERTER LASTEINLEITUNG.....</b>  | <b>79</b>  |
| 5.1      | Allgemeines.....  | 79         |
| 5.1.1    | Kenntnisstand zu Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung .....  | 79         |
| 5.1.2    | Zielsetzung der Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung .....  | 80         |
| 5.2      | Experimentelle Untersuchungen .....   | 82         |
| 5.2.1    | Allgemeines .....   | 82         |
| 5.2.2    | Versuchsparameter.....  | 82         |
| 5.2.3    | Versuchsergebnisse.....   | 85         |
| 5.2.3.1  | Allgemeines.....  | 85         |
| 5.2.3.2  | Einfluss der Versuchsparameter auf die Höchstlasten und die Versagensmechanismen .....  | 87         |
| 5.2.3.3  | Aktivierung der Bewehrung und Lastverteilung innerhalb des Anschlusses .....  | 94         |
| 5.2.3.4  | Untersuchungen zum Tragverhalten der höherfesten Kopfbolzen .....   | 97         |
| 5.3      | Numerische Untersuchungen .....   | 99         |
| 5.3.1    | Allgemeines .....   | 99         |
| 5.3.2    | Numerische Modellierung .....   | 99         |
| 5.3.3    | Validierung des numerischen Modells.....  | 100        |
| 5.3.4    | Parameteruntersuchung.....  | 106        |
| 5.4      | Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung..... | 109        |
| <b>6</b> | <b>ENTWICKLUNG VON NACHWEISMODELLEN FÜR DIE ANSCHLÜSSE AUF GRUNDLAGE DER KOMPONENTENMETHODE .....</b>   | <b>111</b> |
| 6.1      | Allgemeines.....  | 111        |
| 6.2      | Widerstände der Einzelkomponenten der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton unter Normalkraftbeanspruchung .....  | 112        |
| 6.2.1    | Allgemeines .....   | 112        |
| 6.2.2    | T-Stummel und Verankerung unter Zugbeanspruchung.....   | 112        |
| 6.2.3    | Ankerplatte unter Druckbeanspruchung .....  | 116        |
| 6.2.4    | Herausziehen der Kopfbolzen.....  | 117        |
| 6.2.5    | Betonausbruch eines einzelnen Kopfbolzens sowie einer Gruppenbefestigung .....  | 118        |

---

|         |  |     |
|---------|--|-----|
| 6.2.6   | Versagen durch seitlichen Betonausbruch .....  | 119 |
| 6.2.7   | Spalten des Betons unter Zugbeanspruchung .....  | 120 |
| 6.2.8   | Stahl- und Verbundversagen der Bewehrung unter Zugbeanspruchung.....   | 121 |
| 6.2.9   | Berechnungsansatz bei gemeinsamen Lastabtrag von Bewehrung und Beton .....   | 122 |
| 6.2.10  | Betonausbruch zwischen der Bewehrung .....   | 123 |
| 6.3     | Widerstände der Einzelkomponenten der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton unter<br>Querkraftbeanspruchung .....  | 124 |
| 6.3.1   | Allgemeines .....  | 124 |
| 6.3.2   | Stahlversagen unter Querkraftbeanspruchung .....   | 124 |
| 6.3.3   | Betonversagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite .....  | 124 |
| 6.3.4   | Betonversagen durch Betonkantenbruch bei randnahen Befestigungen ohne<br>Rückhängebewehrung.....   | 125 |
| 6.3.5   | Berücksichtigung der Bewehrung bei Querkraftbeanspruchung bei randnahen<br>Befestigungen .....   | 127 |
| 6.4     | Interaktionsbedingungen bei kombinierter Zug- und Querkraftbeanspruchung .....   | 129 |
| 6.4.1   | Allgemeines .....  | 129 |
| 6.4.2   | Interaktionsbedingung für Beton- und Stahlversagensmechanismen .....   | 130 |
| 6.4.3   | Interaktionsbedingung bei Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung.....   | 130 |
| 6.5     | Analytische Modelle der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton.....   | 131 |
| 6.5.1   | Allgemeines .....  | 131 |
| 6.5.2   | Analytisches Modell für die randnahen oder liegenden Kopfbolzen unter<br>Zugbeanspruchung.....   | 131 |
| 6.5.2.1 | Allgemeines.....   | 131 |
| 6.5.2.2 | Analytisches Modell für randnahe oder liegende Kopfbolzen mit 4-reihiger<br>Kopfbolzenanordnung .....  | 132 |
| 6.5.2.3 | Validierung des analytischen Modells für randnahe oder liegende Kopfbolzen mit<br>4-reihiger Kopfbolzenanordnung an den Versuchsergebnissen und den<br>numerischen Parameteruntersuchungen ..... | 134 |
| 6.5.2.4 | Validierung des analytischen Modells für randnahe oder liegende Kopfbolzen mit<br>unbegrenzter linearer Kopfbolzenanordnung an den numerischen<br>Parameteruntersuchungen.....                   | 136 |
| 6.5.3   | Analytisches Modell für die großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung .....   | 137 |
| 6.5.3.1 | Allgemeines.....   | 137 |
| 6.5.3.2 | Herleitung des analytischen Modells und Annahmen zur Lastverteilung .....  | 138 |
| 6.5.3.3 | Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen und den<br>numerischen Parameteruntersuchungen .....   | 141 |
| 6.5.3.4 | Weiterführende Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten der Anschlüsse<br>mit großen Ankerplatten.....   | 145 |

---

|                 |   |            |
|-----------------|---|------------|
| 6.5.4           | Analytisches Modell für die Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung.....            | 146        |
| 6.5.4.1         | Allgemeines.....  | 146        |
| 6.5.4.2         | Herleitung des analytischen Modells und Annahmen zur Lastverteilung .....   | 146        |
| 6.5.4.3         | Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen und den numerischen Parameteruntersuchungen ..... | 154        |
| 6.6             | Verifikation der analytischen Modelle und Ableitung eines Bemessungsvorschlags .....                              | 158        |
| 6.7             | Abgrenzung der analytischen Modelle und Normenvorschlag .....   | 165        |
| 6.7.1           | Abgrenzung der analytischen Modelle .....   | 165        |
| 6.7.2           | Normenvorschläge und Bearbeitung vorhandener Regelungslücken .....  | 166        |
| <b>7</b>        | <b>ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....</b>  | <b>169</b> |
| 7.1             | Zusammenfassung.....  | 169        |
| 7.2             | Ausblick .....  | 171        |
| <b>8</b>        | <b>LITERATUR.....</b>   | <b>173</b> |
| <b>Anhang A</b> | <b>Versuchsdaten .....</b>  | <b>179</b> |
| A.1             | Allgemeines .....   | 179        |
| A.2             | Versuche zu randnahen oder liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung.....                                       | 180        |
| A.3             | Versuche zu großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung.....   | 186        |
| A.4             | Versuche zu Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung .....   | 200        |
| <b>Anhang B</b> | <b>Dokumentation der Parametereinstellungen und der Ergebnisse der numerischen Untersuchungen .....</b>           | <b>225</b> |
| B.1             | Allgemeines .....   | 225        |
| B.2             | Numerische Untersuchungen zu randnahen oder liegenden Kopfbolzen .....  | 225        |
| B.3             | Numerische Untersuchungen zu großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung.....                                | 227        |
| B.4             | Numerische Untersuchungen von Ankerplatten unter konzentrierter Lasteinleitung.....                               | 229        |
| <b>Anhang C</b> | <b>Einordnung der Bemessungswerte der analytischen Modelle .....</b>  | <b>231</b> |
| <b>Anhang D</b> | <b>Bemessungsbeispiele .....</b>  | <b>235</b> |
| D.1             | Bemessungsbeispiel zu randnahen oder liegenden Kopfbolzen .....   | 235        |
| D.2             | Bemessungsbeispiel zu Ankerplatten mit mehrreihiger Kopfbolzenanordnung.....                                      | 238        |
| D.3             | Bemessungsbeispiel von Ankerplatten unter konzentrierter Lasteinleitung .....                                     | 243        |



## FORMELZEICHEN

### Indizes

|    |  |
|----|--|
| ap | Ankerplatte  |
| b  | Verbundversagen  |
| c  | Betonversagen  |
| cb | Seitlicher Betonausbruch   |
| cp | Lastabgewandter Betonausbruch                                    |
| f  | Flansch  |
| g  | Gruppenversagen  |
| h  | Kopfbolzenreihe mit der höchsten Beanspruchung                   |
| i  | Kenngroße der Kopfbolzenreihe i                                  |
| k  | Charakteristische Kenngroße                                      |
| n  | n-te Kopfbolzen, Bewehrungsbügelreihe oder Probenanzahl          |
| re | Bewehrung  |
| s  | Stahlversagen  |
| u  | Traglastniveau der experimentellen oder numerischen Untersuchung |
| p  | Herausziehen   |
| E  | Einwirkung   |
| M  | Moment   |
| N  | Normalkraft  |
| R  | Widerstand   |
| Rd | Bemessungswert   |
| Rk | Charakteristischer Widerstand                                    |
| V  | Querkraft  |

### Geometrieparameter

|            |  |                    |
|------------|--|--------------------|
| $a_i$      | Abstand zwischen Zug- und Druckresultierenden und dem Fließgelenk bei einer nachgiebigen Ankerplatte | [mm]               |
| $a'_r$     | Wirksamer Randabstand der randnahen, liegenden Kopfbolzen  | [mm]               |
| b          | Breite des Versuchskörpers   | [mm]               |
| $b_{eff}$  | Wirksame Breite des T-Stummelflanschs auf Druck  | [mm <sup>2</sup> ] |
| c          | Ausbreitungsbreite im T-Stummel auf Druck  | [mm]               |
| $c_1$      | Randabstand in Belastungsrichtung  | [mm]               |
| $c_2$      | Randabstand quer zur Belastungsrichtung  | [mm]               |
| $c'_1$     | Modifizierter Randabstand bei mehrseitiger Berandung   | [mm]               |
| $c_{max}$  | Maximaler Abstand vom Befestigungsmittel zum Bauteilrand   | [mm]               |
| $c_{nom}$  | Betondeckung   | [mm]               |
| $c_{cr,N}$ | Charakteristischer Randabstand bei Zuglast   | [mm]               |
| $d_h$      | Durchmesser des Kopfbolzenkopfes   | [mm]               |
| $d_s$      | Durchmesser des Kopfbolzenschafts  | [mm]               |
| $d_{s,re}$ | Durchmesser der Bewehrung  | [mm]               |
| e          | Exzentrizität der Querkraft bis Oberkante des Betons   | [mm]               |

|              |  |                    |
|--------------|--|--------------------|
| $h$          | Höhe des Versuchskörpers   | [mm]               |
| $h_{ef}$     | Effektive Verankerungslänge der Kopfbolzen   | [mm]               |
| $h'_{ef}$    | Fiktive Verankerungslänge der Kopfbolzen auf Grund des Randeinflusses mehrerer Bauteilränder | [mm]               |
| $h_n$        | Gesamtlänge des Kopfbolzens  | [mm]               |
| $h_h$        | Höhe des Kopfbolzenkopfes  | [mm]               |
| $l$          | Länge des Versuchskörpers  | [mm]               |
| $l_a$        | Länge der Ankerplatte in y-Richtung  | [mm]               |
| $l_b$        | Länge der Ankerplatte in z-Richtung  | [mm]               |
| $l_{eff}$    | Wirksame Länge des T-Stummel-Flanschs auf Druck  | [mm <sup>2</sup> ] |
| $l_{eff,nc}$ | Wirksame Länge bei nicht kreisförmigen Fließmuster der Ankerplatte                           | [mm]               |
| $l_{eff,cp}$ | Wirksame Länge bei kreisförmigen Fließmuster der Ankerplatte                                 | [mm]               |
| $l_i$        | Abstand bis zum Punkt i  | [mm]               |
| $m$          | Abstand des Befestigungsmittels zum T-Stummel-Steg   | [mm]               |
| $n_{re}$     | Anzahl der wirksamen Bewehrungsschenkel je Kopfbolzen  | [-]                |
| $n_y$        | Anzahl der Kopfbolzen in y-Richtung  | [-]                |
| $n_z$        | Anzahl der Kopfbolzen in z-Richtung  | [-]                |
| $s$          | Abstand der Bewehrungsbügel bei randnahen, liegenden Kopfbolzen                              | [mm]               |
| $s_y; s_2$   | Achsabstand der Kopfbolzen in y-Richtung quer zur Belastungsrichtung                         | [mm]               |
| $s_z; s_1$   | Achsabstand der Kopfbolzen in z-Richtung in Belastungsrichtung                               | [mm]               |
| $s_{cr,N}$   | Charakteristischer Achsabstand bei Zuglast   | [mm]               |
| $t_i$        | Dicke des betrachteten Stahlbauteils   | [mm]               |
| $z$          | Innerer statischer Hebelarm  | [mm]               |
| $A_h$        | Pressungsfläche am Kopfbolzenkopf bei Herausziehen   | [mm <sup>2</sup> ] |
| $A_s$        | Querschnittsfläche des Kopfbolzens   | [mm <sup>2</sup> ] |
| $A_{s,re}$   | Querschnittsfläche der Bewehrung   | [mm <sup>2</sup> ] |
| $A_{c,N}$    | Flächenanteile der ideellen Ausbruchfläche bei Betonversagen                                 | [mm <sup>2</sup> ] |
| $A_{c,N}^0$  | Ideelle Ausbruchfläche eines Kopfbolzens   | [mm <sup>2</sup> ] |
| $I_y$        | Trägheitsmoment um die y-Achse   | [mm <sup>4</sup> ] |
| $L_b$        | Freie Dehnlänge des Befestigungsmittels, bei Kopfbolzen i.d.R. $L_b = h_{eff}$               | [mm]               |

### Einwirkungen und Widerstände des Komponentenmodells

|          |  |       |
|----------|--|-------|
| $B_t$    | Kleinster Widerstand bei Versagen des Befestigungsmittels, z.B. Stahlversagen der Kopfbolzen                             | [N]   |
| $e_n$    | Exzentrizität der resultierenden Normalkraft in Bezug auf den Schwerpunkt aller auf Zug beanspruchten Befestigungsmittel | [mm]  |
| $f_i$    | Verschiebungen im Bereich der Ankerplatte  | [mm]  |
| $k_c$    | Steifigkeit des Betons im Nachtraglastbereich  | [Nmm] |
| $m_{pl}$ | Plastische Momententragfähigkeit der Ankerplatte   | [Nmm] |
| $w_u$    | Verschiebung bei Höchstlast  | [mm]  |
| $x$      | Abstand auf der Betonoberfläche bei Betondruckstrebenbruch   | [mm]  |
| $x_c$    | Betondruckzonenhöhe  | [mm]  |
| $D_c$    | Einwirkende Druckkraft im Druckbereich der Ankerplatte   | [N]   |

|               |  |      |
|---------------|--|------|
| $D_u$         | Maximal aufnehmbare Druckkraft   | [N]  |
| $F_u$         | Höchstlast im Versuch  | [kN] |
| $F_{u,n}$     | Normierte Höchstlast   | [kN] |
| $N$           | Auf die Ankerplatte einwirkende Normalkraft  | [N]  |
| $N_i$         | Einwirkende Normalkraft in der Kopfbolzenreihe $i$   | [N]  |
| $N_{T,1,u}$   | Mittlerer Widerstand des T-Stummels bei Fließgelenkbildung in der Ankerplatte  | [N]  |
| $N_{T,1-2,u}$ | Mittlerer Widerstand des T-Stummels bei Fließen der Ankerplatte ohne Ausbildung von Abstützkräften                           | [N]  |
| $N_{T,2,u}$   | Mittlerer Widerstand des T-Stummels bei Fließen der Ankerplatte und Versagen in der Betonkomponente                          | [N]  |
| $N_{T,3,u}$   | Mittlerer Widerstand des T-Stummels bei starrer Ankerplatte mit Versagen im Bereich der Betonkomponente                      | [N]  |
| $N_{u,b,re}$  | Mittlerer Widerstand bei Verbundversagen der Bewehrung   | [N]  |
| $N_{u,c}^0$   | Mittlerer Widerstand eines Kopfbolzens bei Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch  | [N]  |
| $N_{u,c}$     | Mittlerer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen einer Gruppenbefestigung bei Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch | [N]  |
| $N_{u,cs}$    | Mittlerer Widerstand bei Betonausbruch zwischen der Bewehrung  | [N]  |
| $N_{u,i}$     | Widerstand unter Zug bei Erreichen der Höchstlast  | [N]  |
| $N_{u,p}$     | Mittlerer Widerstand der zugbeanspruchten Kopfbolzen bei Herausziehen unter Zuglast  | [N]  |
| $N_{u,re}$    | Mittlerer Widerstand unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens von Bewehrung und Beton                                      | [N]  |
| $N_{u,re1}$   | Mittlerer Widerstand bei Stahlversagen der Bewehrung bei gemeinsamer Tragwirkung mit dem Beton                               | [N]  |
| $N_{u,re2}$   | Mittlerer Widerstand bei Verbundversagen der Bewehrung bei gemeinsamer Tragwirkung mit dem Beton                             | [N]  |
| $N_{u,s,re}$  | Mittlerer Widerstand bei Stahlversagen der Bewehrung   | [N]  |
| $P_{Rd,L}$    | Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit bei randnahen, liegenden Kopfbolzen   | [N]  |
| $V$           | Einwirkende Querkraft auf die Ankerplatte  | [N]  |
| $V_i$         | Einwirkende Querkraft in der Kopfbolzenreihe $i$   | [N]  |
| $V_{u,b,re}$  | Mittlerer Widerstand bei Verbundversagen der Bewehrung   | [N]  |
| $V_{u,c}^0$   | Mittlerer Widerstand bei Betonkantenbruch eines Befestigungsmittels  | [N]  |
| $V_{u,cp}$    | Mittlerer Widerstand bei Betonversagen auf der lastabgewandten Seite   | [N]  |
| $V_{u,f}$     | Widerstand des Reibungsanteils im Druckbereich   | [N]  |
| $V_{u,i}$     | Widerstand gegen Versagen unter Querkraft bei Erreichen der Höchstlast   | [N]  |
| $V_{u,s,re}$  | Mittlerer Widerstand bei Stahlversagen der Bewehrung   | [N]  |
| $V_{u,s}$     | Mittlerer Widerstand bei Stahlversagen der Kopfbolzen unter Querkraftbelastung   | [N]  |
| $\alpha$      | Effektivitätsfaktor der Rückhängebewehrung oder Beiwert zur Berücksichtigung der Hakentragwirkung der Bewehrung              | [-]  |
| $\beta$       | Neigungswinkel des Betonausbruchs bei randnahen, liegenden Kopfbolzen  | [-]  |
| $\delta_f$    | Maßgebende Bruchverschiebung bei Stahl- oder Verbundversagen der Bewehrung   | [mm] |
| $\varepsilon$ | Dehnung im Beton   | [-]  |
| $\eta$        | Ausnutzungsgrad  | [-]  |

|               |   |                      |
|---------------|---|----------------------|
| $\mu$         | Reibungskoeffizient   | [-]                  |
| $\sigma$      | Spannung  | [N/mm <sup>2</sup> ] |
| $\varphi$     | Verhältniswert der Querkraft- zur Zugtragfähigkeit der Reihe i  | [-]                  |
| $\Psi_{A,N}$  | Beiwert für geometrischen Einflüsse von Achs- und Randabständen   | [-]                  |
| $\Psi_{ec,N}$ | Beiwert zur Berücksichtigung der Lastexzentrizität  | [-]                  |
| $\Psi_{f,V}$  | Beiwert zur Berücksichtigung der Einspannwirkung am Dübelkopf   | [-]                  |
| $\Psi_{h,V}$  | Beiwert, der berücksichtigt, dass der Widerstand gegen Betonkantenbruch nicht proportional zur Bauteildicke abnimmt | [-]                  |
| $\Psi_{M,N}$  | Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Druckzone auf Kopfbolzen unter Zug                                  | [-]                  |
| $\Psi_{re,N}$ | Schalenabplatzbeiwert zur Berücksichtigung einer dichten Bewehrungslage   | [-]                  |
| $\Psi_{re,V}$ | Beiwert, der den Einfluss der Lage der Bewehrung am Bauteilrand berücksichtigt                                      | [-]                  |
| $\Psi_{s,N}$  | Beiwert für die Störung der Spannungsverteilung im randnahen Bereich  | [-]                  |
| $\Psi_{supp}$ | Erhöhungsfaktor für Betonversagen zwischen der Rückhängebewehrung   | [-]                  |
| $\Psi_{s,V}$  | Beiwert, der den Einfluss der Störung des Spannungszustands im Beton durch die Bauteilränder erfasst                | [-]                  |

### Materialkenngrößen und Teilsicherheitsbeiwerte

|                  |   |                        |
|------------------|---|------------------------|
| $f_{b,k}$        | Charakteristische Verbundfestigkeit des Betons  | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $f_{ck}$         | Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons  | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $f_{cd}$         | Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons   | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $f_{c,m}$        | Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons   | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $f_{c,m,n}$      | Normierte Zylinderdruckfestigkeit des Betons  | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $f_{c,m,cube,i}$ | Mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons<br>(i = Kantenlänge des Betonwürfels i.d.R. 150 mm) | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $f_{ctm}$        | Mittlere Biegezugfestigkeit des Betons  | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $f_j$            | Grenzpressung in der Lagerfuge zwischen Ankerplatte und Beton                                 | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $f_u$            | Zugfestigkeit des Kopfbolzens auf Traglastniveau  | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $f_{uk}$         | Zugfestigkeit des Kopfbolzens / der Ankerplatte nach Norm                                     | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $f_{y,re}$       | Streckgrenze der Bewehrung  | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| A                | Bruchdehnung des Stahls   | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $E_a$            | Elastizitätsmodul des Befestigungsmittels   | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $E_c$            | Elastizitätsmodul des Betons  | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $G_f$            | Bruchenergie  | [Nmm/mm <sup>2</sup> ] |
| $K_V$            | Kerbschlagarbeit  | [J]                    |
| $R_{p0.2}$       | Streckgrenze des Stahls der Materialzugprobe  | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $R_m$            | Zugfestigkeit des Stahls der Materialzugprobe   | [N/mm <sup>2</sup> ]   |
| $\gamma_V$       | Teilsicherheitsbeiwert bei randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Längsschub                   | [-]                    |

### Sonstiges

|            |  |
|------------|--|
| DMS        | Dehnmessstreifen                       |
| KOBO       | Kopfbolzen                             |
| SD „XX/YY“ | Kopfbolzen „Durchmesser/Einbindelänge“ |

# 1 EINLEITUNG

## 1.1 Allgemeines und Zielsetzung der Arbeit

Der Anwendungsbereich von Anschlüssen im Stahl- und Verbundbau ist vielfältig, da unterschiedliche bauseitige Anforderungen beispielsweise zu gegebenen geometrischen Randbedingungen oder an die zu übertragenden Lasten gestellt werden. Insbesondere bei der Übertragung von großen Kräften, die von einfachen Anwendungen wie z.B. einem gelenkigen Querkraftanschluss eines Träger-Wand-Anschlusses bis hin zu Stützenfußanschlüssen mit kombinierter Beanspruchung durch Normal-, Querkkräfte und Momente reichen können, stellt der Anschlussbereich eine Herausforderung für den entwerfenden und bemessenden Ingenieur dar. Neben der Berücksichtigung von Versagensmechanismen und Materialeigenschaften müssen die Kräfte- und Steifigkeitsverhältnisse für einen sicheren Nachweis richtig abgeschätzt werden. Vereinfachend werden diese Anschlüsse in der Praxis auf Grund von mangelnder Erfahrung überdimensioniert, so dass ein Versagen im Bereich des Betons mit Hilfe von langen Ankerschrauben oder einbetonierten Profilen als lastverteilende Konstruktion im Beton ausgeschlossen wird (vgl. Bild 1-1). Auf diese Weise können allerdings kaum wirtschaftliche Anschlüsse realisiert werden und nicht selten wird das Tragwerk komplett in Massivbauweise ausgeführt, da Bauteile wie Fundamente oder aussteifende Kerne ohnehin in Beton hergestellt werden. Ein geeigneter Nachweis der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton ist auf Grundlage der Komponentenmethode möglich und die Versagensmechanismen im Bereich des Betons können so im Zusammenwirken mit den Stahlkomponenten berücksichtigt werden. Ansätze nach der Befestigungstechnik haben sich als vorteilhaft herausgestellt, da verschiedene Versagensmechanismen im Bereich des Betons erfasst werden können. Zudem können die Anschlüsse mit Hilfe der Befestigungsmittel fertigungstechnisch effizient hergestellt werden. Auf diese Weise ist es möglich, wirtschaftliche Mischkonstruktionen in Stahl- und Verbundbauweise zu realisieren. Zur Übertragung von hohen Kräften im Anschlussbereich kann eine Bewehrung auch bei der Verwendung von Befestigungsmitteln wie Kopfbolzen effizient eingesetzt werden und die Kräfte lassen sich über eine Rückhängebewehrung ins Bauteilinnere weiterleiten. Neuere Untersuchungen an Einzelkomponenten im Beton nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* haben gezeigt, dass unter bestimmten Voraussetzungen zudem Traglaststeigerungen dieser Anschlüsse möglich sind, wenn die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton rechnerisch angesetzt wird.

Zielsetzung der vorliegenden Arbeit ist es, die Anwendung dieser neueren Ansätze für Betonkomponenten bei Anschlüssen zwischen Stahl und Beton im Stahl- und Verbundbau mit z.T. großen Belastungen zu überprüfen. Neben einer gezielten Anordnung von zusätzlicher Rückhängebewehrung werden auch Anschlüsse untersucht, bei denen auf Grund der randnahen Anordnung eine Bewehrung im Bauteil ohnehin vorhanden ist (vgl. Bild 1-2), so dass diese rechnerisch berücksichtigt werden

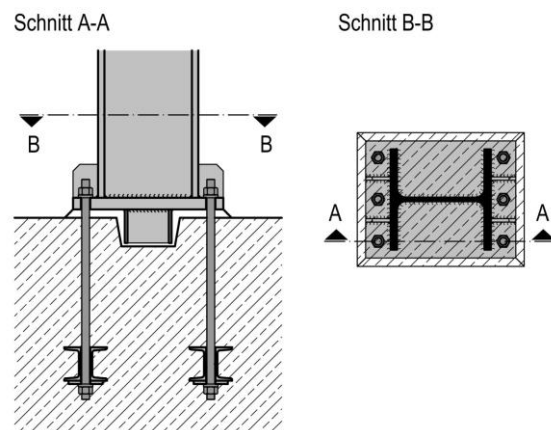


Bild 1-1: Momententragfähiger Anschluss mit Ankerschrauben nach Kuhlmann u.a. (2018a)

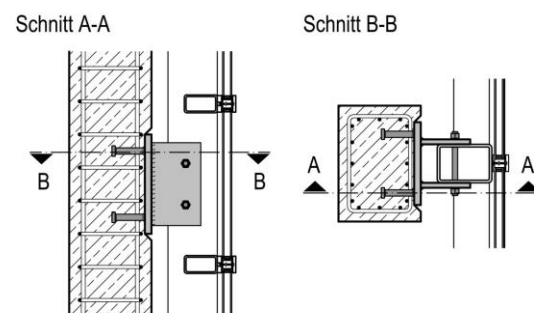


Bild 1-2: Fassadenanschluss an einer Betonstütze nach Kuhlmann u.a. (2018a)

kann. Für diese randnahen Anschlüsse ergeben sich zusätzliche Fragestellungen bezüglich der Lastverteilung im Anschluss durch das Schädigungsverhalten des Betons im randnahen Bereich und der damit verbundenen Lastumlagerungen. Anwendungsbeispiele sind konzentrierte Lasteinleitungen bei Brückenlagern über die z.B. bei Eisenbahnbrücken auf Grund der anzusetzenden Bremslasten hohe Querkräfte übertragen werden müssen sowie konzentrierte Lasteinleitungen im Bereich von Pfeilerköpfen (vgl. Bild 1-3). Über eine geeignete Bewehrungsführung können in diesen Beispielen die Tragfähigkeiten bei Querbelaugung zum Bauteilrand deutlich gesteigert werden.

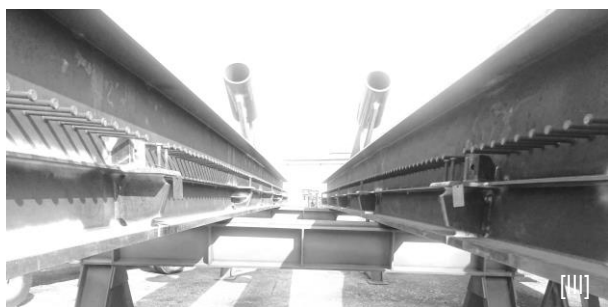


*Bild 1-3: Konzentrierte Lasteinleitungen an Pfeilerköpfen*

Zur Übertragung von großen Kräften, wie z.B. bei Anschlüssen zwischen Stahl und Beton im Kraftwerksbau, können Ankerplatten mit einer mehrreihigen Anordnung der Befestigungsmittel erforderlich sein (vgl. Bild 1-4). Für diese Anwendungsfälle müssen derzeit konservative Abschätzungen bezüglich der Lastverteilung im Anschluss getroffen werden, da die Kräfteverhältnisse auf Grund der mehrreihigen Dübelanordnung und der daraus resultierenden statischen Unbestimmtheit nicht eindeutig sind. Neben den Untersuchungen zur Traglaststeigerung durch eine Rückhängebewehrung auch bei den Anschlüssen mit großen Ankerplatten werden experimentelle und numerische Untersuchungen zur Lastverteilung in der Ankerplatte durchgeführt, die für die Entwicklung von analytischen Modellen erforderlich sind.



*Bild 1-4: Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit großen Ankerplatten in Stützen*



*Bild 1-5: Schrägseilbrücke mit liegenden Kopfbolzen an den Randträgern*

Verbundträger im Brückenbau mit einer randnahen, liegenden Anordnung der Kopfbolzen (vgl. Bild 1-5) können im Gegensatz zu einer stehenden Anordnung der Kopfbolzen mit filigranen Betonplatten ausgeführt werden. In der praktischen Anwendung ist es möglich, dass die liegenden Kopfbolzen z.B.

bei der Anordnung auf einem Randträger auf Zug beansprucht werden, so dass die Abschätzung der Tragfähigkeit auf Grundlage der Befestigungstechnik interessant ist. Mit Hilfe der Befestigungstechnik kann die Zugtragfähigkeit von Befestigungsmitteln im Beton über geeignete Modelle erfasst werden und die im Betongurt liegende Bewehrung kann i.d.R. effizient zur Traglaststeigerung mit einbezogen werden. Zur Vermeidung eines Betonausbruchs unter Zug werden derzeit geometrische Randbedingungen definiert, mit denen ein Betonversagen unter Zug vermieden werden soll. Diese geometrischen Randbedingung zur Vermeidung des Herausziehens der Kopfbolzen aus der Betonplatte führen allerdings häufig zu nicht praxistauglichen Kopfbolzenlängen, so dass die Vorteile der obergurtlosen Verbundträger mit liegenden Kopfbolzen nur begrenzt eingesetzt werden können. In der vorliegenden Arbeit soll überprüft werden, ob für die randnahen, liegenden Kopfbolzen ein rechnerischer Ansatz der Rückhängebewehrung nach den Regeln der Befestigungstechnik und neueren Erkenntnissen möglich ist.

Ziel ist es, einen Nachweis der oben dargestellten Anwendungen von Anschlüssen im Stahl- und Verbundbau auf Grundlage der Komponentenmethode und mit Hilfe von geeigneten analytischen Modellen zu entwickeln und zu validieren. Zudem werden die speziellen Eigenschaften der Anschlüsse wie Bewehrungsanordnung, Einfluss der Bauteilränder oder die Nachgiebigkeit der Ankerplatte berücksichtigt, es werden allerdings keine eigenständigen neuen Einzelkomponenten für diese Anschlüsse entwickelt. Für die Entwicklung dieser analytischen Modelle werden vorhandene Einzelkomponenten für die Versagensmechanismen im Stahl und Beton angewendet, deren Tragverhalten an Einzelversuchen bereits untersucht wurde.

## **1.2 Methodik und Aufbau der Arbeit**

In der vorliegenden Arbeit werden unterschiedliche praktische Anwendungsfälle aus dem Forschungsbereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton behandelt. Ziel der Untersuchungen ist die Entwicklung und Validierung von analytischen Nachweismodellen auf Grundlage der Komponentenmethode unter Berücksichtigung neuerer Ansätze für die Betonkomponenten. Die Modellentwicklung erfolgt auf Grundlage von experimentellen und numerischen Untersuchungen, mit Hilfe derer unterschiedliche Fragestellungen aufgegriffen und bewertet werden können. Dies umfasst z.B. den Einfluss der im Bauteil vorhandenen Bewehrung, den Einfluss von Bauteilrändern auf das Schädigungsverhalten im Bereich der Anschlüsse sowie die Lastverteilung unter Randeinflüssen und mehrreihiger Befestigungsmittelanordnung.

In *Kapitel 2* werden die für die Modellentwicklung notwendigen neueren Fragestellungen im Bereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton zusammenfassend dargestellt. Dies umfasst den derzeitigen Stand der Forschung und Technik zu möglichen Nachweismodellen für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton und die Annahmen zur Lastverteilung im Anschluss. Neben dem in der Befestigungstechnik gängigen elastischen Nachweiskonzept unter Annahme einer starren Ankerplatte mit einer linearen Kräfteverteilung im Anschluss wird u.a. das plastische Nachweiskonzept beschrieben, bei dem Lastumlagerungen im Anschluss unter Voraussetzung einer nachgiebigen Ankerplatte möglich sind. Zudem werden neuere Untersuchungen zu Fragestellungen dargestellt, die im Zusammenhang mit den in dieser Arbeit behandelten Problemstellungen aus der Praxis stehen. Dies betrifft Untersuchungen zur Lastverteilung von Ankerplatten mit einer mehrreihigen Befestigungsmittelanordnung sowie neuere Ansätze für randnahe Ankerplatte mit einer Querbewehrung zum Bauteilrand. Ferner werden die Ergebnisse von Forschungsvorhaben zum Einfluss der im Bauteil vorhandenen Bewehrung auf das Tragverhalten von Ankerplatten zusammengefasst.

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen zu den Fragestellungen aus der Praxis werden in den weiteren Kapiteln behandelt. In *Kapitel 3* werden Pilotuntersuchungen zum Forschungsvorhaben

*Kuhlmann, Stempniewski (2018)* zu randnahen, liegenden Kopfbolzen in Verbundträgern unter Zugbeanspruchung dargestellt. Neben den experimentellen Untersuchungen werden die Grundlagen zur Modellentwicklung der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton sowie die Validierung und die zusätzlichen Parameteruntersuchungen beschrieben. Im Rahmen der Untersuchungen wird der Einfluss der Bauteilränder und der Bewehrung auf das Tragverhalten der randnahen, liegenden Kopfbolzen gezielt ausgewertet und erläutert.

Im *Kapitel 4* werden die Untersuchungen zu großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung nach *Kurz u.a. (2016)* beschrieben. Ziel dieses Forschungsvorhabens war die Entwicklung von analytischen Bemessungsmodellen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau mit einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung. Es werden die wesentlichen Ergebnisse zu den Versuchen nach *Kuhlmann, Ruopp (2016)* dargestellt, die Grundlage für die Validierung der numerischen Modelle und die Entwicklung des analytischen Modells sind. Hier können Fragestellungen zur Lastverteilung bei einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung in Abhängigkeit von unterschiedlichen geometrischen Parametern erfasst werden. Während in den Versuchen die Normalkraftverteilung in den verschiedenen Reihen erfasst werden kann, können über die numerischen Untersuchungen Erkenntnisse zur Lastverteilung der Querkräfte gewonnen werden.

Im Stahl- und Verbundbau müssen Lasten häufig konzentriert in Massivbauteile eingeleitet werden. Anwendungsbeispiele aus der Praxis sind Lasteinleitungen im Bereich von Lagersockeln von Brückentragern, Stützenfußanschlüsse auf Betonsockeln sowie Anschlüsse zwischen Stahl und Beton im randnahen Bereich von Streifenfundamenten oder Stahlbetonunterzügen. Im Forschungsvorhaben *Kuhlmann, Ruopp (2019)* konnten experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt werden, deren wesentliche Ergebnisse im *Kapitel 5* zusammengefasst sind. Für die Herleitung eines analytischen Modells müssen Annahmen zur Lastverteilung getroffen werden, da durch Versagensmechanismen wie einen Betonkantenbruch, ausgehend von der randnahen Reihe, Lastumlagerungen im Anschluss berücksichtigt werden müssen.

Für die in *Kapitel 3 bis 5* untersuchten praktischen Anwendungsfälle werden in *Kapitel 6* analytische Modelle auf Grundlage der Komponentenmethode hergeleitet. Im Rahmen einer nachvollziehbaren Darstellung dieser Modelle werden die Einzelkomponenten unter Zug- und Querkraft zusammenfassend auf Traglastniveau angegeben. Vorhandene Modelle nach *DIN EN 1992-4* und *DIN EN 1993-1-8* werden um neuere Ansätze nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* erweitert. Für eine ausführliche Erläuterung der neueren Komponenten im Bereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton sei auf den Beitrag im Stahlbau-Kalender von *Kuhlmann u.a. (2018a)* verwiesen. Neben der Herleitung der Einzelkomponenten werden in *Kapitel 6* die analytischen Modelle für randnahe oder liegende Kopfbolzen, große Ankerplatten und konzentrierte Lasteinleitungen entwickelt. Die analytischen Modelle werden an den experimentellen und numerischen Untersuchungen validiert. Die Ableitung von Bemessungsmodellen für die Praxis erfolgt über eine Auswertung nach *DIN EN 1990*. Neben der Bewertung des vorhandenen Sicherheitskonzepts nach *DIN EN 1992-4* und *DIN EN 1993-1-8* werden in diesem Kapitel die Grundkomponenten auf Bemessungsniveau zusammenfassend beschrieben. Zudem gibt es eine Zusammenfassung der möglichen normativen Umsetzung der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit für *DIN EN 1992-4* und *DIN EN 1993-1-8*.

In *Kapitel 7* werden die Ergebnisse der Arbeit zusammenfassend dargestellt und weitere Fragestellungen, die sich aus den Untersuchungen ergeben, abgeleitet. Eine Auflistung der verwendeten Veröffentlichungen ist im Literaturverzeichnis angegeben. Die Versuchsergebnisse der experimentellen Untersuchungen zu *Kapitel 3 bis 5* werden in *Anhang A* dokumentiert. *Anhang B* beinhaltet die Parameterauswahl und Ergebnisse der durchgeführten numerischen Nachrechnungen von Versuchen und Parameter-

auswahl, mit Hilfe derer die Datenbasis der Versuchsergebnisse erweitert werden konnte. Bemessungsbeispiele für praktische Anwendungsfälle der in der Arbeit diskutierten Anschlüsse zwischen Stahl und Beton sind in *Anhang D* gegeben.

### 1.3 Fragestellungen und Abgrenzung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden analytische Modelle entwickelt, mit denen das Tragverhalten der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton abgeschätzt werden soll. Insbesondere im Hinblick auf die Aktivierung der Bewehrung im Beton ergeben sich Fragestellungen, die über den derzeitigen Stand der Technik hinausgehen.

In den Versuchen zu den randnahen, liegenden Kopfbolzen wird die Tragfähigkeit des Anschlussbereichs über die seitlichen Bauteilränder beeinflusst. Dadurch kann insbesondere unter Zugbeanspruchung nicht das gesamte Betonvolumen aktiviert werden und der Beitrag des Betons bei einem gemeinsamen Ansatz der Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton ist zu überprüfen. Neben den möglichen Traglaststeigerungen über die Berücksichtigung der im Bauteil vorhandenen Bewehrung sind über die neueren Betonkomponenten nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* weitere mögliche Versagensmechanismen im Anschlussbereich in Betracht zu ziehen, die bei der Herleitung der zum Teil konservativen geometrischen Randbedingungen für die randnahen, liegenden Kopfbolzen nach *Breuninger (2000)* noch nicht relevant waren.

Für die Übertragung von großen Kräften im Bereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton ist die nach *DIN EN 1992-4* zulässige 3-reihige Anordnung der Befestigungsmittel an randfernen Ankerplatten oft nicht ausreichend. Bei der Ausführung von Anschlüssen mit einer mehrreihigen Anordnung ergeben sich Fragestellungen bezüglich der Normal- und Querkraftverteilungen im Anschluss, die z.B. vor dem Hintergrund eines duktilen Tragverhaltens der Ankerplatte noch nicht durch experimentelle und numerische Untersuchungen erfasst wurden. Zudem müssen insbesondere bei diesen Anschlüssen Annahmen über die Steifigkeit der Ankerplatte getroffen werden, die einen Einfluss auf die Lastverteilung im Anschluss haben. Zwar sind für Ankerplatten mit mehrreihigen Befestigungsmitteln z.B. nach *Cook, Klingner (1989)* analytische Ansätze vorhanden, allerdings fehlen in diesen Ansätzen noch die Stahlkomponenten sowie die neueren Ansätze für eine mögliche Rückhängebewehrung. Vor allem bei der Anwendung von großen Ankerplatten kann mit Hilfe der Berücksichtigung dieser Komponenten ein duktiler Tragverhalten der sonst quasi-spröden Anschlüsse zwischen Stahl und Beton erreicht werden.

Beim Nachweis von konzentrierten Lasteinleitungen im Anschlussbereich zwischen Stahl und Beton müssen das Schädigungsverhalten im Beton im randnahen Bereich und die möglichen Lastumlagerungen im Anschluss berücksichtigt werden. Insbesondere bei zum Bauteilrand hin belasteten Anschlüssen finden Lastumlagerungen durch die Ausbildung des Betonkantenbruchs statt. In Untersuchungen nach *Schmid (2009)* und *Schmidt (2017)* konnten bereits Modelle entwickelt werden, mit denen Lastumlagerungen für Anwendungen mit Ankerschienen sowie die Aktivierung der Bewehrung berücksichtigt werden können, allerdings ergeben sich Fragestellungen bezüglich der Aktivierung der Bewehrung im randnahen Bereich unter kombinierter Zug- und Querkraft und den damit verbundenen Interaktionsbedingungen. Zudem lassen sich bei den Anschlüssen zwischen Stahl und Beton Reibungseffekte aktivieren, die zwar z.B. im Bereich von Stützenfüßen nach *DIN EN 1993-1-8* rechnerisch erfasst werden können, deren Ansatz nach den Regeln der Befestigungstechnik wie *DIN EN 1992-4* aber noch nicht zulässig ist. Insbesondere über die numerischen Untersuchungen können die Lastverteilung und die Aktivierung der Reibungskräfte im Anschluss abgeschätzt und Annahmen für die Modellentwicklung getroffen werden.

Für den Nachweis der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton sind die verschiedenen Sicherheitskonzepte des Stahl-, Verbund- und Massivbaus zu berücksichtigen. Für die Ableitung von praxistauglichen Bemessungsmodellen müssen diese Ansätze zusammengebracht werden und vorhandene Widersprüche, wie z.B. zum Reibungsanteil, aufgelöst werden. Im Rahmen der Arbeit soll überprüft werden, ob die

Anforderungen für die genannten Praxisbeispiele einer sicheren Bemessung nach *DIN EN 1990* erfüllt sind. Ebenso soll gezeigt werden, dass das Tragverhalten der dargestellten Anwendungsbeispiele mit Hilfe der Komponentenmethode erfasst wird. Für Anschlüsse mit von in der vorliegenden Arbeit abweichende Randbedingungen z.B. hinsichtlich der Geometrie- und Materialparameter sind weitere ggf. experimentelle Untersuchungen durchzuführen. Auf Grundlage der Modellentwicklung mit Hilfe der Komponentenmethode können auch weitere praktische Anwendungsfälle des Stahl- und Verbundbaus über die Zerlegung der Anschlüsse in ihre Einzelkomponenten erfasst werden, allerdings ist insbesondere hinsichtlich der Aktivierung der Bewehrung eine Abgrenzung erforderlich, die u.a. in Kapitel 6.7 definiert wird.

Alle Untersuchungen wurden mit Kopfbolzen durchgeführt. Zwar können die Ergebnisse auf weitere formschlüssige Befestigungsmittel, wie z.B. Hinterschnittdübel, übertragen werden, allerdings müssen dann ggf. weitere Versagensmechanismen über zusätzliche Einzelkomponenten oder Modifikationen der Einzelkomponenten berücksichtigt werden. In den Versuchen wurden neben herkömmlichen, normalfesten Materialien auch Untersuchungen mit höherfestem Beton und hochfestem Stahl durchgeführt. Den Darstellungen dieser experimentellen und numerischen Untersuchungen und Kapitel 6.7 kann der Gültigkeitsbereich der vorgeschlagenen Modelle entnommen werden. Die Versuche beschränken sich auf Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit einer einachsigen Quer- oder Normalkraftbeanspruchung. Auf Grund der exzentrischen Lasteinleitung der Querkraftanschlüsse erfolgt i.d.R. eine kombinierte Beanspruchung durch Zug- und Querkkräfte, so dass Interaktionsbedingungen anzusetzen sind.

Die analytischen Modelle der vorliegenden Arbeit werden für eine Abschätzung der Tragfähigkeiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit entwickelt. Für die Beurteilung des Tragverhaltens im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind insbesondere im randnahen Bereich weiterführende Überlegungen erforderlich. Hinweise zu möglichen Anforderungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wie z.B. die Rissgrößen werden in den Auswertungen der Versuche gegeben. Die analytischen Modelle werden unter Voraussetzung einer statischen Beanspruchung entwickelt. Bei der Anwendung der Modelle unter zyklischer Beanspruchung sind z.B. für Anforderungen bei Ermüdung weiterführende Überlegungen erforderlich, mit denen das Schädigungsverhalten der Komponenten unter zyklischen Einwirkungen berücksichtigt wird.

## 2 STAND DER FORSCHUNG UND TECHNIK

### 2.1 Allgemeines

Der Stand der Forschung und Technik zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton ist umfangreich und umfasst im Bereich der Befestigungstechnik sowie des Stahl- und Verbundbaus eine Vielzahl an Forschungsvorhaben und Dissertationen, die zu einem großen Teil bereits normativ umgesetzt wurden. Für die praktische Anwendung der in dieser Arbeit untersuchten Anschlüsse haben sich Fragestellungen ergeben, die außerhalb der Norm liegen und die bis jetzt nicht untersucht wurden.

Die Entwicklung geeigneter analytischer Modelle zum Nachweis der Tragfähigkeit für praktische Anwendungssituationen wie den randnahen, liegenden Kopfbolzen, den großen Ankerplatten und den Anschlüssen mit konzentrierten Lasteinleitungen erfordert Kenntnis in verschiedenen Forschungsbereichen der Befestigungstechnik sowie des Stahl- und Verbundbaus. Im Folgenden werden die für die Entwicklung des Nachweismodells relevanten Aspekte zum Stand der Forschung und Technik zusammenfassend dargestellt. Ergänzende Untersuchungen sowie z.B. die Grundlagen der Befestigungstechnik werden in *Eligehausen u.a. (2006)* umfassend behandelt.

### 2.2 Betonkomponenten als Teil des Nachweiskonzeptes nach DIN EN 1993-1-8

#### 2.2.1 Allgemeines

In der Baupraxis gibt es vielfältige Lösungen für den Schnittstellenbereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton. Hinsichtlich der statischen Beurteilung des Tragverhaltens reichen diese von biegesteifen Ausführungen über eine Einspannung beispielsweise in einem Köcherfundament bis hin zu gelenkigen Anschlüssen ohne nennenswerte Verankerung mit ausreichendem Rotationsvermögen. Neben den theoretisch gelenkigen und biegesteifen Anschlusslösungen sind auch für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton ähnlich wie für reine Stahlanschlüsse teiltragfähige Lösungen möglich, die auf Grundlage der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8* nachgewiesen werden können.

#### 2.2.2 Untersuchungen nach Rybinski (2014)

Untersuchungen nach *Rybinski (2014)* haben gezeigt, dass ein ganzheitliches Nachweiskonzept der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton möglich ist, wenn die Betonversagensmechanismen in das Schema der Komponentenmethode integriert werden. Auf Grundlage dieser Untersuchungen wurden hierfür bei der Überarbeitung der Eurocodes im Rahmen des Mandats *M/515* die normativen Grundlagen geschaffen, indem die Verknüpfungen zwischen den Regelungen des Stahl- und Massivbaus hergestellt wurden. Der Nachweis des Schnittstellenbereichs der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton kann so mit den Regelungen des Stahl- und Verbundbaus nach *DIN EN 1993-1-8* und *DIN EN 1994-1-1* sowie des Massivbaus nach *DIN EN 1992-4* durchgeführt werden. Auf der Seite der Verankerung des Anschlusses im Massivbauteil können Befestigungsmittel berücksichtigt werden, die im Anwendungsbereich der *DIN EN 1992-4* liegen und/oder eine entsprechende europäische Zulassung haben (European Assessment Document, EAD).

Auf Grundlage der Komponentenmethode nach *Tschammernegg u.a. (1997)* und *Jaspart (1991)* kann für die vorhandene Anschlusskonfiguration ein analytisches Modell entwickelt werden, indem der Anschluss in seine Grundkomponenten zerlegt wird. Die Grundkomponenten entsprechen den möglichen Versagensmechanismen, deren jeweiliges Tragverhalten über Lastverformungsbeziehungen beschrieben werden kann. Während für die Gesamtragfähigkeit des Anschlusses in der Regel die Komponente mit der geringsten Tragfähigkeit maßgebend ist, können für die Beschreibung des Gesamtragverhaltens die Last-Verformungsbeziehungen der Einzelkomponenten kombiniert werden. Dadurch ist es möglich, dass das Tragverhalten des Anschlusses über eine Momenten-Rotationsbeziehung in der Schnittgrößenbestimmung des Tragwerks berücksichtigt wird. Die Integration der Betonversagensmechanismen in

das Bemessungskonzept der Komponentenmethode und Validierung dieses Verfahrens an Anschlüsse zwischen Stahl und Beton ist umfassend in *Rybinski (2014)* dargestellt.

Die in der vorliegenden Arbeit behandelten Anschlüsse und die entwickelten analytischen Modelle bauen auf den Untersuchungen von *Rybinski (2014)* auf. Daher überschneiden sich Fragestellungen zu den in *Rybinski (2014)* untersuchten Anschlüssen mit den ab Kapitel 3 dargestellten Anschlüssen. Auf Grundlage der Anwendung des Komponentenverfahrens bei Ankerplattenanschlüssen wurden von *Rybinski (2014)* Versuche zu Anschlüssen im randnahen Bereich unter Zug- und Querlast durchgeführt und analytische Modelle abgeleitet. Neben den Versuchen mit einer starren Ankerplatte und linearer Verteilung der Lasten wurden zudem Versuche an Stützenfüßen mit dünnen, nachgiebigen Ankerplatten für die Anwendung plastischer Nachweiskonzepte durchgeführt.

Die Entwicklung von Nachweismodellen auf Grundlage der Komponentenmethode bei der die Betonkomponenten nach *DIN EN 1992-4* in Verbindung mit den Stahlkomponenten nach *DIN EN 1993-1-8* berücksichtigt werden ist eine Herangehensweise nach *Rybinski (2014)*, die in dieser Arbeit auch angewendet wird. Allerdings werden in der vorliegenden Arbeit weiterführende Fragestellungen wie die gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton sowie eine Querbewehrung der Ankerplatte in Richtung des Bauteilrandes untersucht. Für die Erweiterung der Untersuchungen zum plastischen Nachweiskonzept nach *CEN/TR 17081* werden Anschlüsse mit dünnen Ankerplatten verwendet, bei denen allerdings über eine mehrreihige Anordnung der Kopfbolzen und die gezielte Anordnung einer Rückhängebewehrung höhere Traglasten erreicht werden können.

## 2.3 Nachweisverfahren für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton

### 2.3.1 Übersicht

Für den Nachweis der Tragfähigkeit von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton können unterschiedliche Verfahren angewendet werden. In der Regel werden die auf den Anschluss einwirkenden Schnittgrößen über Gleichgewichtsbeziehungen in Reaktionskräfte auf der Ebene des Befestigungsmittels zerlegt und diese den Widerständen des Befestigungsmittels gegenübergestellt. Bei der Berechnung der Reaktionskräfte müssen Annahmen beispielsweise bezüglich der Lage aller vorhandenen Reaktionskräfte, der Steifigkeit der Ankerplatte sowie der möglichen Betonversagensmechanismen getroffen werden. Die verschiedenen für die vorliegende Arbeit relevanten Verfahren (vgl. Tabelle 2-1) unterscheiden sich hinsichtlich der Komplexität und führen i.d.R. auch zu unterschiedlichen Ergebnissen.

Tabelle 2-1: Mögliche Nachweisverfahren für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton

| Nr. | Verfahren   | Bemerkung   |
|-----|---|---|
| 1   | Nachweisverfahren mit starrer Ankerplatte             | Annahme einer starren, nicht nachgiebigen Ankerplatte mit linearer Verteilung der Zugbeanspruchung. Verfahren mit iterativer Berechnung der Druckzonenhöhe, z.B. <i>DIN EN 1992-4</i> .   |
| 2   | Nachweisverfahren mit nachgiebiger Ankerplatte        | Nachweisverfahren mit elastischem oder plastischem Tragverhalten der Ankerplatte. Berücksichtigung von Lastumlagerungen zwischen den Befestigungsmittelreihen auf Grund der Nachgiebigkeit der Ankerplatte und der Verschiebung des Druckpunktes, z.B. <i>CEN/TR 17081</i> in Verbindung mit <i>DIN EN 1993-1-8</i> . |
| 3   | Nachweis mit numerischer Modellierung der Ankerplatte | Numerische Modellierung der Ankerplatte mit Berücksichtigung z.B. einer elastischen Bettung der Ankerplatte. Modellierung der Befestigungsmittel über Federelemente oder Lagerungsbedingungen, z.B. <i>Krimpmann (2014)</i> .   |
| 4   | Vollständige numerische Modellierung des Anschlusses  | Modellierung des Gesamtanschlusses mit Berücksichtigung des lokalen Schädigungsverhaltens im Beton mit Hilfe eines geeigneten nichtlinearen, numerischen Berechnungsprogramms, z.B. <i>Ožbolt (1999a)</i> .   |

Die Wahl eines geeigneten Nachweisverfahrens für den jeweiligen Anwendungsfall ist entscheidend für die Abschätzung der Tragfähigkeit des Anschlusses. Zudem stellen alle Verfahren eine Vereinfachung

zur Abschätzung des realen Tragverhaltens der Anschlüsse dar, so dass deren Übertragung auf den jeweiligen Anwendungsfall über Versuche zu überprüfen ist, insbesondere wenn die vorgegebenen Anwendungsgrenzen überschritten werden. Beim Nachweis der Anschlüsse ergeben sich Fragestellungen bezüglich möglicher Lastumlagerungen, die durch die tatsächlich vorhandene Nachgiebigkeit der Befestigungsmittel und der Ankerplatte verursacht werden und sich je nach Anwendungsfall günstig oder ungünstig auf die Gesamttragfähigkeit des Anschlusses auswirken können.

Beim Nachweisverfahren nach *DIN EN 1992-4* wird bei der Berechnung der Tragfähigkeit des Gesamtanschlusses auf die Widerstände der Befestigungsmittel bei Einzel- oder Gruppenversagen zurückgegriffen. In Anschlüssen mit mehreren Befestigungsmittelreihen, die einen geringen Achsabstand haben, können sich z.B. die Widerstände gegenseitig beeinflussen, so dass neben dem Versagen des einzelnen Befestigungsmittels die gesamte Befestigungsmittelgruppe betrachtet werden muss. Teilweise werden diese Überlagerungen nach *DIN EN 1992-4* berücksichtigt, allerdings ergeben sich Fragestellungen insbesondere bei der rechnerischen Berücksichtigung der im Bauteil vorhandenen Bewehrung. Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen liefern einen Beitrag zu den derzeitigen Ansätzen und werden auch hinsichtlich der Lastverteilung und Kräfteverhältnisse im Anschluss ausgewertet.

Im Folgenden werden mit den Nachweisverfahren unter einer Annahme einer starren sowie einer nachgiebigen Ankerplatte die wesentlichen analytischen Ansätze der Befestigungstechnik dargestellt, da diese die Grundlage des vorgeschlagenen Bemessungsmodells in Kapitel 6 darstellen.

### 2.3.2 Nachweisverfahren mit starrer Ankerplatte nach DIN EN 1992-4

Die Annahme einer starren Ankerplatte mit einer linearen Lastverteilung nach *DIN EN 1992-4* ist das gängige Nachweismodell im Bereich der Befestigungstechnik zur Abschätzung der resultierenden Kräfte bei einer mehrreihigen Befestigungsmittelanordnung. Unter Voraussetzung einer ausreichend großen Steifigkeit der Ankerplatte können die auf den Anschluss einwirkenden Schnittgrößen linear zwischen den Dübelreihen verteilt werden (vgl. Bild 2-1). Jedoch darf sich die Ankerplatte nicht verformen und insbesondere im Druckbereich muss ein vollflächiger Kontakt zwischen Ankerplatte und Beton vorhanden sein. Bei der Annahme einer gleichmäßigen, linearen Lastverteilung zwischen den Reihen wird vorausgesetzt, dass alle Befestigungsmittel die gleiche Steifigkeit haben, die Ankerplatte ausreichend steif ist und über den Druckpunkt ausgehend vom Ankerplattenrand rotieren kann. Im Druckbereich ist die Nachgiebigkeit des Anschlusses von der Steifigkeit des Betons abhängig. Bei einer linearen Lastverteilung der Normalkräfte vergrößert sich die Zugkraftbeanspruchung in den Dübelreihen proportional zum Abstand zwischen der Reihe und dem Druckpunkt der Ankerplatte. Für die Abschätzung der Normalkraftbeanspruchung in den Kopfbolzenreihen ist i.d.R. eine iterative Berechnung erforderlich, bei der zunächst eine Annahme für die Druckzonenhöhe  $x_c$  getroffen werden muss. Diese Abschätzung ist in der weiteren Berechnung über ein horizontales oder vertikales Kräftegleichgewicht zu überprüfen. Für die Verteilung der Druckspannungen kann eine elastische Verteilung mit linearem Verlauf nach Bild 2-1 angenommen werden. In Anlehnung an den Massivbau nach *DIN EN 1992-1-1* sind alternative Ansätze wie dem Spannungsblock für den Druckbereich möglich, die aber i.d.R. bei Ankerplatten einen vernachlässigba-

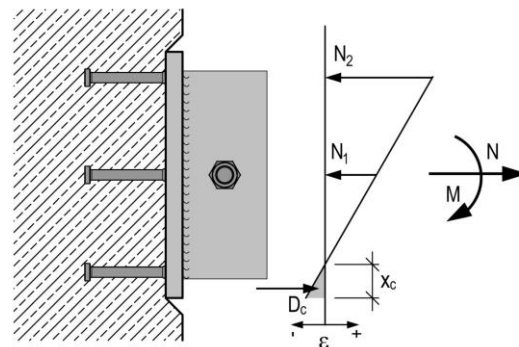


Bild 2-1: Elastische Spannungsverteilung für eine steife Ankerplatte nach Rybinski (2014)

ren Einfluss auf Grund der geringen Unterschiede zwischen den Ansätzen im inneren statischen Hebelarm haben. Die Querkraftverteilung erfolgt gleichmäßig zwischen den Reihen, da für alle Befestigungsmittel die gleiche Steifigkeit angesetzt wird.

Für den Berechnungsansatz unter Annahme einer starren Ankerplatte mit linearer Verteilung der Kräfte stellt der plastische Ansatz nach *CEN/TR 17081* in Verbindung mit *DIN EN 1993-1-8* eine Alternative dar. Zwar können auf Grund des nachgiebigen Tragverhaltens der Ankerplatte (vgl. Kapitel 2.3.3) und der Lastumlagerung z.B. die Widerstände im Zugbereich voll ausgenutzt werden, allerdings muss bei der Berechnung des inneren Hebelarms die Ankerplattensteifigkeit berücksichtigt werden. Während bei einer Berechnung mit starrer Ankerplatte die Druckzone im Bereich des Ankerplattenrandes angenommen wird, muss bei einer nachgiebigen Ankerplatte berücksichtigt werden, dass sich die resultierende Druckkraft zum Rand des Anbauteils hin verschiebt (vgl. Bild 2-3).

Im Rahmen eines vereinfachten Verfahrens nach *Pregartner (2009)* können die Normalkrafteinwirkungen in den Kopfbolzenreihen, die aus den Beanspruchungen der Ankerplatte durch Normal-, Querkraft und Biegemomente entstehen, nach Gleichung (2.2) mit Hilfe der Trägheitsmomente der Dübelreihen nach Gleichung (2.1) berechnet werden. Bei der Annahme einer starren Ankerplatte kann bei diesem Ansatz die maximale Normalkraftbeanspruchung bei einer mehrachsigen Biegebeanspruchung mit Hilfe der Trägheitsmomente berechnet werden. Auf Druck beanspruchte Dübelreihen werden bei diesem Nachweisverfahren nicht berücksichtigt. Für die Lage der Druckzone wird bei einer symmetrischen Anordnung der Reihen angenommen, dass diese im Bereich der auf Druck beanspruchten Dübelreihen liegt. Da bei einer starren Ankerplatte der Druckpunkt am Ankerplattenrand liegt, führt diese Annahme zu einer konservativen Abschätzung der Tragfähigkeit des Anschlusses, da der innere statische Hebelarm nach dem Ansatz nach Gleichung (2.2) kleiner abgeschätzt wird.

$$I_y = \sum_i z_i^2 \quad (2.1)$$

$$N_i = \frac{N}{n} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z_i \quad (2.2)$$

Mit:

|       |  |
|-------|--|
| $I_y$ | Trägheitsmoment um die y-Achse [cm <sup>4</sup> ]; |
| $z_i$ | Abstand des Kopfbolzens zur Bezugsachse [cm];      |
| $N_i$ | Einwirkende Normalkraft in Ankerreihe i [kN];      |
| $N$   | Einwirkende Normalkraft auf die Ankerplatte [kN];  |
| $M_y$ | Einwirkendes Moment auf die Ankerplatte [kNm];     |
| $n$   | Anzahl der Befestigungsmittel in der Reihe i [-].  |

Das Nachweiskonzept unter Annahme einer starren Ankerplatte ist in *DIN EN 1992-4* normativ festgelegt. Für die Anwendung dieses Verfahrens ist nach *DIN EN 1992-4* Voraussetzung, dass die Verformungen der Ankerplatte im Vergleich zu den Verschiebungen der Ankerplatte vernachlässigbar sind. Zur Einordnung des Tragverhaltens und zur Abschätzung der Verformungen im Bereich des Anschlusses werden keine weiterführenden Kriterien genannt. Diese Abgrenzung ist wichtig, da sich bei einer nachgiebigen Ankerplatte nach Kapitel 2.3.3 der Druckpunkt in Richtung Mitte der Ankerplatte verschiebt und auf Grund des geringeren inneren statischen Hebelarms die Momententragfähigkeit kleiner wird. Bei Anschlüssen mit zentrisch angeordneten Profilen kann unter Annahme der linearen Spannungsverteilung das Tragverhalten des Anschlusses ausreichend genau wiedergegeben werden.

Numerische Untersuchungen nach *Eligehausen, Fichtner (2003)* haben gezeigt, dass für exzentrisch angeschlossene Profile die Tragfähigkeit des Anschlusses überschätzt werden kann. Für den Nachweis von Betonversagen mit geringen Verformungen ist das Nachweiskonzept nach *DIN EN 1992-4* mit einer linearen Verteilung der Kräfte ausreichend genau, da i.d.R. auf Traglastniveau geringe Verformungen vorhanden sind. Bei der rechnerischen Berücksichtigung der Bewehrung im Massivbauteil können deutliche Traglaststeigerungen mit zusätzlichen Verformungen bei einem duktilen Tragverhalten der Bewehrung erreicht werden, so dass im Anschluss Lastumlagerungen zwischen den Dübelreihen möglich sind. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden die Ansätze für starre Ankerplatten mit einer linearen Lastverteilung überprüft und der Einfluss der Bewehrung bei der Modellbildung berücksichtigt. Für Anschlüsse mit einem nachgiebigen Tragverhalten der Ankerplatte werden die Anforderungen einer plastischen Bemessung nach Kapitel 2.3.3 überprüft und ggf. bei der Modellbildung angewendet.

Bei momentenbeanspruchten Anschlüssen wie den in dieser Arbeit behandelten Querkraftanschlüssen mit exzentrischer Lasteinleitung können auf Grund der Überlagerung der Kräfte im Zug- und Druckbereich auch bei einer linearen Lastverteilung der Normkräfte Traglaststeigerungen hervorgerufen werden. In Untersuchungen nach *Zhao (1993)* konnte für diese Überlagerungen ein Erhöhungsfaktor  $\psi_M$  hergeleitet werden, mit dem die Traglaststeigerungen erfasst werden können. Die Überlagerungen sind abhängig vom Abstand  $z$  der Zug- und Druckkräfte im Anschluss (vgl. Bild 2-2). Voraussetzung für die Berücksichtigung der Überlagerung ist ein geringer Abstand zwischen dem Zug- und dem Druckbereich. Ein modifizierter Ansatz zur Berücksichtigung der Traglaststeigerung wurde in *Fichtner (2011)* über den Erhöhungsfaktor  $\psi_M$  mit linearem Ansatz nach Gleichung (2.3) und hyperbolischem Ansatz nach Gleichung (2.4) hergeleitet. Für den Ansatz nach Gleichung (2.4), der in *DIN EN 1992-4* implementiert ist, wird eine steife Ankerplatte und ein ausreichend großer Randabstand vorausgesetzt.

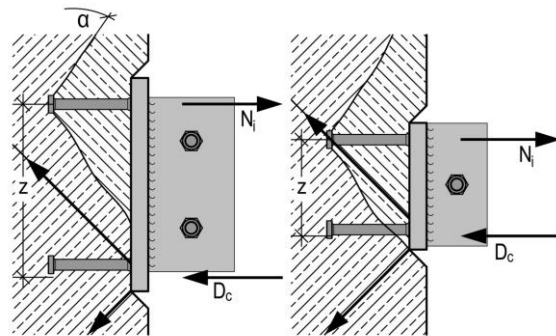


Bild 2-2: Einfluss des Abstands des Zug- und Druckbereichs nach *Zhao (1993)*

$$\psi_M = 2 - 0,67 \cdot \frac{z}{h_{ef}} \geq 1 \quad (2.3)$$

$$\psi_M = \frac{2,5}{1 + \frac{z}{h_{ef}}} \geq 1 \quad (2.4)$$

Mit:

$z$  Abstand zwischen der resultierenden Zug- und Druckkraft [mm];

$h_{ef}$  Effektive Verankerungslänge der Kopfbolzen [mm].

### 2.3.3 Nachweisverfahren mit nachgiebiger Ankerplatte nach CEN/TR 17081

Für den Nachweis nach Kapitel 2.3.2 mit einer starren Ankerplatte und linearer Lastverteilung sind vergleichsweise dicke Ankerplatten notwendig, wenn der Anschlussbereich nicht ohnehin über die Anbauteile ausreichend ausgesteift ist. Wirtschaftliche Anschlüsse sind mit den im Stahl- und Verbundbau üblichen Blechstärken von 10 bis 30 mm möglich, erfordern allerdings zusätzliche Überlegungen zum Tragverhalten der Ankerplatte hinsichtlich Nachgiebigkeit, Duktilität und den Kräfteverhältnissen im Anschluss. Im Rahmen der Erarbeitung der neuen *DIN EN 1992-4* wurde vom zuständigen Normenausschuss ein Technical Report *CEN/TR 17081* geschaffen, mit dem eine plastische Bemessung von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton möglich ist und mit dem die aus der Nachgiebigkeit der Ankerplatte resultierenden Lastumlagerungen wirksam berücksichtigt werden können.

Für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit mehreren Dübelreihen wurde in Untersuchungen nach *Cook, Klingner (1989)* ein plastisches Nachweiskonzept entwickelt, mit dem Umlagerungen zwischen den Reihen angesetzt werden können (vgl. Bild 2-3). In Abweichung zum elastischen Bemessungsansatz, bei dem die Verteilung der Zug- und der Querkräfte auf der Annahme beruht, dass alle Kopfbolzenreihen die gleiche Steifigkeit haben und die Beanspruchungen aus einer Querkraft daher gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt werden, sind bei einer plastischen Nachrechnung der Versuchsergebnisse für jedes Befestigungsmittel für die Belastungsstufen die jeweilige Interaktionsbeziehung zu prüfen.

Für nachgiebige Ankerplatten wird nach *Cook, Klingner (1989)* ein analytisches Bemessungsmodell vorgeschlagen, mit dem die Zugeinwirkungen auf die Dübelreihen über das Momentengleichgewicht um den Druckpunkt nach Gleichung (2.5) berechnet werden können (vgl. Bild 2-3). Es wird angenommen, dass die Befestigungsmittel im Zugbereich voll aktiviert werden und der Druckpunkt auf der Höhe des Flanschs des Anbauteils liegt. Die resultierende Druckbeanspruchung folgt aus dem horizontalen Kräftegleichgewicht nach Gleichung (2.6). Dieses Modell konnte auch bei Anschlüssen mit nachgiebiger Ankerplatte mit einer 2-reihigen Verbindungsmittelanordnung nach *Rybinski (2014)* für die Entwicklung von geeigneten Nachweismodellen angewendet werden (vgl. Kapitel 2.2.2).

$$N_1 \cdot z_1 + N_2 \cdot z_2 = V \cdot e \rightarrow N_{u,1} = N_{u,2} = N = \frac{V \cdot e}{z_1 + z_2} \quad (2.5)$$

$$N = \frac{V \cdot e}{\sum_{i=1}^n z_i} \rightarrow D_c = \sum_{i=1}^{n_a} N_n \quad (2.6)$$

Zur Berücksichtigung der Lastverteilung der Querlasten kann der aus der Druckkraft nach Gleichung (2.6) resultierende Reibungsanteil rechnerisch angesetzt werden. Für den Reibungsanteil kann ein Reibungskoeffizient nach Gleichung (6.8) angenommen werden. Der Querkraftanteil, der nicht über Reibung abgetragen werden kann, wird von der lastzugewandten Kopfbolzenreihe im Druckbereich aufgenommen. Ist der Widerstand in dieser Reihe nicht ausreichend, werden im Bemessungsmodell nach *Cook, Klingner (1989)* weitere Reihen zum Querkraftabtrag herangezogen. Sind diese eigentlich dem Zugkraftabtrag zugeordnet, wird die Anzahl der auf Zug beanspruchten Reihen reduziert. Dieser Berechnungsansatz mit Reduktion der Querkraftweininwirkung auf die Verankerung bei Berücksichtigung

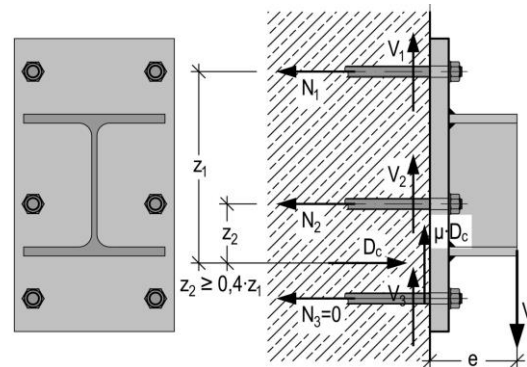


Bild 2-3: Ankerplatte unter exzentrischer Beanspruchung mit drei Dübelreihen nach *Cook, Klingner (1989)*

der Reibung entspricht dem Nachweismodell für Stützenfußanschlüsse nach *DIN EN 1993-1-8* bei dem der Reibungsanteil zwischen Fußplatte und Fundament zusammen mit der Schubtragfähigkeit der Ankerschrauben angesetzt werden darf. Für Querkraftanschlüsse zwischen Stahl und Beton konnte die Berücksichtigung des Reibungsanteils nach Kapitel 6.2.3 z.B. in *Rybinski (2014)* und *INFASO (2012)* bestätigt werden. Voraussetzung ist, dass für die möglichen Lastkombinationen ein Abheben der Ankerplatte verhindert wird und ein Kontakt zwischen Ankerplatte und Beton vorhanden ist.

$$V_3 = V - \mu \cdot D_c \quad (2.7)$$

Zur Nachrechnung der Widerstände auf Traglastniveau wird von *Cook, Klingner (1989)* ein Modell vorgeschlagen, bei dem die Ausnutzungsgrade der einzelnen Kopfbolzenreihen mitberücksichtigt werden und eine Zug- und Querkraftbeanspruchung der Reihen möglich ist. Ergebnis der Überlegungen von *Cook, Klingner (1989)* ist, dass die Exzentrizität der Lasteinleitung einen deutlichen Einfluss auf die Lastverteilung der Querkräfte innerhalb des Anschlusses hat. Für die Querkraftanschlüsse können drei unterschiedliche Bereiche für die Exzentrizität definiert werden. Im ersten Bereich ist die Exzentrizität so klein, dass die Befestigungsmittel im Druckbereich bis zur Querkrafttragfähigkeit beansprucht und die Querkräfte auf weitere Dübelreihen übertragen werden. In Abhängigkeit der geometrischen Randbedingungen kann die Bereichsgrenze bei kleiner Exzentrizität nach *Cook, Klingner (1989)* mit Gleichung (2.8) angegeben werden.

$$e_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n_a} z_i}{n_a \cdot \mu + \varphi} \quad (2.8)$$

Mit:

- $\mu$  Reibungskoeffizient;
- $n_a$  Anzahl der Befestigungsmittel in der Zugzone;
- $z_i$  Innerer statischer Hebelarm der Reihe  $i$ ;
- $\varphi$  Verhältniswert der Querkraft- zur Zugtragfähigkeit der Reihe  $i$ .

Im Übergangsbereich wird die Querkraft über den Reibungsanteil und die im Druckbereich liegenden Dübelreihen übertragen. In der Zugzone können die Befestigungsmittel voll auf Zug ausgenutzt werden. Im dritten Bereich sind die Exzentrizität und die Momentenbeanspruchung des Anschlusses so groß, dass die Querkraft vollständig über die Reibungsanteile übertragen werden kann. Die Exzentrizität ab der eine vollständige Kraftübertragung über Reibung möglich ist, kann mit Gleichung (2.9) berechnet werden.

$$e_2 = \frac{\sum_{i=1}^{n_a} z_i}{n \cdot \mu} \quad (2.9)$$

Bei einer ausreichend großen Exzentrizität im zweiten und dritten Bereich kann die Querkraft vollständig im Druckbereich übertragen werden. Bei einer geringen Exzentrizität muss bei der Berechnung der maximal möglichen Querlast zusätzlich die Zugbeanspruchung über Interaktionsbedingungen berücksichtigt werden. Im Zugbereich wird beim plastischen Nachweis Konzept angenommen, dass alle Reihen vollständig auf Zug beansprucht werden können. Nach *Cook, Klingner (1989)* muss hierfür ein Stahlversagen maßgebend und in allen zugbeanspruchten Reihen die Streckgrenze erreicht werden. Dies ist zutreffend, wenn die inneren Dübelreihen in einem Abstand größer als  $0,1 \cdot z_1$  liegen (vgl. Bild 2-3). Dabei wird für das am höchsten beanspruchte Befestigungsmittel nach *Cook, Klingner (1989)* eine Bruchdehnung von min. 10 % vorausgesetzt, so dass auch bei der Annahme einer starren Ankerplatte der maximale Widerstand in den inneren Dübelreihen mit einem Abstand größer als  $0,1 \cdot z_1$  erreicht wird.

In den Untersuchungen nach *Cook, Klingner (1989)* wird das Tragverhalten der nachgiebigen Ankerplatte durch die Reduktion des inneren statischen Hebelarms im Druckbereich berücksichtigt. Im Zugbereich können die Dübelreihen unter bestimmten Voraussetzungen wie den oben beschriebenen Mindestabständen zum Druckbereich bis zum Stahlversagen angesetzt werden. Offen bleiben in diesen Untersuchungen Fragestellungen zum Tragverhalten der Ankerplatte z.B. im Zugbereich. In diesem Bereich ist bei einer entsprechenden Auslegung des Anschlusses ein nachgiebiges Tragverhalten z.B. durch eine Fließgelenkbildung möglich, bei dem z.B. durch das Abheben der Ankerplatte zusätzliche Querkraftbeanspruchungen in lastabgewandten Dübelreihen möglich sind.

Im plastischen Bemessungsansatz nach *CEN/TR 17081* sind die oben beschriebenen Überlegungen normativ festgelegt. Voraussetzung für die Anwendung dieses plastischen Bemessungsansatzes ist, dass die Dübel aus einem duktilen Stahl mit einer ausreichenden Dehnfähigkeit hergestellt werden. Die Befestigungsmittel dürfen aus diesem Grund eine maximale Zugfestigkeit von  $f_{u,k} = 800 \text{ MPa}$  haben und das Verhältnis zwischen Zugfestigkeit und Streckgrenze darf nicht größer sein als  $f_{y,k}/f_{u,k} = 0,8$ . In Kombination mit zusätzlichen Anforderungen an die Mindestbruchdehnung und die erforderliche Mindestdehnlänge ist der Einsatz von nachträglichen Befestigungsmitteln eher ungeeignet. Mit normalfesten Kopfbolzen können diese Anforderungen bei einer ausreichenden Verankerungslänge i.d.R. eingehalten werden. Bei der plastischen Bemessung muss ein Stahlversagen der Zug- oder Querkraftkomponenten gegenüber einem Betonversagen maßgebend werden. Nach *CEN/TR 17081* darf daher der Widerstand bei Stahlversagen nach Gleichung (2.10) maximal das 0,7-fache des maßgebenden Betonversagensmechanismus nach Kapitel 6.6 wie z.B. Herausziehen betragen.

$$N_{Rk,s} \leq 0,7 \cdot \min[N_{Rk,p}; N_{Rk,s,re}; N_{Rk,b,re}] \text{ und } V_{Rk,s}^g \leq 0,7 \cdot V_{Rk,cp} \quad (2.10)$$

Mit:

- $N_{Rk,s}$  Widerstand bei Stahlversagen der Kopfbolzen unter Normalkraftbeanspruchung nach Tabelle 6-11;
- $N_{Rk,p}$  Widerstand bei Herausziehen der Kopfbolzen unter Normalkraftbeanspruchung nach Tabelle 6-11;
- $N_{Rk,s,re}$  Widerstand bei Stahlversagen der Bewehrung unter Normalkraftbeanspruchung nach Tabelle 6-11;
- $N_{Rk,b,re}$  Widerstand bei Verbundversagen der Bewehrung unter Normalkraftbeanspruchung nach Tabelle 6-11;
- $V_{Rk,s}^g$  Widerstand bei Stahlversagen unter Querkraftbeanspruchung nach Tabelle 6.12;
- $V_{Rk,cp}$  Widerstand bei lastabgewandtem Betonkantenbruch unter Querkraftbeanspruchung nach Tabelle 6.12.

Im Gegensatz zum Nachweiskonzept unter Annahme einer starren Ankerplatte nach Kapitel 2.3.2 können beim plastischen Bemessungsansatz die auf den Anschluss einwirkenden Kräfte ohne Berücksichtigung der Kompatibilitätsbedingungen zwischen den Reihen verteilt werden. Voraussetzung hierfür ist ein duktileres Versagen der Befestigungsmittel im Rahmen der oben beschriebenen Anforderungen. Vorteilhaft können im Zugbereich die Reihen bis zur vollen Stahltragfähigkeit ausgenutzt werden und der Abtrag der Querkräfte wird den Reihen im Druckbereich zugeordnet. Die Aktivierung von Reibungsanteilen ist im Unterschied zu *DIN EN 1993-1-8* nach *CEN/TR 17081* nicht vorgesehen und bei einer kombinierten Zug- und Querkraftbeanspruchung einzelner Reihen erfolgt ein Interaktionsnachweis nach Kapitel 6.4 mit dem Exponenten 1,0.

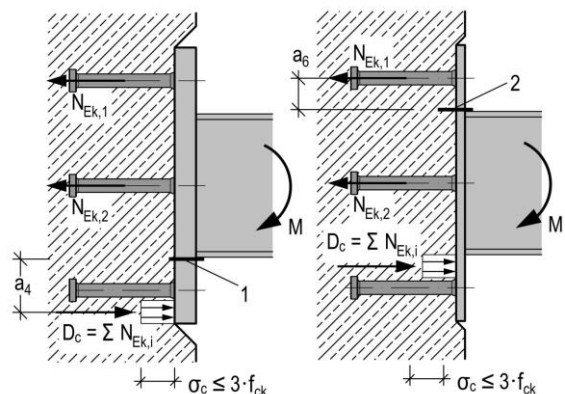


Bild 2-4: Lage der Druckkraft in Abhängigkeit der Ankerplattensteifigkeit

Zwar können bei der plastischen Bemessung die im Zugbereich liegenden Befestigungsmittel voll ausgenutzt werden, allerdings kann sich im Druckbereich auf Grund der Fließgelenkbildung der innere statische Hebelarm reduzieren, so dass eine geringere Tragfähigkeit des Anschlusses vorhanden ist. Nach *CEN/TR 17081* ist die Lage der Druckkraft im Anschluss über die Fließgelenkbildung im Querschnitt 1 nach Bild 2-4 zu überprüfen. Wird die Druckkraft im Bereich des Ankerplattenrands angenommen, darf auf der Ankerplattenoberseite maximal die Streckgrenze erreicht werden. Der Druckbereich wird vereinfachend mit einem rechteckigen Spannungsblock angenommen, bei dem auf Grundlage der Teilflächenpressung nach *DIN EN 1992-1-1* maximal der dreifache Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons angesetzt werden darf. Wird im Zugbereich auf der Ankerplattenoberseite im Querschnitt 2 (vgl. Bild 2-4) die Streckgrenze erreicht, so ist nach *DIN EN 1993-1-8* zu überprüfen, ob durch die Bildung von Abstützkräften eine zusätzliche Beanspruchung der Dübelreihen vorhanden ist. Nach *CEN/TR 17081* dürfen die Dübel im Zugbereich, die vom Druckbereich mindestens einen Abstand von  $0,4 \cdot z_1$  haben (vgl. Bild 2-4), angesetzt werden.

Der plastische Nachweis stellt eine Alternative zum elastischen Nachweiskonzept dar, bei dem auf Grund der Annahme zur Lastverteilung geeignete Abschätzungen getroffen werden müssen. Die Anwendung der plastischen Bemessung ist allerdings bisher auf Anschlüsse mit einer 3-reihigen Befestigungsmittelanordnung begrenzt und neuere Ansätze zum Einfluss des Tragverhaltens der Rückhängebewehrung in Kombination mit dem Beton (vgl. Kapitel 2.4) wurden noch nicht berücksichtigt. Dies ist besonders bei der plastischen Bemessung relevant, da dadurch die Betonkomponenten wirksam verstärkt werden können und ein Stahlversagen im Anschluss möglich ist. Weiterführende Untersuchungen zum nachgiebigen Tragverhalten von Anschlüssen mit einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung, bei denen diese Abhängigkeiten untersucht werden konnten, sind in Kapitel 4 beschrieben.

### 2.3.4 Untersuchungen zur Abgrenzung des starren und nachgiebigen Tragverhaltens der Ankerplatte bei Anschlüssen zwischen Stahl und Beton

Die Annahmen zur Lastverteilung der Normal- und Querkräfte sind wesentlich für die Traglastbestimmung des Anschlusses und müssen bei der Ableitung eines analytischen Modells für die jeweilige Anwendungssituation jeweils neu bewertet werden. Für die Anwendung des plastischen Nachweiskonzeptes nach *CEN/TR 17081* gelten die in Kapitel 2.3.3 beschriebenen Anforderungen bezüglich des nachgiebigen Tragverhaltens der Ankerplatte und z.B. der Lage der Druckkräfte. Für Nachweisverfahren mit einer linearen Lastverteilung zwischen den Reihen werden bisher in *DIN EN 1992-4* keine speziellen Anforderungen an die Ankerplattensteifigkeit gestellt, so dass diese nach den Regeln des Stahlbaus ggf. über zusätzliche Knaggen ausreichend steif auszulegen ist.

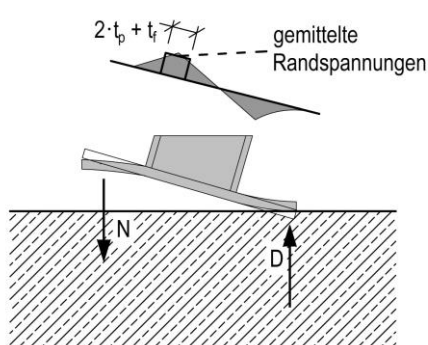


Bild 2-5: Spannungsbegrenzung in der Ankerplatte nach Mällée, Riemann (1990)

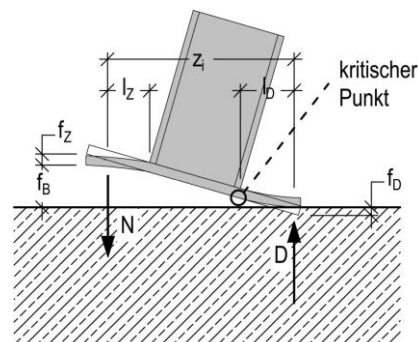


Bild 2-6:  $\alpha_s$ -Kriterium nach Fichtner (2011)

Beim Ansatz einer linearen Lastverteilung der Normalkräfte zwischen den Dübelreihen ist ein starres Tragverhalten der Ankerplatte erforderlich. In der Theorie wird angenommen, dass der Querschnitt der

Ankerplatte eben bleibt und die elastischen Verformungen keinen Einfluss auf das Tragverhalten haben. Auf Grundlage von numerischen Untersuchungen wird in *Mallée, Riemann (1990)* ein Kriterium für die maximal zulässigen Spannungen in der Ankerplatte hergeleitet, bis zu denen von einem Ebenbleiben der Querschnitte ausgegangen werden kann. Eine ausreichende Ankerplattensteifigkeit ist nach *Mallée, Riemann (1990)* vorhanden, wenn im Bereich der maximalen Momentenbeanspruchung der Ankerplatte eine über eine Länge von  $2 \cdot t_p + t_f$  (vgl. Bild 2-5) gemittelte Spannung kleiner als die Streckgrenze der Ankerplatte ist. Bei diesem Verfahren werden die Spannungen in der Ankerplatte begrenzt und die Umlagerung von lokalen Spannungsspitzen im Bereich des Anbauteils zugelassen. Vereinfachend können für die Berechnung der Spannungen in der Ankerplatte die resultierenden Zug- und Druckkräfte direkt am Ankerplattenrand angenommen werden.

In Erweiterung zur Spannungsbegrenzung nach *Mallée, Riemann (1990)* wird in *Fichtner (2011)* ein Verformungskriterium der Ankerplatte vorgeschlagen, das die Wechselwirkung zwischen Ankerplatte und Verankerungsgrund berücksichtigt. Für dieses Verformungskriterium wird in *Fichtner (2011)* ein kritischer Punkt (vgl. Bild 2-6) definiert. Wenn dieser Punkt auf Grund der Verformungen in der Ankerplatte und im Beton die Betonoberfläche berührt, verkürzt sich der innere Hebelarm der Ankerplatte und die Annahme einer linear-elastischen Lastverteilung ist nicht mehr zulässig. Unter Berücksichtigung der Verformungen der Befestigungsmittel, der Nachgiebigkeit der Ankerplatte im Zug- und Druckbereich wird ein  $\alpha_s$ -Kriterium nach Gleichung (2.11) vorgeschlagen, bis zu dem eine lineare Lastverteilung angenommen werden kann.

$$\alpha_s = \frac{f_D}{(f_B + f_Z) \cdot \frac{l_D}{z_i}} \leq 1,0 \quad (2.11)$$

Mit:

- $f_D$  Verformung der Ankerplatte im Druckbereich;
- $f_B$  Verschiebung der Dübelreihe im Zugbereich;
- $f_N$  Verformung der Ankerplatte im Zugbereich;
- $l_D$  Hebelarm der Druckkraft bis zum kritischen Punkt;
- $z_i$  Innerer statischer Hebelarm zwischen der Zug- und Druckkraftresultierenden.

Untersuchungen nach *Kuhlmann, Ruopp (2018b)* zum  $\alpha_s$ -Kriterium anhand den in Kapitel 4 beschriebenen Versuchen mit großen Ankerplatten mit starrem oder nachgiebigem Tragverhalten zeigen, dass tendenziell eine Einordnung über das Kriterium möglich ist. Für die Verschiebungen, insbesondere der auf Zug beanspruchten Befestigungsmittel, werden vereinfachende Annahmen getroffen, die jedoch die Steifigkeitsverhältnisse unterschiedlicher Parameter wie Einbindelänge oder Festigkeitskennwerte nicht berücksichtigen. Für eine realistische Einschätzung der Steifigkeitsverhältnisse im Anschluss und der Lastverteilungen muss neben den Verformungen in der Ankerplatte auch das Tragverhalten der Betonkomponenten ausreichend genau erfasst werden.

## 2.4 Untersuchungen zum Tragverhalten der Betonkomponenten in Anschlüssen zwischen Stahl und Beton

### 2.4.1 Allgemeines

Anschlüsse zwischen Stahl und Beton werden in der Regel in bewehrtem Beton ausgeführt, so dass die vorhandene Bewehrung zur Tragfähigkeit bei einem Betonversagen beiträgt. Während der Einfluss der quer zur Belastungsrichtung liegenden oberflächennahen Bewehrung auf Grund der geringen Biegesteifigkeit der Bewehrung eher als gering einzuschätzen ist, kann mit einer Rückhängebewehrung, die in Belastungsrichtung ausgerichtet ist, die Tragfähigkeit effizient gesteigert werden (vgl. Bild 2-7). Insbe-

sondere in Massivbauteilen mit Randeinfluss wie Stützen, Streifenfundamenten, Platten oder Lasteinleitungsbereichen, wie beispielsweise Brückenlagern, sind Traglaststeigerungen möglich und es kann sogar bei einer geeigneten Dimensionierung der einzelnen Betonkomponenten, wie Bewehrungsdurchmesser, Betonfestigkeit und Verankerungslänge, über das Stahlversagen der Rückhängebewehrung ein duktileres Tragverhalten der Betonkomponenten erzielt werden (vgl. Bild 2-8).

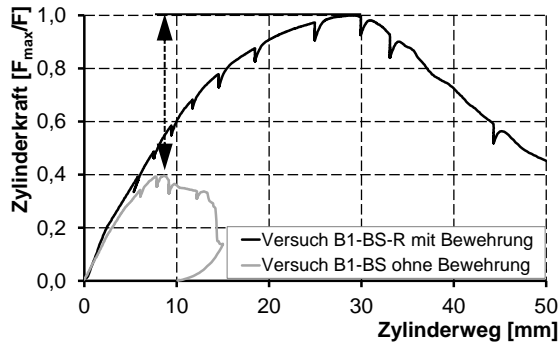


Bild 2-7: Einfluss der Rückhängebewehrung auf das Tragverhalten des Anschlusses nach INFASO (2012)

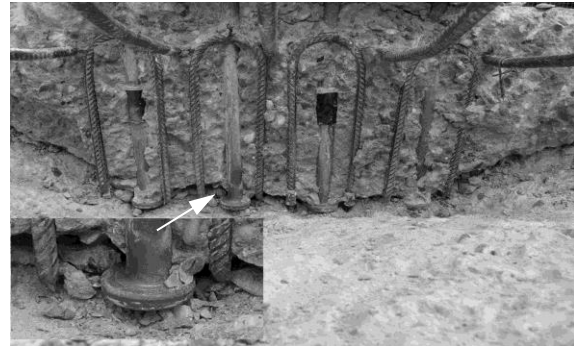


Bild 2-8: Duktileres Stahlversagen der Rückhängebewehrung im Betonausbruchkegel nach Kurz u.a. (2016)

#### 2.4.2 Untersuchungen nach INFASO (2012) und Berger (2015)

Neuere Untersuchungen im Bereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton befassen sich mit dem Einfluss der Bewehrung im Bereich der Befestigungsmittel, mit der bei einer gezielten Anordnung einer Rückhängebewehrung Traglaststeigerungen im Anschluss möglich sind. Um diese rechnerisch ansetzen zu können, wurden für die Versagensmechanismen der Betonkomponenten Last-Verformungsbeziehungen basierend auf Einzelversuchen mit Normal- und Querkraft nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* hergeleitet, mit denen sich das Tragverhalten im Bereich des Betons im Zusammenwirken mit der Bewehrung abschätzen lässt.

Die Beschreibung der Betonkomponenten nach *INFASO (2012)* stellt ein verformungsbasiertes Bemessungskonzept dar, bei dem den einzelnen Versagensmechanismen Steifigkeiten zugeordnet werden und so auch Lastumlagerungen im Bereich des Betons berücksichtigt werden können. Eine ausführliche Darstellung ist im Stahlbaukalenderaufsatz *Kuhlmann u.a. (2018a)* gegeben. Im Folgenden und in Kapitel 6 werden nur die wesentlichen Aspekte dieser neueren Ansätze der Betonkomponenten behandelt und auf eine detaillierte Darstellung dieser Ansätze wird verzichtet. Eine Zusammenfassung aller Komponenten erfolgt in Kapitel 6.2.

Das Tragverhalten der Betonkomponenten nach *INFASO (2012)* wurde durch Versuche mit ausreichendem Randabstand für Kopfbolzen und Hinterschnittdübel hergeleitet. Der tatsächliche Lastabtrag kann über ein realitätsnahes Federmodell berücksichtigt werden, bei dem für die einzelnen Komponenten Last-Verformungsbeziehungen angenommen werden können. Unter Zugbeanspruchung wird die Last vom Anbauteil zunächst in den Kopfbolzen eingeleitet. Dies kann zu elastischen bis hin zu plastischen Dehnungen des Kopfbolzenschafts führen. Bei Anschlüssen mit Kopfbolzen werden im Bereich des Kopfbolzenkopfes die Zugkräfte formschlüssig in den Beton eingeleitet.

Im Bereich der Aufstandsfläche der Kopfbolzen kann es zu großen Verformungen kommen, die von den Eigenschaften des Betons, wie z.B. der Festigkeit oder der Porenbildung, abhängig sind. Das Tragverhalten der Kopfbolzen für den Versagensmechanismus des Herausziehens im Bereich der Pressungsfläche kann nach *Furche (1994)* abgeschätzt werden. Ab einem Lastniveau von ca. 30 % der Höchstlast entstehen im Lasteinleitungsbereich des Kopfbolzenkopfes Mikrorisse, die mit zunehmender Belastung in einen diskreten Riss übergehen. Die Tragfähigkeit dieses Betonausbruchs kann über das Concrete-

Capacity-Verfahren der Befestigungstechnik nach *Fuchs, Eligehausen (1995)* abgeschätzt werden. Eine Traglaststeigerung ist möglich, wenn im Bereich der Kopfbolzen eine Bewehrung angeordnet wird, die ausreichend tief in den Betonausbruchkegel einbindet und diesen ins Bauteil rückverankert. Der Widerstand bei einer gemeinsamen Tragwirkung zwischen Beton und Bewehrung kann nach *INFASO (2012)* mit Gleichung (2.12) unter Berücksichtigung der Verformungen berechnet werden. Gleichung (2.12) wurde über Zugversuche hergeleitet, die in *Berger (2015)* dokumentiert sind.

$$N_{u,re} = \min[N_{u,s,re}; N_{u,b,re}] + [N_{u,c} + \delta_f \cdot k_c] \text{ [N]} \quad (2.12)$$

Mit:

$k_c$  Steifigkeit des Betons nach dem Erreichen der Höchstlast nach Gleichung (6.19) [N/mm];

$\delta_f = \min [\delta_{s,re}; \delta_{b,re}]$  Maßgebende Bruchverschiebung bei Stahl- oder Verbundversagen der Bewehrung [mm];

$N_{u,c}$  Widerstand für Versagen bei Betonausbruch nach Gleichung (6.11);

$N_{u,s,re}$  Widerstand bei Fließen der Rückhängebewehrung (vgl. Gleichung (6.15));

$N_{u,b,re}$  Widerstand bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung (vgl. Gleichung (6.16)).

In Gleichung (2.12) werden zunächst die Widerstände des Betons und der Bewehrung addiert. Mit der Aktivierung der Bewehrung und der damit erforderlichen Rissbildung im Beton ist die vollständige Tragfähigkeit des Betons nicht mehr vorhanden. Dies wird in Gleichung (2.12) über den Term  $\delta_f \cdot k_c$  berücksichtigt. Gleichung (2.12) stellt eine Erweiterung der bisherigen Regelung für die Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung nach *DIN EN 1992-4* dar. Eine im Bereich der Verankerung liegende Rückhängebewehrung kann auch nach *DIN EN 1992-4* unter bestimmten Voraussetzungen rechnerisch berücksichtigt werden, wenn z.B. die geometrischen Randbedingungen wie ein geringer Abstand zum Befestigungsmittel sowie eine ausreichende Verankerungslänge im theoretischen Betonausbruchkegel vorhanden sind. Sind diese Anforderungen eingehalten, kann nach *DIN EN 1992-4* auf den Nachweis des reinen Betonversagens verzichtet und der Widerstand mit der maßgebenden Tragfähigkeit bei Stahl- oder Verbundversagen der Bewehrung berechnet werden. Ein Ansatz, bei dem die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton berücksichtigt werden kann, ist in *DIN EN 1992-4* nicht vorgesehen.

Der in *INFASO (2012)* entwickelte Ansatz zur Beschreibung des gemeinsamen Tragverhaltens von Bewehrung und Beton ist ein verformungsbasierter Modell, bei dem die Steifigkeiten und Verformungen der Bewehrung und des Betons erfasst werden. In *Berger (2015)* wurde für die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton ein vereinfachter, kraftbasierter Ansatz hergeleitet, bei dem der Traglastanteil der Bewehrung über einen Effektivitätsfaktor  $\alpha$  nach Gleichung (2.13) erfasst werden kann. Der Effektivitätsfaktor  $\alpha$  wird unter der Voraussetzung hergeleitet, dass die Verschiebungen im Beton und in der Bewehrung bei unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnissen identisch sind. Über einen kraftbasierten Ansatz, wie z.B. nach Gleichung (2.13), werden die Steifigkeiten nur pauschal erfasst und die Lastumlagerungen sind nicht mehr eindeutig nachvollziehbar. In der vorliegenden Arbeit wird der verformungsbasierte Ansatz nach *INFASO (2012)* angewendet, d.h., es wird die gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton berücksichtigt. So kann der Einfluss der Parameter wie z.B. Einbinde-länge, Betonfestigkeit sowie Bewehrungsgrad erfasst werden.

$$N_{u,re} = N_{u,c} + \alpha \cdot \min[N_{u,s,re}; N_{u,b,re}] \quad (2.13)$$

Mit:

$N_{u,c}$  Widerstand für Versagen bei Betonausbruch nach Gleichung (6.11);

$N_{u,s,re}$  Widerstand bei Fließen der Rückhängebewehrung nach Gleichung (6.15);

$N_{u,b,re}$  Widerstand bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung nach Gleichung (6.16);

$\alpha$  Effektivitätsfaktor nach *Berger (2015)* mit  $\alpha = 0,6$  bei Stahlversagen der Bewehrung.

Über die Zulage einer Rückhängebewehrung kann die Tragfähigkeit des Befestigungsmittels nicht unbegrenzt gesteigert werden. Neben dem Stahl- oder Verbundversagen der Bewehrung ist es möglich, dass der Beton unter einer Zugbeanspruchung zwischen der Bewehrung ausbricht (vgl. Bild 2-9). Bei diesem Versagensmechanismus bilden sich Druckstreben an den angrenzenden Bewehrungsbügeln und bei einer geringen Übergreifungslänge zwischen Kopfbolzen und Bewehrung kann ein Betondruckstrebenbruch entstehen, der maßgeblich vom Abstand zwischen Bewehrung und Befestigungsmittel abhängig ist (vgl. Bild 2-10).

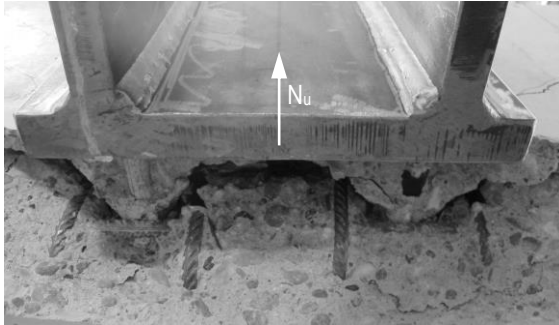


Bild 2-9: Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung im Zugbereich einer Ankerplatte nach Kuhlmann, Ruopp (2019)

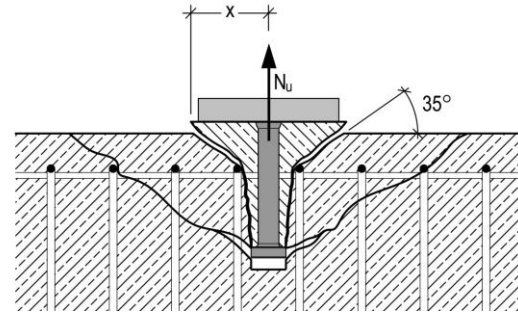


Bild 2-10: Radius des Bruchkegels unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung nach INFASO (2012)

Beim Versagen durch einen Druckstrebenbruch bildet sich der Betonausbruchkegel in einem steileren Winkel als beim reinen Betonausbruch mit ca. 35° aus und es kann auf Grund der Abstützwirkung auf die Rückhängebewehrung ein deutlich größerer Widerstand erreicht werden. Der Widerstand bei einem Betondruckstrebenbruch kann nach *INFASO (2012)* mit Gleichung (2.14) abgeschätzt werden.

$$N_{u,cs} = \psi_{\text{supp}} \cdot N_{u,c} \leq N_{u,re} \text{ [N]} \quad (2.14)$$

$$\psi_{\text{supp}} = A - B \cdot \frac{x}{h_{\text{ef}}} \geq 1,0 \quad (2.15)$$

Mit:

$N_{u,c}$  Widerstand für Versagen bei Betonausbruch nach Gleichung (6.11) [N];

$N_{u,re}$  Widerstand für Stahl- oder Verbundversagen der Bewehrung in gemeinsamer Tragwirkung mit dem Beton [N];

$\psi_{\text{supp}}$  Faktor zur Berücksichtigung der positiven Abstützwirkung einer Rückhängebewehrung mit  $A = 2,5$  und  $B = 1,0$  nach *Kuhlmann u.a. (2018a)* [-];

$x$  Radius des sich ausbildenden Ausbruchkegels unter Berücksichtigung der vorhandenen Rückhängebewehrung bei einer Annahme der Rissentwicklung des Ausbruchkegels mit einer Neigung von 35° (vgl. Bild 2-10) [mm];

$h_{\text{ef}}$  Effektive Verankerungstiefe [mm].

Im Vergleich zum Betonausbruch ohne Rückhängebewehrung kann bei einer Anordnung einer Rückhängebewehrung die 2,5-fache Tragfähigkeit erreicht werden, wenn die Bewehrung ausreichend nahe am Befestigungsmittel liegt und die Oberflächenbewehrung umschließt. Eine Herleitung dieses semiempirischen Ansatzes zur Abstützwirkung der Bewehrung sowie weitere Ausführungen zu einer Anordnung der Rückhängebewehrung sind in *Berger (2015)* beschrieben.

Für die Anwendung der oben ausgeführten Ansätze zur rechnerischen Berücksichtigung der gemeinsamen Tragwirkung von Beton und Bewehrung sind weitere Versagensmechanismen einzubeziehen. Eine detaillierte Darstellung dieser Komponenten erfolgt in Kapitel 6.2. Insbesondere für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton stellen die neueren Ansätze eine interessante Erweiterung bestehender Berechnungsmodelle dar, da so Traglaststeigerungen erzielt werden können und ein duktileres Tragverhalten

durch ein Fließen der Bewehrung des sonst quasi-spröden Betonmaterialverhaltens hervorgerufen werden kann.

Zwar wurde das Tragverhalten von Bewehrung und Beton umfassend in Komponentenversuchen von *INFASO (2012)* untersucht und physikalische Modelle entwickelt, allerdings erfolgte eine Validierung der neuen Komponenten bisher an einer überschaubaren Anzahl an Gesamtanschlüssen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit kann ein Beitrag zur Bemessung der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung geleistet werden, da praktische Anwendungsfälle von Gesamtanschlüssen mit Bewehrung untersucht werden. Insbesondere für Anschlüsse im randnahen Bereich sind diese neuen Ansätze interessant, da hier i.d.R. auf Grund der Bauteilränder eine Bewehrung vorhanden ist und rechnerisch angesetzt werden kann.

## **2.5 Untersuchungen zum Tragverhalten von randnahen Ankerplatten**

### **2.5.1 Allgemeines**

Neben dem Einfluss der Rückhängebewehrung gibt es bei randnahen Ankerplatten Fragestellungen bezüglich der Lastverteilung der Normal- und Querlasten, die bei der Entwicklung geeigneter Nachweismodelle ausreichend genau abgeschätzt werden müssen. Für die Modellentwicklung zu Anschlüssen mit einer randnahen, konzentrierten Lasteinleitung werden im Folgenden jüngere Untersuchungen zum Widerstand bei Querlast zum Bauteilrand dargestellt, da nach den derzeitigen Regelungen nach *DIN EN 1992-4* noch konservative Annahmen getroffen werden müssen.

### **2.5.2 Untersuchungen nach Hofmann (2004)**

Das Tragverhalten von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem Beton wurde von *Hofmann (2004)* für Einzel- als auch Gruppenbefestigungen untersucht. Bei den in der vorliegenden Arbeit behandelten Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung von Querbelastung zum Bauteilrand kann das Tragverhalten mit den in *Hofmann (2004)* beschriebenen Ansätzen nachvollzogen und die wesentlichen Einflussparameter im randnahen Bereich erfasst werden. Die 3-dimensionale Tragwirkung einer zum Bauteilrand querbelasteten Verankerung kann vereinfachend über ein Modell erfasst werden, bei dem der Spannungsverlauf über die Dübelachse auf Grundlage der elastischen Bettung bestimmt und auf der Widerstandsseite den kritischen Rissspannungen gegenübergestellt wird, die auf Grundlage der linearen Bruchmechanik berechnet werden.

Mit dem Modell können die wesentlichen Einflussparameter, wie z.B. die Betonfestigkeit und der Randabstand, erfasst werden. Zudem konnte über die Auswertung der Spannungsverläufe in Richtung der Dübelachse gezeigt werden, dass mit zunehmendem Dübeldurchmesser eine Linearisierung der Spannungsverläufe stattfindet und die Spannungsverteilung von der Verankerungstiefe und der damit verbundenen Einspannwirkung des Befestigungsmittels abhängig ist. Umso größer die Steifigkeit des Befestigungsmittels ist, umso tiefer können die Lasten in den Beton eingeleitet werden. Mit dem beschriebenen Modell kann auch bei Mehrfachverankerungen im randnahen Bereich theoretisch das Schädigungsverhalten in jedem Befestigungsmittel erfasst werden und so Annahmen zur Lastverteilung zwischen den Befestigungsmittelreihen getroffen werden. Das bruchmechanische Modell wurde an experimentellen Untersuchungen validiert und ein Bemessungsansatz auf Grundlage des CC-Verfahrens vorgeschlagen.

Über die numerischen Untersuchungen wurden weitere Parameter wie die Lastverteilung untersucht. Ergebnis ist, dass bei einer Dübelanordnung mit geringeren Abständen in Belastungsrichtung die Querbelastung in den Dübeln ohne Lochspiel etwa gleichmäßig verteilt ist. Bei größeren Abständen zwischen den Dübeln konnte eine Lastumlagerung zwischen den Dübeln beobachtet werden, da die randnahe Dübelreihe auf Betonkantenbruch versagt und keine weiteren Lasten aufnehmen kann. Für die Ableitung

eines vereinfachten Bemessungsmodells wird vorgeschlagen, dass bei Stahlversagen und lastabgewandtem Betonausbruch alle Dübel rechnerisch angesetzt werden. Bei Betonkantenbruch wird entweder der Widerstand der randnahen Reihe für alle Befestigungsmittelreihen oder nur der Widerstand der randfernen Reihe angesetzt. Beim Ansatz des Lastabtrags über die randferne Reihe ist zudem in der randnahen Reihe ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis durchzuführen. Für die Berechnung der Verformungen im unbewehrten Beton wird durch *Hofmann (2004)* ein halbempirisches Modell vorgeschlagen, mit dem die Rissgrößenentwicklung bei einer Querbelastrung zum Bauteilrand erfasst werden kann.

In der vorliegenden Arbeit werden neuere in *Hofmann (2004)* vorgeschlagene Ansätze bei der Nachrechnung der Versuchslasten verwendet, die in Teilen über die Anforderungen nach *DIN EN 1992-4* hinausgehen. So erfolgt für die Berechnung des Widerstands infolge von Betonkantenbruch der Befestigungsmittelgruppe nach Gleichung (6.26) eine Erweiterung um den Faktor  $\psi_{f,v}$ , der die Einspannung der Verankerung berücksichtigt. Für Befestigungen wie Kopfbolzen mit angeschweißtem Anbauteil kann die Tragfähigkeit auf Grund des Einspanngrads der Verankerung um den Faktor  $\psi_{f,v} = 1,2$  erhöht werden. Für die Tragfähigkeit eines einzelnen Dübels wird nach *Hofmann (2004)* eine Abhängigkeit vom Randabstand des Befestigungsmittels festgestellt. Die mittlere Bruchlast des einzelnen Befestigungsmittels bei Betonkantenbruch kann nach Gleichung (6.27) mit dem modifizierten Vorfaktor mit  $k_9 = 3,0$  berechnet werden.

Die Darstellungen von *Hofmann (2004)* zur Erfassung der Spannungsverteilung über die Dübelachse auf Grundlage des elastisch gebetteten Balkens sind im Hinblick auf die Versuchsergebnisse mit höherfesten Kopfbolzen interessant, da so das unterschiedliche Tragverhalten der normalfesten und höherfesten Kopfbolzen nachvollzogen werden kann (vgl. Bild 5-34). So konnten in den Versuchen mit normalfesten Kopfbolzen größere Höchstlasten als in den Versuchen mit höherfesten Kopfbolzen erreicht werden. Da im Bereich der Lasteinleitung über die Randfaser der Kopfbolzen hohe Spannungen übertragen werden müssen, hat das unterschiedliche Materialverhalten der normal- und hochfesten Kopfbolzen einen Einfluss. Bei normalfesten Kopfbolzen werden am Kopfbolzenrand im Bereich der Verschweißung (Einspannung) die Fließspannungen wesentlich früher erreicht. Es bilden sich früher Fließgelenke und die Spannungen werden auf Grund von möglichen Lastumlagerungen gleichmäßiger über den Querschnitt verteilt. Dies ist bei hochfesten Kopfbolzen nur begrenzt möglich und die Spannungskonzentrationen können in Verbindung mit der Kerbwirkung durch eine mögliche Porenbildung im Bereich der Verschweißung der Kopfbolzen zu einem schlagartigen Versagen führen.

Mit den Untersuchungen von *Hofmann (2004)* kann das Tragverhalten der in der vorliegenden Arbeit beschriebenen Anschlüsse bei konzentrierter Lasteinleitung nach Kapitel 5 nachvollzogen werden. Es ist allerdings zu berücksichtigen, dass die Versuche mit Verbunddübeln in unbewehrtem Beton durchgeführt wurden. Insbesondere im randnahen Bereich hat z.B. eine Bügelbewehrung Einfluss auf das Tragverhalten der Anschlüsse, da bei einer ausreichenden Verankerungslänge der Bewehrung im Ausbruchkegel bei Betonkantenbruch Traglaststeigerungen möglich sind. Zudem beeinflusst eine Querbewehrung das Last-Verformungsverhalten der Befestigungsmittel. Wird der Anschluss bei einer Querbelastrung gegen die Bewehrung gedrückt, können sich die Befestigungsmittel auf der Querbewehrung abstützen und werden bei ausreichender Duktilität über diese hinweggeschoben. Ähnliche Beobachtungen konnten durch *Schmid (2009)* nach Kapitel 2.5.4 bei Befestigungen am Bauteilrand gemacht werden.

### 2.5.3 Untersuchungen nach Kuhlmann, Rybinski (2007)

Für zug- und querbelastete Anschlüsse von Stahlbauteilen an Stützen oder Streifenfundamenten wurde in *Kuhlmann, Rybinski (2007)* ein erstes analytisches Bemessungsmodell für Lasteinleitungen in mehrseitig berandeten Bauteilen entwickelt. Die Modelle für Zug- und Schrägzugbeanspruchung wurden auf Grundlage von experimentellen und numerischen Untersuchungen hergeleitet und an den Versuchen

validiert. In den Versuchen wurden neben dem Belastungswinkel die Betongüte, der Bewehrungsgrad sowie der Achsabstand zwischen den Kopfbolzen variiert. Mit der Erhöhung des Bewehrungsgrads in den Versuchen durch die Wahl größerer Bügeldurchmesser von  $\varnothing 10$  mm anstelle  $\varnothing 8$  mm waren z.B. Traglaststeigerungen von bis zu ca. 40 % möglich.

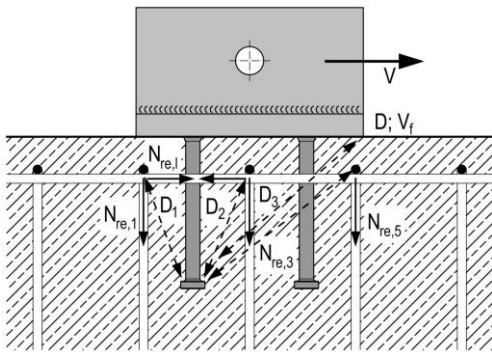


Bild 2-11: Stabwerkmodell zur Kraftübertragung bei Querbelastung im Zug- und Druckbereich nach Kuhlmann, Rybinski (2007)



Bild 2-12: Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung im Zugbereich nach Kuhlmann, Rybinski (2007)

In den vorgeschlagenen analytischen Modellen werden die Versagensmechanismen nach *DIN EN 1992-4* berücksichtigt und ein Stabwerkmodell für den Abtrag der Zugkräfte auf der lastabgewandten Seite entwickelt (vgl. Bild 2-11). Im Modell bilden sich auf der lastabgewandten Seite Druckstreben auf die Ecken der Bewehrungsbügel und es entsteht ein direkter Kraftschluss zwischen Zug- und Druckbereich. Im analytischen Modell werden verschiedene Schnittebenen eingeführt, für die die Einwirkungen den Widerständen gegenübergestellt werden. Auf diese Weise wird die Tragwirkung von Einzel- sowie Gruppenversagensmechanismen erfasst. Im Druckbereich werden bei den querbelasteten Anschlüssen Reibungskräfte nach Gleichung (6.8) mit einem Reibungskoeffizienten von  $\mu = 0,4$  angesetzt.

Die Widerstände der Bewehrung werden nach *DIN EN 1992-4* für Stahl- und Verbundversagen berechnet und die Hakentragwirkung der Bewehrung über  $\alpha$ -Beiwerte nach *DIN EN 1992-1-1* und Gleichung (6.16) berücksichtigt. Bei einem möglichen Verbundversagen der Bewehrung werden die Verankerungslängen im Zugbereich unter Annahme von einem Risswinkel von  $33,7^\circ$  berechnet. Die gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton wird im Modell noch nicht angesetzt. Zudem wird ein Betondruckstrebenbruch (vgl. Bild 2-12) als weiterer möglicher Versagensmechanismus nicht eingeführt. Die Untersuchungen von Kuhlmann, Rybinski (2007) mit einer Querkraftbeanspruchung in Stützenlängsrichtung sind Grundlage für weiterführende Untersuchungen zu Lasteinleitungen in stabförmige Bauteile. So werden in Kuhlmann, Ožbolt (2013) nach Kapitel 2.5.6 weitere Parameter wie die Querbelastung zum Bauteilrand untersucht.

#### 2.5.4 Untersuchungen nach Schmid (2009)

Für Befestigungen mit einer Querbelastung zum Bauteilrand wurde in Schmid (2009) ein Bemessungsmodell hergeleitet, mit dem die im Bauteil vorhandene Längs- und Bügelbewehrung rechnerisch angesetzt werden kann. Anhand einer Auswertung von vorhandenen Versuchen mit einer Querbelastung zum Bauteilrand mit Bewehrung konnte gezeigt werden, dass die Traglasten über die vorhandenen Modelle zum Teil erheblich unter- oder überschätzt wurden. Ursache hierfür liegt nach Schmid (2009) in der ungenauen Abschätzung der Hakentragwirkung der Bügelbewehrung sowie einer Überschätzung der Tragfähigkeit der Bewehrung bei zu großem Abstand vom Befestigungsmittel.

Zur Ableitung eines genaueren Modells wurden in Schmid (2009) Versuche an Schubdornen für den Querkraftübertrag in Taktfugen im Massivbau, Kletterkonen und Verbunddübeln durchgeführt und auf

Grundlage von weiterführenden numerischen Untersuchungen konnte ein Bemessungsmodell hergeleitet werden. Auf Grund der derzeit strengen Anforderungen nach *DIN EN 1992-4* an die Mindestverankerungslänge der Bewehrung im Ausbruchkegel bei Betonkantenbruch konnte beobachtet werden, dass die Tragfähigkeiten bei der Berücksichtigung einer Bewehrung sogar unter den Tragfähigkeiten ohne rechnerischen Ansatz der Rückhängebewehrung liegen können.

Mit einer Steigerung des Randabstands und des Bewehrungsgrads konnten in den Versuchen höhere Tragfähigkeiten als bei einer randnahen Lage erreicht werden. Voraussetzung ist, dass die Bewehrungsbügel im theoretischen Betonausbruchkegel mit einer angenommenen Rissneigung von  $35^\circ$  liegen. Zudem konnte in den experimentellen Untersuchungen beobachtet werden, dass die Bewehrung bei kleinen Randabständen eine deutliche traglaststeigernde Wirkung hat und die 4-fachen Widerstände als bei unbewehrtem Beton erreicht werden können. Da der Einfluss des Randabstands auf die Höchstlast in den Versuchen mit Bewehrung mit zunehmendem Randabstand sinkt, wird in *Schmid (2009)* für den Parameter  $c_1$  nach Gleichung (6.27) ein Exponent zwischen 0,4 und 0,6 vorgeschlagen.

Für die Berechnung der Tragfähigkeit bei Querbelastung zum Bauteilrand unter Berücksichtigung der Bewehrung schlägt *Schmid (2009)* ein Fachwerkmodell nach Bild 2-13 vor, bei dem sich Druckstreben an den Knotenbereichen zwischen Quer- und Bügelbewehrung ausbilden. Mit der Auswertung der Zugkräfte in den Bewehrungsbügeln der numerischen Berechnungen konnte nachvollzogen werden, dass die Knotenpunkte in unmittelbarer Nähe zur Lasteinleitung am stärksten beansprucht werden und in diesen Bereichen der Hakentrageffekt im Vergleich zu weiter entfernten Bewehrungsbügeln ausgeprägter ist. Die auf die Bewehrung einwirkenden Zugkräfte können mit Gleichung (2.16) unter Berücksichtigung des inneren statischen Hebelarms berechnet und dadurch erhöht werden. Der Nachweis der Zugkräfte in der Rückhängebewehrung erfolgt für ein Verbund- oder Stahlversagen der Bewehrung. Mit Hilfe des Faktors  $x$  nach Gleichung (2.16) und Bild 2-13 kann nach *Schmid (2009)* der Einfluss des Abstandes zwischen Lasteinleitung und Bewehrung auf die Bügelkraft erfasst werden.

$$x = \frac{f}{z} + 1 \quad (2.16)$$

Mit:

$f$  Abstand zwischen einwirkender Querlast und der Bewehrung nach Bild 2.13;

$z$  Innerer statischer Hebelarm mit  $z = 0,85 \cdot d$  nach Bild 2-13.

Für die Nachrechnung der Versuche wird in *Schmid (2009)* ein Ansatz nach Gleichung (2.17) vorgeschlagen, der innerhalb definierter Anwendungsgrenzen gültig ist. Neben dem Stahlversagen der Bewehrung wird bei diesem Ansatz der Hakentrageffekt mit der Verbundwirkung der Rückhängebewehrung kombiniert. Die Hakentragwirkung der einzelnen Bewehrungsbügel wird im vorgeschlagenen Modell über Modifikationsbeiwerte  $\psi_i$  angesetzt.

Auf eine genauere Darstellung der Modifikationsbeiwerte  $\psi_i$  wird im Folgenden verzichtet, da die Berechnungsgleichungen umfangreich sind und die speziellen Bügellagen im Massivbauteil berücksichtigen. Die Beiwerte sind im Detail in *Schmid (2009)* im Rahmen der Herleitung des Widerstandsmodells für Ankerschienen bei Querbelastung zum Bauteilrand (Kapitel 11) beschrieben.

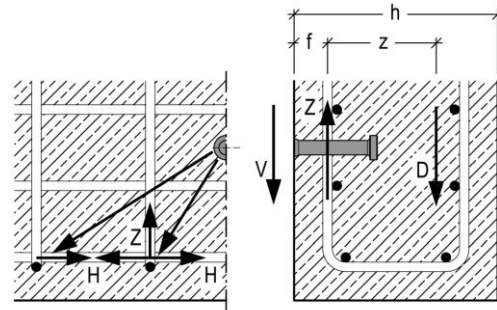


Bild 2-13: Fachwerkmodell bei Querbelastung zum Bauteilrand nach Schmid (2009)

$$V_{u,c,re} = V_u/X = V_{u,c,Haken} + V_{u,c,Verbund} \begin{matrix} \leq \sum_n A_{s,re} \cdot f_{y,re} \\ \geq V_{u,c} \end{matrix} \quad (2.17)$$

Mit:

Querkrafttragfähigkeit mit Hakenstragfähigkeit mit Modifikationsbeiwerte  $\psi_i$  nach *Schmid (2009)*:

$$V_{u,c,Haken} = \sum_n \left( \psi_1 \cdot \psi_3 \cdot \psi_4 \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} \cdot \left( \frac{f_{c,m,cube}}{30} \right)^{0,1} \right) + \sum_n \left( \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot \psi_4 \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} \cdot \left( \frac{f_{c,m,cube}}{30} \right)^{0,1} \right)$$

Verbundtragfähigkeit der Bewehrung:

$$V_{u,c,Verbund} = \sum_n \pi \cdot d_{s,re} \cdot l_{1,j} \cdot f_{b,m}$$

$V_{u,c}$  Tragfähigkeit bei Betonkantenbruch nach *Hofmann (2004)* nach Gleichung (6.27) mit  $k_5 = 3,0$ .

In den Versuchen konnte über die Rückhängebewehrung ein duktileres Tragverhalten erreicht werden. Allerdings wurde auch für die zum Bauteilrand querbelasteten Anschlüsse gezeigt, dass sich die Tragfähigkeit nicht unbegrenzt steigern lässt. In den überbewehrten Versuchen wurde der Beton vor der Ankerschiene mit Kopfbolzen bei einer Querbelastung über die Bewehrungslage hinweggeschoben. Für diese Versuche wurde von *Schmid (2009)* eine zusätzliche Grenzlast zur Berücksichtigung des Betonversagens über der Bewehrung definiert, die aus der Tragfähigkeit bei Betonkantenbruch in unbewehrtem Beton und zugehörigen Profilmomenten der verwendeten Profilgeometrie berechnet wird. Die in der vorliegenden Arbeit durchgeführten numerischen Modellierungen bauen auf den Beschreibungen der Ansätze nach *Schmid (2009)* auf, bei denen z.B. die Bewehrung in den Bügelecken über biegesteif verbundene Balkenelemente modelliert wird.

### 2.5.5 Untersuchungen nach Fromknecht (2010)

Auch die Untersuchungen nach *Fromknecht (2010)* zu Ankerplatten in stabförmigen Stahlbetonbauteilen zeigen, dass die Tragfähigkeit über die Bügelbewehrung deutlich gesteigert werden kann. Die Anschlüsse wurden wie in *Kuhlmann, Rybinski (2007)* nach Kapitel 2.5.3 in Stützenlängsrichtung beansprucht, so dass im Zugbereich durch die Bügelbewehrung Traglaststeigerungen erreicht wurden. In den Versuchen wurden neben dem Bewehrungsgrad im Bereich des Betonausbruchkegels Parameter wie die Exzentrizität und die Betonfestigkeit variiert.

Im Vergleich zu den in den technischen Zulassungen angegebenen Widerständen wurden in den Versuchen ca. 4- bis 37-mal größere Tragfähigkeiten erreicht. Im Gegensatz zu den Versuchen nach *Kuhlmann, Rybinski (2007)* wurde eine starke Längsbewehrung mit Durchmessern bis zu  $\varnothing 28$  mm eingebaut. Auf Grund des sehr hohen Bewehrungsgrads wurde in den Versuchen mit kleiner Exzentrizität und großer Querkraftbeanspruchung der Kopfbolzen überwiegend ein Stahlversagen durch das Abscheren der Kopfbolzen erreicht. In den Versuchen mit größerer Exzentrizität ( $e = 75$  mm und  $e = 100$  mm) wurden die Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite stärker auf Zug beansprucht und bei einer kurzen Kopfbolzenlänge zwischen der Längsbewehrung und der Bügelbewehrung herausgezogen.

Als Alternative zum Komponentenmodell für Anschlüsse in stützenförmigen Bauteilen nach *Kuhlmann, Rybinski (2007)* wird in *Fromknecht (2010)* ein Bemessungsansatz vorgeschlagen, bei dem Versagensmechanismen der Betonkomponenten, wie dem Verbundversagen oder dem seitlichen Betonausbruch nach *DIN EN 1992-4* modifiziert werden und neue Komponenten für unterschiedliche geometrische Formen des Betonausbruchkegels nach Bild 2-15 entwickelt wurden und über Gleichung (2.18) erfasst werden können.



Bild 2-14: Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung nach Fromknecht (2010)

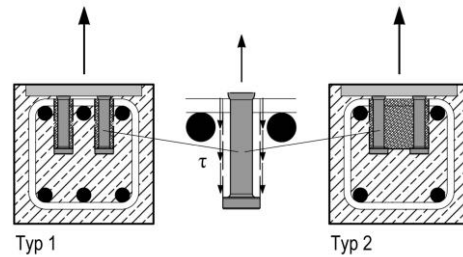


Bild 2-15: Modell für das zylindrische Herausziehen nach Fromknecht (2010)

$$N_{Rk,cp} = \tau_{ck,cyl} \cdot A_{cyl} \quad (2.18)$$

Mit:

$\tau_{ck,cyl} = 0,32 \cdot f_{ck}$  Charakteristische Schertragfähigkeit des Betons auf der Mantelfläche für Typ 1 nach Bild 2-15;

$\tau_{ck,cyl} = 0,18 \cdot f_{ck}$  Charakteristische Schertragfähigkeit des Betons auf der Mantelfläche für Typ 2 nach Bild 2-15;

$A_{cyl}$  Mantelfläche des Ausbruchkörpers.

Die Untersuchungen nach *Fromknecht (2010)* zeigen, dass insbesondere bei geringen Übergreifungslängen zwischen den Kopfbolzen und dem Beton weitere Versagensmechanismen wie der Ausbruch zwischen der Bewehrung als Erweiterung zu den vorhandenen Ansätzen nach *DIN EN 1992-4* berücksichtigt werden müssen. In der vorliegenden Arbeit wird ein Versagen zwischen der Bewehrung über den Druckstrebenbruch nach Bild 2-10 berücksichtigt, der den Bemessungsmodellen und Gleichungen nach *Berger (2015)* entnommen wurde.

### 2.5.6 Untersuchungen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)*

In Untersuchungen von *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* wurden Anschlüsse mit Kopfbolzen mit Normalkraftbeanspruchung und einer Querbelastung zum Bauteilrand (vgl. Bild 2-16) hin untersucht. Ähnlich wie in den Untersuchungen nach *Kuhlmann, Rybinski (2007)* und *Fromknecht (2010)* wurde der Bewehrungsgrad über die Bügelbewehrung im Querschnitt variiert und es waren so Traglaststeigerungen möglich. Auf Grund der Querbelastung zum Bauteilrand hin wurden Traglaststeigerungen durch die Rückverankerung des Betonausbruchkegels bei Betonkantenbruch vor der Ankerplatte und beim Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite erreicht. In den Versuchen wurden neben dem Bewehrungsgrad der Achs- und Randabstand der Kopfbolzen, die Exzentrizität, der Zustand des Betons sowie die Betonfestigkeit variiert.

In den Versuchen mit Querbelastung zum Bauteilrand wurden die Kräfte mit der Erstrissbildung ausgehend von der randnahen Reihe auf die randferne Kopfbolzenreihe umgelagert. Bei großer Exzentrizität ( $e = 120 \text{ mm}$ ) wurde der Betonkantenbruch bei Querlast ausgehend von der randfernen Reihe durch Zugversagensmechanismen, wie z.B. dem Betonausbruch zwischen der Bewehrung auf der lastabgewandten Reihe, überlagert. Auf Grundlage der experimentellen und numerischen Untersuchungen wurde für diese Anschlüsse ein analytisches Modell (vgl. Bild 2-17) entwickelt, mit dem die Höchstlasten der Versuche abgeschätzt werden können.

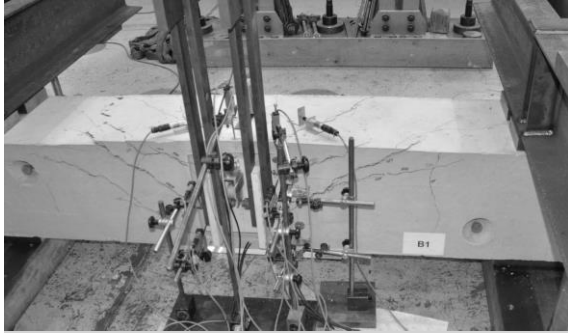


Bild 2-16: Versuche in stabförmigen Bauteilen unter Querlast zum Bauteilrand nach Kuhlmann, Ožbolt (2013)

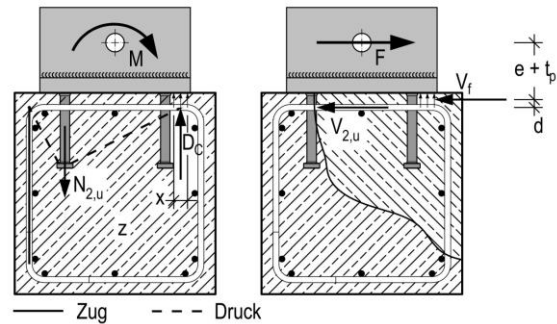


Bild 2-17: Analytisches Modell für Anschlüsse unter Querlast nach Kuhlmann, Ožbolt (2013)

Bei der Berechnung der Widerstände der Einzelkomponenten wird die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton für die Zug- und Querkraftkomponenten vorgeschlagen und es wird das vereinfachende Modell von Berger (2015) nach Gleichung (2.13) verwendet. Für die Zugkomponenten wird bei der gemeinsamen Tragwirkung der Widerstand der Bewehrung vereinfachend zu 60 % und bei Querbelastrung zum Bauteilrand zu 80 % angesetzt. Für den Betonausbruch zwischen der Bewehrung wird Gleichung (6.20) vorgeschlagen, mit der den Bewehrungsbügeln zwischen den Kopfbolzenreihen größere Abstützkräfte zugeordnet werden können. Der Betonausbruch zwischen der Bewehrung wird ausschließlich im Zugbereich berücksichtigt. Die in Kuhlmann, Ožbolt (2013) beschriebenen Versuche sind Grundlage für die in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zu Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung. Diese zeigen, dass bei Querkraftanschlüssen die Bewehrung zu Traglaststeigerungen der Zug- und Querkraftkomponenten führen kann. Bei Anschlüssen mit einer kombinierten Zug- und Querbelastrung im lastabgewandten Bereich wird auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen ein Interaktionsnachweis mit Exponent  $n = 1,2$  für die Versagensmechanismen mit Bewehrung vorgeschlagen. Dieser Ansatz stellt eine Alternative für die konservativen Interaktionsnachweise bei Berücksichtigung der Bewehrung (vgl. Kapitel 6.4.3) nach DIN EN 1992-4 dar. Auf Grund der Überlagerungen der Kräfte im Zug- und Druckbereich wird im analytischen Modell zudem ein Erhöhungsfaktor  $\psi_M$  mit hyperbolischem Ansatz nach Gleichung (2.4) vorgeschlagen.

### 2.5.7 Untersuchungen nach Sharma u.a. (2017)

Für mehrreihige Ankerplatten mit einer Querbelastrung zum Bauteilrand wird in Sharma u.a. (2017) ein analytisches Modell mit Berücksichtigung des Einflusses der Bewehrung entwickelt. Als Erweiterung zu den konservativen Annahmen mit einem Betonausbruch ausgehend von der randnahen Reihe nach DIN EN 1992-4 konnte in den zu Grunde liegenden Versuchen nach Sharma u.a. (2016) beobachtet werden, dass der maßgebende Versagensmechanismus bei Betonversagen hauptsächlich von der randfernen Reihe her eintritt. Wenn die Rissentwicklung nicht ausgehend von der vorderen, randnahen Reihe, sondern von den randfernen Reihen angenommen wird, können auf Grund des größeren Betonausbruchkegels mehr Bewehrungsbügel mit einer deutlich längeren Verankerungslänge angesetzt werden.

In den experimentellen Untersuchungen wurden Ankerplatten mit verschiedenen Anordnungen der Kopfbolzen ( $1 \times 2$ ,  $2 \times 2$ ,  $4 \times 2$ ,  $2 \times 4$ ) eingesetzt und der Einfluss des Bewehrungsgrads untersucht. In den höherbewehrten Versuchen wurde mit Bewehrungsdurchmessern von  $\varnothing 16$  mm und einer engen Bewehrungsführung ein höherer Bewehrungsgrad erreicht. Ziel war ein Betonausbruch zwischen der Bewehrung bei Querbelastrung zum Bauteilrand. In den experimentellen Untersuchungen wurde ein Abheben der Ankerplatte im lastabgewandten Bereich durch eine Rückspannung verhindert und es konnte

so eine nahezu reine Querkraftbeanspruchung des Anschlusses untersucht werden. Über die Rückspannung konnte eine Fixierung der Ankerplatte auf der lastabgewandten Seite erreicht werden. Eine ähnliche Herangehensweise wurde in den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung und Fixierung der Ankerplatte nach Kapitel 5.2 angewendet.

In den Versuchen mit 4-reihiger Anordnung der Kopfbolzen längs zum Bauteilrand konnte die Tragfähigkeit um einen Faktor von 4,3 gesteigert werden, während sich in den anderen Versuchen mit 2- oder 1-reihiger Anordnung parallel zum Bauteilrand die Tragfähigkeit über die Bewehrung um den Faktor von 2,8 steigern ließ. Mögliche Hintergründe hierfür sind nach *Sharma u.a. (2016)*, dass bei einer flächigen Anordnung der Kopfbolzen auf Grund der Ausbildung von Druckstreben auf die Rückhängebewehrung höhere Traglasten erreicht werden können. Für den rechnerischen Ansatz der Rückhängebewehrung wurde im Modell eine Rissentwicklung ausgehend von der hinteren Kopfbolzenreihe angenommen und so sind im Vergleich zum Nachweiskonzept nach *DIN EN 1992-4* Traglaststeigerungen möglich. Voraussetzung nach *DIN EN 1992-4* ist eine ausreichende Verankerungslänge der Bewehrung im Betonausbruchkegel bei Betonkantenbruch, da ansonsten die Tragfähigkeit bei Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung maßgebend wird.

Bei der Nachrechnung der Versuchslasten mit den Ansätzen nach *DIN EN 1992-4* werden die Tragfähigkeiten deutlich unterschätzt, so dass in *Sharma u.a. (2017)* ein modifiziertes analytisches Bemessungsmodell auf Grundlage der Untersuchungen nach *Schmid (2009)* vorgeschlagen wird. Es werden die Effektivitätsfaktoren der einzelnen Bügelreihen nach Gleichung (2.17) und die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton nach Gleichung (2.19) angesetzt.

$$V_{Rm} = V_{Rm,c} + V_{Rm,re} \quad (2.19)$$

Allerdings wird angenommen, dass auch bei Querlast die Tragfähigkeit durch die gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton nicht unbegrenzt gesteigert werden kann. Daher wird eine Begrenzung durch die Berechnung der Tragfähigkeit eines Betondruckstrebenbruchs der Bewehrung in *Sharma u.a. (2017)* nach Gleichung (2.20) in Analogie zum Betondruckstrebenbruch unter Zug nach *INFASO (2012)* vorgeschlagen.

$$V_{Rm,max} = \psi_{strut} \cdot V_{Rm,c} \quad (2.20)$$

Mit:

Faktor zur Berücksichtigung der Traglaststeigerung durch Ausbildung einer Druckstrebe

$$\psi_{strut} = 2,67 - 1,11 \frac{x}{c_1} \geq 1,0.$$

### 2.5.8 Untersuchungen nach Schmidt (2017)

Für Ankerschienen mit einer Querbelastung zum Bauteilrand wurde von *Schmidt (2017)* ein Ingenieurmodell entwickelt, mit dem die Lastverteilung der Normal- und Querkräfte im randnahen Bereich erfasst werden kann. Für die in dieser Arbeit untersuchten Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung ergeben sich ähnliche Fragestellungen bezüglich der Lastverteilung der Querkräfte im randnahen Bereich. Auf Grund des nachgiebigen Tragverhaltens der Ankerschienen entstehen zusätzliche Einflussparameter auf die Querlastverteilung, wie z.B. die Position der Lasteinleitung auf der Ankerschiene. Für die Beurteilung der Tragfähigkeit der Ankerschiene wird ein Schädigungsniveau auf Grundlage eines Höchstlast- und Verschiebungskriteriums definiert. Bei einer Querbelastung zum Bauteilrand ist dies erforderlich, da im randnahen Bereich der Ankerschiene ein Betonkantenbruch möglich ist und durch die Aktivierung von weiteren randfernen Reihen zusätzliche Traglaststeigerungen möglich sind.

Während für geringe Ausnutzungsgrade eine gleichförmige Verteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzen angenommen werden kann, werden bei geringen Randabständen die Querkräfte überwiegend von den randfernen Reihen abgetragen. In *Schmidt (2017)* wird hierfür zwischen unterschiedlichen

Belastungszuständen unterschieden. Für den ungerissenen Beton im Zustand 1 erfolgt der Vergleich auf Grundlage eines definierten Schädigungsniveaus und im Zustand 2 nach Rissbildung der Vergleich auf Höchstlastniveau. Im Zustand 2 wird davon ausgegangen, dass in der randnahen Kopfbolzenreihe kein weiterer Querkraftwiderstand vorhanden ist und die Kräfte auf die randfernen Reihen umgelagert werden. Zu berücksichtigen ist, dass die Versuche nach *Schmidt (2017)* mit geringem Bewehrungsgrad durchgeführt wurden. Die Entwicklung des Ingenieurmodells basiert auf Modifikationsbeiwerten  $\psi_i$ , mit dem die Querlast- und Zuglastverteilungen innerhalb der Ankerschiene z.B. in Abhängigkeit der Ankeranzahl, der Lastposition und des Randabstands berücksichtigt werden können. Da eine Kalibrierung der Verhältniswerte  $\psi_i$  anhand der durchgeführten numerischen Untersuchungen erfolgt, ist eine direkte Übertragung des Ansatzes auf die in dieser Arbeit behandelten Anschlüsse nur begrenzt möglich.

## 2.6 Zusammenfassung

Die Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8* stellt ein geeignetes Nachweiskonzept für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton dar. Untersuchungen nach *Rybinski (2014)* haben gezeigt, dass für den Nachweis dieser Anschlüsse die vorhandenen Stahlkomponenten nach *DIN EN 1993-1-8* um mögliche Betonversagensmechanismen nach *DIN EN 1992-4* auf Grundlage des CC-Verfahrens erweitert werden können. Sofern für die Betonkomponenten geeignete Last-Verformungsbeziehungen vorhanden sind, kann neben der Abschätzung der Tragfähigkeit das Tragverhalten, wie z.B. die Duktilität des Anschlusses, über eine geeignete Parameterwahl beeinflusst werden.

Für den Tragfähigkeitsnachweis von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton müssen die resultierenden Kräfte aus den auf den Anschluss einwirkenden Schnittgrößen auf Befestigungsmittellebene bestimmt werden und der Tragfähigkeit der Befestigungsmittel auf Zug-, Querlast oder kombinierter Zug- und Querlast gegenübergestellt werden. Nach *DIN EN 1992-4* hat sich hierbei das Nachweiskonzept durchgesetzt, bei dem unter Annahme eines starren Tragverhaltens der Ankerplatte von einer linearen Verteilung der Kräfte im Beton ausgegangen wird. Insbesondere bei Anschlüssen mit einer mehrreihigen Befestigungsmittelanordnung lässt dieses Nachweiskonzept Traglastreserven zu, da die am höchsten beanspruchte Dübelreihe maßgebend für den Nachweis wird und Lastumlagerungen im Anschluss auf Grund des duktilen Tragverhaltens der Ankerplatte nicht angesetzt werden können.

Nach *Cook, Klingner (1989)* wurde für Anschlüsse mit einer mehrreihigen Befestigungsmittelanordnung und einer nachgiebigen Ankerplatte ein Bemessungsmodell entwickelt, mit dem Lastumlagerungen im Anschluss berücksichtigt werden können. Dieses plastische Nachweiskonzept ist im Rahmen des *CEN/TR 17081* derzeit geregelt, beschränkt sich allerdings auf eine 3-reihige Befestigungsmittelanordnung, da für dieses Nachweisverfahren Fragestellungen z.B. hinsichtlich der Lastverteilung der Querlasten offen sind und z.B. kein gleichzeitiger Ansatz von Bewehrung und Beton bei den Betonversagensmechanismen berücksichtigt wird. Nach dem CC-Verfahren der Befestigungstechnik wird zwischen Einzel- und Gruppenversagensmechanismen unterschieden, bei denen entweder die Einwirkungen des einzelnen Befestigungsmittels oder der gesamten Verankerung den Widerständen gegenübergestellt werden. Bei einer nachgiebigen Ankerplatte können nach *CEN/TR 17081* zwar vereinfachend die Kompatibilitätsbeziehungen vernachlässigt werden, allerdings ist dadurch z.B. nicht eindeutig, welche Dübelreihen dem Gruppenversagen zugeordnet werden sollen. Mit den in der Arbeit dargestellten Untersuchungen zu den großen Ankerplatten wird hier ein Beitrag geleistet, da die Lastverteilungen im Anschluss bei einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung untersucht werden und zudem über die Anordnung einer Bewehrung ein duktileres Tragverhalten im Anschluss erzielt werden kann.

Die Bewehrung hat bei Anschlüssen zwischen Stahl und Beton einen großen Einfluss auf das Tragverhalten sowie auf die Tragfähigkeit. Bei einer vorteilhaften Anordnung der Bewehrung kann die Tragfähigkeit dieser Anschlüsse deutlich gesteigert werden. In Untersuchungen nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* wurden verformungsbasierte analytische Modelle entwickelt, mit denen die gemeinsame

Tragwirkung von Beton und Bewehrung erfasst werden kann und zusätzlich Traglaststeigerungen rechnerisch berücksichtigt werden können. Die Modelle wurden an einzelnen Befestigungsmitteln unter Zug entwickelt und können in das Konzept der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8* integriert werden. Die Berücksichtigung dieser neuen Komponenten im Nachweiskonzept von Gesamtanschlüssen zwischen Stahl und Beton wurde bisher allerdings nur an einer begrenzten Anzahl an Versuchen nachgewiesen, so dass die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen eine Erweiterung darstellen.

Neuere Untersuchungen, wie z.B. von *Fromknecht (2010)* und *Kuhlmann, Ožbolt (2013)*, zu Anschlüssen in stützenförmigen Bauteilen haben gezeigt, dass bei einer randnahen Anordnung von Ankerplatten durch die Bügelbewehrung deutliche Traglaststeigerungen erzielt werden können. So ließ sich auch bei einer randnahen Anordnung mit Einfluss durch die Bauteilränder ein duktiler Stahlversagen der Kopfbolzen erreichen. Zwar kann eine im Bauteil liegende Bewehrung derzeit nach *DIN EN 1992-4* schon berücksichtigt werden, allerdings ist für eine kombinierte Beanspruchung durch Zug- und Querlast bisher kein Ansatz der Rückhängebewehrung für beide Belastungsrichtungen möglich. Zudem werden nach *DIN EN 1992-4* noch nicht alle Versagensmechanismen berücksichtigt, die in Verbindung mit einer Bewehrung im Beton möglich sind. So ist z.B. die Berücksichtigung des Versagens des Betons zwischen der Bewehrung derzeit noch nicht möglich und kann insbesondere bei kurzen Befestigungsmitteln mit einer geringen Übergreifungslänge zu einer unsicheren Abschätzung der Tragfähigkeit führen. Über die Untersuchungen zur konzentrierten Lasteinleitung im Beton können diese neueren Nachweiskonzepte insbesondere zur gleichzeitigen Aktivierung der Bewehrung unter Zug- und Querlast überprüft werden.

Ferner müssen beim Nachweis von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton unter Querbelastung zum Bauteilrand derzeit konservative Annahmen nach *DIN EN 1992-4* bezüglich der Querlastverteilung getroffen werden, da für den Querlastabtrag ausschließlich die randnahe Reihe rechnerisch angesetzt werden kann. Neuere Untersuchungen nach *Schmid (2009)* und *Sharma u.a. (2017)* haben allerdings gezeigt, dass sich auch bei einem Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe weitere Dübelreihen am Querlastabtrag beteiligen können. Für Anschlüsse bei konzentrierter Lasteinleitung im Stahl- und Verbundbau sind diese Ansätze vorteilhaft, da weitere Kopfbolzenreihen rechnerisch angesetzt werden können. Allerdings sind hier zusätzlich Fragestellungen bezüglich der Querlastverteilung bei einer kombinierten Zug- und Querlastbeanspruchung in mehrseitig berandeten Bauteilen offen.



### 3 UNTERSUCHUNGEN ZU RANDNAHEN ODER LIEGENDEN KOPFBOLZEN UNTER ZUGBEANSPRUCHUNG

#### 3.1 Allgemeines

##### 3.1.1 Kenntnisstand zu randnahen oder liegenden Kopfbolzen unter Schubbeanspruchung

Im Verbundbau kann die Übertragung der Schubkräfte zwischen dem Stahl- und dem Betonquerschnitt über randnahe oder randferne Kopfbolzen erreicht werden. Liegende oder randnahe Kopfbolzen erlauben dünne Betonplatten als Betongurte und können entweder in Mittellage oder Randlage eingesetzt werden (vgl. Bild 3-1). Auf Grund der geringeren Randabstände der Kopfbolzen erfordern diese aber eine Abminderung der Tragfähigkeit bei Spaltversagen auf Längsschub nach *DIN EN 1994-2 Anhang C*. Der Bemessungswert  $P_{Rd,L}$  der Längsschubtragfähigkeit in der Verbundfuge kann auf Grundlage von Untersuchungen nach *Breuninger (1999)* mit Gleichung (3.1) nach *DIN EN 1994-2* berechnet werden.

$$P_{Rd,L} = \frac{1,4 \cdot k_v \cdot (f_{ck} \cdot d_s \cdot a'_r)^{0,4} \cdot (a/s)^{0,3}}{\gamma_v} \quad (3.1)$$

Mit:

- $a'_r$  Wirksamer Randabstand mit  $a'_r = a_r - c_v - \frac{d_{s,re}}{2} \geq 50$  [mm];
- $a$  Achsabstand der Dübel in Längsrichtung mit  $100 \leq a \leq 440$  [mm];
- $c_v$  Betondeckung nach Bild 3-1 [mm];
- $d_{s,re}$  Durchmesser der Bewehrungsbügel [mm];
- $f_{ck}$  Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm<sup>2</sup>];
- $k_v$  Beiwert mit  $k_v = 1,0$  für Dübel in Randlage und  $k_v = 1,14$  für Dübel in Mittellage [-];
- $\gamma_v$  Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_v = 1,25$  [-];
- $d_s$  Schaftdurchmesser der Kopfbolzen mit  $19 \leq d \leq 25$  [mm];
- $s$  Abstand der Bügel  $a/2 \leq s \leq a$  und  $s/a'_r \leq 3$ .

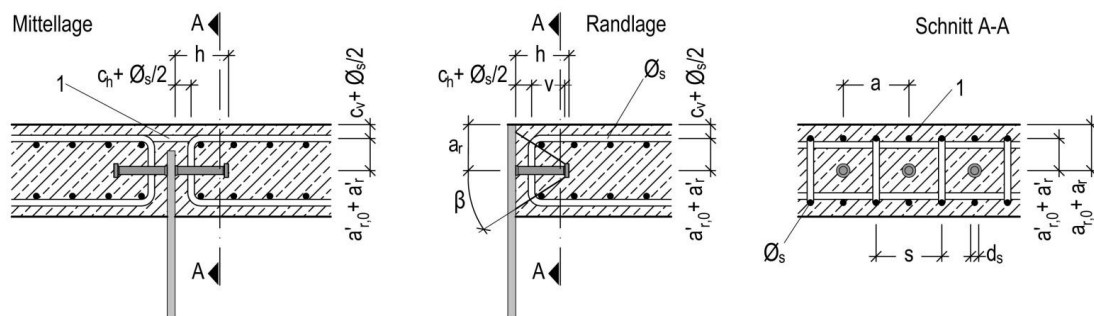


Bild 3-1: Geometrische Randbedingungen für randnahe, liegende Kopfbolzen nach *DIN EN 1994-2*

Werden die randnahen, liegenden Kopfbolzen beispielsweise im Bereich von Randträgern einer Schrägseilbrücke oder in Betonplatten von Hohlkastenbrücken angeordnet, muss eine ausreichende Übergreifungslänge der Bewehrungsbügel im Bereich des theoretischen Ausbruchkegels der Kopfbolzen vorhanden sein. In *DIN EN 1994-2 Anhang C* sind geometrische Randbedingungen nach den Gleichungen (3.2) und (3.3) für die erforderliche Länge der Kopfbolzen definiert, um mögliche Zugbeanspruchungen aufnehmen zu können und ein duktileres Tragverhalten der Kopfbolzen in der Verbundfuge zu erreichen.

$$\text{Dübel im Druckbereich des Betongurts (ungerissener Beton)} \quad \beta \leq 30^\circ \text{ oder } v \geq \max \{110 \text{ mm}; 1,7 \cdot a'_r; 1,7 \cdot s/2\} \quad (3.2)$$

$$\text{Dübel im Zugbereich des Betongurts (gerissener Beton)} \quad \beta \leq 23^\circ \text{ oder } v \geq \max \{160 \text{ mm}; 2,4 \cdot a'_r; 2,4 \cdot s/2\} \quad (3.3)$$

In *Breuninger (1999)* und *DIN EN 1994-2 Anhang C* wird dieser Versagensmechanismus des vorzeitigen Zugversagens der Kopfbolzen in der Verbundfuge als „Herausziehen“ bezeichnet. In der vorliegenden Arbeit wird dieser Versagensmechanismus als „Zugversagen des Betons“ beschrieben, da das Herausziehen als eigenständiger Versagensmechanismus nach *DIN EN 1992-4* durch die Untersuchungen nach *Furche (1994)* bereits belegt ist. Der Widerstand bei Versagen durch Herausziehen nach *Furche (1994)* kann nach Kapitel 6.2.4 abgeschätzt werden.

Das oben beschriebene Bemessungsmodell für randnahe, liegende Kopfbolzen unter Längsschubbeanspruchung konnte nach *Breuninger (1999)* als Ergebnis von 51 Push-out-Versuchen hergeleitet werden. In den Versuchen wurden die Kopfbolzen zusätzlich zur Schubbeanspruchung durch eine Zugkraft beansprucht. Die Zugkräfte entsprachen ca. 26 % der einwirkenden Schubkräfte. Für diese kombinierten Zug- und Schubbeanspruchungen wurden die geometrischen Randbedingungen in Gleichung (3.2) und Gleichung (3.3) nach *Eligehausen u.a. (1997)* auf Grundlage der mittleren Tragfähigkeit bei Betonversagen nach der Befestigungstechnik und den Interaktionsbedingungen entwickelt. In den Versuchen konnte ein wesentlicher Einfluss auf die Tragfähigkeit durch die Parameter der Betonfestigkeit, des Randabstands der Kopfbolzen, der Länge der Kopfbolzen und des Bewehrungsgrads der Bügel festgestellt werden.

### 3.1.2 Zielsetzung der Untersuchungen zu randnahen oder liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung

Die Anforderungen an die Mindestlänge der Kopfbolzen nach *DIN EN 1994-2 Anhang C* können zu vergleichsweise langen Kopfbolzen führen, die in der Praxis unwirtschaftlich sind, vgl. *Kuhlmann u.a. (2019)*. Traglaststeigernde Parameter wie der Bewehrungsgrad der Rückhängebewehrung oder die Betongüte können rechnerisch im Bemessungsmodell noch nicht angesetzt werden. Mit der Zunahme der Dicke des Betongurts kann die Längsschubtragfähigkeit des Betongurtes nach Gleichung (3.1) erhöht werden, allerdings wird durch die steilere Druckstrebenneigung des Winkels  $\beta$  nach Bild 3-1 ein längerer Kopfbolzen erforderlich. Die unterschiedlichen Versagensmechanismen nach *DIN EN 1992-4* werden im Bemessungsmodell nach *DIN EN 1994-2 Anhang C* nur ungenau erfasst.

In Kapitel 6.5.2 wird ein mögliches Bemessungsmodell für randnahe, liegende Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung unter Berücksichtigung der Betonkomponenten nach *DIN EN 1992-4* und neueren Ansätzen entwickelt. In den experimentellen und numerischen Untersuchungen wird der Einfluss unterschiedlicher Parameter wie der Rückhängebewehrung auf die Tragfähigkeit erfasst und mit der Entwicklung eines analytischen Modells für den rechnerischen Nachweis vorgeschlagen.

Bei der Bemessung der Kopfbolzen nach *DIN EN 1992-4* ist bei den randnahen, liegenden Kopfbolzen insbesondere der Einfluss der beiden Bauteilränder auf die reduzierte theoretische Betonausbruchfläche zu berücksichtigen. Vergleichbare Untersuchungen wurden von *Kraus (2002)* für Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung mit beidseitigem Randeinfluss durchgeführt. Auf Grund der Nachgiebigkeit der Ankerschiene kann eine gleichmäßige Lasteinleitung in alle Kopfbolzen allerdings nicht vorausgesetzt werden. Von *Kraus (2002)* wird ein Modell vorgeschlagen, das die Verteilung der Lasten auf die Kopfbolzen über die Einflusslänge der aktivierbaren Anker definiert. Der Nachweis erfolgt am höchstbelasteten Anker ohne Berücksichtigung einer möglichen Rückhängebewehrung.

## 3.2 Experimentelle Untersuchungen

### 3.2.1 Allgemeines

Die experimentellen Untersuchungen unter reiner Zugbeanspruchung wurden als Voruntersuchungen zum Forschungsvorhaben von *Kuhlmann, Stempniewski (2018)* mit kombinierter Normalkraft- und Schubbeanspruchung durchgeführt. Im Folgenden werden die Versuchsparameter und die Versuchsergebnisse zusammenfassend dargestellt.

### 3.2.2 Versuchsparameter und Versuchsaufbau

Innerhalb von sechs Versuchen wurde der Bewehrungsgrad der Rückhängebewehrung, die Einbinde-länge der Kopfbolzen und der Randabstand der Kopfbolzen variiert. Die gewählten Parameter sind in Tabelle 3-1 aufgelistet. Die Parameter der Versuchskörper wurden so gewählt, dass die Randbedingungen für ein Zugversagen der Kopfbolzen nach Gleichung (3.2) nicht eingehalten werden. Ziel der Versuche war es, mit einer gezielten Steigerung des Bewehrungsgrads der Rückhängebewehrung den Versagensmechanismus vom Betonversagen in ein Stahlversagen umzuwandeln.

Tabelle 3-1: Versuchsparameter

| Versuch | Kopfbolzen | Plattendicke | Rückhängebewehrung               | Betonfestigkeitsklasse |
|---------|------------|--------------|----------------------------------|------------------------|
|         |            | [mm]         | [cm <sup>2</sup> pro Kopfbolzen] |                        |
| R-01    | SD 19/125  | 250          | 1,96 cm <sup>2</sup>             | C20/25                 |
| R-02    | SD 19/125  | 250          | 3,93 cm <sup>2</sup>             | C20/25                 |
| R-03    | SD 19/200  | 250          | 1,96 cm <sup>2</sup>             | C20/25                 |
| R-04    | SD 19/200  | 250          | 3,93 cm <sup>2</sup>             | C20/25                 |
| R-05    | SD 19/200  | 300          | 1,96 cm <sup>2</sup>             | C20/25                 |
| R-06    | SD 19/200  | 300          | 3,93 cm <sup>2</sup>             | C20/25                 |

Die Versuchskörper wurden in zwei Takten gefertigt. Im ersten Takt wurde der Lasteinleitungsbereich der randnahen, liegenden Kopfbolzen betoniert und die Versuchskörper liegend nach Bild 3-2 hergestellt. Für die bessere Vergleichbarkeit konnten auf diese Weise alle Versuchskörper aus einer Betoncharge gefertigt werden. Im zweiten Takt wurde der Sockel hergestellt, mit dem der Versuchskörper auf dem Spannfeld rückverankert wurde. Die Zugkraft wurde über einen Hydraulikzylinder mit Hilfe eines HEB 200-Profiles gleichmäßig in die Kopfbolzen eingeleitet (vgl. Bild 3-3).

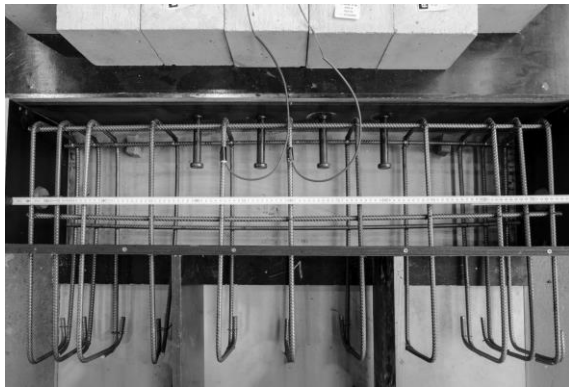


Bild 3-2: Betonagetakt 1 des Versuchskörpers R-01

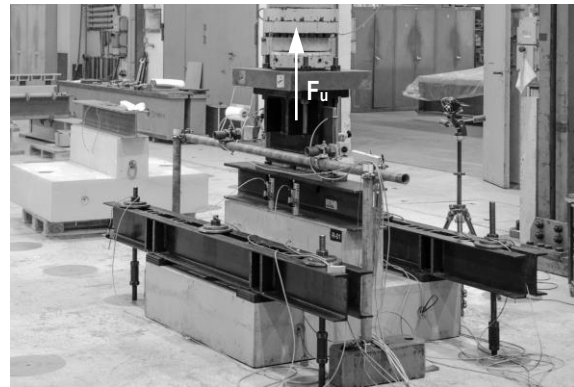


Bild 3-3: Versuchsstand des Versuchs R-01 auf dem Spannfeld

Die Versuche wurden an der MPA Stuttgart auf dem Spannfeld weggesteuert durchgeführt. Die Verschiebungen auf dem Versuchskörper und im Bereich der Lasteinleitung wurden über Wegaufnehmer erfasst. Auf den Bewehrungsstäben wurden Dehnmessstreifen (DMS) aufgebracht, um die Aktivierung der Rückhängebewehrung zu bestimmen und die Kräfte in der Bewehrung rückrechnen zu können. Lage und Bezeichnung der Messtechnik der Versuche sind in Bild 3-4 angegeben.

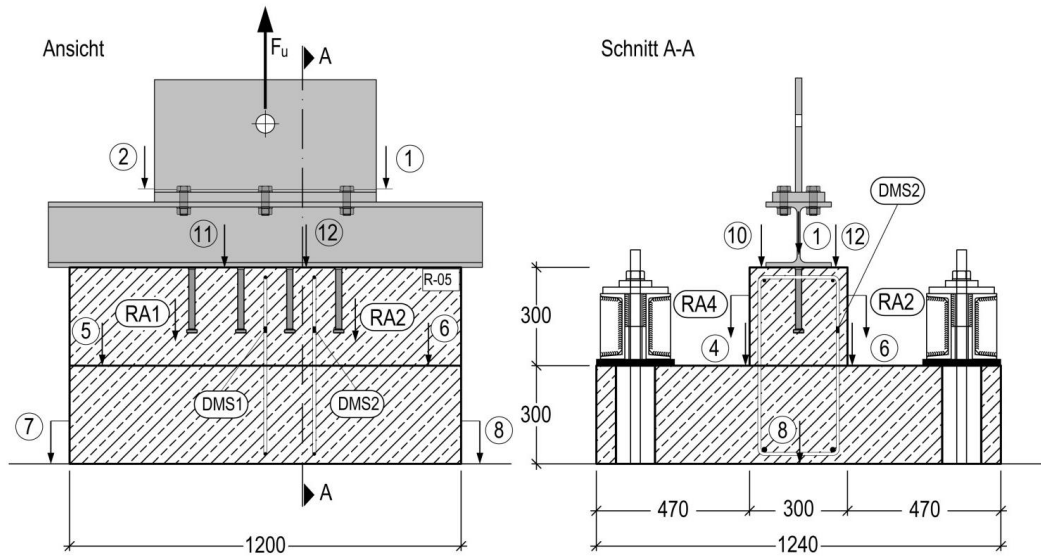


Bild 3-4: Bezeichnung und Position der Messtechnik

### 3.2.3 Versuchsergebnisse

In den Versuchen konnten über die Parametervariation gezielt unterschiedliche Versagensmechanismen erreicht werden. Die Höchstlasten und die Materialfestigkeiten sind in Tabelle 3-2 angegeben. Mit der Versuchsdurchführung nach einer mittleren Aushärtezeit des Betons von 42 Tagen wurde der Zielwert der 30-Tage-Festigkeit des Betons von  $f_{c,m} = 38 \text{ N/mm}^2$  eines Betonwürfels bei trockener Lagerung überschritten. Nach *Rybinski (2014)* können die Höchstlasten der Versuche auf die Festigkeitsklasse C20/25 nach Gleichung (3.4) normiert werden und Streuungen und Überschreitungen in der Würfeldruckfestigkeit ausgeglichen werden.

$$F_{u,n} = F_u \cdot \sqrt{\frac{f_{c,m,n}}{f_{c,m}}} \quad (3.4)$$

Tabelle 3-2: Versuchsergebnisse

| Ver-<br>such | Höchst-<br>last<br>$F_u$ | Verschie-<br>bung bei<br>Höchstlast<br>$w_u$ | Normierte<br>Höchstlast<br>$F_{u,n}$ | Versagensme-<br>chanismus | Zugfestig-<br>keit der<br>Kopfbolzen | Zugfestigkeit<br>der Beweh-<br>rung | Würfel-<br>druckfestig-<br>keit des Be-<br>tons |
|--------------|--------------------------|--|--------------------------------------|---------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|---|
|              | [kN]                     | [mm]   | [kN]                                 |                           | [N/mm <sup>2</sup> ]                 | [N/mm <sup>2</sup> ]                | [N/mm <sup>2</sup> ]                            |
| <b>R-01</b>  | 306,1                    | 5,7  | 242,1                                | Betonversagen             | 532                                  | 634                                 | 40,0  |
| <b>R-02</b>  | 434,6                    | 8,2  | 343,7                                | Betonversagen             | 532                                  | 634                                 |   |
| <b>R-03</b>  | 448,8                    | 8,4  | 352,3                                | Betonversagen             | 535                                  | 634                                 |   |
| <b>R-04</b>  | 550,8                    | 34,1   | 550,8                                | Stahlversagen             | 535                                  | 634                                 | 40,6  |
| <b>R-05</b>  | 484,2                    | 13,5   | 377,2                                | Betonversagen             | 535                                  | 634                                 | 41,2  |
| <b>R-06</b>  | 562,9                    | 28,9   | 562,9                                | Stahlversagen             | 535                                  | 634                                 |   |

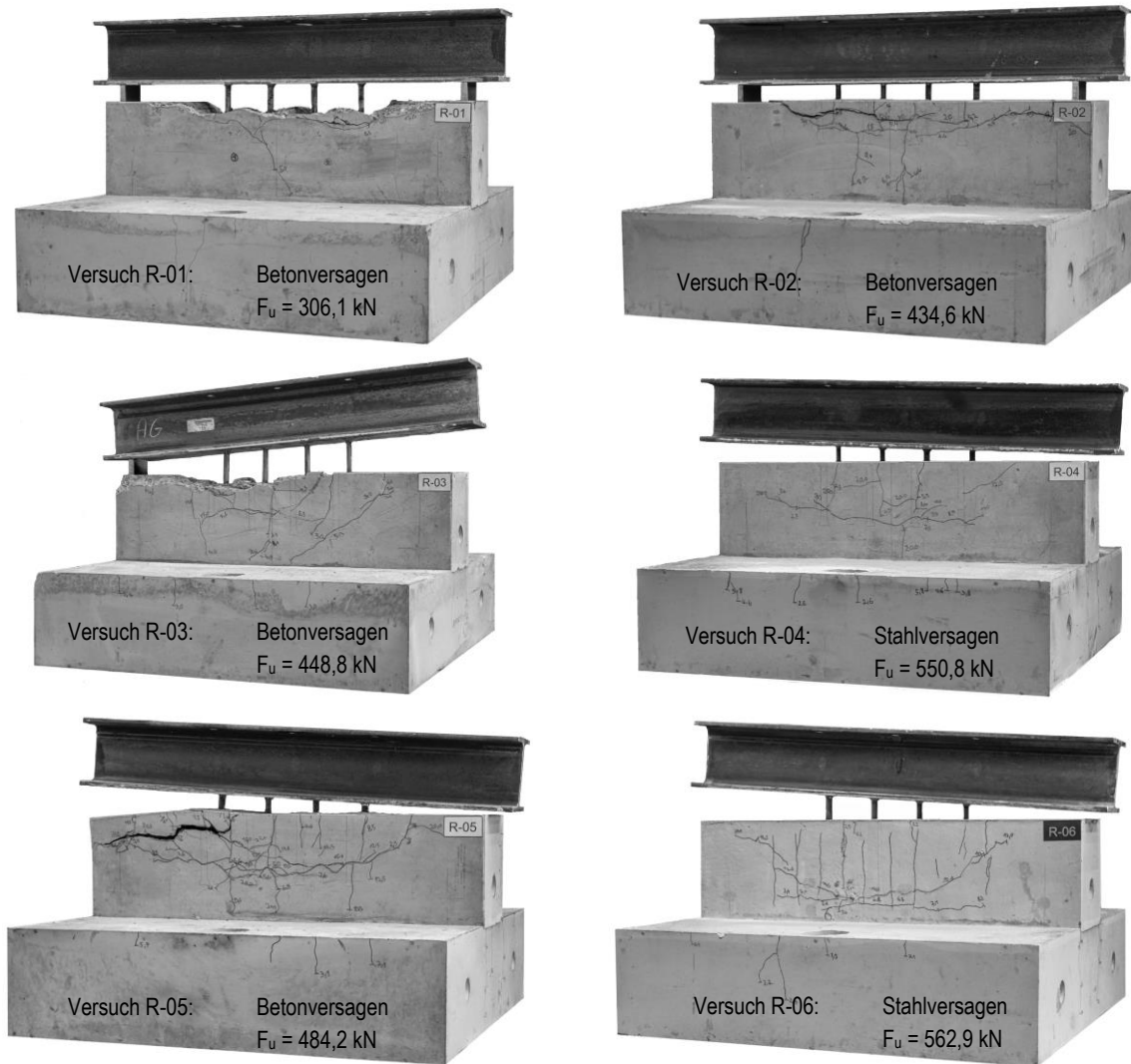


Bild 3-5: Überblick zur Versuchsserie der Versuche R-01 bis R-06 nach Versuchsdurchführung

Ziel der experimentellen Untersuchungen war die Entwicklung eines analytischen Bemessungskonzepts auf Grundlage der *DIN EN 1992-4* und neuerer Ansätze nach *INFASO (2012)*. Wesentlich für die Modellentwicklung waren die Identifikation und Zuordnung der beobachteten Versagensmechanismen. Insbesondere in den Versuchen mit Betonversagensmechanismen war nicht in jedem Fall eine eindeutige Zuordnung zu einer speziellen Versagensart möglich, da sich die verschiedenen Versagensmechanismen gegenseitig beeinflussen können und ein Mischversagen möglich ist. Neben der visuellen Beurteilung der Versuchskörper nach dem Erreichen der Höchstlast, ermöglichen die Messergebnisse eine Zuordnung zu einer Versagensart. Die Versuchsergebnisse sind in Anhang A.2 dokumentiert.

In den Versuchen R-01 und R-02 mit kurzen Kopfbolzen konnte ein Versagen auf der Seite des Betons beobachtet werden, bei dem sich die Tragfähigkeit der Versuche über die Zulage von mehr Rückhängebewehrung im Versuch R-02 steigern ließ. Allerdings kann mit diesen Versuchen gezeigt werden, dass dies nicht unbegrenzt möglich ist, da der Beton zwischen der Rückhängebewehrung ausbrechen kann. In den Versuchen R-01 und R-02 wurde dieser Betonausbruch zwischen der Bewehrung nach *INFASO (2012)* beobachtet (vgl. Bild 3-6 und Bild 3-7).

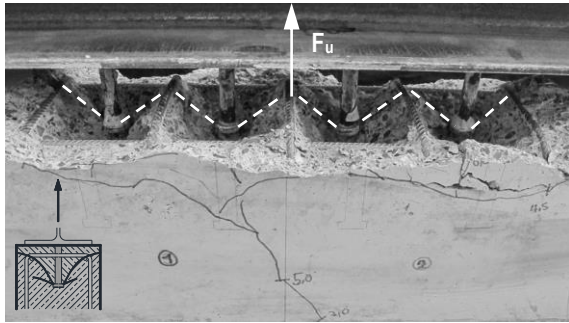


Bild 3-6: Betonausbruch zwischen der Bewehrung im Versuch R-01

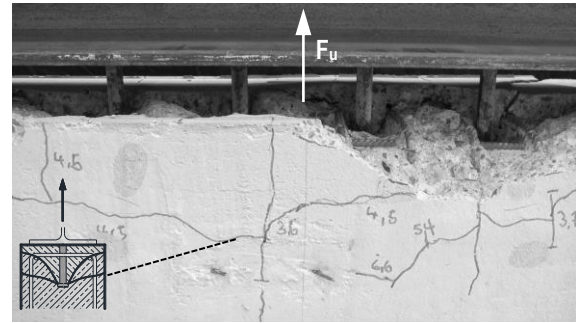


Bild 3-7: Betonausbruch zwischen der Bewehrung im Versuch R-02

In Bild 3-8 und Bild 3-9 sind das Last-Verformungsverhalten der Versuche R-01 und R-02 und die Messwerte der DMS-Messungen mit den gemessenen Dehnungen in der Rückhängebewehrung angegeben. Bis zum Erreichen der Höchstlast konnten mit zunehmender Belastung Risse auf Höhe des theoretischen Betonausbruchkegels beobachtet werden (vgl. Bild 3-7). Die Ergebnisse der DMS-Messungen zeigen, dass die Bewehrung erst mit der Ausbildung dieses Betonausbruchkegels aktiviert wurde und zum Lastabtrag beitrug (vgl. Bild 3-8 und Bild 3-9). Mit der Rissbildung des Betonausbruchkegels fiel die Versuchslast in den Versuchen bei der weggesteuerten Versuchsdurchführung kurzzeitig ab (vgl. Bild 3-8 ① und Bild 3-9 ①), konnte aber anschließend weiter gesteigert werden, da sich die Bewehrung weiter aktivieren ließ. Im weiteren Versuchsverlauf konnte so die Tragfähigkeit in beiden Versuchen über das Lastniveau bei Ausbildung der Risse des Betonausbruchkegels gesteigert werden. Im Versuch R-02 konnten auf Grund des höheren Bewehrungsgrades und der engeren Bewehrungsführung deutlich größere Höchstlasten erreicht werden (vgl. Bild 3-8 und Bild 3-9).

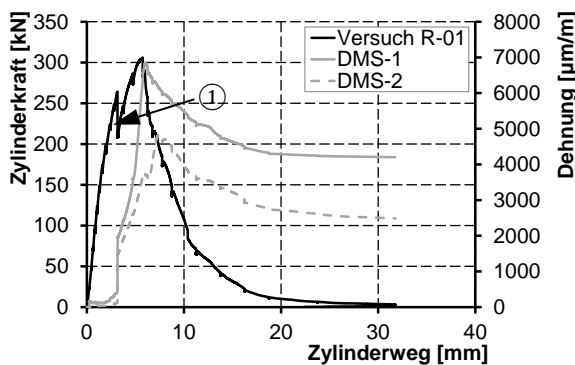


Bild 3-8: Last-Verformungskurve Versuch R-01

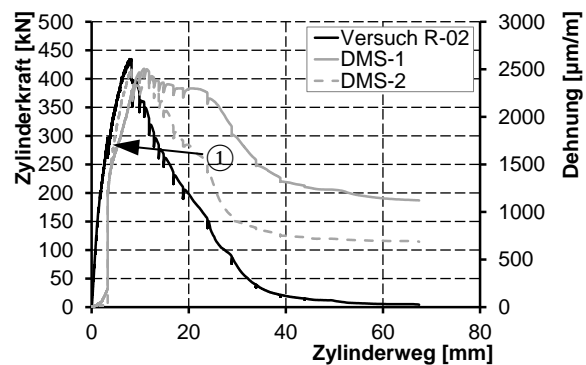


Bild 3-9: Last-Verformungskurve Versuch R-02

Die Versuche R-03 und R-04 wurden mit Kopfbolzen mit einer Gesamtlänge von 200 mm durchgeführt, so dass bei sonst identischer Parameterwahl zu den Versuchen R-01 und R-02 der Einfluss der Einbinde­länge der Kopfbolzen untersucht werden konnte. Die Versagensmechanismen der Versuche R-05 und R-06 mit breiterer Betonplatte ( $b = 300$  mm) sind vergleichbar mit den Versuchen R-03 und R-04 ( $b = 250$  mm). Durch den größeren Randabstand können aber höhere Traglasten bei Betonversagen erreicht werden. In den Versuchen R-03 und R-05 mit geringem Bewehrungsgrad war ein Betonversagen zu beobachten. In beiden Versuchen stellten sich mehrere Versagensmechanismen ein, so dass eine eindeutige Zuordnung zu einem speziellen Versagensmechanismus nicht möglich war. In beiden Versuchen konnte zunächst die Ausbildung des Betonausbruchkegels und die Aktivierung der Rückhängebewehrung mit Rissbildung beobachtet werden. Die Risse des Betonausbruchkegels entstanden ausgehend von der Versuchskörpermitte zum Rand unter einem Winkel von ca.  $35^\circ$ . Im Nachtraglastbereich hatte

der Versuch R-03 mit längeren Kopfbolzen ( $h_n = 200$  mm) eine deutlich geringere Steifigkeit im abfallenden Ast als der Versuch R-01 mit kurzen Kopfbolzen ( $h_n = 125$  mm). Ursache hierfür war die größere Verankerungstiefe der Kopfbolzen und die damit deutlichere Aktivierung des Betons auch im Bereich nach Erreichen der Höchstlast. In beiden Versuchen R-03 und R-05 wurde die Rückhängebewehrung über die 0,2%-Dehngrenze beansprucht, bei der von einem Fließen der Rückhängebewehrung ausgegangen werden kann. Der näher am Zentrum des Versuchskörpers auf der Bewehrung angebrachte Dehnmessstreifen (DMS-2) wurde vor dem Dehnmessstreifen (DMS-1) aktiviert, der näher am Rand lag (vgl. Bild 3-11).

Neben der Ausbildung des Betonausbruchkegels in Längs- und Querrichtung konnte bei der Versuchsdurchführung beobachtet werden, dass sich der Versuchskörper mit der Rissbildung auch in Längsrichtung öffnete. Auf Grund der Bauteilrandlage war die Steifigkeit des Betons in Querrichtung geringer, so dass sich der Versuchskörper in Querrichtung öffnete und eine im Vergleich zu einem theoretisch ungestörten Betonausbruchkegel geringere Steifigkeit hatte. Es ist anzunehmen, dass durch die seitliche Öffnung des Versuchskörpers die übertragbaren Verbundspannungen der zum Kopfbolzen parallel liegenden Bewehrung reduziert wurden (vgl. Bild 3-10 unten). Auf die Bügelbewehrung und die Längsbewehrung in den Bügelecken bildeten sich im Versuch deutliche Druckstreben aus. Dieses Tragverhalten konnte allerdings in den Versuchen unter Zugbeanspruchung nicht als maßgebender Versagensmechanismus identifiziert werden, stellt allerdings für die Untersuchungen der randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Längsschub nach *Kuhlmann, Stempniewski (2018)* mit dem Versagensmechanismus „Spaltversagen“ einen relevanten Versagensmechanismus dar.

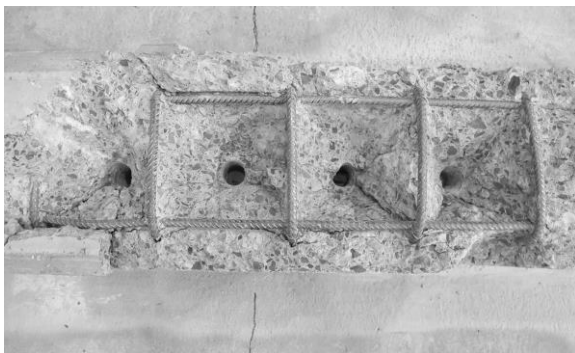


Bild 3-10: Versuch R-03 (oben) und R-05 (unten) nach Versuchsdurchführung

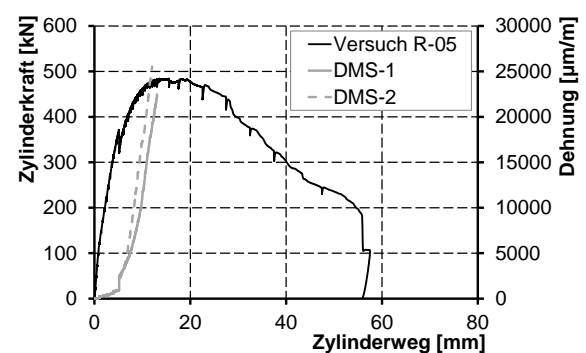
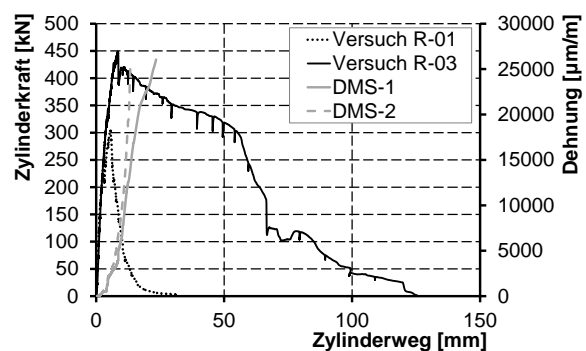


Bild 3-11: Last-Verformungskurve Versuch R-03 (oben) und R-05 (unten)

In den Versuchen R-04 und R-06 konnte durch den höheren Bewehrungsgrad ein Stahlversagen in den Kopfbolzen erreicht werden. Mit der Steigerung des Bewehrungsgrads in den beiden Versuchen wurde ein duktileres Tragverhalten durch ein Fließen der Kopfbolzen und der Bewehrung möglich (vgl. Bild 3-13). Auf Grund des breiteren Betonquerschnitts war im Versuch R-06 eine größere Anfangssteifigkeit

zu beobachten. Zusätzlich ist anzunehmen, dass die Kopfbolzen in diesem Versuch auf Grund der steiferen Betonkomponente gleichmäßiger aktiviert werden konnten und so eine etwas größere Tragfähigkeit erzielt wurde (vgl. Bild 3-13). Bei allen Kopfbolzen konnte die Einschnürung des Stahlschaftes mit anschließendem Stahlbruch im Bereich des Kopfbolzenkopfes beobachtet werden. Bemerkenswert waren die deutlichen Verformungen im Bereich der Pressungsfläche des Kopfbolzenkopfes, die nach der Auftrennung des Versuchskörpers sichtbar wurden (vgl. Bild 3-12). Unter zentrischer Zugbeanspruchung der Kopfbolzen entstehen in diesem Bereich hohe Pressungen, die zu einer Pulverisierung des Betons führen.

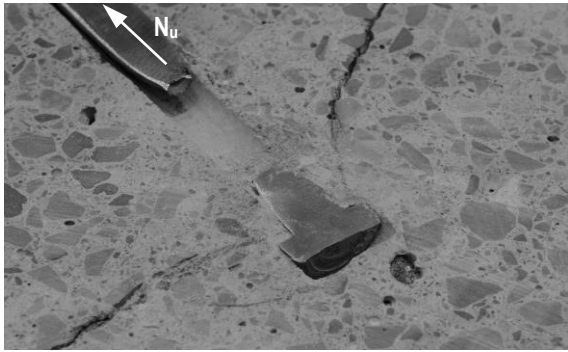


Bild 3-12: Stahlversagen und Verformungen im Bereich des Kopfbolzenkopfes in Versuch R-06

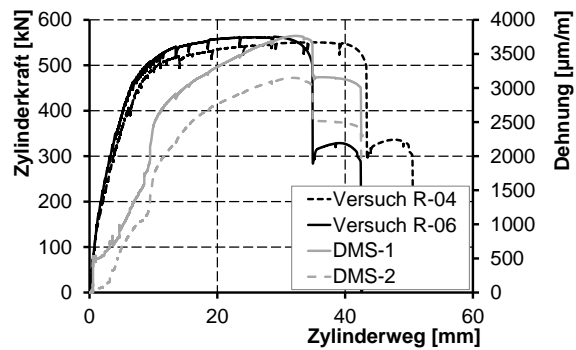


Bild 3-13: Last-Verformungskurve Versuch R-04 (oben) und R-06 (unten)

Zusammenfassend konnten in den Versuchen zu den randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung durch die Variation der Parameter Bewehrungsgrad, Einbindelänge und Bauteildicke verschiedene Versagensmechanismen erzeugt und der Einfluss der Bewehrung auf das Tragverhalten untersucht werden. Mit der Steigerung des Bewehrungsgrads ließ sich die Tragfähigkeit des Betons so weit steigern, dass ein duktiles Stahlversagen der Kopfbolzen auch in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss möglich war.

In den Versuchen mit kürzeren Kopfbolzen konnte die Rückhängebewehrung aktiviert werden, allerdings wurde mit Erreichen der Höchstlast ein Betonversagen zwischen der Rückhängebewehrung beobachtet. Dieser Betondruckstrebenbruch stimmt mit den neueren Ansätzen für die Rückhängebewehrung nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* überein, nach denen die Tragfähigkeit über eine Rückhängebewehrung nicht unbegrenzt gesteigert werden kann. Mit einer größeren Verankerungslänge der Kopfbolzen konnte die Bewehrung bis zum Fließen aktiviert werden und es wurde zudem eine größere Höchstlast erreicht, da sich ein größeres Betonvolumen aktivieren ließ. Diese Beobachtung ist in Übereinstimmung mit den bisherigen vereinfachten Modellen nach *DIN EN 1994-2 Anhang C*.

Die dargestellten Pilotversuche zu randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung zum Forschungsvorhaben von *Kuhlmann, Stempniewski (2018)* sind Grundlage für die Entwicklung der numerischen Modelle in Kapitel 3.3. Auf Basis der beschriebenen experimentellen Untersuchungen und weiteren numerischen Parameterstudien ist die Validierung des analytischen Modells für die randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung möglich. Bemerkenswert ist, dass die geometrischen Anforderungen nach den Gleichungen (3.2) und (3.3) an die Verankerungslänge der Kopfbolzen in allen Versuchen nicht erfüllt waren. Dennoch konnte in den Versuchen mit der Steigerung des Bewehrungsgrads ein Betonversagen verhindert und ein duktiles Stahlversagen erzeugt werden.

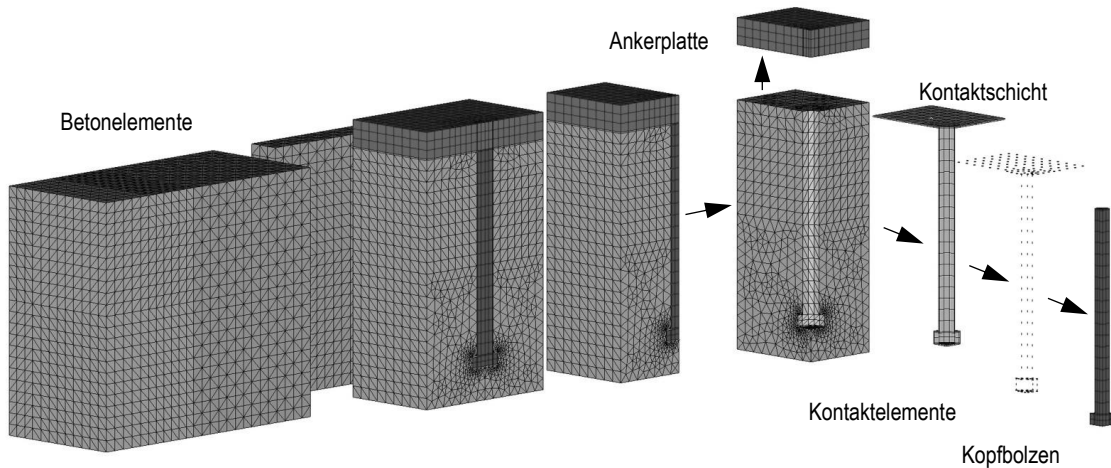
Neben den in der vorliegenden Arbeit behandelten Untersuchungen zu randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung sind Fragestellungen offen, die über weitere numerische und experimentelle Untersuchungen abgeschätzt werden müssen. Die Versuche wurden mit einer 4-reihigen Kopfbolzenanordnung durchgeführt, allerdings sind im Verbundträger mit randnahen, liegenden Kopfbolzen viele Kopfbolzen in Reihe hintereinander angeordnet. Für die Ableitung des analytischen Modells für

randnahe, liegende Kopfbolzen ist der Fall einer Vielzahl aneinander gereihter Kopfbolzen zu berücksichtigen. Im Rahmen der numerischen Parameteruntersuchung nach Kapitel 3.3.3 wird dieser praktische Anwendungsfall untersucht. Zudem ergeben sich für die randnahen, liegenden Kopfbolzen weitere Fragestellungen unter kombinierter Zug- und Querkraftbeanspruchung. Zur Untersuchung der kombinierten Zug- und Querkraftbeanspruchung wurden hierfür in *Kuhlmann, Stempniewski (2018)* weiterführende experimentelle Untersuchungen durchgeführt, mit denen insbesondere die Spaltwirkung durch eine Schubbeanspruchung der randnahen, liegenden Kopfbolzen erfasst werden kann.

### 3.3 Numerische Untersuchungen

#### 3.3.1 Allgemeines

Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen wurden numerische Untersuchungen durchgeführt, um den Einfluss der Bewehrung auf das Tragverhalten abschätzen zu können. Mit der Validierung der Modelle an den Versuchsergebnissen konnte das Tragverhalten im Bereich des Anschlusses untersucht und weitere Parameteruntersuchungen durchgeführt werden. Im Folgenden wird eine zusammenfassende Darstellung des Aufbaus der numerischen Modelle gegeben, die in ähnlicher Form Grundlage für die Modelle der Untersuchungen der großen Ankerplatten (vgl. Kapitel 4.3) und der konzentrierten Lasteinleitung (vgl. Kapitel 5.3) waren. Im Rahmen der Nachrechnung der Versuchsergebnisse und der weiterführenden Untersuchungen wird das nichtlineare FE-Programm MASA nach *Ožbolt (2016)* verwendet, mit dem das lokale Schädigungsverhalten des Betons im Bereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton modelliert werden kann. Die Modellerstellung sowie die Auswertung der Rechenergebnisse erfolgte mit FEMAP in der Version *FEMAP v11.1.0*. Die Darstellung der wesentlichen Aspekte zur Modellierung der Anschlussbereiche erfolgt in der Reihenfolge der Modellerstellung.



*Bild 3-14: Modularisierter Aufbau des Modells für die randnahen, liegenden Kopfbolzen*

In einem ersten Schritt werden mit FEMAP die Elemente und Materialien (vgl. Tabelle 3-3) anhand der vorhandenen Geometriedaten festgelegt. Im Bereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton ist der Modellaufbau auf Grund der unterschiedlichen Geometrien und vorhandenen Materialien komplex, so dass ein modularisierter, strukturierter Aufbau entwickelt wurde. Die Modelle wurden mit einer vergleichsweise feinen Vernetzung ausgehend vom Bereich der Lasteinleitung der Kopfbolzen in geeigneten Blöcken modelliert. Mit zunehmendem Abstand vom Lasteinleitungsbereich wurde ein größeres Netz zur Modellierung und Einsparung von Rechenzeit gewählt.

Tabelle 3-3: Diskretisierung und Materialmodellierung

| Material       | Elementtyp   | Knotenanzahl | Materialmodell                   |
|----------------|--------------|--------------|----------------------------------|
| Kopfbolzen     | Hexaeder     | 8            | multilinear mit Abbruchkriterium |
| Kontaktschicht | Hexaeder     | 8            | linear mit Coulomb'scher Reibung |
|                | Stabelemente | 2            |                                  |
| Ankerplatte    | Hexaeder     | 8            | multilinear mit Abbruchkriterium |
| Anbauteil      | Hexaeder     | 8            | linear-elastisch                 |
| Beton          | Tetraeder    | 4            | Microplane Modell                |
| Bewehrung      | Stabelemente | 2            | bilinear                         |

Auf Grund der modularisierten Modellentwicklung (vgl. Bild 3-14) konnten im Rahmen von betreuten Masterarbeiten *Mishaxhiu (2015)*, *Bernhart (2016)*, *Markovic (2017)*, *Messner (2017)*, *Schumacher (2017)* und *Ziwes (2018)* geeignete Modelle für die Nachrechnung der experimentellen Untersuchungen erstellt werden, die vom Autor weiterentwickelt, bezüglich der Parametereinstellungen vereinheitlicht und für weiterführende Parameteruntersuchungen herangezogen wurden. Der Beton, die Kopfbolzen und die Anbauteile wurden mit Volumenelementen modelliert. Die Bewehrung wurde auf den Kanten der Betonmodule mit Stabelementen festgelegt, denen in der numerischen Berechnung die Querschnittsfläche der Bewehrung zugewiesen wurde. In den Bügelecken wurden die Verbindungen der Stabelemente biegesteif und in den verbleibenden Bereichen gelenkig modelliert. Der Kontakt zwischen Stahl und Beton wurde über Stabelemente definiert, die Druck- und Reibungskräfte übertragen können, bei einer Zugbeanspruchung allerdings in der Berechnung nicht berücksichtigt werden. Die Stabelemente, die aus numerischen Gründen in der Kontaktschicht eingebettet sind, wurden im Kontaktbereich der Ankerplatte mit dem Beton sowie an der Mantelfläche der Kopfbolzen modelliert (vgl. Bild 3-15). Für eine realitätsnahe Modellierung des Tragverhaltens der Kopfbolzen im Lasteinleitungsbereich wurden über die gesamte Mantelfläche der Kopfbolzen Kontaktbedingungen definiert. Da in den Anschlüssen unter Querkraftbelastung (vgl. Kapitel 4.3 und Kapitel 5.3) über die DMS-Messungen Stauchungen in den Kopfbolzen gemessen wurden, wurde auch auf der Unterseite der Kopfbolzenköpfe eine Kontaktschicht zur Übertragung der Druckkräfte definiert. Der Beton wurde im Gegensatz zu den Stahlbauteilen mit Tetraeder-Elementen modelliert (vgl. Tabelle 3-3). Damit konnte insbesondere im Bereich der Ankerplatten die Netzdicke lokal verfeinert werden und an weniger kritischen Stellen ein gröberes FE-Netz gewählt werden. In einem weiteren Schritt wurde das in FEMAP erzeugte Modell MASA zur Berechnung übergeben und es wurden weitere Berechnungsparameter, wie z.B. Materialdaten, festgelegt. Als Grundlage wurden die Kennwerte der parallel zu den Großversuchen durchgeführten Materialuntersuchungen (vgl. Anhang A) verwendet. Die Materialeigenschaften der Betonelemente wurden mit den erforderlichen Angaben des Microplane-Modells definiert. Hierfür sind Angaben über die Zug- und Druckfestigkeit, E-Modul  $E_c$  sowie die Bruchenergie  $G_f$  notwendig. Die Betondruckfestigkeit wurde über drei Würfelpföben mit 150 mm Kantenlänge am Versuchstag gemessen. Aus diesen Ergebnissen wurden die weiteren Materialkennwerte nach *fib-Model Code 2010* mit den Gleichungen (3.5) bis (3.8) bestimmt. Teilweise wurde im Rahmen der Validierung der Vorfaktor für die Bruchenergie in Anlehnung an die numerischen Untersuchungen nach *Kuhlmann, Özbolt (2013)* angepasst. Die gewählten Materialparameter sind in Anhang B dokumentiert.

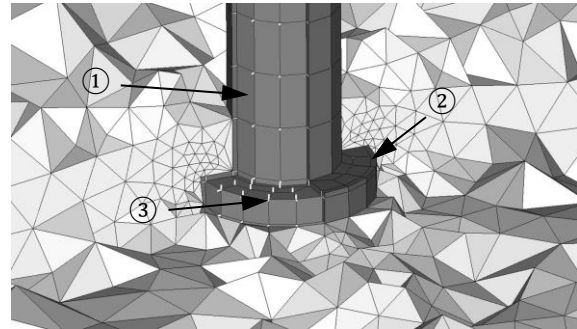


Bild 3-15: Isometrische Ansicht des Bereichs des Kopfbolzenkopfs ①, Kontaktschicht ② und Stabelemente ③

$$f_{ck} = f_{c,m} = 0,81 \cdot f_{ck,cube,150} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.5)$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.6)$$

$$E_c = 21.500 \cdot \left(\frac{f_{c,m}}{10}\right)^{\frac{1}{3}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.7)$$

$$G_f = \frac{k \cdot f_{c,m}^{0,18}}{1000} \quad [\text{N/mm}] \quad (3.8)$$

Mit:

$f_{c,m}$  Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons;

$k$  Vorfaktor für die Bruchenergie nach *fib Model Code 2010*:  $k = 73$  [-].

Bestimmend für die Modellierung der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton ist das in MASA implementierte „Microplane“ Modell nach *Ožbolt (1999a)*, mit dem das Schädigungs- und Rissverhalten im Bereich des Betons in geeigneter Weise abgeschätzt werden kann. Im Rahmen dieses Modells werden die Materialeigenschaften auf unabhängigen, unterschiedlich orientierten Mikroebenen definiert, indem die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in Normal- und Schubspannungsrichtung festgelegt werden. Die makroskopische Steifigkeit des Modells wird über die Integration der Spannungskomponenten der Mikroebene in alle Richtungen berechnet. Das verwendete „Microplane“ Modell wurde nach *Ožbolt (1999a)* und *Ožbolt (1999b)* anhand unterschiedlicher Lastkombinationen validiert und in verschiedenen Forschungsprojekten im Bereich des Verbundbaus und der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton wie z.B. *Kuhlmann u.a. (2008)* und *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* erfolgreich verwendet.

Neben den Versuchen mit Betonversagen wurden in den der Arbeit zu Grunde liegenden experimentellen Untersuchungen einige Versuche so ausgelegt, dass z.B. mit der Anordnung der Bewehrung im Bauteil eine Umlagerung der Versagensmechanismen auf ein Stahlversagen der Kopfbolzen oder eine Fließgelenkbildung in der Ankerplatte möglich waren. Für die Modellierung der Kopfbolzen, der Ankerplatte sowie die Bewehrung hat sich daher eine multilineare Modellierung (vgl. Bild 3-16 ① – ④) als zweckmäßig herausgestellt. Die Anbauteile an den Ankerplatten wurden linear modelliert (vgl. Bild 3-16 ① – ②), da in diesen kein Versagen in den Versuchen beobachtet werden konnte und dadurch zusätzlich im Bereich der Lasteinleitung kein lokales Versagen maßgebend wurde. Zur Modellierung des Stahlversagens unter Zug ist ein Abbruchkriterium über eine zusätzliche Modifikation in *Ožbolt (2016)* definiert worden (vgl. Bild 3-16 ⑤), so dass mit dem Erreichen der Bruchdehnung keine weiteren Kräfte über die Kopfbolzen in den Beton eingeleitet werden konnten.

Über die oben beschriebenen Modellierungsansätze konnte das Versagen der Kopfbolzen unter Zug gut abgeschätzt werden. Bei den Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung führte die multilineare Modellierung der Kopfbolzen z.B. im Kontaktbereich zwischen Ankerplatte und Beton lokal zu hohen Spannungskonzentrationen und einem vorzeitigen Abscheren der Kopfbolzen. Für die Definition des Schubversagens der Untersuchungen nach Kapitel 4 und Kapitel 5 in diesem Bereich erfolgte, aufbauend auf einer linear-elastischen Modellierung des Materialverhaltens, eine Festlegung des Versagenskriteriums auf Grundlage der Auswertung der Knotenkräfte am Kopfbolzenfuß und der Gegenüberstellung mit vorhandenen Grenzlasten für Kopfbolzen unter Querkraftbeanspruchung.

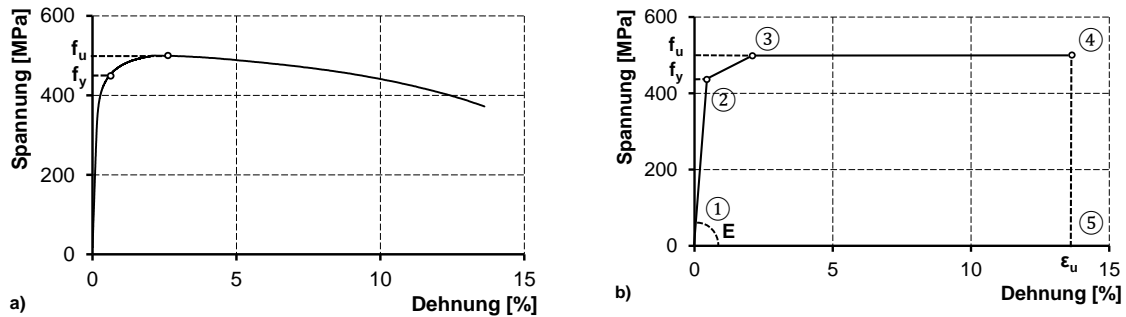


Bild 3-16: a) Spannungs-Dehnungs-Beziehung des kaltverformten Kopfbolzenstahls und b) multilineare Modellierung des Stahls mit MASA

Die in MASA implementierten Materialmodelle für Stahl und Beton wurden anhand der parallel zu den Versuchen durchgeführten Materialuntersuchungen validiert und sind u.a. in *Ziwes (2018)* dokumentiert. Auf diese Weise konnten die Einstellungen der Berechnungsparameter (vgl. Anhang B) weiter zugescharft werden. Im letzten Schritt der numerischen Untersuchungen wurden außer den Höchstlasten aus der Nachrechnung die Berechnungsergebnisse wie die Spannungs- und Dehnungsplots in MASA und FEMAP ausgewertet. Eine grafische Darstellung des Schädigungsverhaltens ist z.B. über eine Auswertung der Bruchdehnungen sowie der Vergleichsspannungen in FEMAP möglich.

### 3.3.2 Numerische Modellierung und Validierung des numerischen Modells

Mit Hilfe des validierten numerischen Modells konnten neben den Beobachtungen zum Einfluss der Bewehrung auf das Tragverhalten der Versuche auch die Versagensmechanismen bewertet werden. Im Rahmen einer Auswertung der verschiedenen Belastungsschritte der numerischen Berechnung konnte z.B. im Beton die Rissentwicklung nachvollzogen werden, die in der Versuchsdurchführung nur von außerhalb des Versuchskörpers zu beobachten war. So konnten Rückschlüsse auf die für die Entwicklung des analytischen Modells relevanten Versagensmechanismen insbesondere im Beton gezogen werden. Die numerische Modellierung der randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung erfolgte nach *Schumacher (2017)* am  $1/4$ -Modell unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen (vgl. Bild 3-17). Abweichend zur Materialmodellierung nach Tabelle 3-3 wurde die Anbauplatte, auf der die Kopfbolzen aufgeschweißt waren, linear-elastisch modelliert. Auf die Modellierung des Stahlprofils zur Lasteinleitung wie in den Versuchen (vgl. Bild 3-4) wurde verzichtet, da dieses einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Versuchsergebnisse hatte und der Profilflansch durch die linear-elastische Modellierung ausreichend steif war. Zudem wurde der Beton im Bereich der Abspannung des Versuchskörpers (vgl. Bild 3-14) nicht modelliert, da dieser nur einen geringen Einfluss auf das Trag- und Schädigungsverhalten der Versuche hatte.

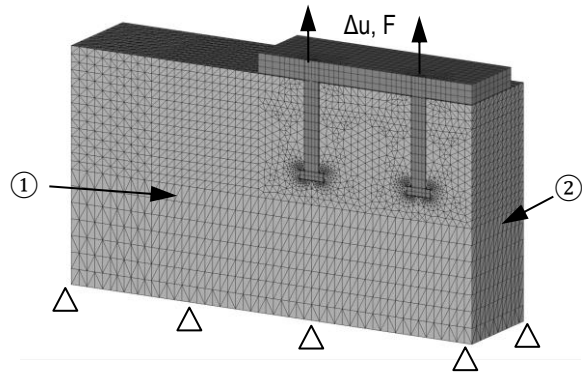


Bild 3-17: Modellierung der Versuche mit liegenden Kopfbolzen nach Schumacher (2017) mit ① und ② Symmetrieebenen

Die Lasteinleitung erfolgte als Verschiebungsgröße in der Achse der Kopfbolzen und das Modell wurde im Bereich der Taktfuge des Versuchskörpers in allen drei Koordinatenrichtungen unverschieblich gelagert. In den numerischen Modellen wurden alle variierten Versuchsparameter wie Kopfbolzenlänge, Bewehrungsgrad und Bauteildicke (vgl. Tabelle 3-1) berücksichtigt. Auf Grund des modularisierten

Aufbaus der Modelle (vgl. Bild 3-14) konnten Einflüsse auf die Berechnungsergebnisse im Rahmen der Modellentwicklung, wie z.B. der Parametereinstellungen für die Vernetzung, reduziert werden.

Die Validierung der numerischen Untersuchungen erfolgte über den Vergleich der Höchstlasten der numerischen Berechnungen mit den Ergebnissen der Versuche nach Kapitel 3.2. Zudem wurde das aus den numerischen Berechnungen resultierende Schädigungsverhalten mit den experimentell beobachteten Versagensmechanismen verglichen. Für die Validierung der numerischen Modelle wurden die experimentell ermittelten Materialkennwerte und geometrischen Kennwerte, wie z.B. der Querschnittsabmessungen der Bewehrung, verwendet. Weitere gewählte Parametereinstellungen sowie die Berechnungsergebnisse sind in Anhang B.2 dokumentiert.

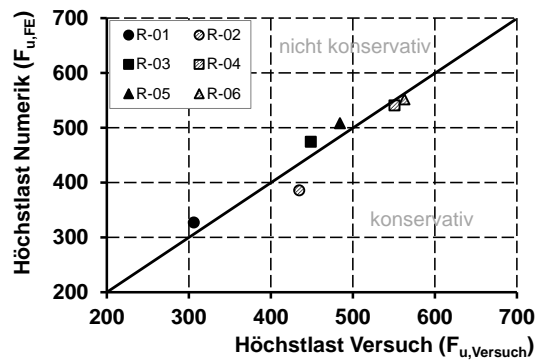


Bild 3-18: Übereinstimmung der experimentellen und numerischen Ergebnisse

Im Vergleich der Höchstlasten der numerischen und experimentellen Untersuchungen konnte eine ausreichende Übereinstimmung erreicht werden (vgl. Bild 3-18). Im Mittel ergab sich in den numerischen Nachrechnungen eine sehr gute Übereinstimmung bei einem Variationskoeffizienten von  $v = 6,26\%$ . Zudem entsprachen die aus den numerischen Berechnungen abgeleiteten Versagensmechanismen der Versuche den experimentellen Beobachtungen (vgl. Tabelle 3-4 und Tabelle 3-2).

Tabelle 3-4: Vergleich der Versuchsergebnisse  $F_{u, Versuch}$  mit den numerischen Berechnungen  $F_{u, FE}$

| Versuch | Höchstlast Versuch $F_{u, Versuch}$ [kN] | Höchstlast Numerik $F_{u, FE}$ [kN] | $F_{u, FE} / F_{u, Versuch}$ | Versagensmechanismus der numerischen Nachrechnung |
|---------|--|-------------------------------------|------------------------------|---|
| R-01    | 306,1                                    | 327,0                               | 1,07                         | Betonversagen mit Entfestigung                    |
| R-02    | 434,6                                    | 385,7                               | 0,89                         | Betonversagen mit Entfestigung                    |
| R-03    | 448,8                                    | 474,5                               | 1,06                         | Betonversagen mit Entfestigung                    |
| R-04    | 550,8                                    | 540,8                               | 0,98                         | Stahlversagen der Kopfbolzen                      |
| R-05    | 484,2                                    | 508,3                               | 1,05                         | Betonversagen mit Entfestigung                    |
| R-06    | 562,9                                    | 552,0                               | 0,98                         | Stahlversagen der Kopfbolzen                      |

Mittelwert  $\bar{x}$  1,00

Variationskoeffizient  $v$  6,26 %

Neben der Validierung über den Vergleich der Höchstlasten wurde das Schädigungsverhalten der numerischen Berechnungen ausgewertet und mit den experimentellen Untersuchungen verglichen. Mit Hilfe der numerischen Berechnungen konnten Rückschlüsse auf das Schädigungsverhalten innerhalb des Betons gezogen und zusätzliche Informationen zu den Versuchen gewonnen werden.

Im Folgenden werden die Rissentwicklung und die Aktivierung der Bewehrung anhand der Versuche R-01, R-02 und R-03 sowie die wesentlichen Erkenntnisse für die Ableitung eines analytischen Bemessungsmodells auf Grundlage der Befestigungstechnik dargestellt. Mit der Annahme einer kritischen Rissöffnung von  $u_x = 0,15$  mm nach *Eligehausen u.a. (2006)*, ab der keine weiteren Spannungen im Riss übertragen werden können, werden die folgenden Dehnungsplots für die Vergleichbarkeit untereinander nach Gleichung (3.9) einheitlich skaliert. Dabei wird von einer mittleren Elementgröße im Bereich der Lasteinleitung von 10 mm ausgegangen.

$$\epsilon_{\text{crit}} = 0,015 = \frac{u_x}{10 \text{ mm}} \quad (3.9)$$

In den Nachrechnungen können Überlagerungen der Versagensmechanismen im Beton und der maßgebende Versagensmechanismus über die Auswertung der einzelnen Belastungsschritte nachvollzogen werden. Während sich in Versuch R-01 und R-02 zunächst ein anfänglicher Betonausbruch (vgl. Bild 3-19 und Bild 3-21 ①) ausbildet, entstehen mit dem Erreichen der Höchstlast Druckstreben an angrenzenden Bewehrungsbügel. In den numerischen Nachrechnungen kann zudem eine deutliche Spaltrissbildung des Betons in Längsrichtung des Betonquerschnitts beobachtet werden, bei der die Bügelbewehrung an der Oberseite deutlich aktiviert wird (vgl. Bild 3-20 ② und Bild 3-22 ③). Über die Bewehrung konnte die Spaltrissbildung im Versuch und in der numerischen Berechnung verhindert werden, so dass diese bei Höchstlast nicht maßgebend für den Versagensmechanismus wurde. Zur Darstellung der Betonversagensmechanismen wie Betonausbruch und Betondruckstrebenbruch unter Zug sind die Elemente mit einer deutlichen Spaltrissbildung in der Symmetrieachse in den folgenden Bildern ausgeblendet.

Über die Spannungsbilder kann die Aktivierung der Bewehrung nachvollzogen werden. Im Versuch R-01 können in der Bewehrung auf Grund der geringeren Bügelanzahl im Vergleich zum Versuch R-02 höhere Spannungen beobachtet werden. In beiden Versuchen werden allerdings nur die Bügel im unmittelbaren Bereich der Kopfbolzen deutlich aktiviert und beteiligen sich so am Lastabtrag (vgl. Bild 3-20 und Bild 3-22). In den Versuchen mit langen Kopfbolzen und geringem Bewehrungsgrad, z.B. Versuch R-03, bricht der Betonquerschnitt zunächst über die Querschnittsbreite im Bereich der Lasteinleitung auf (vgl. Bild 3-23 ④) und die Bewehrung erreicht die Fließspannung. Mit dem Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung (vgl. Bild 3-24 ⑤), dem seitlichen Öffnen des Versuchskörpers durch die Spaltrissbildung und den ausgeprägten Verformungen im Bereich des Kopfbolzenkopfes stützen sich die Kopfbolzen im Nachtraglastbereich auf der Bewehrung ab und werden zwischen der Bewehrung aus dem Beton gezogen.

Die Aktivierung der Bewehrung im Bereich der Lasteinleitung kann über die Auswertung der Kräfte in den Stabelementen erfasst werden und ist in Tabelle 3-5 für die Nachrechnungen der Versuche auf Niveau der Höchstlast angegeben. Die Bezeichnung der Bügelreihen ist in Bild 3-24 definiert. Im Bereich der Kopfbolzen wird die Bügelbewehrung deutlich aktiviert. In den Versuchen mit geringem Bewehrungsgrad wird der jeweilige Bewehrungsbügel, der zwischen den Kopfbolzen liegt, am höchsten beansprucht, da sich Abstützkräfte ausgehend von beiden Kopfbolzen auf diese Bügel bilden. In den Versuchen mit höherem Bewehrungsgrad sind die Kräfte zwischen den Bewehrungsbügel gleichmäßig verteilt. Die Bewehrungsbügel zwischen den Kopfbolzenreihen nehmen deutlich größere Kräfte auf als die Bewehrungsbügel im Randbereich. Hintergrund ist, dass auf einen zwischen zwei Kopfbolzen mittig liegenden Bewehrungsbügel sich von beiden benachbarten Kopfbolzen Abstützkräfte ausbilden können. Für die Ableitung des analytischen Modells folgt, dass der nächstliegende Bewehrungsbügel für die Widerstandsberechnung unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung maßgebend ist. Bemerkenswert ist, dass die Bewehrungsbügel im Zentrum der Lasteinleitung höher beansprucht werden als diejenigen, die im Bereich der äußeren Kopfbolzen liegen. Es kann davon ausgegangen werden, dass bei einer linearen Anordnung der Kopfbolzen, wie z.B. in einer Verbundträgerplatte mit randnahen, liegenden Kopfbolzen, eine gleichmäßige Beanspruchung der Bewehrungsbügel stattfindet. Dieser Effekt wird in weiteren Parameteruntersuchungen nach Kapitel 3.3.3 über die Variation des Bewehrungsgrads erfasst.

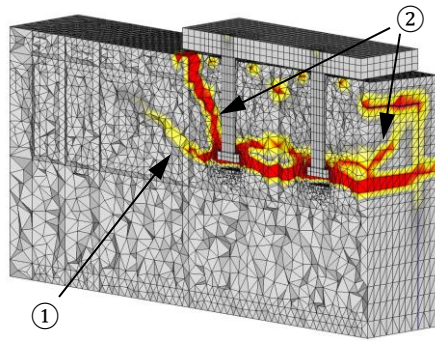


Bild 3-19: Hauptzugdehnungen [-] bei Höchstlast im Versuch R-01

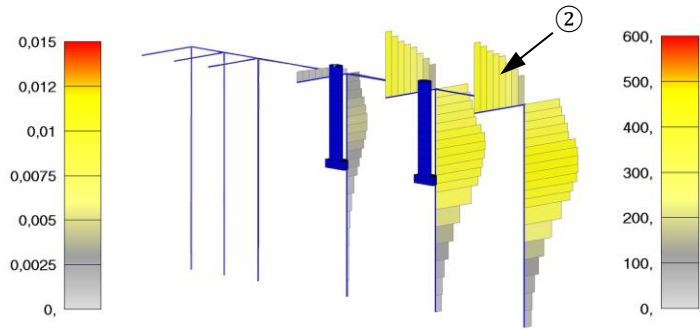


Bild 3-20: Zugspannungen [N/mm²] in der Bewehrung des Versuchs R-01 bei Höchstlast

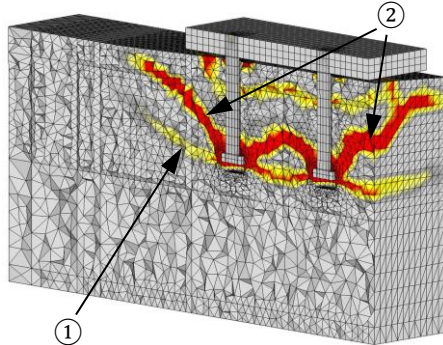


Bild 3-21: Hauptzugdehnungen [-] bei Höchstlast im Versuch R-02

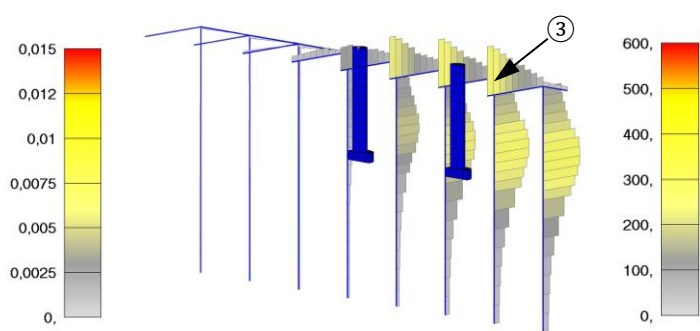


Bild 3-22: Zugspannungen [N/mm²] in der Bewehrung des Versuchs R-02 bei Höchstlast

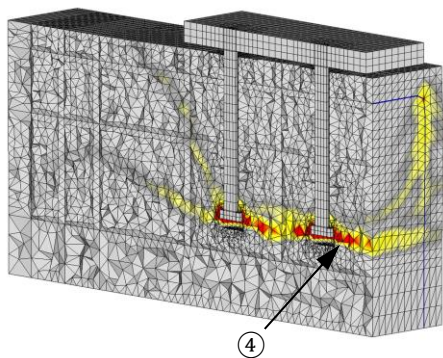


Bild 3-23: Hauptzugdehnungen [-] bei Höchstlast im Versuch R-03

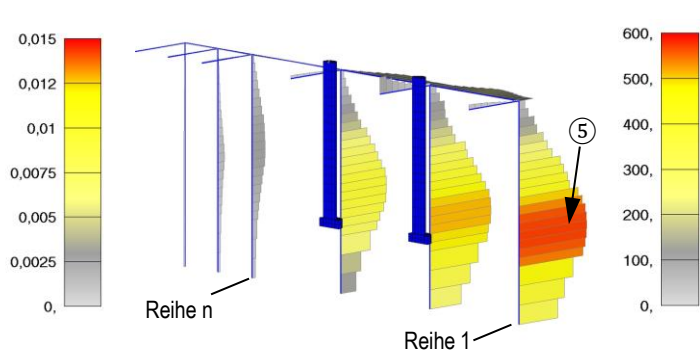


Bild 3-24: Zugspannungen [N/mm²] in der Bewehrung des Versuchs R-03 bei Höchstlast

In Tabelle 3-5 werden die Summen der Bügelkräfte mit der Maximallast der numerischen Berechnung des Gesamtmodells bestimmt und die Differenz angegeben, die der Tragfähigkeit des Betons zugeordnet werden kann. Dabei wurde der letzte Lastschritt vor Erreichen der Höchstlast ausgewertet, um Rückschlüsse auf die Lastverteilung zwischen dem Beton und der Bewehrung ziehen zu können. In den Versuchen mit Betonversagen kann bis zum Erreichen der Maximallast eine gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton festgestellt werden. In diesen Versuchen mit Betonversagen wird die Kraft nicht ausschließlich über die Bewehrungsbügel abgetragen, sondern auch über einen Anteil  $\Delta F_u$  (vgl. Tabelle 3-5), der dem Beton zugeordnet werden kann. In den Versuchen R-04 und R-06 mit Stahlversagen ist die Tragwirkung des Betons am gemeinsamen Lastabtrag geringer, da der Betonquerschnitt bei Höchstlast fast vollständig gerissen ist und der Lastabtrag über die Bewehrung stattfindet. Die verbleibende Kraft im Beton  $\Delta F_u$  (vgl. Tabelle 3-5) ist hier vernachlässigbar klein.

Tabelle 3-5: Aktivierung der Bewehrungsbügel bei Höchstlast [kN]

|             | Reihe 1 | Reihe 2 | Reihe 3 | Reihe 4 | Reihe 5 | Reihe 6 | Reihe 7 | Reihe 8 | $\Sigma^{*1}$ | $\Delta F_u^{*2}$ |
|-------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------------|-------------------|
| <b>R-01</b> | 17,8    | 32,9    |         | 13,55   |         | 0,84    | 0,14    | 0,00    | 261,1         | 66,0              |
| <b>R-02</b> | 22,17   | 20,94   | 18,02   | 13,57   | 7,01    | 1,25    | 0,03    | 0,00    | 332,0         | 53,7              |
| <b>R-03</b> | 22,3    | 40,2    |         | 29,90   |         | 8,80    | 4,44    | 0,01    | 422,7         | 51,8              |
| <b>R-04</b> | 27,21   | 27,84   | 26,44   | 21,25   | 15,34   | 9,45    | 3,56    | 0,07    | 524,6         | 16,2              |
| <b>R-05</b> | 23,2    | 45,9    |         | 22,43   |         | 14,16   | 10,87   | 0,09    | 466,7         | 41,7              |
| <b>R-06</b> | 28,18   | 27,63   | 25,66   | 23,10   | 16,59   | 10,92   | 4,55    | 0,15    | 547,1         | 4,9               |

Kopfbolzen 1

Kopfbolzen 2

\*1: ( $\Sigma$  Reihe 1 bis 8)\*4: Summe der Kräfte in den Bewehrungsbügel multipliziert mit 4, da am 1/4-tels Modell gerechnet wird.\*2: Differenzkraft aus der Höchstlast  $F_u$  und den Bügelkräften.

Mit den numerischen Nachrechnungen der experimentellen Untersuchungen kann das Schädigungsverhalten im Beton nachvollzogen werden, da sich die Rissentwicklung innerhalb des Versuchskörpers über die verschiedenen Belastungsschritte erfassen lässt. In den Berechnungen konnten die in *IN-FASO (2012)* beschriebenen Versagensmechanismen wie Betonausbruch zwischen der Bewehrung, Fließen der Bewehrung oder Stahlversagen der Kopfbolzen beobachtet werden. Die Entwicklung eines analytischen Modells, das die möglichen Versagensmechanismen auf Grundlage der Befestigungstechnik berücksichtigt ist für die randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung als Nachweis anstelle von konstanten Randbedingungen nach Gleichung (3.2) und (3.3) zweckmäßig.

Die numerischen Untersuchungen zeigen, dass im Zentrum der Lasteinleitung eine vernachlässigbare gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton vorhanden ist und der Lastübertrag bei langen Verankerungslängen fast vollständig über die Bewehrung stattfindet. Voraussetzung ist, dass die Kopfbolzen auf Grund einer zu geringen Verankerungslänge nicht zwischen der Bewehrung ausbrechen und sich ein Druckstrebenbruch ausbildet. Auf Grund der geringen Querschnittsbreite reißt der Beton im Bereich zwischen den Kopfbolzen durch Spaltrissbildung direkt auf. Eine gemeinsame Tragwirkung ist in den seitlichen Bereichen des Anschlusses möglich, da eine größere Querschnittsfläche des Betons vorhanden ist. Zur Vergrößerung der Datenbasis für die Validierung des analytischen Modells und zur Untersuchung offener Fragestellungen werden weitere Parameteruntersuchungen durchgeführt und in Kapitel 3.3.3 dargestellt.

### 3.3.3 Parameteruntersuchung zu randnahen liegenden Kopfbolzen zum Einfluss des Bewehrungsgrades und der Betonfestigkeit

Für die Erweiterung der Datenbasis der experimentellen Untersuchungen wurden Parameteruntersuchungen nach Tabelle 3-6 durchgeführt. Zur Ableitung des analytischen Modells wurden der Bewehrungsgrad sowie die Betondruckfestigkeit variiert, so dass die Einflüsse dieser Parameter auf die Anschlüsse mit randnahen, liegenden Kopfbolzen abgeschätzt werden können. Für die Bezeichnung der Parameterstudien in Tabelle 3-6 und Tabelle 3-7 wird für eine vereinfachte Darstellung folgendes Schema angewendet:

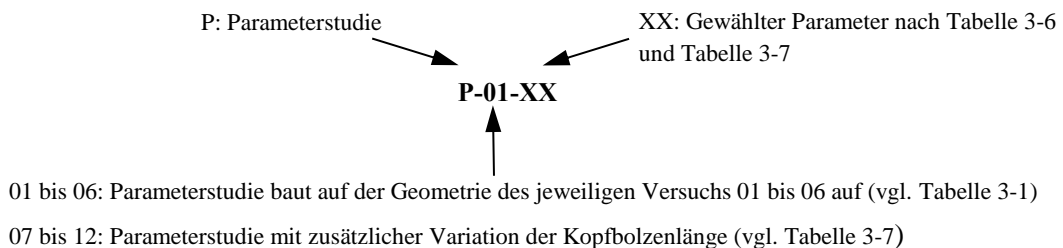


Tabelle 3-6: Parameterstudien als Erweiterung der Datenbasis für randnahe, liegende Kopfbolzen unter Zug

| Bez.    | Kopfbolzen | Randabstand | Beton  |        |        | Bewehrung |     |      |      |      |      |      |
|---------|------------|-------------|--------|--------|--------|-----------|-----|------|------|------|------|------|
|         |            |             | [-]    |        |        | [-]       |     |      |      |      |      |      |
|         |            | [mm]        | 1      | 2      | 3      | 5         | 4   | 6    | 7    | 8    | 9    | 10   |
| P-01-XX | SD 19/125  | 125         | C20/25 | C30/37 | C50/60 | 0         | 4Ø8 | 4Ø10 | 4Ø12 | 4Ø14 | 4Ø16 | 4Ø20 |
| P-02-XX | SD 19/125  | 125         | C20/25 | C30/37 | C50/60 | 0         | 4Ø8 | 4Ø10 | 4Ø12 | 4Ø14 | 4Ø16 | 4Ø20 |
| P-03-XX | SD 19/200  | 125         | C20/25 | C30/37 | C50/60 | 0         | 4Ø8 | 4Ø10 | 4Ø12 | 4Ø14 | 4Ø16 | 4Ø20 |
| P-04-XX | SD 19/200  | 125         | C20/25 | C30/37 | C50/60 | 0         | 4Ø8 | 4Ø10 | 4Ø12 | 4Ø14 | 4Ø16 | 4Ø20 |
| P-05-XX | SD 19/200  | 150         | C20/25 | C30/37 | C50/60 | 0         | 4Ø8 | 4Ø10 | 4Ø12 | 4Ø14 | 4Ø16 | 4Ø20 |
| P-06-XX | SD 19/200  | 150         | C20/25 | C30/37 | C50/60 | 0         | 4Ø8 | 4Ø10 | 4Ø12 | 4Ø14 | 4Ø16 | 4Ø20 |

Für die Untersuchung dieser Parameter wurde mit einem linear-elastischen Materialverhalten der Kopfbolzen ohne Versagenskriterium für den Stahl gerechnet, so dass der Einfluss der Parameter von Bewehrung und Beton isoliert erfasst werden konnte. In der Realität ist zu berücksichtigen, dass insbesondere bei Anschlüssen mit einem hohen Bewehrungsgrad ein Stahlversagen wie in den experimentellen Untersuchungen maßgebend werden kann. Die Höchstlasten der durchgeführten Parameteruntersuchungen sowie Geometriedaten der Berechnungen sind in Anhang B.2 dokumentiert.

Die Auswertung der Höchstlasten der einzelnen Parameteruntersuchungen bestätigen die Beobachtungen zum Tragverhalten der Anschlüsse mit randnahen, liegenden Kopfbolzen der Versuche und numerischen Nachrechnungen. Aus den Untersuchungen zum Einfluss der Betonfestigkeit folgt, dass die Höchstlast in den Berechnungen mit hohem Bewehrungsgrad im Verhältnis deutlicher gesteigert werden kann als in den Berechnungen mit geringem Bewehrungsgrad (vgl. Bild 3-25). In den Berechnungen mit geringem Bewehrungsgrad (P-01-XX, P-03-XX und P-05-XX) ist ein geringerer Zuwachs an der Gesamttragfähigkeit des Anschlusses vorhanden als in den Parameteruntersuchungen mit höherem Bewehrungsgrad (P-02-XX, P-04-XX und P-06-XX).

Mit der Rissentwicklung des Betonausbruchkegels bilden sich zudem Druckstreben auf die Rückhängebewehrung, die bei einer kurzen Einbindelänge maßgebend für das Versagen sind. In den Berechnungen mit hohem Bewehrungsgrad können die Traglaststeigerungen durch die Rückhängebewehrung im Vergleich zu den Berechnungen mit niedrigem Bewehrungsgrad deutlicher aktiviert werden, da durch den höheren Bewehrungsgrad allgemein höhere Traglasten möglich sind. Zudem wird ein Betonausbruch zwischen der Bewehrung durch die Ausbildung eines Betondruckstrebenbruchs bei der Wahl einer höheren Betonfestigkeitsklasse eher verhindert. Es folgt ein deutlicher Zuwachs der Tragfähigkeit in den Versuchen mit dichter Bewehrungsanordnung bei der Wahl einer höheren Betonfestigkeitsklasse, da ein Betonversagen auf Grund der dichten Bewehrungsführung in Kombination mit der höheren Betondruckfestigkeitsklasse verhindert werden kann.

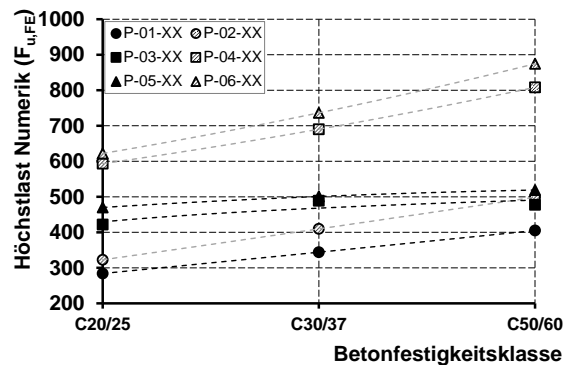


Bild 3-25: Parameteruntersuchungen zum Einfluss der Betonfestigkeit

Der Bewehrungsgrad im Anschluss kann neben der Anzahl der Bewehrungsbügel auch über den Durchmesser der Rückhängebewehrung gesteigert werden. In den Parameteruntersuchungen mit der Variation der Querschnittsfläche der Bewehrungsbügel konnte die Tragfähigkeit gesteigert werden (vgl. Bild 3-26). In den Versuchen mit kurzer Einbindelänge der Kopfbolzen (P-01-XX und P-02-XX), vgl. Tabelle 3-6, sind bei der Wahl eines größeren Bewehrungsdurchmessers nur geringe Traglaststeigerungen möglich, da der Beton zwischen der Bewehrung ausbricht und die Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung nicht voll ausgenutzt werden kann. Vergleichbare Beobachtungen, bei denen sich der Widerstand einem Grenzwert annähert, ergeben sich in den Berechnungen mit geringem Bewehrungsgrad und langen Kopfbolzen (P-03-XX und P-05-XX), vgl. Tabelle 3-6. Ab einem Bewehrungsdurchmesser von 14 mm können die Widerstände nur geringfügig erhöht werden, da der Betondruckstrebenbruch maßgebend wird.

Die Parameteruntersuchungen zum Einfluss der Betonfestigkeitsklasse und zum Bewehrungsgrad ergeben im Allgemeinen eine Übereinstimmung mit den im Stahlbaukalenderaufsatz nach *Kuhlmann u.a. (2018a)* beschriebenen Modellen mit neueren Ansätzen für die Rückhängebewehrung nach *Berger (2015)* und *INFASO (2012)*. Eine Traglaststeigerung ist durch die zusätzliche Bewehrung grundsätzlich möglich. Beim rechnerischen Ansatz der Rückhängebewehrung sind Traglaststeigerungen nur unter Berücksichtigung weiterer Versagensmechanismen wie des Betonausbruchs zwischen der Bewehrung möglich.

Randnahe, liegende Kopfbolzen werden i.d.R. in Verbundträgern eingesetzt, in denen eine große Anzahl an Kopfbolzen in linearer Anordnung zur Übertragung der Schubkräfte in Verbundträgerlängsrichtung angeordnet werden (vgl. Bild 3-27). Der Einfluss der linearen Anordnung konnte über die Versuche nur eingeschränkt abgedeckt werden, da auf Grund der Versuchsrandbedingungen nur eine maximal 4-reihige lineare Anordnung möglich war. Zur Abschätzung des Einflusses der Überschneidung der Ausbruchkegel bei einer unbegrenzt linearen Anordnung wurden weitere numerische Parameteruntersuchungen durchgeführt. Hierfür wurde ein Detailausschnitt eines Verbundträgers mit randnahen, liegenden Kopfbolzen gewählt und der Einfluss der Betonfestigkeit, des Bewehrungsgrads und der Einbindelänge der Kopfbolzen untersucht. Die Berechnungen wurden auf Grund des symmetrischen Aufbaus des Betongurts unter Definition von Symmetrierandbedingungen und unter Anwendung der Modellparameter der validierten Nachrechnungen der vorhandenen Versuche durchgeführt. Ziel war neben der Abschätzung des Einflusses der oben beschriebenen Parameter zu untersuchen, ob eine gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton nach *INFASO (2012)* auch für den Anwendungsfall der randnahen, liegenden Kopfbolzen festgestellt werden kann. Die gewählten Geometrieparameter und Festigkeiten sind in Tabelle 3-7 angegeben.

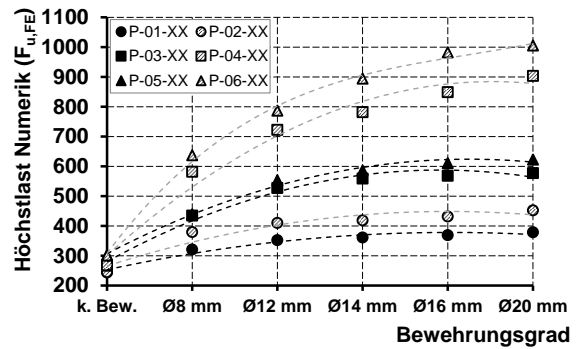


Bild 3-26: Parameteruntersuchungen zum Einfluss des Bewehrungsgrads

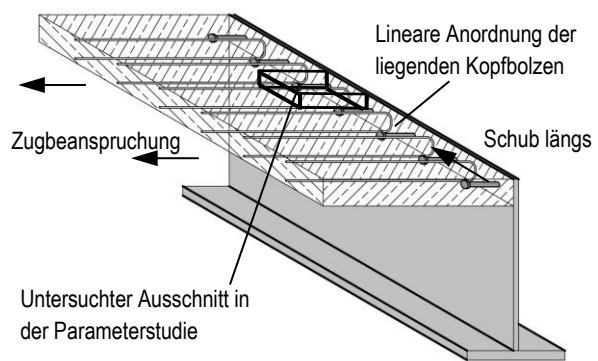


Bild 3-27: Schematische Darstellung der Bügelbewehrung im Verbundträger mit randnahen, liegenden Kopfbolzen

Tabelle 3-7: Parameteruntersuchungen zu den Versuchen mit randnahen, liegenden Kopfbolzen

| Bez.    | Kopfbolzen | Randabstand | Beton  |        |        | Bewehrung |     |      |      |      |      |      |
|---------|------------|-------------|--------|--------|--------|-----------|-----|------|------|------|------|------|
|         |            |             | [-]    |        |        | [-]       |     |      |      |      |      |      |
|         |            | [mm]        | 1      | 2      | 3      | 5         | 4   | 6    | 7    | 8    | 9    | 10   |
| P-07-XX | SD 19/100  | 125         | C20/25 | C30/37 | C50/60 | 0         | 4Ø8 | 4Ø10 | 4Ø12 | 4Ø14 | 4Ø16 | 4Ø20 |
| P-08-XX | SD 19/100  | 150         | C20/25 | C30/37 | C50/60 | 0         | 4Ø8 | 4Ø10 | 4Ø12 | 4Ø14 | 4Ø16 | 4Ø20 |
| P-09-XX | SD 19/150  | 125         | C20/25 | C30/37 | C50/60 | 0         | 4Ø8 | 4Ø10 | 4Ø12 | 4Ø14 | 4Ø16 | 4Ø20 |
| P-10-XX | SD 19/150  | 150         | C20/25 | C30/37 | C50/60 | 0         | 4Ø8 | 4Ø10 | 4Ø12 | 4Ø14 | 4Ø16 | 4Ø20 |
| P-11-XX | SD 19/200  | 125         | C20/25 | C30/37 | C50/60 | 0         | 4Ø8 | 4Ø10 | 4Ø12 | 4Ø14 | 4Ø16 | 4Ø20 |
| P-12-XX | SD 19/200  | 150         | C20/25 | C30/37 | C50/60 | 0         | 4Ø8 | 4Ø10 | 4Ø12 | 4Ø14 | 4Ø16 | 4Ø20 |

In den numerischen Parameteruntersuchungen zum Verbundträgerausschnitt unter Zug nach Bild 3-27 können ähnliche Beobachtungen gemacht werden wie in den Nachrechnungen der Versuche. Für den Verbundträgerausschnitt wurden an den Rändern des Modells die jeweiligen Symmetrierandbedingungen mit einer festen Lagerung orthogonal zum betrachteten Bauteilrand gewählt. Das Tragverhalten des Verbundträgerausschnitts entspricht dem Kernbereich zwischen den Kopfbolzen der Versuchsnachrechnungen. Der Betonquerschnitt reißt in diesem Bereich auf Grund der seitlichen Bauteilränder direkt auf und die Bewehrung wird aktiviert. In den Parameterstudien mit kürzerer Kopfbolzenlänge von 100 mm und 150 mm kann eine Spaltrissbildung beobachtet werden, die jedoch nicht zum Versagen führt, da die Spaltzugkräfte über die Bewehrung aufgenommen werden können (vgl. Bild 3-28 bis Bild 3-31). In den Parameteruntersuchungen mit einer Kopfbolzenlänge von 200 mm ist die Spaltwirkung weniger ausgeprägt, da die Neigung der Druckstreben auf die Bewehrungsbügel geringer ist und die resultierenden Zugkräfte in Dickenrichtung des Betonquerschnitts vernachlässigbar sind (vgl. Bild 3-32 und Bild 3-33).

Eine gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton kann für den Modellausschnitt der randnahen, liegenden Kopfbolzen am Verbundträger nicht beobachtet werden, da der Betonquerschnitt mit der Rissbildung vollständig gerissen ist, die Bewehrung bei einer ausreichenden Verankerungslänge im Betonausbruchkegel aktiviert wird und die Normalkräfte dann vollständig von der Bewehrung aufgenommen werden. Der Querschnitt des Verbundträgerausschnitts reißt bei Betonversagen mit einem geringen Neigungswinkel in Dickenrichtung von annähernd  $0^\circ$  auf (vgl. z.B. Bild 3-32). Diese Abschätzung kann für die Berechnung der Verankerungslänge beim Verbundversagen berücksichtigt werden. Mit der Rissbildung bei Betonausbruch und der Umlagerung der Normalkräfte auf die Bewehrung überlagern sich die Versagensmechanismen im Nachtraglastbereich und es können unterschiedliche Versagensmechanismen beobachtet werden. Die Zugkräfte in den Kopfbolzen werden über Druckstreben in die Bewehrungsbügel eingeleitet (vgl. Bild 3-28 ①). Im weiteren Belastungsverlauf öffnet sich der Riss in Scherrichtung der Druckstrebe und der Kopfbolzen stützt sich weiter auf die Bewehrungsbügel ab. Mit der Steigerung der Kraft in der Druckstrebe wachsen die Zugbeanspruchungen in den Bewehrungsbügeln, die zudem abhängig von der Druckstrebenneigung sind. In den Parameteruntersuchungen mit kurzer Einbindelänge der Kopfbolzen und einer Druckstrebenneigung auf die Bügelecke von ca.  $45^\circ$  entstehen deutliche Zugkräfte in Spaltzugrichtung des Betonquerschnitts (vgl. Bild 3-28 ② und Bild 3-29 ①). Mit zunehmender Kopfbolzenlänge wird die Neigung der Druckstrebe geringer und die Zugbeanspruchung in der Bewehrung in Längsrichtung (vgl. Bild 3-33 ①) des Betonquerschnitts sind deutlich größer als in Spaltzugrichtung (vgl. Bild 3-33 ②).

Ein Versagen mit Druckstrebenbruch stellt sich auch bei langen Kopfbolzen mit großen Bewehrungsabständen zwischen den Bügeln ein, da der Beton zwischen den Bewehrungsbügeln ausbricht. In den numerischen Parameterstudien tritt das Betonversagen zwischen der Bewehrung nur dann nicht auf, wenn die Bewehrungsbügel eng an den Kopfbolzen anliegen und eine höhere Festigkeitsklasse gewählt

wird (vgl. Bild 3-30 und Bild 3-32). In den Versuchen mit langen Kopfbolzen und enger Bewehrungsführung ist der maßgebende Versagensmechanismus bei geringen Bewehrungsgraden ein Fließen der Bewehrung. Dabei öffnet sich der Betonquerschnitt über die gesamte Breite auf Höhe des Kopfbolzenkopfes und die Bewehrung wird deutlich aktiviert (vgl. Bild 3-30 ① und Bild 3-32 ①). Die Steigerung des Bewehrungsgrads führt für die gewählten Parametereinstellungen aber nur für die kleineren Bewehrungsdurchmesser mit  $\varnothing 8$  mm bis  $\varnothing 12$  mm zu einer Traglaststeigerung, da bei größeren Bewehrungsdurchmessern der Beton ausbricht und die Bewehrung nicht bis zur Streckgrenze aktiviert werden kann.

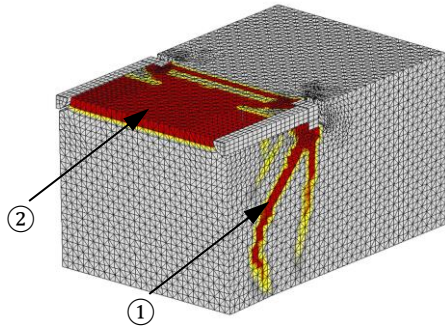


Bild 3-28: Hauptzugdehnungen [-] bei Höchstlast der Parameteruntersuchung P07-03 mit Kopfbolzen mit einer Länge von 100 mm

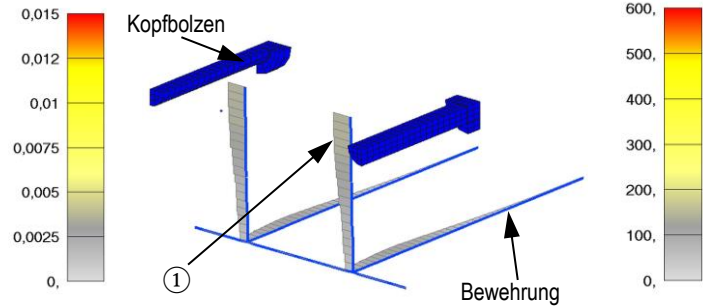


Bild 3-29: Zugspannungen [N/mm<sup>2</sup>] der Bewehrung in der Parameteruntersuchung P07-03 bei Höchstlast

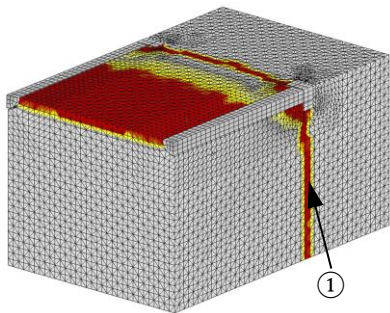


Bild 3-30: Hauptzugdehnungen [-] bei Höchstlast der Parameteruntersuchung P09-03 mit Kopfbolzen mit einer Länge von 150 mm

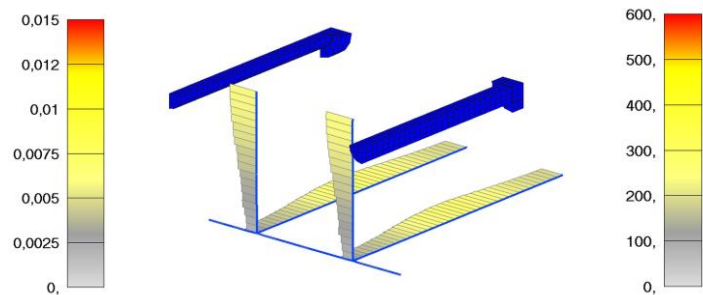


Bild 3-31: Zugspannungen [N/mm<sup>2</sup>] der Bewehrung in der Parameteruntersuchung P09-03 bei Höchstlast

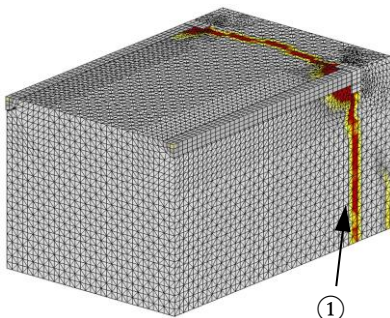


Bild 3-32: Hauptzugdehnungen [-] bei Höchstlast der Parameteruntersuchung P11-03 mit Kopfbolzen mit einer Länge von 200 mm

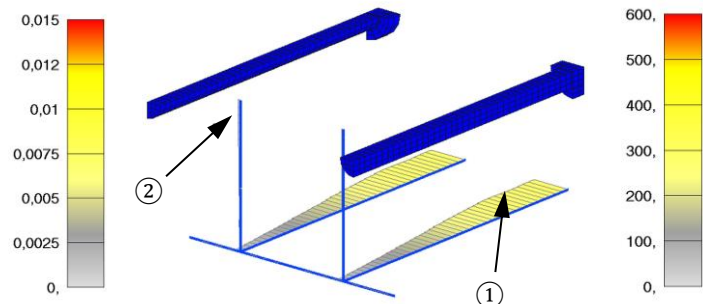


Bild 3-33: Zugspannungen [N/mm<sup>2</sup>] der Bewehrung in der Parameteruntersuchung P11-03 bei Höchstlast

Für die Ableitung eines analytischen Bemessungsmodells konnten über die Parameteruntersuchungen die charakteristischen Versagensmechanismen beim Einsatz einer Rückhängebewehrung beobachtet werden. Die im vorangegangenen beschriebenen Parameter haben einen deutlichen Einfluss auf die Versagensmechanismen und die Höchstlasten. Die Ergebnisse der weiterführenden Parameteruntersuchungen sind in Anhang B.2 dokumentiert. Mit diesen Untersuchungen kann die Datenbasis für die Modellentwicklung für die randnahen, liegenden Kopfbolzen erweitert werden. Zu berücksichtigen ist, dass der Versagensmechanismus des Stahlversagens der Kopfbolzen auf Zug in den Berechnungen durch eine linear-elastische Modellierung ohne Versagenskriterium ausgeschlossen wurde, da in Parameteruntersuchungen gezielt die Versagensmechanismen im Beton untersucht wurden.

### **3.4 Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen zu randnahen oder liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung**

In den experimentellen Untersuchungen zu den randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung konnten in den durchgeführten Pilotuntersuchungen zum Forschungsvorhaben *Kuhlmann, Stempniewski (2018)* unterschiedliche Versagensmechanismen erzielt werden. Die beobachteten Versagensmechanismen stimmen für die randnahen, liegenden Kopfbolzen mit den in *DIN EN 1992-4* beschriebenen Versagensarten überein, allerdings ist im Hinblick auf die Tragwirkung der Bewehrung ein zusätzliches Versagen des Betons durch Ausbruch zwischen der Rückhängebewehrung zu berücksichtigen. Aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen konnten folgende Schlussfolgerungen für die Entwicklung eines analytischen Modells nach Kapitel 6.5.2 abgeleitet werden:

- Über die gezielte Anordnung einer Rückhängebewehrung konnte die Tragfähigkeit der randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung unter bestimmten Voraussetzungen gesteigert werden.
- Voraussetzung für die Aktivierung der Rückhängebewehrung war eine ausreichende Übergreifung zwischen den Kopfbolzen und der Bewehrung sowie eine ausreichende Verankerungslänge der Bewehrung im theoretischen Betonausbruchkegel.
- Die Versuche zeigten, dass die nach den Regeln des Verbundbaus nach *DIN EN 1994-2* vorhandenen Bemessungsansätze zu einer konservativen Abschätzung der Zugtragfähigkeit der randnahen, liegenden Kopfbolzen führten, da auch für die Versuche mit langen Kopfbolzen mit Stahlversagen die geometrischen Anforderungen nach Gleichung (3.2) nicht eingehalten wurden.
- Ein duktileres Tragverhalten durch ein Stahlversagen der Kopfbolzen war auch bei den Versuchen mit randnahen, liegenden Kopfbolzen mit zweiseitigem Randeinfluss möglich, sofern die Bewehrung aktiviert werden konnte und ein Betonausbruch zwischen der Bewehrung oder ein Verbundversagen der Bewehrung nicht maßgebend war.
- In den experimentellen und in den numerischen Untersuchungen konnte eine Überlagerung der Versagensmechanismen im Beton beobachtet werden. Neben der Rissbildung durch den Betonausbruchkegel wurde in den Versuchen eine Rissbildung entlang der Druckstreben auf die Rückhängebewehrung festgestellt. Beide Versagensmechanismen überlagerten sich insbesondere bei einer geringen Verankerungslänge der Kopfbolzen.
- Die gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton konnte in den numerischen Untersuchungen nur begrenzt beobachtet werden, da mit der Aktivierung der Bewehrung der Betonquerschnitt vollständig gerissen war. In den Versuchen war allerdings eine gemeinsame Tragwirkung möglich, da in den seitlichen Bereichen der Lasteinleitung der Betonausbruchkegel mit der Aktivierung der Bewehrung noch nicht vollständig ausgebildet war.

- Weiterführende numerische Parameterstudien für die randnahen, liegenden Kopfbolzen zeigten, dass für den praktischen Anwendungsfall der randnahen, liegenden Kopfbolzen im Verbundträger mit der Rissbildung die Tragfähigkeit des Betonquerschnitts voll erreicht war und eine gemeinsame Tragwirkung theoretisch nicht angesetzt werden kann. Der Widerstand ist aus der maßgebenden Tragfähigkeit bei Stahlversagen der Kopfbolzen, Stahl- und Verbundversagen der Bewehrung, Betonausbruch zwischen der Bewehrung, Aufspalten des Betonquerschnitts, sofern keine ausreichende Bewehrung vorhanden ist, sowie dem Herausziehen der Kopfbolzen zu bestimmen. Bei einer nicht ausreichenden Verankerungslänge der Rückhängebewehrung im Betonausbruchkegel ist der Versagensmechanismus Betonausbruch ohne Rückhängebewehrung zu berücksichtigen.

## 4 UNTERSUCHUNGEN ZU GROßEN ANKERPLATTEN UNTER QUERKRAFTBEANSPRUCHUNG

### 4.1 Allgemeines

#### 4.1.1 Kenntnisstand zu Ankerplatten mit mehrreihiger Befestigungsmittelanordnung

Im Industrie- und Anlagenbau müssen bei Anschlüssen zwischen Stahl und Beton häufig große Kräfte übertragen werden. Da die Anbauteile frei auf der Ankerplatte befestigt werden sollen, ist zusätzlich eine hohe Flexibilität erforderlich. Infolgedessen müssen die Anschlüsse entsprechend groß dimensioniert werden und sind mit einer mehrreihigen Anzahl von Befestigungsmitteln auszuführen. Auf Grund der hohen statischen Unbestimmtheit bei einer mehrreihigen Befestigungsmittelanordnung und der nicht bekannten Steifigkeitsverhältnisse im Anschluss durch unterschiedliche sich beeinflussende Versagensmechanismen im Bereich des Stahls und Betons ergeben sich offene Fragestellungen beim Nachweis der Anschlüsse mit einer mehrreihigen Befestigungsmittelanordnung.

Für den Nachweis dieser Anschlüsse sind nach *DIN EN 1992-4* maximal neun Befestigungsmittel pro Ankerplatte im randfernen Bereich zulässig (vgl. Bild 4-1), da die Lastverteilung bei Anschlüssen mit einer größeren Anzahl von weiteren Parametern wie z.B. der Ankerplattendicke abhängig ist. Wird eine elastische Lastverteilung unter Annahme einer starren Ankerplatte nach Kapitel 2.3.2 mit einer linearen Verteilung der Einwirkungen angenommen, führt dies i.d.R. zu einer konservativen Abschätzung der Tragfähigkeit, da die äußerste Dübelreihe maßgebend für den Nachweis wird. Die Annahme einer Ankerplatte mit starrem Tragverhalten ist insbesondere bei großen Ankerplatten kritisch zu überprüfen, da auf Grund der Nachgiebigkeit im Bereich der Ankerplatte eine Aktivierung aller Befestigungsmittel nicht in jedem Fall möglich ist und zu einer unsicheren Abschätzung der Tragfähigkeit führen kann.

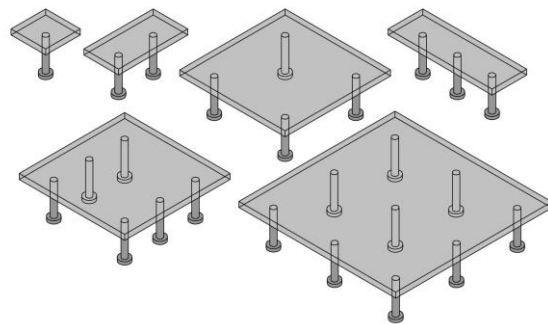


Bild 4-1: Zulässige Befestigungsmittelanordnung auf Ankerplatten ohne Randeinfluss nach *DIN EN 1992-4*

Ansätze unter Berücksichtigung des nachgiebigen Tragverhaltens der Ankerplatte auf Grundlage des plastischen Nachweiskonzeptes nach *CEN/TR 17081* (vgl. Kapitel 2.3.3) stellen für diese Anschlüsse eine geeignete Alternative dar, sind aber bisher nur über eine begrenzte Anzahl an Versuchen mit mehrreihiger Befestigungsmittelanordnung überprüft worden. In Untersuchungen zur Entwicklung dieses plastischen Bemessungskonzeptes für Ankerplatten wurde von *Cook, Klingner (1989)* ein Bemessungsverfahren mit mehreren Dübelreihen hergeleitet. Im Gegensatz zum elastischen Bemessungsansatz, bei dem für die Verteilung der Zug- und Querlasten eine gleichmäßige, lineare Verteilung der Lasten zwischen den Kopfbolzenreihen angenommen wird, ist für das Nachweiskonzept nach *Cook, Klingner (1989)* für jede Dübelreihe die Interaktionsbedingung für jede Belastungsstufe zu überprüfen. Dieser Ansatz nach *Cook, Klingner (1989)* ist allerdings insbesondere bei Anschlüssen mit einer größeren Anzahl an Dübelreihen komplex und nur rechnergestützt möglich, da die Ausnutzungsgrade der jeweiligen Reihen iterativ überprüft werden müssen.

Eine Möglichkeit stellt ein Nachweis auf Grundlage der Komponentenmethode dar, bei der das Tragverhalten der nachgiebigen Ankerplatte über Nachweismodelle für die Stahlkomponenten nach *DIN EN 1993-1-8* in Kombination mit den Versagensmechanismen im Bereich des Betons berücksichtigt wird. Im Rahmen des DASt-AiF Forschungsprojekts „Große Ankerplatten“ nach *Kurz u.a. (2016)*

wurden Versuche zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton mit einer größeren Anzahl an Befestigungsmitteln durchgeführt, um die vorhandenen Bemessungsmodelle auf eine 4-reihige Kopfbolzenanordnung zu erweitern.

#### **4.1.2 Zielsetzung der Untersuchungen zu großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung**

Ziel der Untersuchungen zu den großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung ist die Entwicklung eines Bemessungsmodells, mit dem das Tragverhalten der Anschlüsse mit mehrreihiger Befestigungsmittelanordnung abgeschätzt werden kann. Hierfür werden für den Anschluss mögliche Versagensmechanismen auf Grundlage der Komponentenmethode identifiziert und die Versuche so ausgelegt, dass für die Validierung des Nachweismodells die zugehörigen Versagensmechanismen erzielt werden können.

In *Kurz u.a. (2016)* wurden die Anschlüsse unter Querkraftbeanspruchung in Zug-, Druck- und Querkraftkomponenten (vgl. Kapitel 6) zerlegt. Neben den Untersuchungen zu Anschlüssen unter Querkraftbeanspruchung wurden im Forschungsvorhaben an der Universität Kaiserslautern Untersuchungen zur Zwangsbeanspruchung durch äußere Temperaturlastfälle, durch Schwinden und Kriechen des Betons durchgeführt, für die in *Kurz u.a. (2016)* Nachweismodelle beschrieben sind. Im Folgenden werden die vom Autor durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen an Anschlüssen unter Querkraftbeanspruchungen vorgestellt.

Die Steifigkeit der Ankerplatte hat einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Anschlusses, da durch sie Lastumlagerungen im Anschluss möglich sind und sich die Lage der resultierenden Kräfte verschieben kann. Für einen ausreichend sicheren Nachweis der Anschlüsse mit großen Ankerplatten müssen diese Lastverteilungszustände auf Grundlage geeigneter Kriterien erfasst werden (vgl. Kapitel 2.3.4). Neben der Entwicklung eines geeigneten Nachweismodells werden diese Bewertungskriterien für das Tragverhalten der Ankerplatte überprüft, so dass eine Abgrenzung zwischen einem starren und plastischen Tragverhalten des Anschlusses möglich ist.

Neben der Nachgiebigkeit der Ankerplatte ist die Lastverteilung im Anschluss von der Exzentrizität der einwirkenden Querkraft abhängig. Mit größer werdender Exzentrizität nimmt die zusätzliche Momentenbeanspruchung des Anschlusses auf Grund des größeren Hebelarms der Querkraft zu. In der Regel wird diese bei Anschlüssen zwischen Stahl und Beton über ein Zug- und Druck-Kräftepaar übertragen, so dass bei größer werdender Exzentrizität größere Zugkräfte übertragen werden müssen. Mit Hilfe der experimentellen und numerischen Untersuchungen soll der Einfluss der Exzentrizität festgestellt werden, um Rückschlüsse auf die Lastverteilung der Normal- und Querkräfte insbesondere bei variierender Exzentrizität zu erhalten.

Insbesondere bei querkraftbeanspruchten Anschlüssen mit großer Exzentrizität entstehen auf der lastabgewandten Seite große Zugbeanspruchungen, die über eine Rückhängebewehrung wirksam ins Massivbauteil eingeleitet werden können, sofern die Bewehrung aktiviert werden kann und keine spröden Betonversagensmechanismen maßgebend werden. Ziel der experimentellen und numerischen Untersuchungen war es zudem, den Einfluss der Rückhängebewehrung im Gesamtanschluss zu untersuchen und zu überprüfen, ob ein duktileres Tragverhalten über eine geeignete Parameterwahl bei der Auslegung der Anschlüsse erreicht werden kann.

## 4.2 Experimentelle Untersuchungen

### 4.2.1 Allgemeines

Die experimentellen Untersuchungen zu den großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens *Kurz u.a. (2016)* zur Validierung weiterer numerischer Untersuchungen und zur Entwicklung des analytischen Bemessungsmodells durchgeführt. Für die Untersuchung der offenen Fragestellungen für Anschlüsse mit einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung werden im Folgenden die wesentlichen Ergebnisse der Versuche zusammenfassend dargestellt. Neben der Beurteilung des Tragverhaltens sowie der Versagensmechanismen wird die Lastverteilung der Normalkräfte in den Versuchen über DMS-Messungen auf den Kopfbolzen erfasst. Eine umfassende Darstellung der Versuche und der Versuchsergebnisse ist in *Kuhlmann, Ruopp (2016)* gegeben. In Anhang A.3 sind die Versuchsergebnisse mit den Materialparametern der Versuche dokumentiert.

### 4.2.2 Versuchsparameter

Insgesamt wurden 14 Versuche mit großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung ohne Randeinfluss durchgeführt. Die Geometrie der Versuchskörper sowie die Parameterwahl wurden auf Grundlage der Versuche nach *Kuhlmann u.a. (2008)* mit Ankerplatten mit einer 2-reihigen Befestigungsmittelanordnung entwickelt. In den Versuchen wurden die in Bild 4-2 dargestellten Einbauteile verwendet, die sich in der Größe der Exzentrizität der Lasteinwirkung, der Verankerungslänge der Kopfbolzen sowie der Ankerplattendicke unterscheiden. Diese geometrischen Parameter wurden so gewählt, dass an eine Validierung der numerischen Modelle an den Versuchsergebnissen erfolgen konnte und über zusätzliche numerische Parameterstudien weitere Geometrien innerhalb der vorhandenen Parametergrenzen untersucht werden konnten (vgl. Kapitel 4.3).

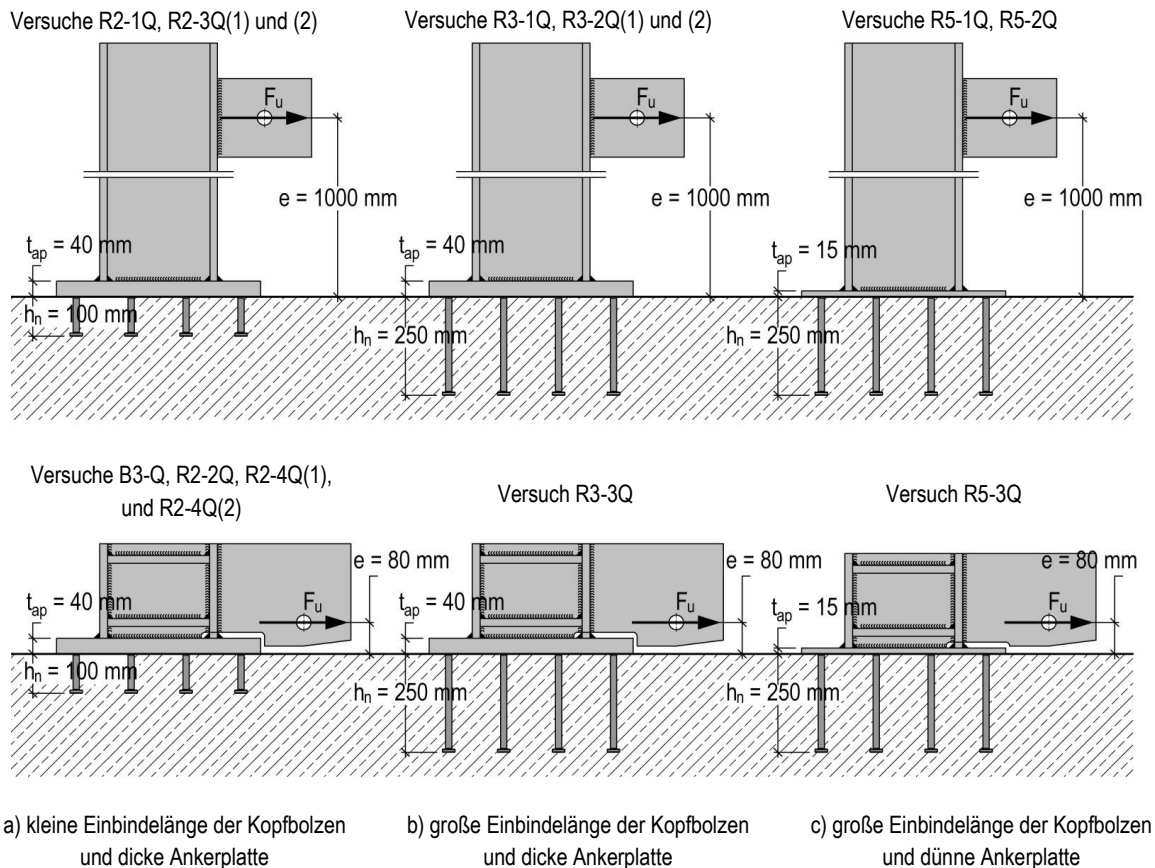


Bild 4-2: Geometrie der Stahleinbauteile der Versuche mit großen Ankerplatten

Mit der Variation der Exzentrizität wurde die Zugbeanspruchung in den Kopfbolzenreihen auf der lastabgewandten Seite beeinflusst. In den Versuchen mit großer Exzentrizität entstanden hohe Zugbeanspruchungen auf Grund der vorwiegenden Momentenbeanspruchung des Anschlusses. Zusätzlich wurde in den Versuchen die Dicke der Ankerplatte variiert, um die Abhängigkeit der Nachgiebigkeit der Ankerplatte auf die Lastverteilung der Normalkräfte erfassen zu können. Über die Rückhängebewehrung konnten Zugbeanspruchungen der Kopfbolzen im Bereich des Betonausbruchkegels rückverankert werden und die Tragfähigkeit der Betonkomponenten ließ sich so steigern. Aufbauend auf den Forschungsergebnissen des Vorhabens *INFASO (2012)* wurde die Rückhängebewehrung wie in Bild 4-3 dargestellt angeordnet und variiert. Im Versuch B3-Q wurden die Bewehrungsbügel so angeordnet, dass jeweils ein Bügelschenkel im Bereich eines Kopfbolzens lag. In allen anderen Versuchen wurde ein höherer Bewehrungsgrad verwendet, indem ein Bewehrungsbügel je Kopfbolzen angeordnet wurde. Des Weiteren wurden Versuche in gerissenem Beton durchgeführt. Hierfür wurden in den beiden lastabgewandten Kopfbolzenreihen Risse mittels Rissblechen in der Achse des Kopfbolzenkopfes eingetrieben und eine Rissöffnung von 0,3 mm angestrebt (vgl. Bild 4-3). Die Versuche wurden mit Kopfbolzen mit einem Durchmesser von 16 mm in normalfestem Beton C20/25 durchgeführt. Um den Einfluss der unterschiedlichen Parameter feststellen zu können, wurde die Versuchsmatrix so aufgebaut, dass sich jeweils nur ein Parameter veränderte. Innerhalb der Versuchsmatrix (vgl. Tabelle 4-1) wurden folgende Parameter variiert:

- Exzentrizität  $e$  (80 mm und 1000 mm)
- Ankerplattendicke  $t_{ap}$  (15 mm und 40 mm)
- Länge der Kopfbolzen  $h_n$  (100 mm und 250 mm)
- Zustand des Betons (gerissen und ungerissen)
- Bewehrungsgrad der Rückhängebewehrung ( $1 \times \varnothing 8$  mm und  $2 \times \varnothing 8$  mm)

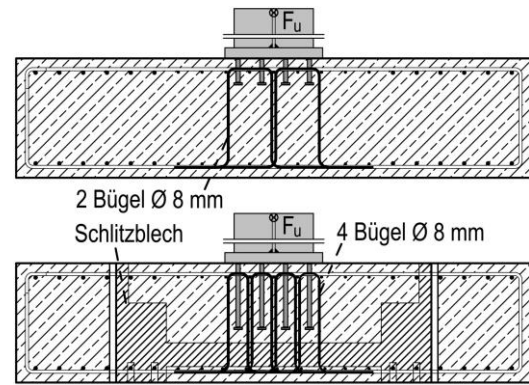


Bild 4-3: Lage der Rückhängebewehrung mit geringem Bewehrungsgrad (Versuch B3-Q, oben) und hohem Bewehrungsgrad in gerissenem Beton (Versuch R3-2Q(1), unten)

Tabelle 4-1: Versuchsparameter

| Versuch  | Kopfbolzen | Lastexzentrizität $e$ [mm] | Plattendicke [mm] | Rückhängebewehrung pro Kopfbolzen | Zustand des Betons |
|----------|------------|----------------------------|-------------------|-----------------------------------|--------------------|
| B3-Q     | SD16/100   | 80                         | 40                | $1 \times \varnothing 8$ mm       | ungerissen         |
| R2-1Q    | SD16/100   | 1000                       | 40                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | ungerissen         |
| R2-2Q    | SD16/100   | 80                         | 40                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | ungerissen         |
| R2-3Q(1) | SD16/100   | 1000                       | 40                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | gerissen           |
| R2-3Q(2) | SD16/100   | 1000                       | 40                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | gerissen           |
| R2-4Q(1) | SD16/100   | 80                         | 40                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | gerissen           |
| R2-4Q(2) | SD16/100   | 80                         | 40                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | gerissen           |
| R3-1Q    | SD16/250   | 1000                       | 40                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | ungerissen         |
| R3-2Q(1) | SD16/250   | 1000                       | 40                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | ungerissen         |
| R3-2Q(2) | SD16/250   | 1000                       | 40                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | gerissen           |
| R3-3Q    | SD16/250   | 80                         | 40                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | ungerissen         |
| R5-1Q    | SD16/250   | 1000                       | 15                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | ungerissen         |
| R5-2Q    | SD16/250   | 1000                       | 15                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | ungerissen         |
| R5-3Q    | SD16/250   | 80                         | 15                | $2 \times \varnothing 8$ mm       | ungerissen         |

### 4.2.3 Versuchsergebnisse

#### 4.2.3.1 Allgemeines

Ziel der experimentellen Untersuchungen war die Ermittlung der Normalkräfte in den Kopfbolzenreihen bei variierender exzentrischer Belastung und Ankerplattendicke. Hierfür wurden DMS auf den Kopfbolzenschäften, der Rückhängebewehrung und der Ankerplattenoberseite angebracht, um über die Dehnungen die vorhandenen Kräfte bestimmen zu können. Zudem wurden Dehnmessstreifen im Druck- und Zugbereich auf der Ankerplatte zur Kontrolle der Fließgelenkbildung angebracht. Zusätzlich zur Lastverteilung konnten über die Messergebnisse der Wegaufnehmer auf der Ankerplatte und auf dem Beton die Verformungen der einzelnen Betonkomponenten erfasst werden. Diese Messergebnisse sowie die Messwerte zur Bestimmung des globalen Tragverhaltens wie die Rotation der Ankerplatte sind im Versuchsbericht *Kuhlmann, Ruopp (2016)* dokumentiert. In Bild 4-4 ist die Bezeichnung der einzelnen Kopfbolzen- und Bewehrungsreihen sowie ein Koordinatensystem zur Identifikation der Messgrößen gegeben.

Die Versuche mit den großen Ankerplatten wurden auf dem Spannungsfeld der MPA Stuttgart durchgeführt. Neben der vertikalen Lagerung durch die Abspannung auf den Spannboden wurde der Versuchskörper in horizontaler Richtung über Stellringpressen, Zug- und Druckspindeln gehalten. Die horizontale und vertikale Lagerung erfolgte in einem ausreichenden Abstand vom Lasteinleitungsbereich, um mögliche Einflüsse durch die Lagerung auf die Versuchsergebnisse ausschließen zu können (vgl. Bild 4-5).

Zur Validierung des analytischen Modells und zur Ermittlung der vorhandenen Spannungen aus den Messergebnissen der DMS wurden die Materialkennwerte des Betons und die Spannungs-Dehnungskurven der Kopfbolzen, des Bau- und Bewehrungsstahls ermittelt. Die mittleren Materialkennwerte der Kopfbolzen, der Bewehrung und der Ankerplatten sind in Tabelle 4-2 angegeben. Die Festigkeiten des Betons wurden pro Versuch an drei Betonwürfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm am Versuchstag bestimmt und sind in Tabelle 4-3 angegeben.

Tabelle 4-2: Materialkennwerte der Ankerplatten, der Kopfbolzen und der Bewehrung

| Typ         | Bezeichnung | Werkstoff | Anzahl an Proben<br>n | Mittelwert Streckgrenze<br>$R_{p0,2}$ | Mittelwert Zugfestigkeit<br>$R_m$ | Mittelwert Bruchdehnung<br>A |
|-------------|-------------|-----------|-----------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|
|             | [-]         | [-]       | [-]                   | [N/mm <sup>2</sup> ]                  | [N/mm <sup>2</sup> ]              | [%]                          |
| Ankerplatte | t = 15 mm   | S355J2+N  | 3                     | 370                                   | 556                               | 24                           |
| Ankerplatte | t = 40 mm   | S355J2+N  | 3                     | 381                                   | 547                               | 28                           |
| Kopfbolzen  | SD16/100    | S235+C470 | 3                     | 493                                   | 581                               | 19                           |
| Kopfbolzen  | SD16/250    | S235+C470 | 3                     | 443                                   | 545                               | 17                           |
| Bewehrung   | Ø 8 mm      | B500B     | 3                     | 559                                   | 637                               | 21                           |
| Bewehrung   | Ø 10 mm     | B500B     | 3                     | 546                                   | 586                               | 18                           |
| Bewehrung   | Ø 12 mm     | B500B     | 3                     | 554                                   | 596                               | 17                           |
| Bewehrung   | Ø 14 mm     | B500B     | 3                     | 500                                   | 620                               | 25                           |

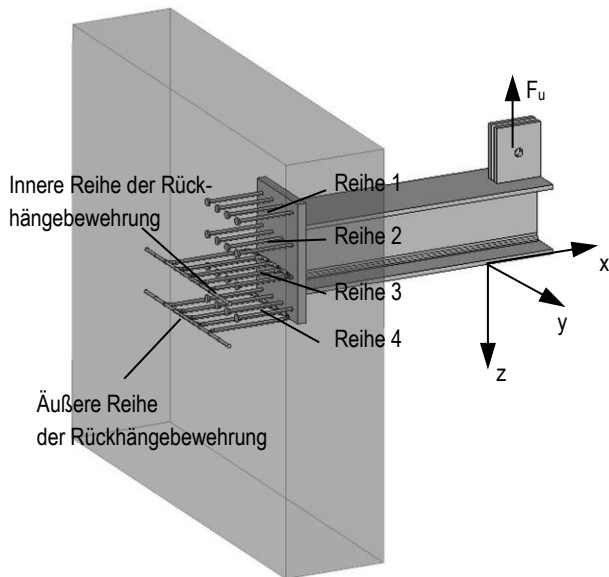


Bild 4-4: Definition des Koordinatensystems und Bezeichnung der Bewehrungsreihen

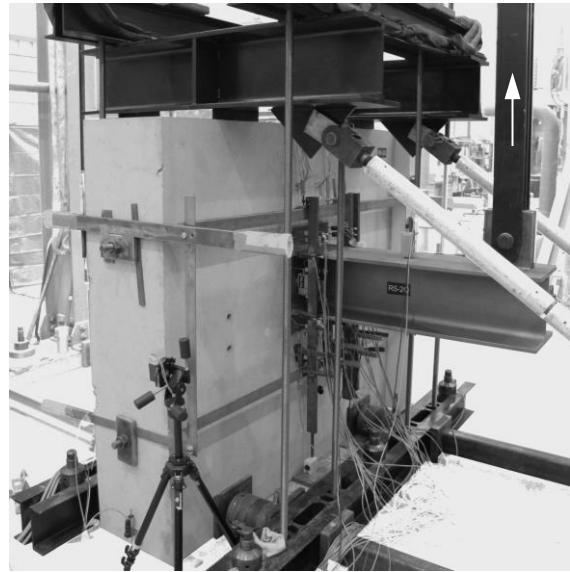


Bild 4-5: Ansicht des abgesehenen Versuchskörpers des Versuchs R5-2Q

#### 4.2.3.2 Einfluss der Versuchsparameter auf die Höchstlasten und die Versagensmechanismen

Neben den Betondruckfestigkeiten sind in Tabelle 4-3 die Höchstlasten, die auf die mittlere Betondruckfestigkeit normierten Höchstlasten sowie die beobachteten Versagensmechanismen angegeben. Über die Normierung nach Gleichung (3.4) können die Höchstlasten der Versuche mit Betonversagensmechanismen miteinander vergleichbar gemacht werden.

Mit der Variation der Versuchsparameter nach Kapitel 4.2.2 konnten unterschiedliche Versagensmechanismen erzielt werden, die sich auch anhand der möglichen Traglasten der Anschlüsse nachvollziehen lassen. Die Versuche unter Querkraftbeanspruchung mit größerer *Lastexzentrizität* erreichen durch die größere Hebelwirkung und die deutliche Zugbeanspruchung der lastabgewandten Kopfbolzenreihen kleinere Traglasten. Auf Grund der hohen Momentenbeanspruchung werden die Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite in den Versuchen mit großem Hebelarm vorwiegend auf Zug beansprucht. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität wurden mit den geringeren kombinierten Zug- und Querlastbeanspruchungen die größten Traglasten erreicht. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität der Serie 2 konnte ein lastabgewandter Betonausbruch beobachtet werden. In den Versuchen der Serie 3 und 5 mit geringer Exzentrizität scherten die Kopfbolzen über dem Schweißwulst ab.

Über die Variation der *Ankerplattendicke* konnte in den Versuchen der Serie 5 ein duktileres Tragverhalten der Last-Verformungskurve als Ergebnis der Fließgelenkbildung im Druck- und Zugbereich beobachtet werden. In den Versuchen mit dickeren Ankerplatten wurde das Verformungsverhalten der Ankerplatte zusätzlich durch die *Verankerungslänge* der Kopfbolzen beeinflusst. In den Versuchen der Serie 2 mit kurzen Kopfbolzen konnte über die Wegaufnehmer auf der Ankerplatte ein starres Tragverhalten mit einer geringen elastischen Verformung der Ankerplatte beobachtet werden. In den Versuchen der Serie 3 konnte mit den längeren Kopfbolzen ein größeres Betonvolumen aktiviert und höhere Traglasten erreicht werden. Neben den Lastumlagerungen (vgl. Kapitel 4.2.3.3) konnten Verformungen im elastischen Bereich im Druckpunkt über die Wegaufnehmer und die DMS-Messungen auf der Ankerplatte beobachtet werden.

Die Versuche der Serie 2 und 3 wurden zusätzlich in *gerissenem Beton* durchgeführt, indem in der Achse der dritten und vierten Kopfbolzenreihe (vgl. Bild 4-4) Risse mit Hilfe von Schlitzblechen eingetrieben wurden. In den Versuchen der Serie 2 konnte durch die Rissinduzierung im Beton eine um den Faktor 0,83–0,85 geringere Höchstlast mit einer geringeren Steifigkeit der Last-Verformungskurve erreicht

werden. Diese Traglastreduktion stimmt mit den Untersuchungen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* überein. In den Versuchen der Serie 3 konnte kein Einfluss durch die Vorschädigung des Betons durch die Rissinduzierung auf das Tragverhalten sowie die Höchstlast beobachtet werden. Die Ursache hierfür ist der vergleichsweise hohe Bewehrungsgrad der Oberflächenbewehrung im Versuchskörper in Kombination mit den längeren Kopfbolzen, die eine exakte Platzierung der Risse in der Achse der Kopfbolzen erschwert und zusätzlich einer Traglastreduktion durch die Rissbildung und der daraus resultierenden Störung des Spannungszustands im Beton entgegenwirkt.

Die Erhöhung des Bewehrungsgrads der Rückhängebewehrung in Versuch R2-2Q führte zu einer Traglaststeigerung. Im Vergleich zum gering bewehrten Versuch B3-Q konnte mit der Zulage weiterer Bewehrungsbügel die Tragfähigkeit um ca. 15 % gesteigert werden. In den Versuchen der Serie 3 mit großer Exzentrizität wurde die Bewehrung bis zum Stahlversagen aktiviert und in den Versuchen der Serie 5 wurde die Tragfähigkeit der Betonkomponenten erhöht, so dass ein duktileres Tragverhalten durch die Fließgelenkbildung in der Ankerplatte erreicht werden konnte.

Tabelle 4-3: Experimentelle und normierte Höchstlasten der Versuche mit großen Ankerplatten

| Versuch  | Höchstlast $F_u$ [kN] | Mittlere Würfel-druckfestigkeit $f_{c,cube,150}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | Mittlere Zylinder-druckfestigkeit $f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | Normierte Höchstlast $F_{u,n}$ [kN] | Versagensmodus  |
|----------|-----------------------|---|---|-------------------------------------|---|
| B3-Q     | 1000,6                | 40,6  | 32,8  | 966,5                               | Betonversagen mit Stahlversagen der Rückhängebewehrung                      |
| R2-1Q    | 166,3                 | 32,5  | 26,3  | 179,5                               | Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung auf der lastabgewandten Seite |
| R2-2Q    | 1128,9                | 39,7  | 32,1  | 1102,7                              |   |
| R2-3Q(1) | 138,6                 | 31,4  | 25,4  | 152,3                               |   |
| R2-3Q(2) | 142,4                 | 34,1  | 27,6  | 150,1                               |   |
| R2-4Q(1) | 940,0                 | 39,5  | 32,0  | 920,5                               |   |
| R2-4Q(2) | 977,7                 | 40,9  | 33,1  | 940,9                               | Betonversagen mit Stahlversagen der Rückhängebewehrung                      |
| R3-1Q    | 335,2                 | 40,2  | 32,5  | 325,4                               |   |
| R3-2Q(1) | 342,5                 | 39,4  | 31,9  | 335,8                               |   |
| R3-2Q(2) | 341,6                 | 39,5  | 32,0  | 334,6                               | Stahlbruch durch das Abscheren der Kopfbolzen                               |
| R3-3Q    | 1080,6                | 38,9  | 31,5  | –                                   |   |
| R5-1Q    | 265,7                 | 41,4  | 33,5  | –                                   | Stahlversagen durch Fließgelenkbildung und das Abscheren der Kopfbolzen     |
| R5-2Q    | 270,9                 | 39,5  | 32,0  | –                                   |   |
| R5-3Q    | 1099,1                | 38,7  | 31,3  | –                                   | Stahlbruch durch das Abscheren der Kopfbolzen                               |

Mit der Variation der oben beschriebenen Versuchsparameter konnten in den Versuchen verschiedene Versagensmechanismen sowie Höchstlasten erzielt werden (vgl. Tabelle 4-3). Nachfolgend werden die experimentellen Beobachtungen ausgewählter Versuche mit Relevanz für die Entwicklung des analytischen Bemessungsmodells nach Kapitel 6.5.3 zusammenfassend beschrieben. Neben der Beschreibung des Tragverhaltens liegt der Fokus auf der Aktivierung der Rückhängebewehrung. Eine ausführliche Darstellung aller Beobachtungen erfolgt in *Kuhlmann, Ruopp (2016)*.

In den Versuchen der *Serie 2* mit kurzen Kopfbolzen ( $h_n = 100$  mm) konnte bei kleiner und großer Exzentrizität R2-1Q ein Betonversagen durch einen Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite beobachtet werden (vgl. Bild 4-6 a) und b)). Nach dem Erreichen der Höchstlast folgte in den Versuchen R2-1Q, R2-3Q(1) und R2-3Q(2) mit großer Exzentrizität eine Entfestigung bis zur vollständigen Ausbildung des Betonausbruchkegels (vgl. Bild 4-7a)). In den Versuchen mit geringer Exzentrizität brach z.B. in Versuch R2-2Q der Beton auch auf der lastabgewandten Seite aus und es wurden zudem Bereiche im Beton seitlich der Ankerplatte deutlich aktiviert (vgl. Bild 4-6 b)). Das Versagen der Versuche mit geringer Exzentrizität war spröde, ohne entfestigenden Ast im Nachtraglastbereich (vgl. Bild 4-7b)). Die

Bewehrung konnte in den Versuchen mit Beginn der Erstrissbildung ab einer Verformung von ca. 5 mm (Versuch R2-1Q) und ca. 4 mm (Versuch R2-2Q) auf Zug aktiviert werden (vgl. Bild 4-7a) und b)), mit Erreichen der Höchstlast bildete sich im Bereich zwischen der Bewehrung der Reihe 3 und 4 ein Betonausbruch. In den Versuchen mit geringer Exzentrizität wurden die Kopfbolzen gegen die Rückhängebewehrung gedrückt, so dass in diesem Bereich zusätzliche Traglaststeigerungen durch die Bewehrung möglich waren. Im Basisversuch B3-Q mit geringem Bewehrungsgrad kam es zum Stahlversagen der Rückhängebewehrung und zu einer geringeren Tragfähigkeit (vgl. Tabelle 4-3).

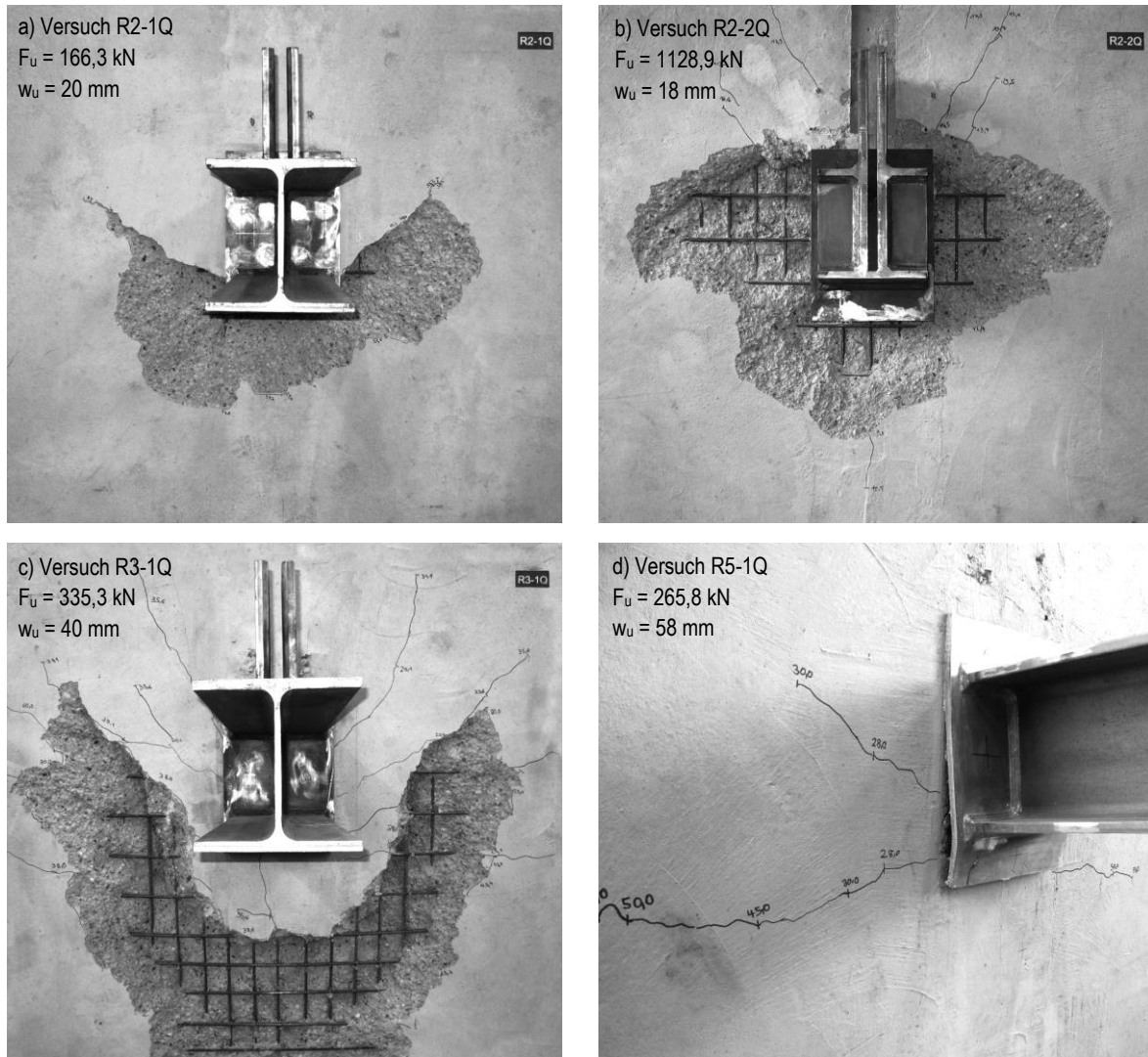


Bild 4-6: Versagensmechanismen ausgewählter Versuche mit großen Ankerplatten unter Querkraft

In den Versuchen der *Serie 3* konnte die Bewehrung auf Grund der größeren Verankerungslänge der Kopfbolzen im Beton bis zum Stahlversagen aktiviert werden (vgl. Bild 2-8). Aus dem anfänglichen Fließen der Rückhängebewehrung folgte ein duktiler Tragverhalten (vgl. Bild 4-7 c)) sowie Lastumlagerungen im Bereich des Anschlusses (vgl. Kapitel 4.2.3.3). In den Versuchen mit großer Exzentrizität bildet sich ein ausgeprägter Betonausbruchkegel auf der lastabgewandten Seite mit größerem Durchmesser als in den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen (vgl. Bild 4-6 a) und c)). Im Versuch R3-1 mit großer Exzentrizität wurde die Bewehrung ab einer Verformung von ca. 10 mm aktiviert. Im Versuch R3-3Q war der Widerstand des Betons in Kombination mit der Rückhängebewehrung ausreichend groß, so dass der Anschluss durch ein Abscheren der Kopfbolzen versagte. Die Aktivierung der Bewehrung konnte in diesen Versuchen ab einer Verformung von ca. 3 mm gemessen werden.

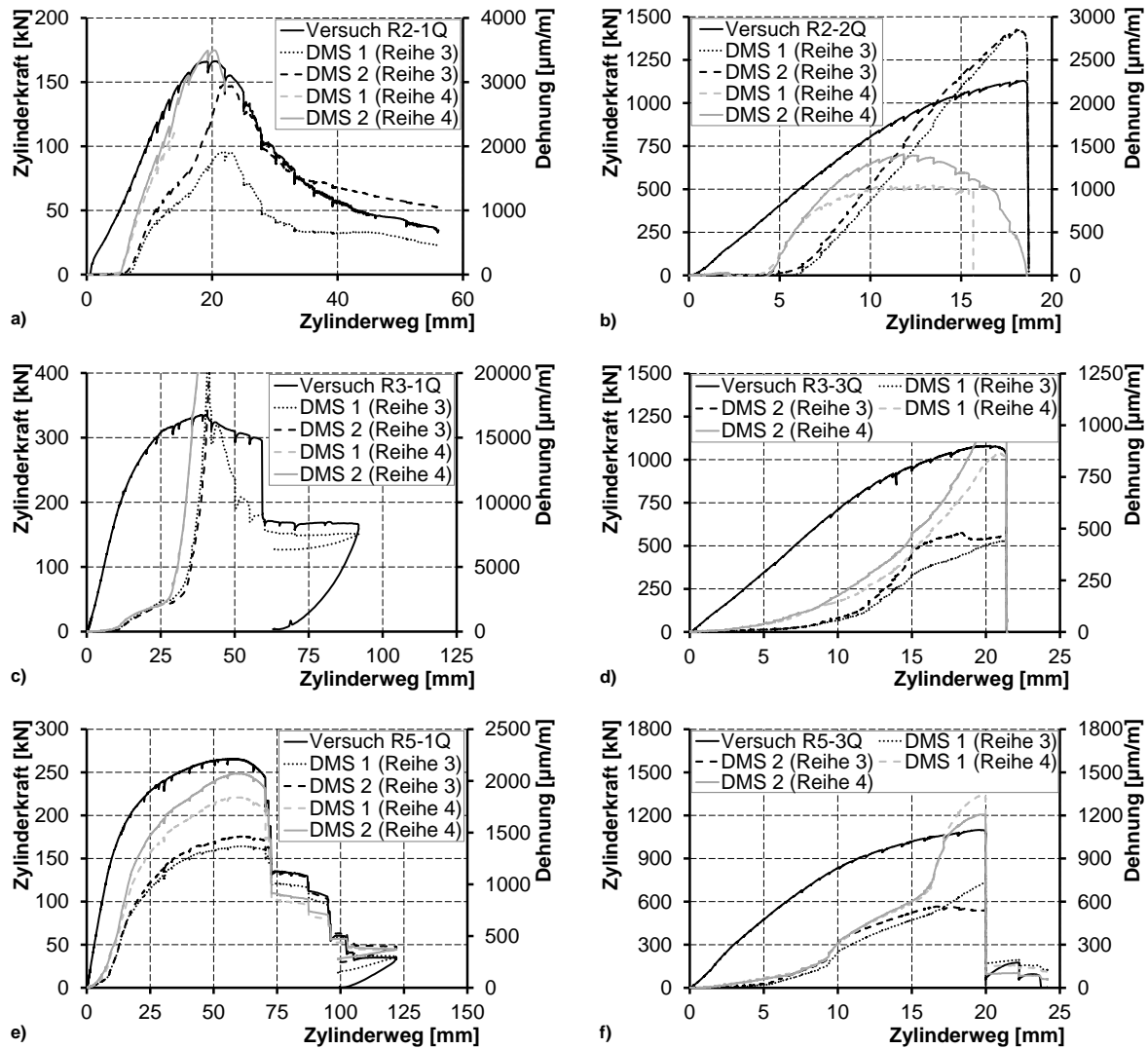


Bild 4-7: Last-Verformungskurven der Versuche a) R2-1Q, b) R2-2Q, c) R3-1Q, d) R3-3Q, e) R5-1Q und f) R5-3Q mit Aktivierung der Rückhängebewehrung

Mit der Reduktion der Ankerplattendicke in Kombination mit der Traglaststeigerung durch die Rückhängebewehrung konnte in den Versuchen der *Serie 5* mit großer Exzentrizität ein duktileres Tragverhalten beobachtet werden, da durch die Verstärkung der Betonkomponenten eine Fließgelenkbildung in der Ankerplatte hervorgerufen wurde (vgl. Bild 4-7 e)). Die Rückhängebewehrung wurde im Versuch R5-1Q bei einer Verformung von ca. 3 mm aktiviert und es konnte eine deutliche Spaltrissbildung im Zugbereich auf der Betonoberfläche beobachtet werden. Die Spaltzugkräfte wurden über die Oberflächenbewehrung aufgenommen, dennoch kann von einer anfänglichen Ausbildung des Betonausbruchkegels ausgegangen werden. Im Bereich der vierten Kopfbolzenreihe (vgl. Bild 4-4) wurden mit dem Erreichen der Höchstlast auf der Rückhängebewehrung Dehnungen im Bereich des Stahlfließens gemessen.

Im Versuch R5-3Q mit geringer Exzentrizität stellte sich ein vergleichbares Tragverhalten wie im Versuch R3-3Q ein, in dem eine Aktivierung der Bewehrung ab einer Verformung von ca. 3 mm festgestellt werden konnte, aber ein Versagen durch das Abscheren der Kopfbolzen maßgebend wurde. In allen Versuchen zu den großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung war ein deutlicher Einfluss der Rückhängebewehrung auf das Traglastverhalten zu beobachten.

## 4.2.3.3 Normalkraftverteilung im Bereich des Anschlusses und Aktivierung der Kopfbolzen

Nach *DIN EN 1992-4* ist die Anzahl der Befestigungsmittel pro Ankerplatte auf eine 3-reihige Anordnung bei randfernen und eine 2-reihige Anordnung bei randnahen Ankerplatten begrenzt (vgl. Bild 4-1), da die Lastverteilung der Normal- und Querkräfte innerhalb des Anschlusses bei einer größeren Anzahl an Dübelreihen vom Tragverhalten der einzelnen Anschlusskomponenten abhängig ist. Neben der Duktilität und dem Verformungsverhalten der Befestigungsmittel hat die Steifigkeit der Ankerplatte Einfluss auf die Verteilung der Normal- und Querkräfte innerhalb des Anschlusses.



Bild 4-8: DMS-Messungen auf den Kopfbolzen und der Rückhängebewehrung im Versuch R3-3Q

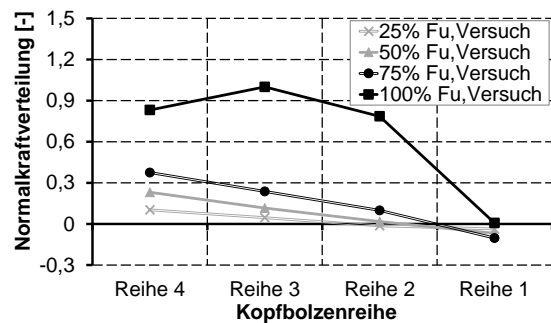


Bild 4-9: Lastverteilung der Normalkräfte im Versuch R2-2Q mit kleiner Exzentrizität

Zusätzlich zu den DMS-Messungen zur Untersuchung der Aktivierung der Rückhängebewehrung (vgl. Bild 4-8) wurden auf den Kopfbolzen DMS angebracht, um die Aktivierung der einzelnen Kopfbolzenreihen unter Normalkraft nachvollziehen zu können. Die DMS wurden auf die Kopfbolzen der Ankerplatte im Schachbrettmuster angeordnet und seitlich jeweils paarweise in der Mitte des Kopfbolzenschafts aufgeklebt. (vgl. Bild 4-8). Auf Grund des symmetrischen Versuchsaufbaus konnten somit alle Kopfbolzen erfasst und Biegeeffekte durch die mittige Anordnung auf dem Kopfbolzenschaft ausgeschlossen werden. Im Folgenden werden die Messergebnisse der DMS in Kombination mit den Verformungsmessungen auf der Ankerplatte erläutert, da so das Tragverhalten der Ankerplatte nachvollzogen werden kann.

In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität wurden über die DMS-Messungen deutlich geringere Dehnungen als in den Versuchen mit großer Exzentrizität gemessen. In der lastzugewandten Reihe 1 (vgl. Bild 4-4) wurden bis zu einem Lastniveau von ca. 80 %  $F_u$  Stauchungen über die DMS gemessen und es konnte von einer quasi-linearen Verteilung der Kräfte zwischen den Kopfbolzenreihen mit einer Druckbeanspruchung der lastzugewandten Reihe ausgegangen werden. Mit dem Erreichen der Höchstlast wurden auf Grund der hohen Querlastverformungen der Ankerplatte in Belastungsrichtung in allen Kopfbolzenreihen Zugdehnungen gemessen.

Die gemessenen Dehnungen in den Versuchen mit kleiner Exzentrizität und langen Kopfbolzen ( $h_n = 200$  mm) lagen im elastischen Bereich und waren kleiner als die 0,2%-Dehngrenze, bis zu der noch nicht von einem ausgeprägten plastischen Tragverhalten der Kopfbolzen ausgegangen werden kann. In den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen ( $h_n = 100$  mm) wurden teilweise höhere Dehnungen auch im plastischen Bereich gemessen, da der Messpunkt bei einer mittigen Anordnung der DMS auf den Kopfbolzenschaften im Bereich der Fließgelenkbildung der Kopfbolzen lag. Zudem konnte in den Versuchen mit kleiner Exzentrizität i.d.R. beobachtet werden, dass mit Erreichen der Höchstlast in der Kopfbolzenreihe 4 geringere Beanspruchungen gemessen wurden als in den lastzugewandten Kopfbolzenreihen 1 bis 3. Ursache hierfür war, dass z.B. die Kopfbolzenreihe 3 gegen die Rückhängebewehrung gedrückt wurde und über diese Reihe deutlich größere Lasten übertragen wurden, da in dieser Reihe eine höhere

Steifigkeit vorhanden war (vgl. Bild 4-9). Die Auswertungen zu den Versuchen mit kleiner Exzentrizität zeigen, dass bei den Anschlüssen mit vorwiegender Querkraftbeanspruchung Zugbeanspruchungen in den Kopfbolzenreihen und Umlagerungen zwischen den Kopfbolzenreihen auf Grund der Fließgelenkbildung stattfinden. Eine lineare Verteilung der Querlasten bei Anschlüssen mit kleiner Exzentrizität und hoher Querkraftbeanspruchung entspricht bei einer Beanspruchung des Anschlusses auf Bemessungsniveau den experimentellen Beobachtungen, allerdings sind auf Höchstlastniveau Umlagerungen im Bereich des Anschlusses möglich. Dies bedeutet, dass für die Herleitung eines analytischen Bemessungsmodells die Annahme einer gleichmäßigen Querkraftverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen für die Anschlüsse mit geringer Exzentrizität gerechtfertigt ist. Bei einer 4-reihigen Kopfbolzenanordnung kann jeder Reihe  $\frac{1}{4}$ -tel der einwirkenden Querkraft abzüglich des Reibungswiderstands zugeordnet werden.

Die Lastverteilung der Normalkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen hat bei Querkraftanschlüssen mit einer großen Exzentrizität einen deutlichen Einfluss auf das Tragverhalten, da auf der lastabgewandten Seite größere Zugkräfte als in den Versuchen mit kleiner Exzentrizität vorhanden sind. In Abhängigkeit von der Nachgiebigkeit der Ankerplatte kann in diesem Bereich ein duktiles Tragverhalten erzielt werden. Im Folgenden werden die Auswertungen der DMS-Messungen auf den Kopfbolzen und der Ankerplatte sowie die Verformungsmessungen auf der Ankerplatte anhand der Versuche R2-1Q, R3-1Q und R5-1Q dargestellt (vgl. Tabelle 4-4), da diese Beobachtungen Grundlage für die Ableitung und Validierung des analytischen Modells in Kapitel 6 mit den Ansätzen der Befestigungstechnik nach DIN EN 1992-4 sind.

Tabelle 4-4: Versuchsparameter und Höchstlasten der Versuche R2-1Q, R3-1Q und R5-1Q

| Versuch | Ankerplattendicke [mm] | Länge der Kopfbolzen [mm] | Höchstlast [kN] |
|---------|------------------------|---------------------------|-----------------|
| R2-1Q   | 40                     | 100                       | 166,3           |
| R3-1Q   | 40                     | 250                       | 335,2           |
| R5-1Q   | 15                     | 250                       | 265,7           |

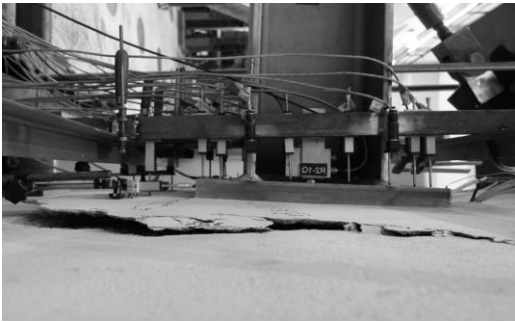
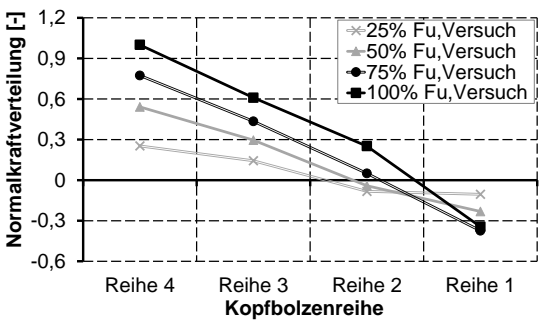

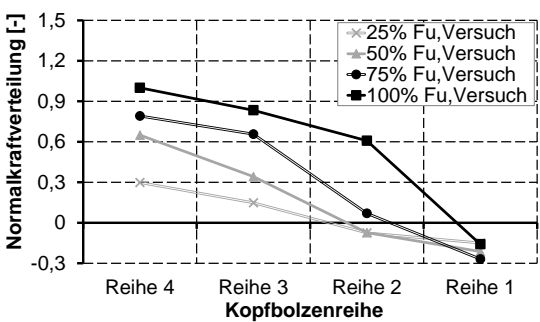

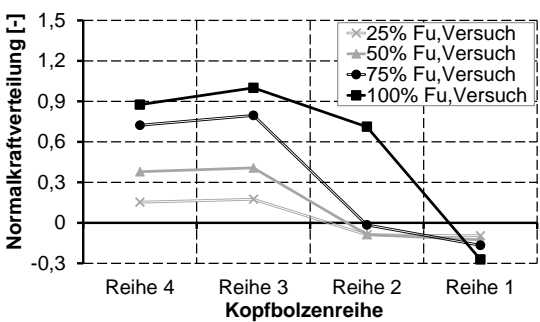
Tabelle 4-5: Gemessene Verformungen und Dehnungen auf der Ankerplatte bei Höchstlast

| Versuch R2-1Q         |                        | Versuch R3-1Q          |                         | Versuch R5-1Q           |                          |
|-----------------------|------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
|                       |                        |                        |                         |                         |                          |
|                       |                        |                        |                         |                         |                          |
| DMS-22                | DMS-21                 | DMS-22                 | DMS-21                  | DMS-22                  | DMS-21                   |
| 423,5 $\mu\text{m/m}$ | -383,7 $\mu\text{m/m}$ | 1027,1 $\mu\text{m/m}$ | -3030,7 $\mu\text{m/m}$ | 23655,2 $\mu\text{m/m}$ | -14615,5 $\mu\text{m/m}$ |

Mit der Variation der Ankerplattendicke und der Einbindelänge der Kopfbolzen konnten Unterschiede im Tragverhalten des Anschlussbereichs erzeugt werden. Im Versuch R2-1Q wurde die kleinste Höchstlast auf Grund der geringen Verankerungslänge der Kopfbolzen ( $h_n = 100 \text{ mm}$ ) mit einem Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite erreicht. Im Zugbereich konnte ein starres Tragverhalten der Ankerplatte beobachtet werden. Im Druckbereich wurde die Ankerplatte ab der Vorderkante des Anbauteils in den Beton gedrückt (vgl. Tabelle 4-5). Auf der Ankerplattenoberseite wurden im Druck- und Zugbereich Dehnungen im elastischen Bereich des Stahls gemessen. Über die Auswertung der DMS-Messungen auf den Kopfbolzenschäften konnte zwischen den Kopfbolzenreihen eine lineare Verteilung der Normalkräfte bestimmt werden (vgl. Tabelle 4-6). Die Beobachtungen einer linearen Lastverteilung der Normalkräfte bei Ankerplatten mit Betonversagensmechanismen sind somit auch bei großen Ankerplatten mit einer 4-reihigen Kopfbolzenanordnung unter den hier gegebenen Parameterkonfigurationen zutreffend.

Im Versuch R3-1Q konnte mit den längeren Kopfbolzen ein größeres Betonvolumen aktiviert und Traglaststeigerungen im Vergleich zum Versuch R2-1Q erzielt werden. Der Anschluss versagte durch einen Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite in Kombination mit einem Stahlversagen der Bewehrung. Das Tragverhalten der dicken Ankerplatte ( $t = 40 \text{ mm}$ ) war trotz der größeren Beanspruchung durch die längere Verankerungslänge der Kopfbolzen vergleichbar mit dem Versuch R2-1Q. Bis ca. 75 % der Höchstlast konnte eine lineare Normalkraftverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen beobachtet werden.

Tabelle 4-6: Versuchsergebnisse und Lastverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen

|                 | Versagensmechanismus  | Lastverteilung der Normalkräfte  |                 |                  |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
|-----------------|---|--|-----------------|------------------|-----------------|-----------------|------------------|---------|------|------|------|------|---------|------|------|------|------|---------|------|------|------|------|---------|-------|------|------|------|
| R2-1Q           |  |  <table border="1"> <caption>Estimated data for R2-1Q Normal Force Distribution</caption> <thead> <tr> <th>Kopfbolzenreihe</th> <th>25% Fu, Versuch</th> <th>50% Fu, Versuch</th> <th>75% Fu, Versuch</th> <th>100% Fu, Versuch</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Reihe 4</td> <td>0.25</td> <td>0.55</td> <td>0.80</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>Reihe 3</td> <td>0.15</td> <td>0.40</td> <td>0.55</td> <td>0.70</td> </tr> <tr> <td>Reihe 2</td> <td>0.05</td> <td>0.25</td> <td>0.35</td> <td>0.45</td> </tr> <tr> <td>Reihe 1</td> <td>-0.10</td> <td>0.10</td> <td>0.20</td> <td>0.30</td> </tr> </tbody> </table> | Kopfbolzenreihe | 25% Fu, Versuch  | 50% Fu, Versuch | 75% Fu, Versuch | 100% Fu, Versuch | Reihe 4 | 0.25 | 0.55 | 0.80 | 1.00 | Reihe 3 | 0.15 | 0.40 | 0.55 | 0.70 | Reihe 2 | 0.05 | 0.25 | 0.35 | 0.45 | Reihe 1 | -0.10 | 0.10 | 0.20 | 0.30 |
| Kopfbolzenreihe | 25% Fu, Versuch   | 50% Fu, Versuch  | 75% Fu, Versuch | 100% Fu, Versuch |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| Reihe 4         | 0.25  | 0.55   | 0.80            | 1.00             |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| Reihe 3         | 0.15  | 0.40   | 0.55            | 0.70             |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| Reihe 2         | 0.05  | 0.25   | 0.35            | 0.45             |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| Reihe 1         | -0.10   | 0.10   | 0.20            | 0.30             |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| R3-1Q           |  |  <table border="1"> <caption>Estimated data for R3-1Q Normal Force Distribution</caption> <thead> <tr> <th>Kopfbolzenreihe</th> <th>25% Fu, Versuch</th> <th>50% Fu, Versuch</th> <th>75% Fu, Versuch</th> <th>100% Fu, Versuch</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Reihe 4</td> <td>0.30</td> <td>0.65</td> <td>0.85</td> <td>1.05</td> </tr> <tr> <td>Reihe 3</td> <td>0.15</td> <td>0.40</td> <td>0.65</td> <td>0.85</td> </tr> <tr> <td>Reihe 2</td> <td>0.05</td> <td>0.25</td> <td>0.45</td> <td>0.65</td> </tr> <tr> <td>Reihe 1</td> <td>-0.10</td> <td>0.10</td> <td>0.25</td> <td>0.45</td> </tr> </tbody> </table> | Kopfbolzenreihe | 25% Fu, Versuch  | 50% Fu, Versuch | 75% Fu, Versuch | 100% Fu, Versuch | Reihe 4 | 0.30 | 0.65 | 0.85 | 1.05 | Reihe 3 | 0.15 | 0.40 | 0.65 | 0.85 | Reihe 2 | 0.05 | 0.25 | 0.45 | 0.65 | Reihe 1 | -0.10 | 0.10 | 0.25 | 0.45 |
| Kopfbolzenreihe | 25% Fu, Versuch   | 50% Fu, Versuch  | 75% Fu, Versuch | 100% Fu, Versuch |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| Reihe 4         | 0.30  | 0.65   | 0.85            | 1.05             |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| Reihe 3         | 0.15  | 0.40   | 0.65            | 0.85             |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| Reihe 2         | 0.05  | 0.25   | 0.45            | 0.65             |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| Reihe 1         | -0.10   | 0.10   | 0.25            | 0.45             |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| R5-1Q           |  |  <table border="1"> <caption>Estimated data for R5-1Q Normal Force Distribution</caption> <thead> <tr> <th>Kopfbolzenreihe</th> <th>25% Fu, Versuch</th> <th>50% Fu, Versuch</th> <th>75% Fu, Versuch</th> <th>100% Fu, Versuch</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Reihe 4</td> <td>0.15</td> <td>0.40</td> <td>0.75</td> <td>0.90</td> </tr> <tr> <td>Reihe 3</td> <td>0.15</td> <td>0.40</td> <td>0.80</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>Reihe 2</td> <td>0.05</td> <td>0.25</td> <td>0.55</td> <td>0.75</td> </tr> <tr> <td>Reihe 1</td> <td>-0.10</td> <td>0.10</td> <td>0.30</td> <td>0.50</td> </tr> </tbody> </table> | Kopfbolzenreihe | 25% Fu, Versuch  | 50% Fu, Versuch | 75% Fu, Versuch | 100% Fu, Versuch | Reihe 4 | 0.15 | 0.40 | 0.75 | 0.90 | Reihe 3 | 0.15 | 0.40 | 0.80 | 1.00 | Reihe 2 | 0.05 | 0.25 | 0.55 | 0.75 | Reihe 1 | -0.10 | 0.10 | 0.30 | 0.50 |
| Kopfbolzenreihe | 25% Fu, Versuch   | 50% Fu, Versuch  | 75% Fu, Versuch | 100% Fu, Versuch |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| Reihe 4         | 0.15  | 0.40   | 0.75            | 0.90             |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| Reihe 3         | 0.15  | 0.40   | 0.80            | 1.00             |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| Reihe 2         | 0.05  | 0.25   | 0.55            | 0.75             |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |
| Reihe 1         | -0.10   | 0.10   | 0.30            | 0.50             |                 |                 |                  |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |      |      |      |      |         |       |      |      |      |

Im Zugbereich des Versuchs R3-1Q ergaben die Messungen auf der Ankerplatte, dass diese nahezu eben blieb (vgl. Tabelle 4-5). Im Druckbereich wurde die Ankerplatte bis zur Vorderkante des Anbauteils in den Beton gedrückt. Im Vergleich zum Versuch R2-1Q mit geringerer Höchstlast waren die Verformungen im Versuch R3-1Q aber deutlich größer. Im Druckbereich wurde auf der Ankerplattenoberseite die 0,2%-Dehngrenze erreicht, ab der ein Tragverhalten mit plastischen Verformungen angenommen werden kann. Bis zu einem Lastniveau von 75 % wurden die Zugkräfte hauptsächlich über die lastabgewandten Kopfbolzenreihen 3 und 4 übertragen. Mit dem Erreichen der Höchstlast und der zunehmenden Schädigung im lastabgewandten Bereich konnte eine zusätzliche Lastumlagerung auf die zweite Kopfbolzenreihe beobachtet werden (vgl. Tabelle 4-6).

Im Versuch R5-1Q war das Gesamttragverhalten des Anschlusses duktil. Grund hierfür war die dünne, nachgiebige Ankerplatte mit einer Fließgelenkbildung im Zug- und Druckbereich. Sowohl im Druck- als auch im Zugbereich konnten große Dehnungen im plastischen Bereich des Materialverhaltens des Stahls gemessen werden. Bemerkenswert war, dass die Ankerplatte im Bereich der Vorderkante des Anbauteils am tiefsten in den Beton gedrückt wurde. Dies ist in Übereinstimmung mit den plastischen Ansätzen der Befestigungstechnik, z.B. nach *CEN/TR 17081*, bei der eine Verschiebung des Druckpunktes vom Ankerplattenrand hin zum Anbauteil berücksichtigt werden muss. Im Versuch R5-1Q war wie im Versuch R3-1Q eine lineare Normalkraftverteilung bis zu einem Lastniveau von 75 % vorhanden. Bis zum Erreichen der Höchstlast fanden zusätzliche Lastumlagerungen auf die zweite Kopfbolzenreihe statt (vgl. Tabelle 4-6). In den Versuchen mit dünner Ankerplatte konnte im Zugbereich beobachtet werden, dass sich die Ankerplatte auf Grund der Fließgelenkbildung am Rand auf den Beton abstützte. Es konnte allerdings keine signifikante Dehnungszunahme in den Kopfbolzen gemessen werden, aus denen sich eine zusätzliche Beanspruchung durch Abstützkräfte in den Kopfbolzen ableiten ließe. Diese Beobachtung deckt sich mit Untersuchungen von *Wald u.a. (2008)*, nach denen bei Stützenfüßen auf Grund der langen Dehnlänge der Ankerschrauben mögliche Abstützkräfte im Belastungsverlauf abgebaut werden können. In den Versuchen mit langen Kopfbolzen mit einer Einbindelänge von 250 mm waren ähnliche Effekte zu beobachten (vgl. Versuch R5-1Q Tabelle 4-6).

Über die DMS-Messungen lassen sich Informationen zur Lastverteilung der Anschlüsse gewinnen, die für die Entwicklung des analytischen Modells hilfreich sind. Ankerplattendicke, Kopfbolzenlänge und Exzentrizität hatten einen deutlichen Einfluss auf die Lastverteilung der Normalkräfte. In den Versuchen mit starrer, dicker Ankerplatte und großer Exzentrizität konnte eine lineare Verteilung der Normalkräfte beobachtet werden. In den Versuchen mit nachgiebiger, dünner Ankerplatte und in den Versuchen mit dicker Ankerplatte und großer Exzentrizität mit einer Aktivierung der Kopfbolzen bis zur Fließgrenze war eine Lastumlagerung der Normalkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen möglich.

In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität konnte bis zu einem Lastniveau von 75 % der Traglast eine lineare Verteilung der Normalkräfte bestimmt werden, die von den Zugbeanspruchungen in den Kopfbolzen durch eine zunehmende Querlastbeanspruchung überlagert wurden. Zudem wurden in allen Versuchen unter Querlast in der vorderen, lastzugewandten Kopfbolzenreihe 1 bis zur Höchstlast Stauchungen gemessen.

Die Lastverteilung der Normalkräfte entspricht auch bei Ankerplatten mit einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung und einer ausreichend steifen Ankerplatte den Annahmen einer elastischen Berechnung nach *DIN EN 1992-4* sowie bei einer nachgiebigen Ankerplatte den Anforderungen nach *CEN/TR 17081*. Voraussetzung ist, dass alle Kopfbolzenreihen auf der Ankerplatte über das Anbauteil aktiviert und die Normalkräfte eingeleitet werden können. Fragestellungen zur Verteilung der Querkräfte konnten über die experimentellen Untersuchungen nicht beantwortet werden und sind durch zusätzliche numerische Untersuchungen abzuschätzen, die im Folgenden beschrieben werden.

### 4.3 Numerische Untersuchungen

#### 4.3.1 Allgemeines

Neben den Versuchen zu den großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung wurden weiterführende numerische Untersuchungen mit dem nichtlinearen FE-Programm MASA nach *Ožbolt (2016)* durchgeführt. Mit Hilfe dieser Untersuchungen konnten zusätzliche Erkenntnisse zum Tragverhalten der großen Ankerplatten, wie z.B. zur Lastverteilung der Querkräfte oder der Lage der resultierenden Kräfte, gewonnen werden. Im Folgenden werden die wesentlichen, für die Ableitung des analytischen Bemessungsmodells relevanten Hintergründe der Modellentwicklung beschrieben.

Die Entwicklung der numerischen Modelle erfolgte zunächst im Rahmen einer Masterarbeit nach *Mis-haxhiu (2015)* und diente in einem ersten Schritt der Untersuchung und Zuschärfung der Einflüsse der gewählten Versuchsparameter. Aufbauend auf diesen Untersuchungen erfolgten eine eigene Validierung der entwickelten Modelle anhand der Versuchsergebnisse sowie die Untersuchung des Tragverhaltens der großen Ankerplatten im Rahmen von weiterführenden Parameterstudien. Neben einer zusammenfassenden Darstellung der gewählten Modellierung und der Validierung der Modelle anhand der Versuchsergebnisse werden im Folgenden die für die Ableitung des analytischen Modells relevanten numerischen Untersuchungen erläutert. Eine detaillierte Darstellung der Ergebnisse und weiterführende Parameteruntersuchungen können dem Forschungsbericht von *Kurz u.a. (2016)* entnommen werden.

#### 4.3.2 Numerische Modellierung und Validierung

Das numerische Modell der großen Ankerplatten wurde unter Anwendung eines vergleichbaren Vorgehens wie in den Modellierungen zu den randnahen, liegenden Kopfbolzen ausgehend von den Kopfbolzen der Ankerplatte entwickelt (vgl. Kapitel 3.3.2). Es erfolgte eine detaillierte Modellierung aller Kopfbolzen mit den zugehörigen Kontaktbedingungen nach Bild 3-15 im Lasteinleitungsbereich. Die Kontaktbedingungen zwischen der Kopfbolzenoberfläche und dem Beton wurden im Modell so definiert, dass über die Kopfbolzen eine Einleitung von Zug- und Druckkräften wie in den experimentellen Beobachtungen möglich war. Wesentlich ist dabei die Lasteinleitung im Bereich der Kopfbolzenköpfe und der Schäfte des Kopfbolzens. Zugkräfte in den Kopfbolzen werden z.B. über Druckkräfte im Bereich des Kopfbolzenkopfes übertragen. Unter Ausnutzung des symmetrischen Aufbaus der Versuche wurde jeweils eine Versuchskörperhälfte modelliert und die Lagerungs- und Symmetrierandbedingungen entsprechend den Versuchen festgelegt (vgl. Bild 4-10). Zur Vermeidung von numerischen Instabilitäten wurde zudem auf der Rückseite des Versuchskörpers eine Lagerung in x-Richtung definiert.

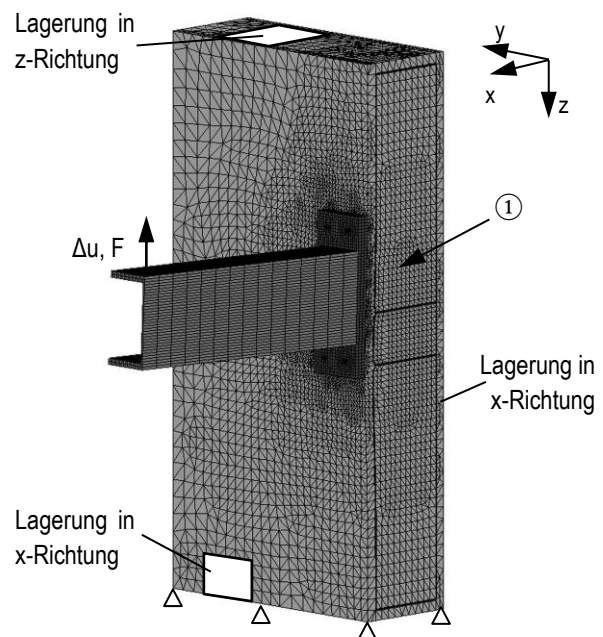


Bild 4-10: Modellierung der Versuche mit großen Ankerplatten mit Lagerungsbedingungen und Symmetrieebene ①

Zur Vermeidung von numerischen Instabilitäten wurde zudem auf der Rückseite des Versuchskörpers eine Lagerung in x-Richtung definiert.

Ziel der numerischen Untersuchungen war neben der Erklärung der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen eine realitätsnahe Abbildung des Tragverhaltens im Bereich der Ankerplatte. Im Hinblick auf das Tragverhalten einer starren oder nachgiebigen Ankerplatte wurde für den Stahl im Lasteinleitungsbereich ein nichtlineares Materialmodell gewählt (vgl. Bild 3-16). Die Materialeigenschaften in

der numerischen Modellierung wurden entsprechend der experimentell bestimmten Festigkeitswerte der Materialversuche festgelegt. Die Oberflächenbewehrung sowie die Rückhängebewehrung im Bereich der auf Zug beanspruchten, lastabgewandten Kopfbolzen wurden mit Stabelementen mit bilinearem Materialverhalten modelliert. Eine Dokumentation der gewählten Materialeigenschaften sowie der Ergebnisse der numerischen Nachrechnungen sind in Anhang B.3 angegeben. In den Nachrechnungen ergab sich eine ausreichende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Im Mittel konnte die Höchstlast mit  $\bar{x} = 0,95$  bei einem Variationskoeffizienten von  $v = 3,42\%$  (vgl. Tabelle 4-7) nachgerechnet werden. Tendenziell wurde die Höchstlast in den Versuchen mit geringer Exzentrizität knapp unterschätzt (vgl. Bild 4-11).

Tabelle 4-7: Vergleich der Versuchsergebnisse  $F_{u,Versuch}$  mit den Berechnungen  $F_{u,FE}$

| Versuch  | Höchstlast Versuch<br>$F_{u,Versuch}$ [kN] | Höchstlast Numerik<br>$F_{u,FE}$ [kN] | $F_{u,FE} / F_{u,Versuch}$ | Versagensmechanismus der numerischen Nachrechnung                      |
|----------|--|---------------------------------------|----------------------------|--|
| B3-Q     | 1000,7                                     | 1001,0                                | 1,00                       | Betonversagen mit Entfestigung   |
| R2-1Q    | 166,3                                      | 164,8                                 | 0,99                       | Betonversagen mit Entfestigung   |
| R2-2Q    | 1128,9                                     | 1035,1                                | 0,92                       | Betonversagen mit Entfestigung   |
| R2-3Q(1) | 138,7                                      | 127,9                                 | 0,92                       | Betonversagen mit Entfestigung   |
| R2-3Q(2) | 142,4                                      | 132,7                                 | 0,93                       | Betonversagen mit Entfestigung   |
| R2-4Q(1) | 940,0                                      | 898,1                                 | 0,96                       | Betonversagen mit Entfestigung   |
| R2-4Q(2) | 977,8                                      | 907,2                                 | 0,93                       | Betonversagen mit Entfestigung   |
| R3-1Q    | 335,3                                      | 344,8                                 | 1,03                       | Betonversagen mit Fließen der Bewehrung                                |
| R3-2Q(1) | 342,5                                      | 335,3                                 | 0,98                       | Betonversagen mit Fließen der Bewehrung                                |
| R3-2Q(2) | 341,7                                      | 386,0                                 | 1,13                       | Betonversagen mit Fließen der Bewehrung                                |
| R3-3Q    | 1080,7                                     | 1068,2                                | 0,99                       | Stahlversagen der Kopfbolzen   |
| R5-1Q    | 265,8                                      | 298,3                                 | 1,12                       | Stahlversagen der Kopfbolzen mit Fließgelenkbildung in der Ankerplatte |
| R5-2Q    | 270,9                                      | 295,5                                 | 1,09                       | Stahlversagen der Kopfbolzen mit Fließgelenkbildung in der Ankerplatte |
| R5-3Q    | 1099,2                                     | 1050,5                                | 0,96                       | Stahlversagen der Kopfbolzen   |

Mittelwert  $\bar{x}$  0,95  
 Variationskoeffizient  $v$  3,42 %

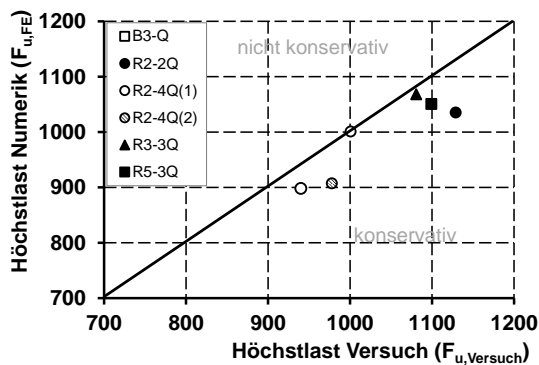


Bild 4-11: Übereinstimmung der experimentellen und numerischen Ergebnisse der Versuche mit kleiner Exzentrizität ( $e = 80\text{ mm}$ )

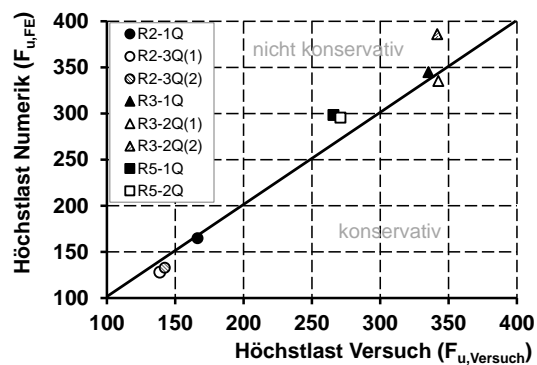


Bild 4-12: Übereinstimmung der experimentellen und numerischen Ergebnisse der Versuche mit großer Exzentrizität ( $e = 1000\text{ mm}$ )

Ursache hierfür ist, dass die Ankerplatte im Bereich der 3. Kopfbolzenreihe gegen die davor liegende Rückhängebewehrung geschoben wird (vgl. Bild 4-9) und diese Traglaststeigerungen über die Balkenelemente der Rückhängebewehrungen trotz biegesteifer Modellierung in den Knoten nicht voll abgebildet werden können. In den Berechnungen mit großer Exzentrizität mit vorwiegender Zugbeanspruchung

der Kopfbolzen konnte eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erreicht werden (vgl. Bild 4-12). Neben dem Vergleich der Höchstlasten erfolgte eine Validierung bezüglich der Übereinstimmung des Schädigungsverhaltens der numerischen Berechnungen mit den experimentellen Beobachtungen. In Bild 4-13 sind die Dehnungsbilder der Versuche mit Betonversagen dargestellt. Für die Vergleichbarkeit sind die Ergebnisse einheitlich auf eine kritische Dehnung nach Gleichung (3.9) skaliert. Die Beobachtungen der Versuche mit Betonversagen der numerischen Berechnungen und den experimentellen Versuchen waren übereinstimmend (vgl. Bild 4-9). In den Versuchen der Serie 2 mit kurzen Kopfbolzen konnte ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite beobachtet werden. Im Vergleich zum Versuch R3-1Q mit längeren Kopfbolzen konnte in den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen (R2-1Q und R2-2Q) ein geringeres Betonvolumen aktiviert werden und es bildete sich ein Betonausbruchkegel mit einem kleineren Radius aus. Die Rückhängebewehrung wurde in den numerischen Berechnungen über Balkenelemente modelliert und war im Bereich der Kopfbolzenreihen 3 und 4 an gleicher Position wie in den Versuchen angeordnet. In den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen konnte auch in der numerischen Berechnung ein Betonausbruch zwischen den Bewehrungsbügeln beobachtet werden (vgl. Versuch R2-1Q und R2-2Q in Bild 4-13), während im Versuch R3-1Q auf Grund der langen Verankerungslänge der Kopfbolzen ein Fließen der Bewehrung und der Kopfbolzen erreicht wurde.

Neben dem lastabgewandten Betonausbruch können in den numerischen Berechnungen Risse entlang der Druckstreben beobachtet werden, die sich auf der oberen Fixierung des Versuchskörpers ausbilden. Ähnlich wie in den Versuchen haben diese auf Grund des großen Bewehrungsgrads der Oberflächenbewehrung und des ausreichenden Randabstands einen vernachlässigbaren Einfluss auf das Tragverhalten, da diese für das Versagen im Bereich der Lasteinleitung nicht relevant wurden.

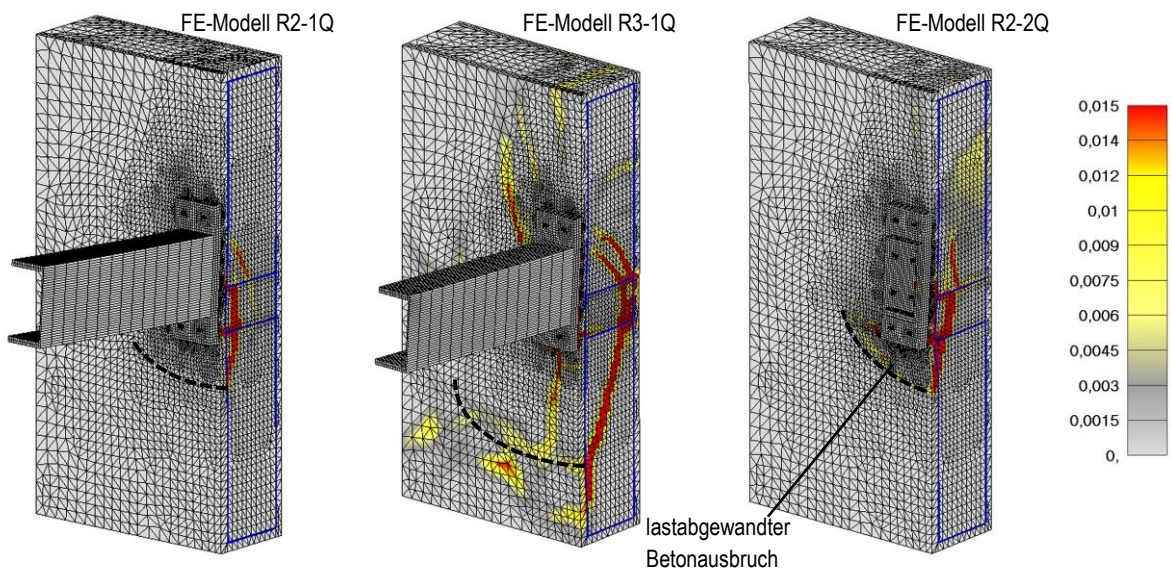


Bild 4-13: Hauptzugdehnungen [-] bei Höchstlast der Versuche R2-1Q (links), R3-1Q (Mitte) und R2-2Q (rechts)

Das Tragverhalten der Versuche mit Stahlversagen konnte über die nichtlinearen Spannung-Dehnungsbeziehungen des Stahls erfasst werden. In den Versuchen der Serie 5 mit dünnen Ankerplatten konnte die Nachgiebigkeit des Anschlusses sowie die Lastumlagerungen der Zugkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen modelliert werden (vgl. Bild 4-17). In den Versuchen der Serie 5 bildeten sich neben dem eigentlichen Stahlversagen vor dem Erreichen der Höchstlast erste Risse des Betonausbruchkegels ausgehend von den Kopfbolzen aus. Ein Betonversagen bei Höchstlast konnte in den Berechnungen nicht beobachtet werden, da die kritischen Dehnungen auf der Bruchfläche des Betonausbruchkegels nur im Bereich der Lasteinleitung der Kopfbolzen erreicht wurden und die Zugkräfte über die Bewehrung zu-

rückgehängt wurden. Über die Rückhängebewehrung konnte so der Widerstand des Betons gezielt erhöht werden, und es wurde ein duktileres Tragverhalten durch eine Fließgelenkbildung in der Ankerplatte erreicht. Mit Hilfe der numerischen Berechnungen konnte das Tragverhalten innerhalb des Betons und die Abhängigkeiten im Tragverhalten zwischen Kopfbolzen und der Ankerplatte nachvollzogen werden. Für die Ableitung eines analytischen Berechnungsmodells ist dies hilfreich, da auf diese Weise eine Abgrenzung möglicher Versagensmechanismen z.B. im Bereich des Betons möglich ist, die anhand der experimentellen Untersuchungen nicht eindeutig ist. Zusätzlich konnten über die Auswertung der Knotenkräfte im Bereich des Kopfbolzenfußes die Normalkräfte in den verschiedenen Kopfbolzenreihen bei Höchstlast bestimmt und so Informationen über die Steifigkeit der Ankerplatte gewonnen werden (vgl. Bild 4-14 und Bild 4-15).

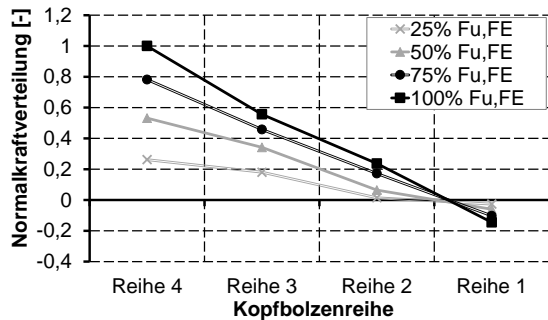


Bild 4-14: Relative Normalkraftverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen im Versuch R2-1Q

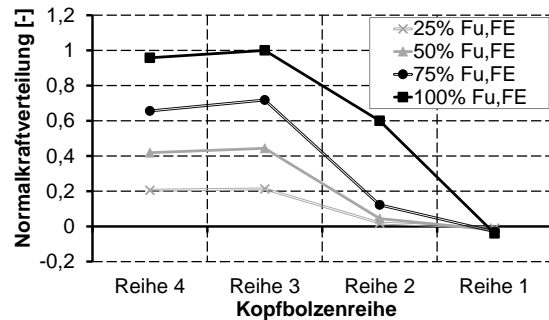


Bild 4-15: Relative Normalkraftverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen im Versuch R5-1Q

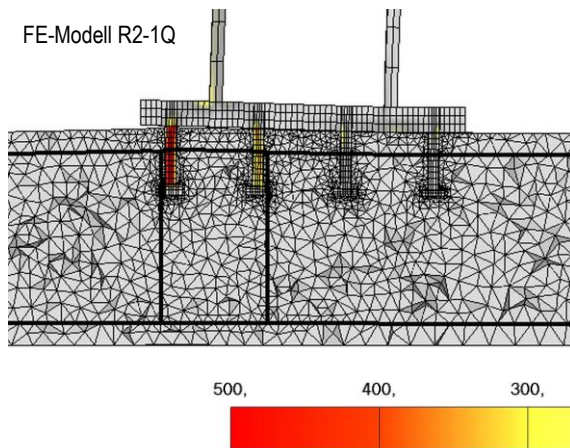


Bild 4-16: Vergleichsspannungen  $[N/mm^2]$  im Querschnitt des Versuchs R2-1Q

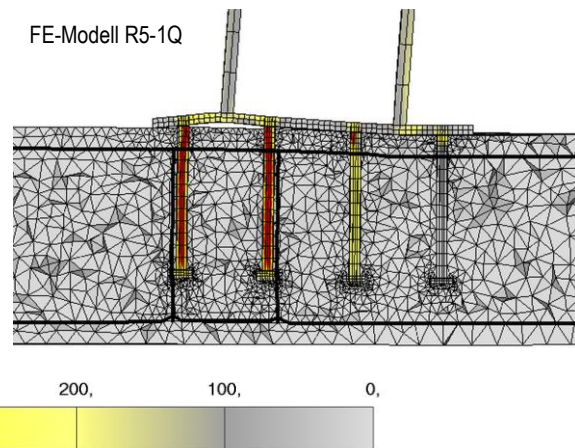


Bild 4-17: Vergleichsspannungen  $[N/mm^2]$  im Querschnitt des Versuchs R5-1Q

In den numerischen Berechnungen konnte eine vergleichbare Normalkraftverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen wie in den DMS-Messungen auf den Kopfbolzenschäften in den experimentellen Untersuchungen (vgl. Tabelle 4-6) bestimmt werden. In den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen und dicker Ankerplatte mit quasi-sprödem Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite stellte sich eine lineare Verteilung der Normalkräfte ein, bei der die Kopfbolzen in der Reihe 4 am höchsten beansprucht waren (vgl. Bild 4-16). Sowohl in den numerischen Berechnungen als auch in den experimentellen Untersuchungen konnte eine Druckbeanspruchung in der vordersten Kopfbolzenreihe sowie elastische Verformungen der Ankerplatte im Druckbereich beobachtet werden. In den Berechnungen mit dünner Ankerplatte und langen Kopfbolzen ließ sich ein duktileres Tragverhalten mit Lastumlagerungen von der 4. Kopfbolzenreihe bis hin zur 2. und 3. Kopfbolzenreihe nachweisen. Da in den numerischen Modellen eine ausreichende Übereinstimmung der Normalkraftverteilung mit den Versuchen erreicht werden

konnte, wurden weiterführende Untersuchungen zur Querkraftverteilung im Rahmen der Parameteruntersuchungen durchgeführt (vgl. Kapitel 4.3.3).

### 4.3.3 Parameteruntersuchung

Weitere Untersuchungen zur Lastverteilung der Querkräfte sowie zur Lage der resultierenden Kräfte (z.B. Druckkräfte) und die Erweiterung der Versuchsergebnisse um Parameter wie Bewehrungsgrad und Exzentrizität wurden in zusätzlichen Parameteruntersuchungen durchgeführt. Eine vollständige Dokumentation der Parameteruntersuchungen erfolgt im Forschungsbericht von *Kurz u.a. (2016)*. Die Berechnungsergebnisse sowie die numerischen Parametereinstellungen zu den Untersuchungen mit großen Ankerplatten sind in Anhang B.3 dokumentiert.

Die Parameter wurden so gewählt, dass die Modelle an den Versuchen validiert und die Bereiche innerhalb dieser Parametergrenzen über Parameterstudien erfasst wurden (vgl. Bild 4-2). Zudem wurden zusätzlich Parameter außerhalb des Bereichs der Versuchskörperkonfigurationen gewählt. Neben dem Parameter der Exzentrizität und der Ankerplattendicke wurden die Betondruckfestigkeit und der Bewehrungsgrad in den Versuchen variiert, in denen die Rückhängebewehrung einen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Versuche hatte. Die gewählten geometrischen Parameter der weiterführenden Untersuchungen sind in Bild 4-18 dargestellt. Zusätzlich wurde die Festigkeit des Betons zwischen C16/20 bis C45/55 sowie die Durchmesser der Rückhängebewehrung zwischen  $\varnothing 8$  mm bis  $\varnothing 12$  mm variiert. Die Parameter wurden innerhalb der Untersuchung so gewählt, dass immer nur ein Parameter verändert wurde und so der Einfluss identifiziert werden konnte. Im Folgenden werden die für die Ableitung des analytischen Modells interessanten Parameteruntersuchungen zum Einfluss der Bewehrung, der Betonfestigkeit, der Exzentrizität und der Ankerplattendicke dargestellt.

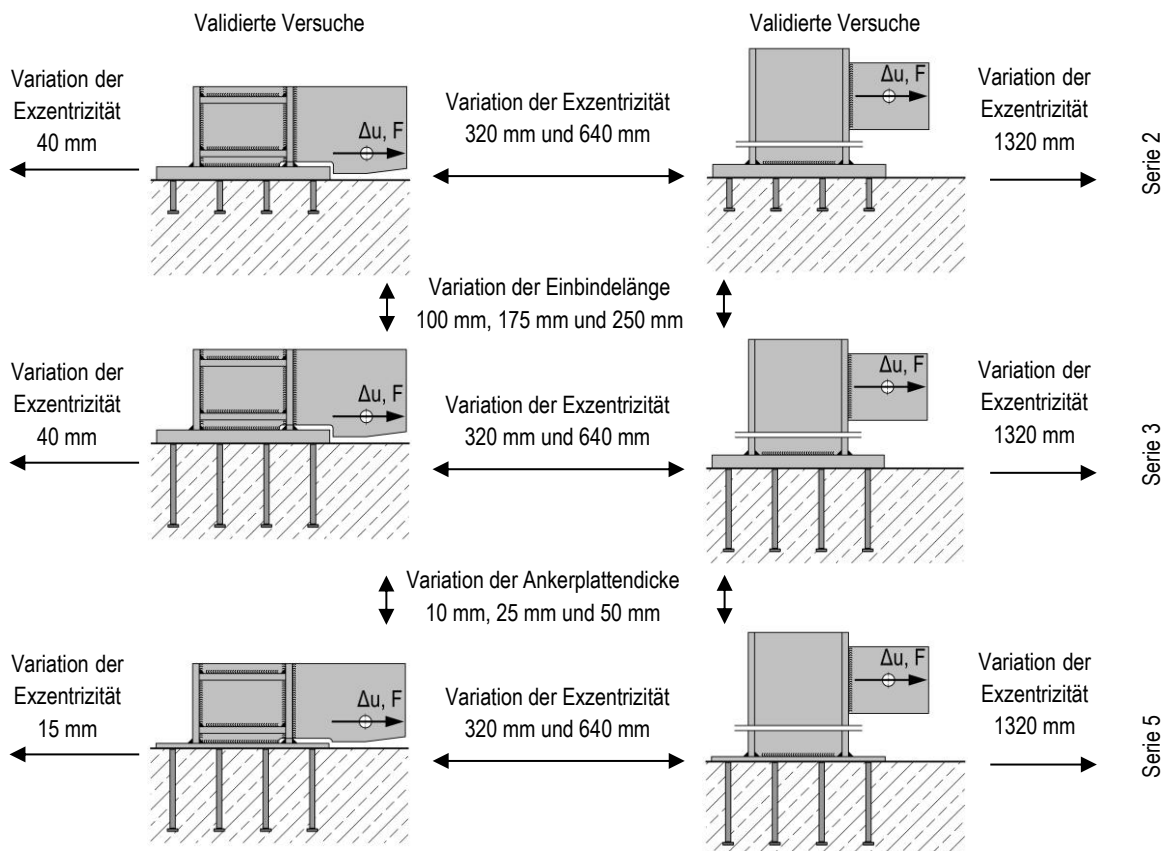


Bild 4-18: Konzept der Parameterstudien

Die Höchstlasten der Anschlüsse mit großen Ankerplatten können bei einer geeigneten Anordnung der Bewehrung deutlich gesteigert werden. In Parameteruntersuchungen mit kurzen Kopfbolzen mit einer Länge von 100 mm kann über die Steigerung des Bewehrungsgrads keine größere Tragfähigkeit erreicht werden, da der Beton zwischen der Bewehrung ausbricht. In den Modellen mit langen Kopfbolzen mit einer Einbindelänge von 250 mm ist der Einfluss des Bewehrungsgrads deutlich, da die Bewehrung aktiviert werden kann. Zudem ist die Traglaststeigerung bei großer Exzentrizität ausgeprägter als bei kleiner Exzentrizität, da die Bewehrung deutlich auf Zug beansprucht wird. In den Untersuchungen mit großer Exzentrizität kann der Anschluss so über die Rückhängebewehrung rückverankert werden. Traglaststeigerungen können in den Parameteruntersuchungen mit großer Exzentrizität bei starrer Ankerplatte (P3-1 bis P3-4) sowie bei dünner Ankerplatte (P3-5 bis P3-8) erreicht werden. In den Versuchen mit kleiner Exzentrizität (P3-9 bis P3-11) sind die Traglaststeigerungen gering (vgl. Bild 4-19). In den Untersuchungen mit kleiner Exzentrizität wird zwar die Oberflächenbewehrung im Bereich des Spaltrisses aktiviert, allerdings sind die Traglaststeigerungen auf Grund des ausreichenden Randabstands der Ankerplatten gering (vgl. Bild 4-20). Eine vollständige Dokumentation der Parameteruntersuchung ist im Forschungsbericht von *Kurz u.a. (2016)* sowie in Anhang B.3 gegeben.

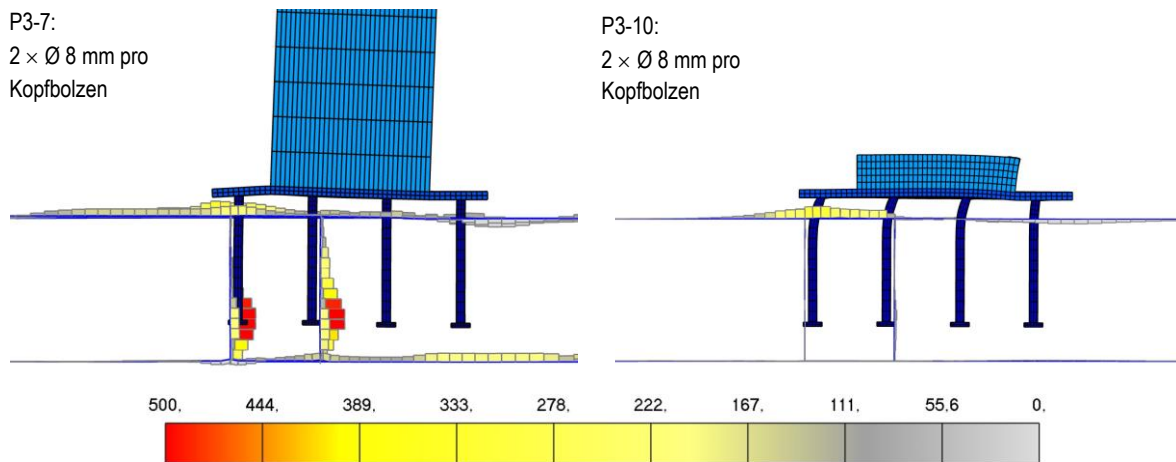


Bild 4-20: Spannungsbilder der Normalspannungen in der Bewehrung in numerischer Berechnung mit großer Exzentrizität (links) und kleiner Exzentrizität (rechts) bei Höchstlast [N/mm<sup>2</sup>]

Neben der Variation des Durchmessers der Rückhängebewehrung wurde die Anzahl der Bewehrungsbügel für die Modelle mit großer Exzentrizität variiert. In den Untersuchungen mit einer geringen Anzahl an Bewehrungsbügeln erreichen die Stabelemente des Bewehrungsstabs in der Risszone des Betons den Bereich der Streckgrenze. Dies stimmt mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen überein (vgl. Bild 4-7). In den Untersuchungen mit 4 Bügelschenkeln je Kopfbolzen können alle Bewehrungsbügel in etwa gleichmäßig aktiviert werden, so dass das Stahlversagen der Kopfbolzen maßgebend wird (vgl. Bild 4-21). Bei Variation der Anordnung der Bewehrungsbügel im Bereich der Kopfbolzen zeigen auch die numerischen Untersuchungen, dass es vorteilhaft ist, wenn die Bewehrung in

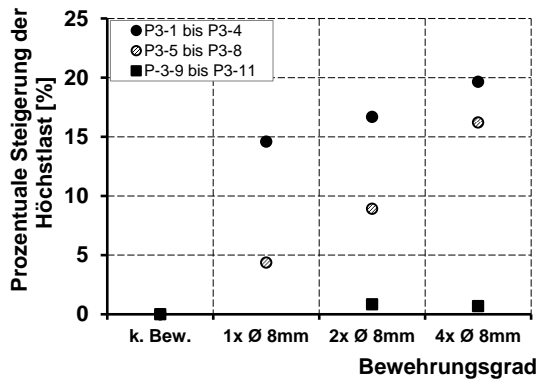


Bild 4-19: Einfluss des Bewehrungsgrads auf die Höchstlast der Berechnungen, Bezeichnung vgl. Anhang B.3

Belastungsrichtung vor den Kopfbolzen angeordnet wird. Bei dieser Anordnung werden die Bewehrungsbügel besser auf Zug aktiviert und erhöhen zudem die Steifigkeit im Bereich des Dübelfußes bei Querkraftbeanspruchung.

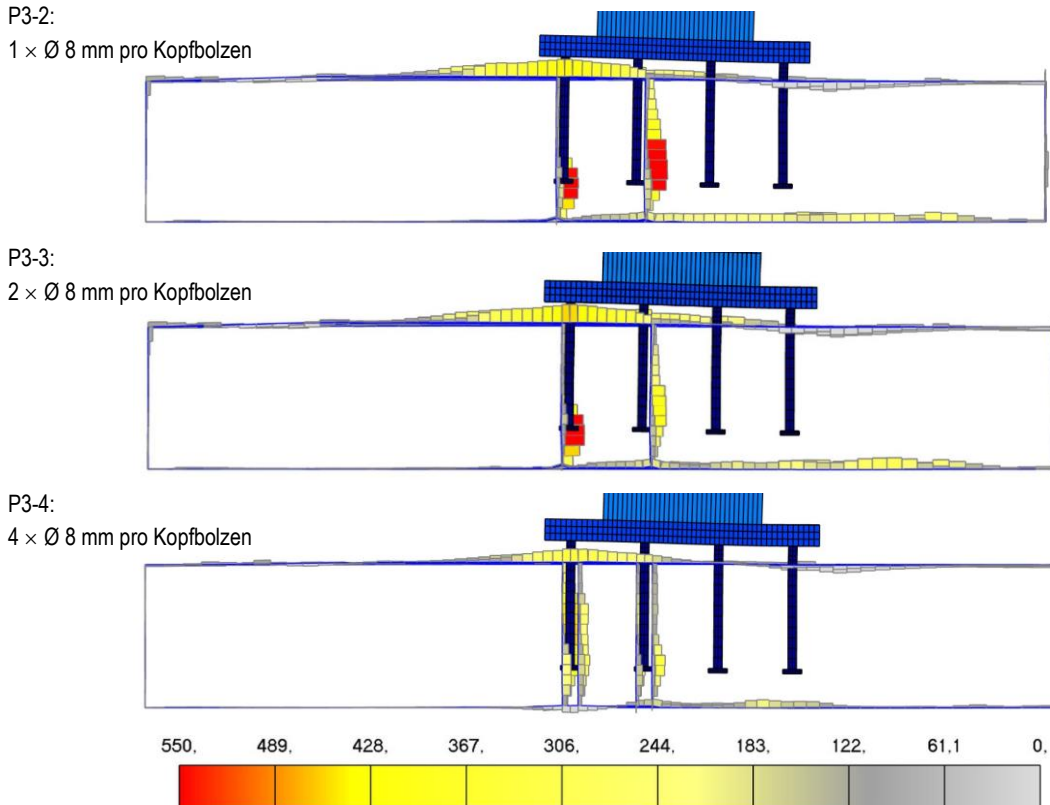


Bild 4-21: Spannungsbilder der Normalspannungen in der Bewehrung bei Variation der Bewehrungsbügel pro Kopfbolzen in Versuchsserie 3 bei Höchstlast [N/mm<sup>2</sup>]

Die *Exzentrizität* der einwirkenden Querkraft hat einen deutlichen Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit der Querkraftanschlüsse, da neben der Lastverteilung der Zugkräfte innerhalb des Anschlusses auch die Querkraftverteilung beeinflusst wird. Mit zunehmender Exzentrizität der Querkraft nimmt die Momentenbeanspruchung im Anschluss zu, die durch ein Zug- und Druckkräftepaar abgetragen werden. Der Einfluss der Exzentrizität auf die Lastverteilung der Normalkräfte konnte in den experimentellen sowie den numerischen Untersuchungen (vgl. Tabelle 4-6 und Bild 4-16) bereits nachvollzogen werden.

Es gibt auch für Ankerplatten mit einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung wie in den in dieser Arbeit untersuchten großen Ankerplatten eine gute Übereinstimmung mit den vorhandenen Modellen der Befestigungstechnik. Neben der Lastverteilung der Normalkräfte sind Annahmen zur Querlastverteilung entscheidend für die Entwicklung des analytischen Modells, da diese Einfluss auf die Annahmen zu den Ausnutzungsgraden der einzelnen Kopfbolzenreihen haben und bei einer kombinierten Zug- und Querkraftbeanspruchung der Kopfbolzenreihen über die Interaktionsbedingungen maßgebend für die Berechnung der Widerstände werden.

Mit zunehmender Exzentrizität nimmt die Querkrafttragfähigkeit der Ankerplatte ab (vgl. Bild 4-22). Ursache hierfür sind größere Zugkräfte im lastabgewandten Bereich der Ankerplatte, die zu einem Zugversagen durch Stahlversagen oder Betonausbruch führen. Eine geringe Exzentrizität der Querkraft führt zu einer überwiegenden Schubbeanspruchung des Anschlusses, bei der das Stahlversagen durch ein Abscheren der Kopfbolzen einen oberen Grenzwert darstellt. Bei diesem Grenzwert liegen die Höchstlasten der numerischen Parameterstudien nah beieinander. Zudem ist ein lastabgewandter Betonausbruch möglich, der insbesondere bei Kopfbolzen mit einer geringen Verankerungslänge maßgebend wird. Im Hinblick auf die Querkraftverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen steigt mit größerer Exzentrizität zwar der Anteil, der über Reibung übertragen wird, allerdings wird i.d.R. bei größerer Exzentrizität eine geringere Höchstlast erreicht. Im horizontalen Kräftegleichgewicht wird der Anteil der Querkraft, der über die Kopfbolzen übertragen wird, geringer. In Versuchen mit kleiner Exzentrizität stellt sich ein entgegengesetzter Effekt im Tragverhalten ein, bei dem der Reibungsanteil gering ist und die Querkräfte hauptsächlich über die Kopfbolzen in den Beton eingeleitet werden.

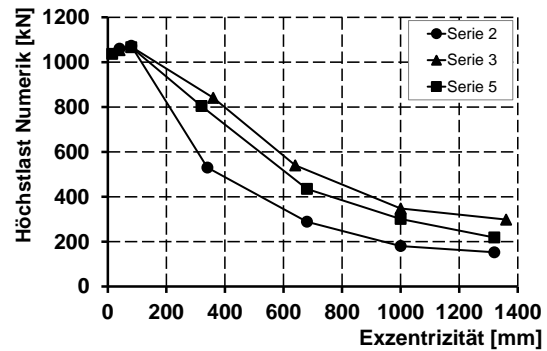


Bild 4-22: Einfluss der Exzentrizität auf die Tragfähigkeit der Querkraftanschlüsse, Zuordnung zu Serien vgl. Bild 4-18

Die oben beschriebenen Beobachtungen können über die Darstellung der Spannungsbilder der Normalspannungen in Z-Richtung [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ] beim Erreichen der Höchstlast im Bereich des Betons der Ankerplatte sichtbar gemacht werden (vgl. Bild 4-23). Die Normalspannungen in Z-Richtung sind zur Vergleichbarkeit der Ergebnisse in allen Schaubildern auf den Bereich von 0 bis  $-10 \text{ N}/\text{mm}^2$  skaliert. In den numerischen Parameterstudien zum Einfluss der Exzentrizität wurde der Abstand der Lasteinleitung zur Ankerplatte für die Serien 2, 3 und 5 variiert (vgl. Bild 4-18). Die Variation der Exzentrizität erfolgte innerhalb der in den Versuchen gewählten Exzentrizität von  $e = 1000 \text{ mm}$  und  $e = 80 \text{ mm}$ . Zudem wurde eine geringere Exzentrizität von  $e = 15 \text{ mm}$  bzw.  $e = 40 \text{ mm}$  auf der Oberkante der Ankerplatte und eine größere Exzentrizität mit  $e = 1320 \text{ mm}$  gewählt.

Bis auf das numerische Modell P1-6 kann in der Parameterstudie zu Serie 2 mit kurzen Kopfbolzen ( $h_n = 100 \text{ mm}$ ) ein Betonversagen auf der lastabgewandten Seite als maßgebender Versagensmechanismus beim Erreichen der Höchstlast bestimmt werden. In der numerischen Berechnung P1-6 mit geringer Exzentrizität wird ein Abscheren der Kopfbolzen im Bereich des Dübelfußes maßgebend. In den Berechnungen mit großer Exzentrizität können die maximalen Druckspannungen im Bereich der Lasteinleitung der Kopfbolzenköpfe der auf Zug beanspruchten, lastabgewandten Reihen bestimmt werden (vgl. Bild 4-23 ①). Auf Grund der im Zugbereich nahezu starren Ankerplatte und der linearen Verteilung der Normalkräfte wird die Kopfbolzenreihe 4 maximal beansprucht.

Die Lage der aus den Gleichgewichtsbedingungen resultierenden Druckkraft kann in den Versuchen mit großer Exzentrizität im Bereich des Randes der Ankerplatte angenommen werden. Allerdings entstehen auch Druckspannungen bis unterhalb des Flansches des Anbauteils auf Grund der Nachgiebigkeit des Betons und der geringen Verformungen der Ankerplatte im Druckbereich (vgl. Bild 4-23 ②). In den Modellen mit geringer Exzentrizität werden die Hauptdruckspannungen durch die Druckkräfte aus der Schubbeanspruchung der Kopfbolzen überlagert und die Druckbeanspruchungen am Kopfbolzenkopf werden geringer. Die Ergebnisse der Parameterstudie mit einer mittleren Exzentrizität zeigen, dass der Querlastabtrag vorwiegend über die beiden lastzugewandten Kopfbolzenreihen stattfindet, da in diesem Bereich eine ausreichende Steifigkeit vorhanden ist (vgl. Bild 4-23 ③). Im lastabgewandten Bereich

werden geringere Querkräfte übertragen, da die Ankerplatte aus dem Beton gehoben wird. In den Berechnungen mit kleiner Exzentrizität mit  $e < 80$  mm sind die Querkräfte gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt (vgl. Bild 4-23 ④).

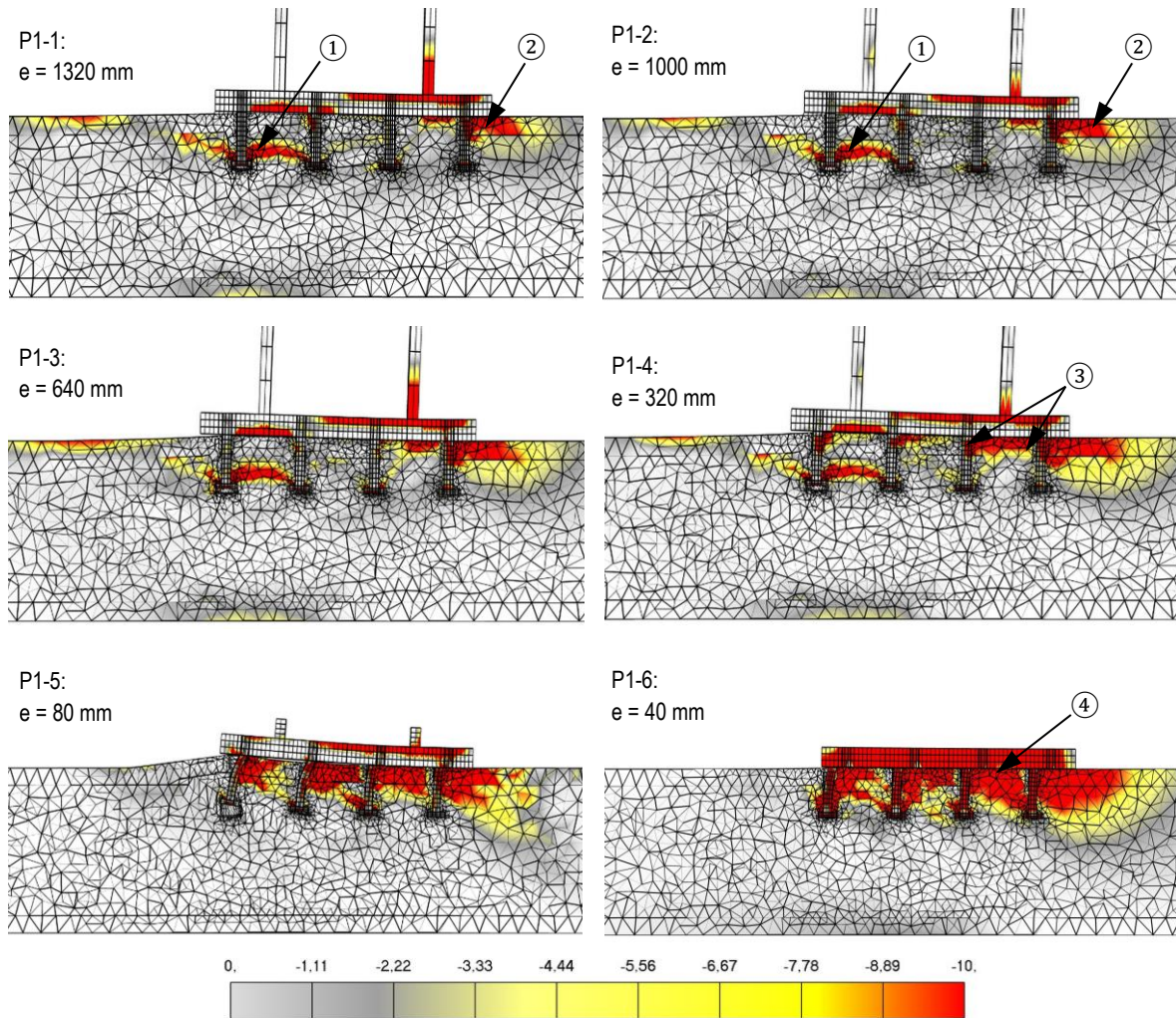


Bild 4-23: Spannungsbilder der Normalspannungen in Z-Richtung [ $N/mm^2$ ] bei Variation der Exzentrizität innerhalb der Serie 2 (vgl. Bild 4-18) bei Höchstlast [ $N/mm^2$ ]

Die Lastverteilung der Querkräfte kann über eine Auswertung der Knotenkräfte der numerischen Berechnungen im Bereich des Dübelfußes der Kopfbolzen bestimmt werden. Die Knotenkräfte werden auf der Höhe der Verschweißung der Kopfbolzen in den entsprechenden Lastschritten bei 50 %  $F_u$ , 75 %  $F_u$  und 100 %  $F_u$  ausgewertet. Die Lastverteilung der Querkräfte bei Variation der Exzentrizität von  $e = 1320$  mm bis  $e = 40$  mm ist in Bild 4-24 dargestellt.

Es kann beobachtet werden, dass in den numerischen Berechnungen mit großer Exzentrizität die Querkräfte überwiegend über Reibung und die vordere Kopfbolzenreihe abgetragen werden (vgl. P1-1 in Bild 4-24). Der Anteil, der über Reibung übertragen werden kann, wird mit kleiner werdender Exzentrizität geringer, da die aus der Momentenbeanspruchung resultierende Druckbeanspruchung im Anschluss kleiner wird. In den Berechnungen mit kleiner Exzentrizität sind die Querkräfte tendenziell gleichmäßiger zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt (vgl. P1-5 in Bild 4-24).

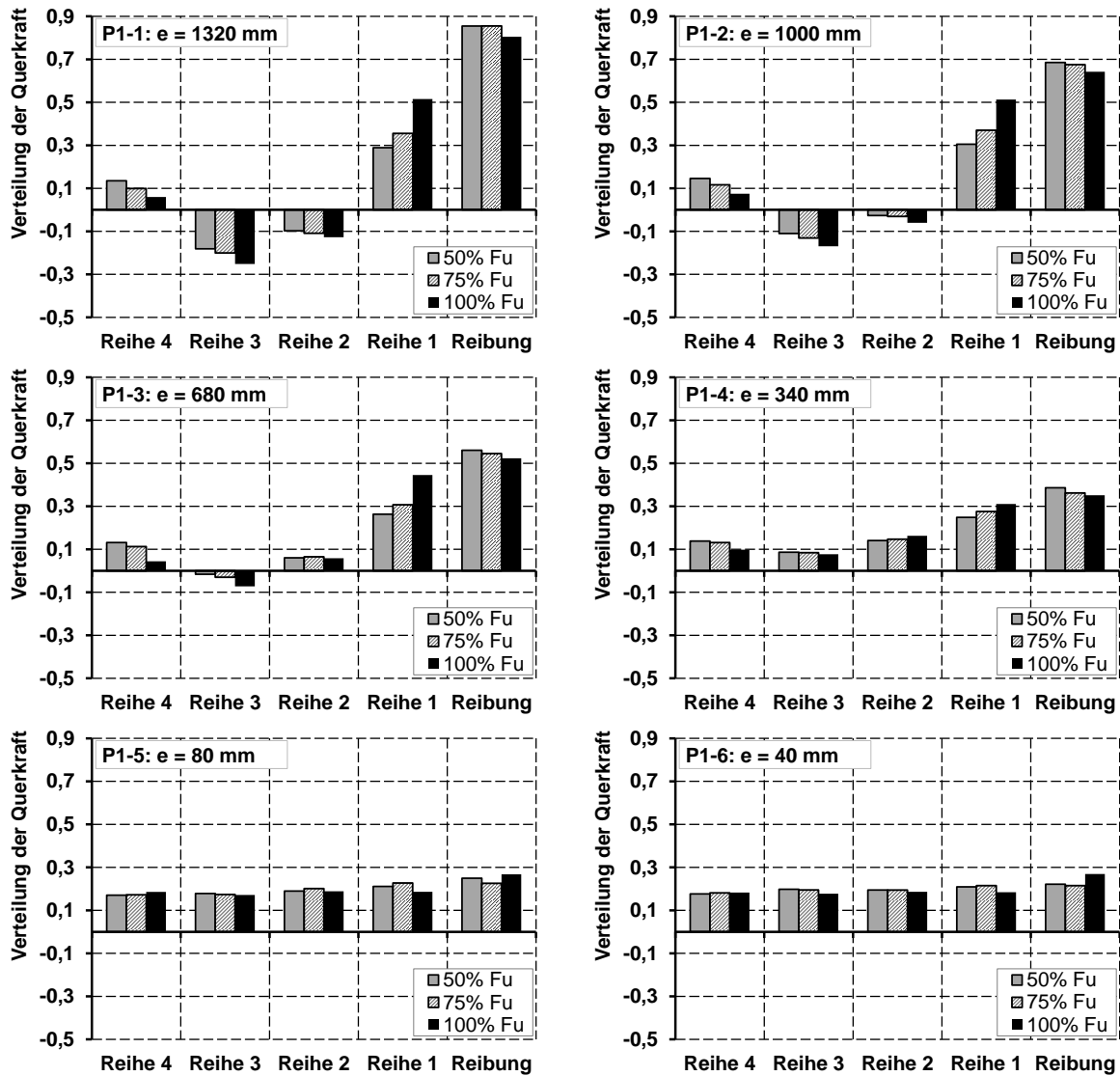


Bild 4-24: Verteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen in der Serie 2 (vgl. Bild 4-18)

In den Berechnungen der Anschlüsse mit großer Exzentrizität kann wie in den Versuchen eine geringe Verschiebung der Ankerplatte in Belastungsrichtung beobachtet werden, da die Querkraft überwiegend über Haftreibung übertragen wird. In den Versuchen und numerischen Untersuchungen wird die Ankerplatte über den Druckpunkt (vgl. Bild 4-23 ②) aus dem Beton gehoben. Über das aufgeschweißte I-Profil hat die Ankerplatte im Bereich des Stegs und der Flansche ein steifes Tragverhalten, allerdings können auch elastische Verformungen der Ankerplatte im Zug- und Druckbereich außerhalb des ausgesteiften I-Profiles beobachtet werden. Die nahezu starre Rotation der Ankerplatte um den Druckpunkt und das Abheben der Ankerplatte im Zugbereich führt in Kombination mit den elastischen Verformungen im Bereich des T-Stummels unter Zug dazu, dass die Kopfbolzen der Reihen 2 bis 4 auf Grund der Membrankräfte innerhalb der Ankerplatte querbelastet werden. Bemerkenswert sind die negativen Querkräfte in den Reihen 2 und 3 (vgl. P1-1 bis P1-3 in Bild 4-24), die auf Grund von Membranzugkräften in der Ankerplatte entstehen.

In weiteren Parameterstudien wurde der Einfluss der Ankerplattendicke untersucht. Die oben beschriebenen Beobachtungen zur Querkraftbeanspruchung innerhalb des Anschlusses sind in den Versuchen mit dünner, nachgiebiger Ankerplatte deutlicher ausgeprägt. In Bild 4-25 sind die Spannungsbilder bei Variation der Exzentrizität der Serie 5 (vgl. Bild 4-18) dargestellt. Die Membrankräfte sind in der Serie 5

auf Grund der Nachgiebigkeit der Ankerplatte und der Zugbandwirkung größer als in den Parameteruntersuchungen nach Bild 4-23 zur Serie 2. In der Kopfbolzenreihe 4 entstehen durch das Abheben der Ankerplatte im Zugbereich hohe Querkräfte (vgl. Bild 4-25 ①), die in den Versuchen zum maßgebenden Versagen durch ein Abscheren der Kopfbolzen in der Reihe 4 führten (vgl. Tabelle 4-6). In den Kopfbolzenreihen 2 und 3 können auf Grund der Zugbandwirkung Druckspannungen auf der lastabgewandten Seite der Kopfbolzen beobachtet werden (vgl. Bild 4-25 ②). In den numerischen Untersuchungen mit kleinerer Exzentrizität ist die Verteilung der Querkraft vergleichbar mit den Untersuchungen mit dickerer Ankerplatte. Die Querkräfte verteilen sich gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen.

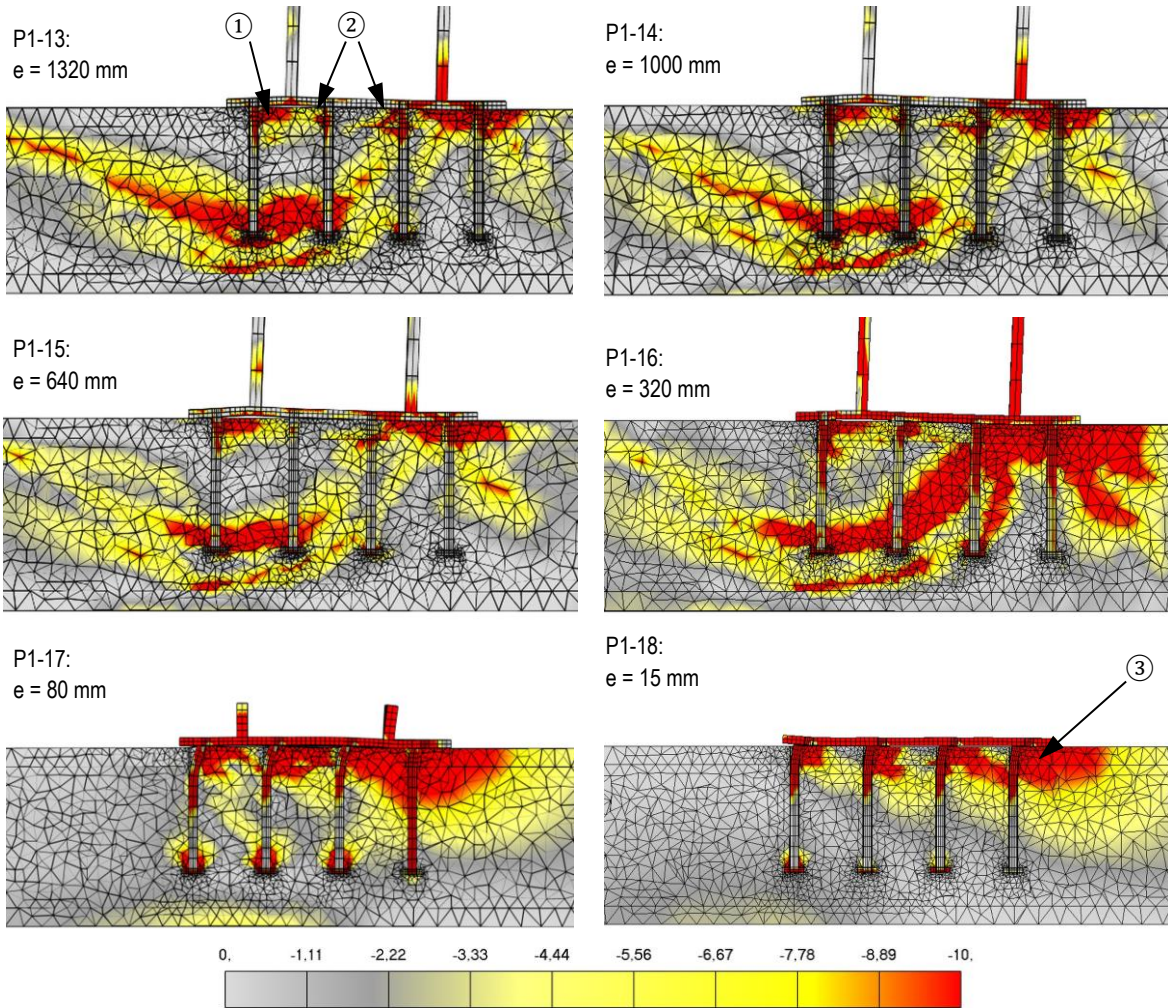


Bild 4-25: Spannungsbilder der Normalspannungen in Z-Richtung [ $N/mm^2$ ] bei Variation der Exzentrizität innerhalb der Serie 5 (vgl. Bild 4-18) bei Höchstlast [ $N/mm^2$ ]

Die Auswertung der Knotenkräfte zur Bestimmung der Querkraftverteilung liefert in den Parameteruntersuchungen zur Serie 5 mit dünner Ankerplatte ( $t = 15$  mm) noch deutlichere Ergebnisse zur Querlastverteilung. In den Berechnungen mit dünner Ankerplatte ist die Querkraftbeanspruchung in der Reihe 4 auf Grund der Membranwirkung und der größeren Verformungen der Ankerplatte maximal und kann bis zu einer Exzentrizität von ca. 340 mm beobachtet werden (vgl. P1-13 bis P1-16 in Bild 4-26). Bei geringerer Exzentrizität sind die Querlasten auch in den numerischen Berechnungen mit einer dünnen Ankerplatte gleichmäßig verteilt. In der numerischen Berechnung P1-18 (vgl. Bild 4-26) ist der Reibungsanteil etwas höher, da die Ankerplatte auf Grund der Nachgiebigkeit und der Lasteinleitung am Ankerplattenrand in der Berechnung P1-18 in den Beton gedrückt wird und so lokal hohe Reibungskräfte aktiviert werden können (vgl. Bild 4-25 ③).

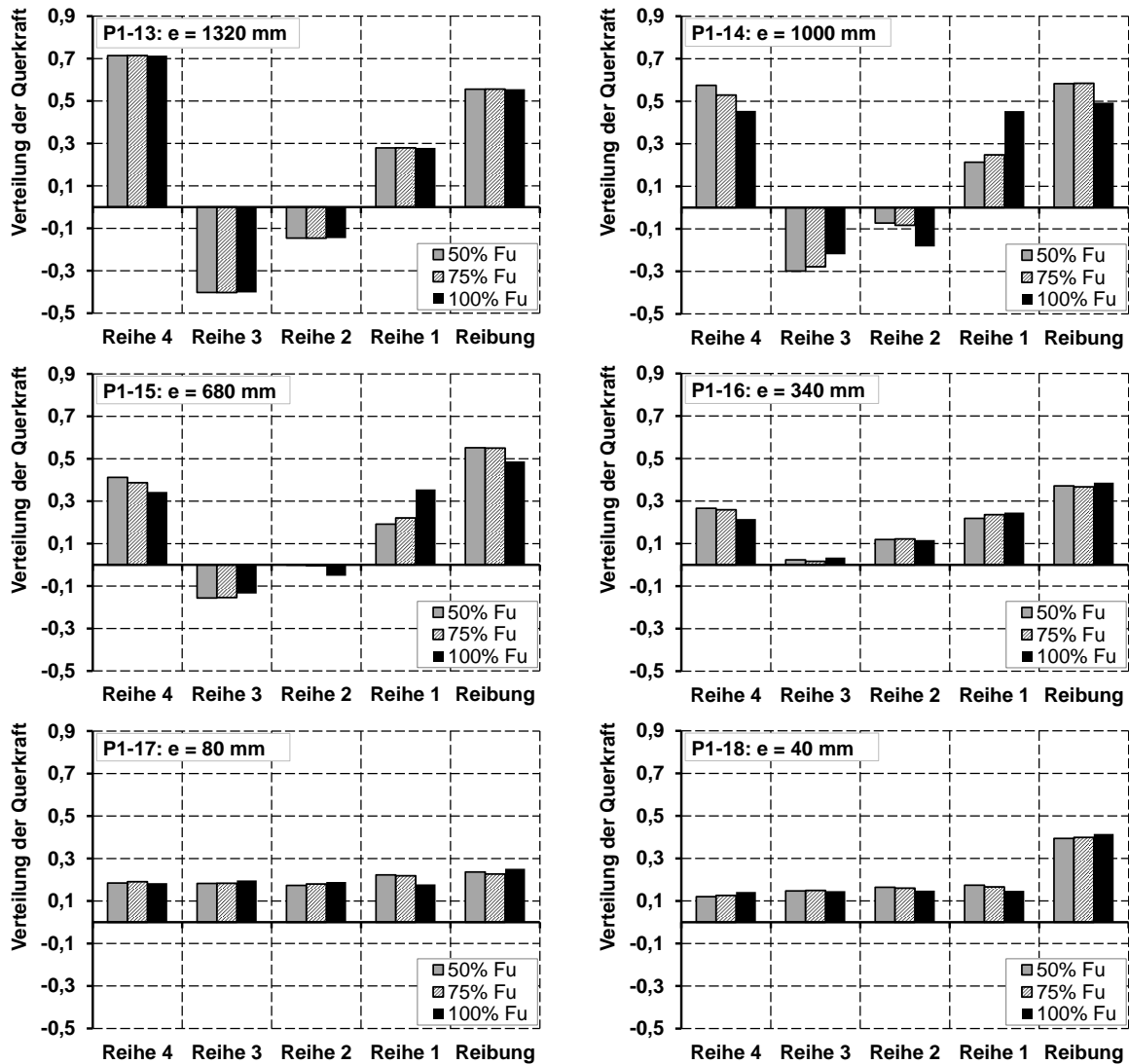


Bild 4-26: Verteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen in der Serie 5 (vgl. Bild 4-18)

Für die Entwicklung des analytischen Modells sind Annahmen für die Lage der resultierenden Kräfte zu treffen. Nach *INFASO (2012)* kann die resultierende Querkraft der Kopfbolzen im Abstand des Durchmessers der Kopfbolzen (hier:  $d = 16 \text{ mm}$ ) von der Ankerplattenunterkante ausreichend genau abgeschätzt werden. Die vereinfachende Annahme kann nach Auswertung der Spannungsbilder auch bei den Anschlüssen mit großen Ankerplatten angenommen werden (vgl. Bild 4-23 und Bild 4-25).

Die Lage des aus der Momentenbeanspruchung resultierenden Zug-Druck-Kräftepaars ist abhängig von der Nachgiebigkeit der Ankerplatte. In den Versuchen mit dicker, starrer Ankerplatte konzentrieren sich die resultierenden Druckspannungen am äußeren Ankerplattenrand und überlagern sich zudem mit den Pressungen aus der Schubbeanspruchung der vorderen Kopfbolzenreihe (vgl. Bild 4-27 ①). In den Modellen mit nachgiebiger Ankerplatte lagern sich die Druckspannungen im Beton bis zum Rand des Anbauteils um (vgl. Bild 4-27 ②). Zudem kann eine gleichmäßige Aktivierung der Kopfbolzenreihen durch Lastumlagerung der Zugkräfte sowie eine Überlagerung des Zug- und Druckbereichs beobachtet werden. Diese Beobachtungen stimmen mit vorhandenen elastischen und plastischen Berechnungsmodellen der Befestigungstechnik nach *DIN EN 1992-4* überein.

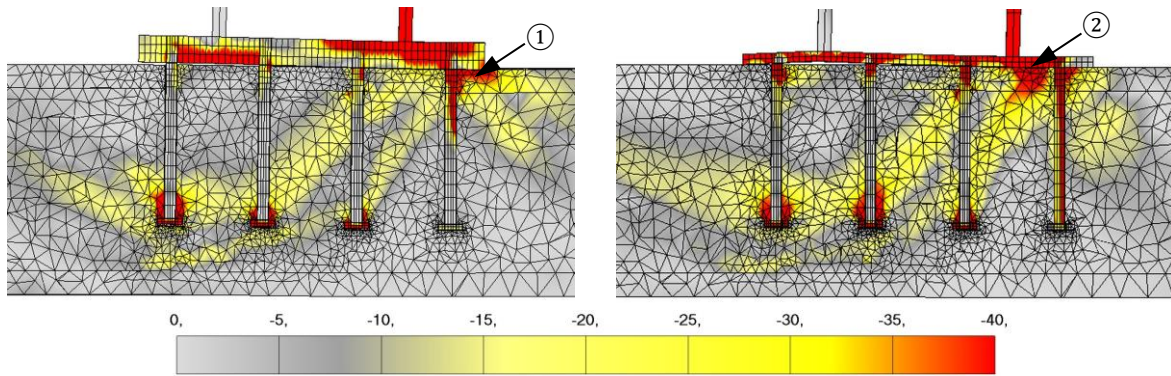


Bild 4-27: Normalspannungen in Z-Richtung mit Skalierung von 0 bis  $-40 \text{ N/mm}^2$  für das Modell P1-7 (links) und P1-13 (rechts)

#### 4.4 Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen zu großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung

Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen wurden weiterführende numerische Untersuchungen durchgeführt, mit denen das Tragverhalten der Anschlüsse erfasst werden konnte. Die numerischen Berechnungen wurden anhand der experimentellen Höchstlasten und über den Abgleich des Schädigungsverhaltens mit den Versuchen validiert. Zusammenfassend können für die Ableitung eines analytischen Modells folgende Ergebnisse aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen gewonnen werden:

- In den Versuchen mit großer Exzentrizität war auf Grund der ausgeprägten Zugbeanspruchung der Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite die Traglaststeigerung über die Rückhängebewehrung maximal, die Tragfähigkeit des Anschlusses konnte wirksam gesteigert werden.
- In Anschlüssen mit großen Ankerplatten mit einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung ist die Lastverteilung der einwirkenden Kräfte abhängig vom nichtlinearen Tragverhalten und Schädigungsverhalten der möglichen Versagensmechanismen im Stahl und Beton. Für die Ableitung des analytischen Modells und die Berechnung der Ausnutzungsgrade müssen Annahmen zur Lastverteilung der Normal- und Querkräfte getroffen werden, die auf Grund der statischen Unbestimmtheit des Systems bei einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung nicht trivial sind. Die numerische Modellierung der Anschlüsse lieferte wertvolle Erkenntnisse, da die Steifigkeitsverhältnisse innerhalb des Anschlusses aller Komponenten erfasst werden konnten. Gruppenversagensmechanismen mit einem Betonausbruch der gesamten Ankerplatte konnten ebenso wie Einzelversagensmechanismen, wie z.B. ein Stahlversagen der Kopfbolzen sowie die gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton berücksichtigt werden.
- Die Ergebnisse der Auswertungen der Knotenkräfte in den Kopfbolzenreihen stimmten mit den Modellen der Befestigungstechnik nach *DIN EN 1992-4* überein, sowohl für starre als auch nachgiebige Ankerplatten. Bei einer dicken Ankerplatte mit kurzen Kopfbolzen und Betonversagen stellte sich auch bei einer 4-reihigen Anordnung eine lineare Verteilung der Normalkräfte ein. Bei den dünnen Ankerplatten mit langen Kopfbolzen und Traglaststeigerung der Betonkomponente durch die Aktivierung der Rückhängebewehrung konnten Lastumlagerungen der Normalkräfte im Zugbereich beobachtet werden.
- Im Rahmen einer numerischen Parameterstudie konnten Ergebnisse zur Lastverteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen gewonnen werden. Neben der Exzentrizität der Querkraft hat die Nachgiebigkeit der Ankerplatte einen deutlichen Einfluss auf die Lastverteilung der Querkraft, da durch die Membraneffekte in der Ankerplatte Schubbeanspruchungen im Bereich des zugbeanspruchten T-Stummels auf die Kopfbolzen wirken können.

## 5 UNTERSUCHUNGEN ZU ANSCHLÜSSEN ZWISCHEN STAHL UND BETON MIT KONZENTRIERTER LASTEINLEITUNG

### 5.1 Allgemeines

#### 5.1.1 Kenntnisstand zu Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung

Im Stahl- und Verbundbau müssen große Lasten oft konzentriert in Massivbauteile eingeleitet werden. Praktische Anwendungsbeispiele sind Stützenfüße oder Brückenlager, bei denen neben Druckkräften durch eine Auflast auch Querkräfte in mehrseitig berandete Betonsockel eingeleitet werden müssen. Zudem sind konzentrierte Lasteinleitungen im Bereich von stabförmigen Bauteilen wie Stützen oder Streifenfundamenten möglich. Bei einer Querbelastung zum Bauteilrand ergeben sich für diese Anwendungsfälle mit 2-seitigem Randeinfluss vergleichbare Fragestellungen bezüglich der Berechnung der Tragfähigkeit wie bei den Anschlüssen unter mehrseitigem Randeinfluss, da die Tragfähigkeit maßgeblich durch die Bauteilränder beeinflusst wird.

Der Nachweis der Tragfähigkeit der Lager und der Anschlussdetails im Bereich der Lager des Brückenbaus erfolgt auf Grundlage von *DIN EN 1337-1*. Im Bereich der Lasteinleitung der Lagerplatte können Reibungskräfte für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit einem Reibungskoeffizienten von  $\mu_k = 0,6$  angesetzt werden. Der Querkraftanteil, der nicht über Reibung übertragen werden kann, wird über Befestigungsmittel wie Kopfbolzen in den Lagersockel weitergeleitet. Bei Eisenbahnbrücken müssen große Horizontallasten im Meganewtonbereich, wie z.B. Bremslasten als Einwirkung auf den Überbau, vollständig über die Befestigungsmittel übertragen werden, da auf Grund einer möglichen Schwingungsbeanspruchung der Reibungsanteil nicht angesetzt wird (vgl. *DIN EN 1337-1*, Abs. 6.11). Der Nachweis des Anschlussbereichs der Lager ist in Deutschland derzeit über Ausstattungszulassungen, wie z.B. Z-16.7-445, geregelt.

Tabelle 5-1: Charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit  $D_k$  mit  $h/d \geq 4$  nach Z-16.7-445

| Betonfestigkeitsklasse             | Kopfbolzendurchmesser in mm |     |     |
|------------------------------------|-----------------------------|-----|-----|
|                                    | 19                          | 22  | 25  |
| Querkrafttragfähigkeit $D_k$ in kN |                             |     |     |
| C20/25                             | 63                          | 85  | 110 |
| C25/30                             | 73                          | 98  | 127 |
| C30/37                             | 83                          | 111 | 143 |
| C35/50                             | 92                          | 123 | 159 |
| $\geq$ C40/45                      | 101                         | 135 | 175 |

Die Lastübertragung erfolgt nach den Ausstattungszulassungen des jeweiligen Lagers über Kopfbolzen, für die Anforderungen an die Achsabstände, die Randabstände und den Bewehrungsgrad im Lagersockel definiert werden. Sofern ein ausreichender Randabstand in Lastrichtung von 70 cm und quer zur Lastrichtung von 35 cm vorhanden ist, kann auf Grundlage der Ansätze des Verbundbaus ein Widerstand pro Kopfbolzen angesetzt werden (vgl. Tabelle 5-1). Die Gesamttragfähigkeit des Anschlusses unter linearem Ansatz ergibt sich aus der Einzeltragfähigkeit eines Kopfbolzens und der Gesamtzahl aller aufgeschweißten Kopfbolzen. Voraussetzung ist, dass die Kopfbolzen, die für den Querkraftabtrag angesetzt werden, im überdrückten Bereich der Lagerplatte liegen. Dies soll bei einer Zug- oder Biegebeanspruchung der Lager über den Einbau von Zugdollen gewährleistet werden, während eine zusätzliche Ummantelung der Zugdollen eine Beteiligung am Querkraftabtrag verhindern soll. Können die geforderten Randabstände der konzentrierten Lasteinleitung bei Lagern nicht eingehalten werden, ist nach den Ausstattungszulassungen ein Nachweis gegen Betonversagen über ein geeignetes Stabwerkmodell zu führen.

Die Querkrafttragfähigkeit der Kopfbolzen bei konzentrierter Lasteinleitung im Bereich von Lagern wurde auf Grundlage von Untersuchungen nach *Bode (1987)* anhand einer Überprüfung der Ausstattungszulassungen mit der damaligen *Verbundträgerrichtlinie 1981* hergeleitet. Im Rahmen einer Serie mit neun Versuchen wurden die Parameter Bewehrungsgrad, Kopfbolzenlänge, Exzentrizität der Querkraft sowie Randabstand variiert. In den Versuchen konnten Traglaststeigerungen durch die Erhöhung des Bewehrungsgrads sowie ein duktiler Tragverhalten der Kopfbolzen beobachtet werden. Auch in stabförmigen Bauteilen bei einer Belastung in Längsrichtung des Bauteils konnte in Untersuchungen nach *Kuhlmann, Rybinski (2007)* und *Fromknecht (2010)* ein deutlicher Einfluss der Bewehrung sowie mögliche Traglaststeigerungen über eine gezielte Bewehrungszulage beobachtet werden (vgl. Kapitel 2.5.3 und Kapitel 2.5.5). Für Anschlüsse in stabförmigen Bauteilen unter Querbelastung zum Bauteilrand wurden in *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt, mit Hilfe derer der Einfluss der Bewehrung abgeschätzt wurde und ein Nachweismodell für diese Anschlusssituation hergeleitet werden konnte (vgl. Kapitel 2.5.6).

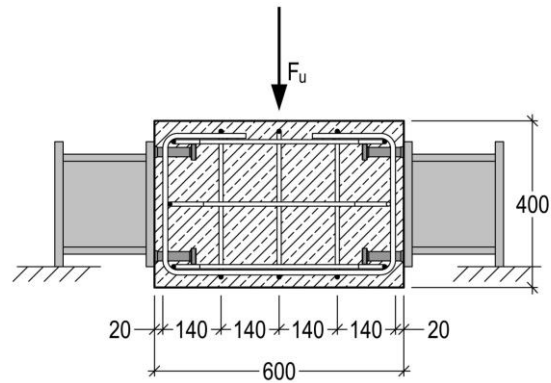


Bild 5-1: Versuchskörpergeometrie nach *Bode (1987)*

### 5.1.2 Zielsetzung der Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung

Bei Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung unter Querkraftbeanspruchung ist insbesondere bei geringen Randabständen der Widerstand des Betons nicht ausreichend, um einen gleichmäßigen Querkraftlastabtrag aller Kopfbolzen zu gewährleisten. In der Regel muss das Massivbauteil mit größeren Randabständen ausgeführt werden, die oft nicht praktisch umsetzbar sind. Über die ohnehin im Bauteil vorhandene Bewehrung sind Traglaststeigerungen möglich, die allerdings auf Grund von fehlenden Modellen noch nicht rechnerisch angesetzt werden können.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens nach *Kuhlmann, Ruopp (2019)* wurden Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton bei konzentrierter Lasteinleitung mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss durchgeführt. Ziel dieser Untersuchungen war die Entwicklung eines analytischen Modells, mit dem die ohnehin im Bauteil vorhandene Bügelbewehrung effektiv zur Traglaststeigerung angesetzt werden kann. In den oben beschriebenen Anschlüssen wurde die Bewehrung neben den Zug- und Querkraften auch durch kombinierte Zug- und Querkraften beansprucht. Eine kombinierte Beanspruchung der Bewehrung durch Zug- und Querkraften geht derzeit über den Anwendungsbereich von *DIN EN 1992-4* hinaus und wird in den experimentellen und numerischen Untersuchungen zum Forschungsvorhaben *Kuhlmann, Ruopp (2019)* untersucht.

Die erforderlichen Randabstände für konzentrierte Lasteinleitungen an Lagersockeln sind so groß, dass sie in der Regel nicht eingehalten werden. Da mit den bisherigen Bemessungsansätzen auf Grundlage des Verbundbaus (vgl. Tabelle 5-1) die möglichen Versagensmechanismen im randnahen Bereich des Betons nicht erfasst werden, führt eine horizontale Beanspruchung in diesem Anschlussbereich bei geringen Randabständen und hohen Querkraften i.d.R. zum Versagen (vgl. Bild 5-2). In Voruntersuchungen hat sich eine Bemessung mit Hilfe eines Stabwerkmodells bei geringen Randabständen, wie dies in den Ausstattungszulassungen gefordert wird, z.B. *Z-16.7-445*, als nicht zielführend erwiesen (vgl. Bild 5-3). Ursache hierfür ist, dass die Lastverteilungszustände innerhalb des konzentrierten Lasteinleitungsbereichs nicht erfasst werden können und die Zug- und Druckstrebe vor der Ankerplatte maßgebend für

den Nachweis wird. Da eine Mitwirkung des Betons nicht angesetzt werden darf und die Verankerungslängen in diesem Bereich auf der konservativen Seite im Knotenbereich sehr gering abzuschätzen sind, können über dieses Modell keine ausreichenden Tragfähigkeiten erreicht werden. Vorhandene Nachweiskonzepte, bei denen die Querkräfte im Bauteil über die Bügelbewehrung rückgehängt und ausschließlich über einen Nachweis der Stahltragfähigkeit der Bewehrung geführt werden, sind als kritisch anzusehen, da die Versagensmechanismen im Beton nicht erfasst werden. Die Berücksichtigung des nichtlinearen Schädigungsverhaltens im gerissenen Beton ist im randnahen Bereich erforderlich (vgl. Bild 5-2), da Lastumlagerungen im Anschlussbereich bei geringen Randabständen möglich sind und nicht alle Reihen als voll wirksam angesetzt werden können.



Bild 5-2: Schadensfall an einem Lagersatz durch hohe Querkraftbeanspruchung

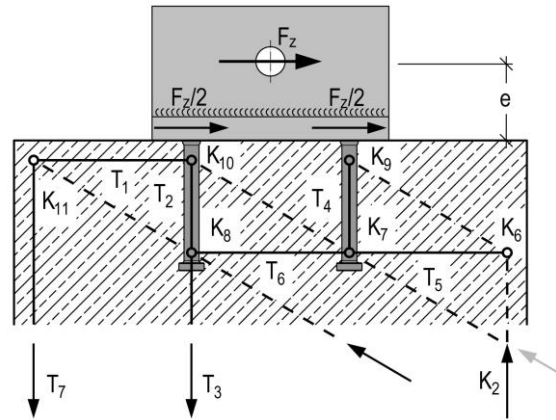


Bild 5-3: Vorschlag eines Stabwerkmodells für konzentrierte Lasteinleitungen nach Kuhlmann, Ruopp (2019)

Ziel der Untersuchungen zu Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung war die Entwicklung eines analytischen Modells, mit dem die Lastverteilungszustände im randnahen Bereich der Ankerplatte erfasst werden können. Neben Anschlüssen mit einer 4-seitigen Beeinflussung durch Bauteilränder für die Anwendungsfälle der Stützenfüße, Lagersatz u.a. wurden Untersuchungen zu Anschlüssen in stabförmigen Bauteilen unter Querbelastung zum Bauteilrand mit 2-seitigem Randeinfluss durchgeführt.

Mit den im Folgenden beschriebenen experimentellen und numerischen Untersuchungen können vorhandene Modelle nach Kuhlmann, Rybinski (2007) oder INFASO (2012) für Anschlüsse in stabförmigen Bauteilen um neuere Bemessungsansätze für die Bewehrung nach Kuhlmann, Ožbolt (2013) erweitert werden. Für die Abschätzung der traglaststeigernden Wirkung der Bewehrung werden im Folgenden gezielt die Untersuchungen zur Aktivierung der Bewehrung beschrieben. Neben den Untersuchungen zur Bewehrungsaktivierung und der Lastverteilung bei konzentrierten Lasteinleitungen ist das übergeordnete Ziel die Entwicklung eines nachvollziehbaren analytischen Modells, mit dem die Tragfähigkeit dieser Anschlüsse abgeschätzt werden kann. Wesentliche Fragestellung war, ob das Tragverhalten dieser Anschlüsse mit Hilfe der Nachweismodelle der Befestigungstechnik nach DIN EN 1992-4 in Kombination mit neueren Ansätzen für die Bewehrung nach INFASO (2012) ausreichend genau erfasst werden.

## 5.2 Experimentelle Untersuchungen

### 5.2.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton unter konzentrierter Lasteinleitung nach *Kuhlmann, Ruopp (2019)* zusammenfassend dargestellt. Ein ausführlicher Bericht, insbesondere auch zu den Untersuchungen zum Materialverhalten der in den Versuchen verwendeten höherfesten Kopfbolzen, ist in *Kuhlmann, Ruopp (2018a)* enthalten.

Im folgenden Kapitel werden ausschließlich die für die Entwicklung des analytischen Modells relevanten Versuchsergebnisse dargestellt. Dies umfasst neben der Aktivierung der Bewehrung in Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung Fragestellungen zur Lastverteilung im randnahen Bereich, die Aktivierung von Reibungskräften in konzentrierten Anschlüssen sowie die Abschätzung der Widerstände der möglichen Versagensmechanismen. Die Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen nach *Kuhlmann, Ruopp (2019)* wird für die Untersuchungen mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss gemeinsam durchgeführt. Neben ähnlichen Beobachtungen zum Tragverhalten dieser Anschlüsse werden auch die Unterschiede herausgearbeitet.

### 5.2.2 Versuchsparameter

Das Programm der Versuche mit konzentrierter Lasteinleitung mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss wurde aufbauend auf den Untersuchungen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* entwickelt. Insgesamt wurden acht Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss (vgl. Bild 5-4) und 17 Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss (vgl. Bild 5-5) durchgeführt. Eine Dokumentation der Versuche sowie der Versuchskörpergeometrien ist im Anhang in Kapitel A.4 sowie im Versuchsbericht zum Forschungsvorhaben *Kuhlmann, Ruopp (2018a)* gegeben.



Bild 5-4: Versuch mit 2-seitigem Randeinfluss

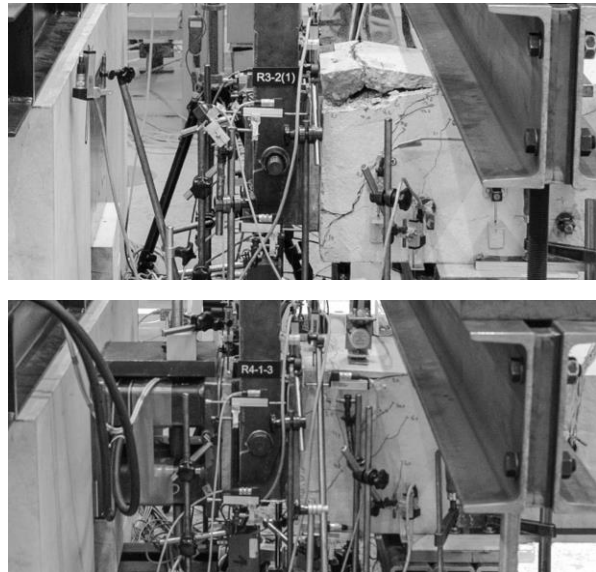


Bild 5-5: Versuch mit 4-seitigem Randeinfluss ohne Fixierung (oben) und mit Fixierung (unten)

Die Versuchskörper wurden so ausgelegt, dass ein Versagen im Bereich des Betons möglich war. Die Ankerplatten wurden mit einer ausreichenden Dicke ( $t = 30 \text{ mm}$ ) dimensioniert, so dass von einem starren Tragverhalten in den Versuchen ausgegangen werden konnte. In den Versuchen wurden eine praxisnahe Versuchskörpergeometrie an quadratischen Stützenquerschnitten mit einer Kantenlänge von 35 cm, 40 cm und 60 cm gewählt. Mit dem Ziel, unterschiedliche Versagensmechanismen im Anschlussbereich zu erreichen, wurden im Versuchsprogramm (vgl. Tabelle 5-2) die folgenden Parameter variiert, die im Rahmen der Auswertung der Versuchsergebnisse in Kapitel 5.2.3 dargestellt werden:

- Serie 1: Geringer Bewehrungsgrad
- Serie 2: Hoher Bewehrungsgrad
- Serie 3: Gerissener Beton mittels Rissinduzierung
- Serie 4: Kurze Einbindelänge der Kopfbolzen
- Serie 5: 3-reihige Anordnung der Kopfbolzen
- Serie 6: Variation des Randabstands

Innerhalb der Serien wurden zudem Parameter wie die Anzahl der Bauteilränder (zwei- oder vierseitig), die Lagerung der Versuchskörper im Lasteinleitungsbereich (fixiert oder frei) sowie die Materialfestigkeiten der Kopfbolzen und des Betons variiert. Die Parameter des Versuchsprogramms (vgl. Tabelle 5-2) wurden so variiert, dass die Ergebnisse unmittelbar miteinander verglichen werden können, indem jeweils nur ein Parameter variiert wurde. Der stabförmige Versuchskörper wurde an den Bauteilrändern über die Querträger auf dem Spannboden verankert (vgl. Bild 5-4). Die Last wurde über die Zuglaschen an der Ankerplatte exzentrisch ( $e = 100 \text{ mm}$ ) eingeleitet.

In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss (vgl. Bild 5-5) wurden neben einer exzentrischen Lasteinleitung ( $e = 100 \text{ mm}$ ) der Versuchslast auch Versuche mit einer Fixierung der Ankerplatte durchgeführt (vgl. Bild 5-6). In der Praxis werden Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung, wie z.B. Stützen oder Lagersockel, i.d.R. durch eine Auflast überdrückt. Über die Fixierung der Ankerplatte konnte einerseits auf Grund von Rückstellkräften bei der Versuchsdurchführung diese Auflastsituation hergestellt werden, andererseits konnte mit der Fixierung eine reine Querkraftbeanspruchung des Anschlusses untersucht werden.

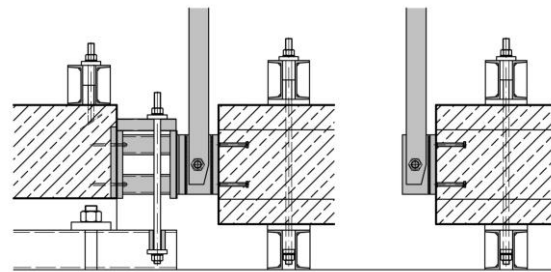


Bild 5-6: Druckstempel zur Fixierung der Ankerplatte (links) und Versuch ohne Fixierung (rechts)

In den Versuchen wurden neben den normalfesten Kopfbolzen ( $f_{uk} = 470 \text{ N/mm}^2$ ) Versuche mit höherfestem Material der Kopfbolzen durchgeführt. Die höherfesten Kopfbolzen erreichen durch eine ausgeprägte Kaltverformung des Walzdrahts deutlich höhere Festigkeiten ( $f_{uk} = 800 \text{ N/mm}^2$ ) als normalfeste Kopfbolzen. In den Versuchen sollten mit Hilfe der höherfesten Kopfbolzen Traglaststeigerungen erzielt werden. Zudem sollte durch eine gezielte Bewehrungsführung im Bereich des Anschlusses die Widerstände der Betonversagensmechanismen erhöht und so auch in Versuchen mit höherfesten Kopfbolzen ein Versagen im Bereich des Stahls erreicht werden.

Für Gewindebolzen aus dem gleichen Werkstoff konnte im Rahmen eines Forschungsvorhabens von *Ungermann, Schneider (2014)* die Schweißbeignung für Bolzen mit größeren Festigkeiten nachgewiesen werden. Während eine Verschweißung von Gewindeschrauben der Festigkeitsklasse 8.8, die in der Regel aus einem Kaltstauchstahl mit einem Kohlenstoffgehalt zwischen 18 und 23 % gefertigt sind, nur bedingt möglich ist, konnte die Schweißbeignung für höherfeste Gewindebolzen nach *Ungermann, Schneider (2014)* nachgewiesen werden. In den in dieser Arbeit dargestellten Untersuchungen konnte auf Grund der mangelnden Duktilität der höherfesten Kopfbolzen und einer deutlichen Porenbildung im Bereich der Verschweißung nicht in allen Versuchen das gewünschte Tragverhalten erreicht werden. Die Beobachtungen zum Materialverhalten der höherfesten Kopfbolzen werden in Kapitel 5.2.3 zusammenfassend beschrieben und sind zudem in *Kuhlmann, Ruopp (2018a)* dokumentiert.

Das Trag- und Schädigungsverhalten des Betons im Bereich der Ankerplatte wurde über Wegaufnehmer und die Lastverteilung der Normalkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen über DMS-Messungen auf

den Kopfbolzenschäften ähnlich wie in den Versuchen zu großen Ankerplatten nach *Kuhlmann, Ruopp (2016)* erfasst (vgl. Kapitel 4.2.3.3). Neben den DMS-Messungen auf den Kopfbolzen wurden auf der Bewehrung DMS angebracht, um die Aktivierung der Bewehrung nachvollziehen zu können. Über diese Messungen konnte die Lastverteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss (vgl. Bild 5-7) und 4-seitigem Randeinfluss (vgl. Bild 5-8) untersucht werden.

Das Versuchsprogramm der Versuche mit konzentrierter Lasteinleitung ist in Tabelle 5-2 dargestellt. Die Versuche in gerissenem Beton wurden jeweils 2-fach ausgeführt, vgl. z.B. R3-1(1) und R3-1(2), um mögliche Streuungen durch die Vorschädigung des Betons erfassen zu können.

Tabelle 5-2: Versuchsprogramm der Versuche mit konzentrierter Lasteinleitung

| Serie | Versuch | Randeinfluss | Lagerung | Einbindelänge | Randabstand | Kopfbolzenanzahl | Bewehrungsgrad | Zustand Beton | Betongüte | Festigkeit Kopfbolzen |
|-------|---------|--------------|----------|---------------|-------------|------------------|----------------|---------------|-----------|-----------------------|
| 1     | B1-1    | 2-seitig     | frei     | 150           | 100         | 4                | niedrig        | ungerissen    | C20/25    | S235J2+C470           |
|       | B1-2    | 4-seitig     | frei     | 150           | 100         | 4                | niedrig        | ungerissen    | C20/25    | S235J2+C470           |
|       | B1-3    | 4-seitig     | gehalten | 150           | 100         | 4                | niedrig        | ungerissen    | C20/25    | S235J2+C470           |
| 2     | R2-1    | 2-seitig     | frei     | 150           | 100         | 4                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | K800                  |
|       | R2-2    | 4-seitig     | frei     | 150           | 100         | 4                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | K800                  |
|       | R2-3    | 4-seitig     | gehalten | 150           | 100         | 4                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | K800                  |
| 3     | R3-1(1) | 2-seitig     | frei     | 150           | 100         | 4                | hoch           | gerissen      | C20/25    | K800                  |
|       | R3-1(2) | 2-seitig     | frei     | 150           | 100         | 4                | hoch           | gerissen      | C20/25    | K800                  |
|       | R3-2(1) | 4-seitig     | frei     | 150           | 100         | 4                | hoch           | gerissen      | C20/25    | K800                  |
|       | R3-2(2) | 4-seitig     | frei     | 150           | 100         | 4                | hoch           | gerissen      | C20/25    | K800                  |
| 4     | R4-1    | 2-seitig     | frei     | 100           | 100         | 4                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | K800                  |
|       | R4-2    | 4-seitig     | frei     | 100           | 100         | 4                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | K800                  |
|       | R4-1-3  | 4-seitig     | gehalten | 100           | 100         | 4                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | K800                  |
|       | R4-2-3  | 4-seitig     | gehalten | 100           | 100         | 4                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | S235J2+C470           |
| 5     | R5-1    | 2-seitig     | frei     | 200           | 100         | 9                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | K800                  |
|       | R5-2    | 4-seitig     | frei     | 200           | 100         | 9                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | K800                  |
|       | R5-3    | 4-seitig     | gehalten | 200           | 100         | 9                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | K800                  |
| 6     | R6-1-1  | 2-seitig     | frei     | 150           | 75          | 4                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | K800                  |
|       | R6-2-1  | 2-seitig     | frei     | 150           | 200         | 4                | hoch           | ungerissen    | C50/60    | K800                  |
|       | R6-1-2  | 4-seitig     | frei     | 150           | 75          | 4                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | K800                  |
|       | R6-2-2  | 4-seitig     | frei     | 150           | 200         | 4                | hoch           | ungerissen    | C50/60    | K800                  |
|       | R6-1-3  | 4-seitig     | gehalten | 150           | 75          | 4                | hoch           | ungerissen    | C20/25    | K800                  |
|       | R6-2-3  | 4-seitig     | gehalten | 150           | 200         | 4                | hoch           | ungerissen    | C50/60    | K800                  |
|       | R6-3-3  | 4-seitig     | gehalten | 200           | 75          | 4                | hoch           | ungerissen    | C50/60    | K800                  |
|       | R6-4-3  | 4-seitig     | gehalten | 200           | 200         | 4                | hoch           | ungerissen    | C50/60    | K800                  |

In den Versuchen mit einer Fixierung der Ankerplatte (vgl. Bild 5-6) wurden DMS auf den Säulen des Druckstempels angebracht. Die Reaktionskräfte durch die Fixierung der Ankerplatte konnten so nachvollzogen werden. Für eine Kalibrierung der Messergebnisse der DMS wurde der Druckstempel in einem separaten Versuch unter zentrischem Druck beansprucht und die DMS-Messergebnisse den Kraftgrößen gegenübergestellt. Innerhalb einer Auswertung dieser Ergebnisse nach *Mühlbauer (2018)*

konnte eine linear-elastische Kraft-Dehnungsbeziehung der Messergebnisse festgestellt werden, die für die Berechnung der in den Versuchen relevanten Reaktionskräfte ausreichend genau war.

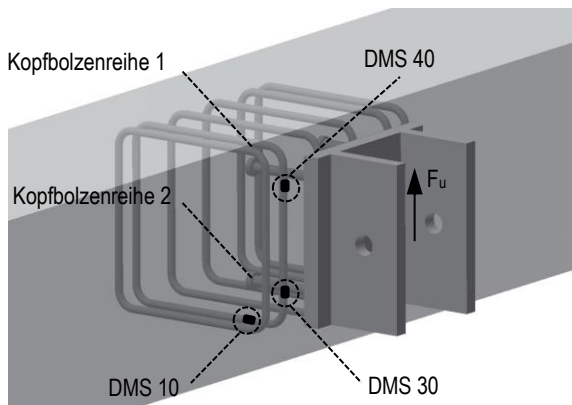


Bild 5-7: DMS-Anordnung in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss

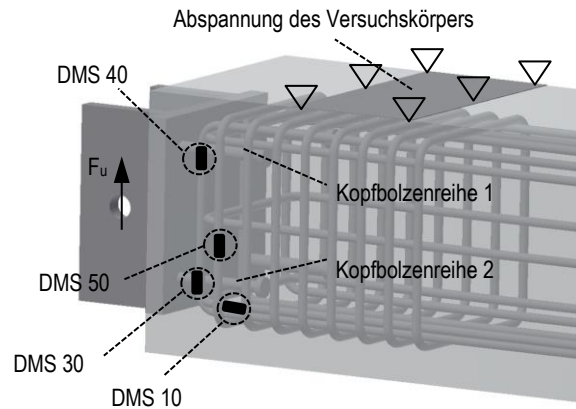


Bild 5-8: DMS-Anordnung in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss

### 5.2.3 Versuchsergebnisse

#### 5.2.3.1 Allgemeines

Mit der Variation der Versuchsparameter konnten in den Versuchen unterschiedliche Versagensmechanismen erzielt werden, deren Einfluss auf das Tragverhalten der Versuche in Kapitel 5.2.3.2 beschrieben ist. In Tabelle 5-3 sind die experimentellen Höchstlasten sowie die beobachteten Versagensmechanismen der Versuche angegeben. Bei den Betonversagensmechanismen konnte in den Versuchen eine Überlagerung der Versagensarten beobachtet werden, weshalb für die Versuche mit einem Betonversagen zunächst keine weitere Differenzierung erfolgt. Für die Vergleichbarkeit der Ergebnisse werden die Versuche mit Betonversagen auf die mittlere Druckfestigkeit des Betons nach Gleichung (3.4) normiert. Die Versuche mit Stahlversagen sowie die Versuche mit höherfestem Beton werden bei der Normierung nicht berücksichtigt, da in diesen Versuchen kein Versagen im Beton beobachtet werden konnte.

Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse ist das unterschiedliche Schädigungsverhalten innerhalb der Serien auf Grund der gewählten Versuchsparameter plausibel (vgl. Tabelle 5-3). In den Serien wurden die Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss (1 als letzte Ziffer in der Bezeichnung), 4-seitigem Randeinfluss ohne Fixierung (2 als letzte Ziffer in der Bezeichnung) sowie 4-seitigem Randeinfluss mit Fixierung (3 als letzte Ziffer in der Bezeichnung) durchgeführt. Die geringste Tragfähigkeit wird i.d.R. in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss ohne Fixierung erreicht. In den Versuchen in stabförmigen Bauteilen mit 2-seitigem Randeinfluss kann die Tragfähigkeit über die beiden zusätzlichen Bauteilränder gesteigert werden. Mit der Fixierung der Ankerplatte über einen Druckstempel können im Vergleich innerhalb der Serien die größten Versuchslasten erreicht werden. In Anhang A.4 sind die Ergebnisse der Versuche im Detail dokumentiert. Eine ausführliche Darstellung der Versuchsergebnisse erfolgt in *Kuhlmann, Ruopp (2018a)*. Im Folgenden wird der Einfluss der einzelnen Versuchsparameter auf die Höchstlasten sowie die Versagensmechanismen dargestellt.

Ziel der experimentellen und numerischen Untersuchungen war die Entwicklung eines analytischen Modells, bei dem die möglichen Versagensmechanismen nach der Befestigungstechnik berücksichtigt werden. Für die Validierung des analytischen Modells wurden innerhalb von Kleinversuchen die Materialkennwerte der Anschlusskomponenten bestimmt. Diese sind zusammenfassend in Tabelle 5-4 angegeben. Die Materialkennwerte wurden jeweils als Mittelwert aus drei Proben bestimmt. Die Festigkeiten des Betons wurden am Versuchstag an Würfeln bestimmt und sind in Tabelle 5-3 angegeben.

Tabelle 5-3: Höchstlasten der Versuche (unnormiert und normiert)

| Se-<br>rie | Versuch | Versagensart  | Höchst-<br>last | Betonfestigkeit       | Mittlere Zylinder-<br>druckfestigkeit | Normierte Höchst-<br>last |
|------------|---------|---------------|-----------------|-----------------------|---------------------------------------|---------------------------|
|            | [-]     | [-]           | [kN]            | [kN/mm <sup>2</sup> ] | [kN/mm <sup>2</sup> ]                 | [kN]                      |
| 1          | B1-1    | Betonversagen | 237,47          | 32,0                  | 25,9                                  | 237,97                    |
|            | B1-2    | Betonversagen | 203,60          | 31,1                  | 25,2                                  | 206,96                    |
|            | B1-3    | Betonversagen | 453,92          | 30,9                  | 25,0                                  | 462,90                    |
| 2          | R2-1    | Stahlversagen | 260,26          | 33,6                  | 27,2                                  | 260,26                    |
|            | R2-2    | Stahlversagen | 219,09          | 33,1                  | 26,8                                  | 219,09                    |
|            | R2-3    | Stahlversagen | 329,29          | 33,0                  | 26,7                                  | 329,29                    |
| 3          | R3-1(1) | Stahlversagen | 241,34          | 32,3                  | 26,2                                  | 241,34                    |
|            | R3-1(2) | Stahlversagen | 258,12          | 32,6                  | 26,4                                  | 258,12                    |
|            | R3-2(1) | Stahlversagen | 220,78          | 32,6                  | 26,4                                  | 220,78                    |
|            | R3-2(2) | Stahlversagen | 238,39          | 32,9                  | 26,6                                  | 238,39                    |
| 4          | R4-1    | Betonversagen | 196,81          | 32,3                  | 26,2                                  | 196,31                    |
|            | R4-2    | Betonversagen | 160,35          | 31,4                  | 25,4                                  | 162,22                    |
|            | R4-1-3  | Stahlversagen | 298,01          | 32,1                  | 26,0                                  | 298,01                    |
|            | R4-2-3  | Stahlversagen | 376,11          | 32,4                  | 26,2                                  | 376,11                    |
| 5          | R5-1    | Betonversagen | 383,47          | 33,6                  | 27,2                                  | 375,02                    |
|            | R5-2    | Betonversagen | 396,42          | 32,3                  | 26,2                                  | 395,41                    |
|            | R5-3    | Stahlversagen | 683,59          | 31,6                  | 25,6                                  | 683,59                    |
| 6          | R6-1-1  | Stahlversagen | 237,75          | 31,9                  | 25,8                                  | 237,75                    |
|            | R6-1-2  | Stahlversagen | 212,80          | 30,4                  | 24,6                                  | 212,80                    |
|            | R6-1-3  | Stahlversagen | 302,28          | 30,6                  | 24,8                                  | 302,28                    |
|            | R6-2-1  | Betonversagen | 477,04          | 73,5                  | 59,5                                  | 456,40                    |
|            | R6-2-2  | Stahlversagen | 414,77          | 64,7                  | 52,4                                  | 414,77                    |
|            | R6-2-3  | Stahlversagen | 634,19          | 65,0                  | 52,7                                  | 634,19                    |
|            | R6-3-3  | Stahlversagen | 350,96          | 67,0                  | 54,3                                  | 350,96                    |
|            | R6-4-3  | Stahlversagen | 621,28          | 66,2                  | 53,6                                  | 621,28                    |

Tabelle 5-4: Materialkennwerte der Ankerplatten, der Kopfbolzen und der Bewehrung

| Typ         | Bezeichnung | Werkstoff | Anzahl an<br>Proben<br>n | Mittelwert<br>Streckgrenze<br>R <sub>p0,2</sub> | Mittelwert<br>Zugfestigkeit<br>R <sub>m</sub> | Mittelwert<br>Bruchdehnung<br>A |
|-------------|-------------|-----------|--------------------------|---|---|---------------------------------|
|             | [-]         | [-]       | [-]                      | [N/mm <sup>2</sup> ]                            | [N/mm <sup>2</sup> ]                          | [%]                             |
| Ankerplatte | t = 30 mm   | S355J2    | 3                        | 407   | 549   | 31                              |
| Kopfbolzen  | SD19/150    | S235+C470 | 3                        | 456   | 519   | 24                              |
| Kopfbolzen  | SD19/100    | S235+C470 | 3                        | 367   | 483   | 31                              |
| Kopfbolzen  | SD18/150    | K800      | 3                        | 769   | 835   | 12                              |
| Bewehrung   | Ø 12 mm     | B500B     | 3                        | 535   | 615   | 8                               |

## 5.2.3.2 Einfluss der Versuchsparameter auf die Höchstlasten und die Versagensmechanismen

Über die *Fixierung der Ankerplatte* (vgl. Bild 5-6) konnte neben der Aktivierung von aus den Reaktionskräften resultierenden Reibungskräften die Belastungssituation der reinen Querbelastung untersucht werden. Im Bereich der Kontaktfläche zwischen Ankerplatte und Fixierung wurde eine Kunststoffplatte (Polyamid) eingebaut, so dass auf der Seite der Fixierung auf Grund des geringen Gleitwiderstands des Edelstahlblechs in Kombination mit Brückenlagerfett nur geringe Reibungskräfte übertragen wurden. Die Kunststoffplatte wurde im Druckstempel eingelassen und das Edelstahlblech auf dem Einbauteil aufgeschweißt (vgl. Bild 5-9).

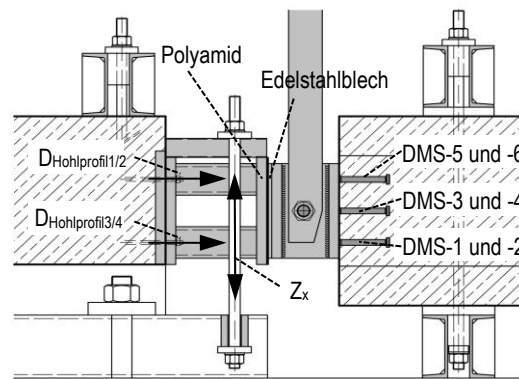


Bild 5-9: Fixierung der Ankerplatte mit Druckstempel

Mit der Fixierung der Ankerplatte waren deutliche Traglaststeigerungen möglich (vgl. Bild 5-11), da ein Aushebeln der Ankerplatte auf der lastabgewandten Seite verhindert wurde und Reibungskräfte im Anschluss über die Reaktionskräfte aktiviert wurden. Auf Grund der exzentrischen Lasteinleitung ( $e = 100 \text{ mm}$ ) konnte in den Versuchen ohne Fixierung ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite beobachtet werden, der dazu führte, dass in diesem Bereich nicht die volle Querkrafttragfähigkeit erreicht wurde (vgl. Versuch B1-2 in Bild 5-10). Die Versagensmechanismen unter Querbelastung zum Bauteilrand mit Betonkantenbruch ausgehend von beiden Kopfbolzenreihen waren in den Versuchen mit und ohne Fixierung vergleichbar. Reibungskräfte konnten auch in den Versuchen mit geringem Randabstand übertragen werden. Trotz des Betonkantenbruchs, ausgehend von den Kopfbolzenreihen, bildete sich in den Versuchen im Zentrum der Ankerplatte eine Pressungsfläche zwischen Ankerplatte und Beton, über die auch bei einer Ausbildung des Betonausbruchkegels Reibungskräfte übertragen werden konnten.

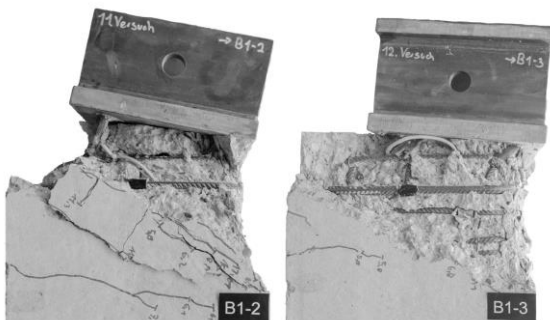


Bild 5-10: Versagen des Versuchs B1-2 ohne Auflast (links) und des Versuchs B1-3 mit Auflast (rechts)

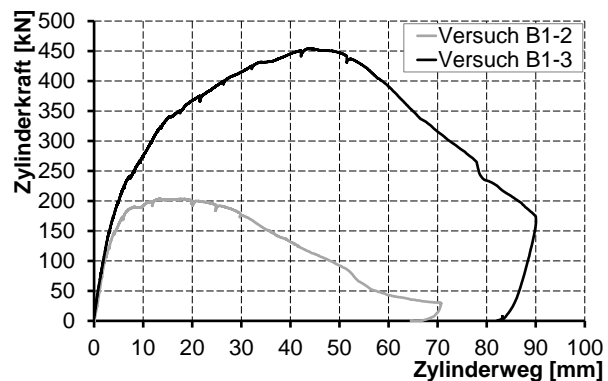


Bild 5-11: Vergleich der Last-Verformungskurven der Versuche B1-2 ohne Auflast und B1-3 mit Auflast

In den Versuchen mit Fixierung wurde im Vergleich zu den zugehörigen Referenzversuchen mit freier Lagerung eine Traglaststeigerung erreicht (vgl. Tabelle 5-5). Ursache hierfür war neben den Reibungskräften und der Fixierung der Ankerplatte auch der 3-dimensionale Beanspruchungszustand, der sich im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung einstellte und zu weiteren Traglaststeigerungen führte. In den

Versuchen mit Fixierung und normalfesten Kopfbolzen entstanden große Verformungen und ein Versagen stellte sich in der Regel dann ein, wenn die Kopfbolzen an die querliegende Bügelbewehrung gepresst wurden und abscheren oder über die Bewehrung gezogen wurden. Für die Entwicklung des analytischen Modells wurden die Druckkräfte in der Fixierung ausgewertet, um die aus der Fixierung resultierenden Druckbeanspruchungen und Reibungskräfte berücksichtigen zu können. Hierfür wurden die Messergebnisse der einzelnen Säulen (vgl. Bild 5-6) des Druckstempels ausgewertet (vgl. Tabelle 5-5).

Tabelle 5-5: Vergleich der Höchstlasten und Reaktionskräfte in der Fixierung bei Höchstlast in kN

| Versuch mit Fixierung                    |                          | B1-3   | R2-3   | R4-1-3 | R4-2-3 | R5-3   | R6-1-3 | R6-2-3 | R6-3-3 | R6-4-3 |
|--|--------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Höchstlast                               | $F_{u,1}$                | 453,92 | 329,29 | 298,01 | 376,11 | 683,59 | 302,28 | 634,19 | 350,96 | 621,28 |
| Referenzversuch ohne Fixierung           |                          | B1-2   | R2-2   | R4-2   | R4-2   | R5-2   | R6-1-2 | R6-2-2 | R6-1-2 | R6-1-2 |
| Höchstlast                               | $F_{u,2}$                | 203,6  | 219,1  | 160,4  | 160,4  | 396,4  | 212,8  | 414,8  | 212,8  | 212,8  |
| $F_{u,1}/F_{u,2}$                        |                          | 2,23   | 1,50   | 1,86   | 2,34   | 1,72   | 1,42   | 1,53   | 1,65   | 2,92   |
| Druckkraft im Druckstempel nach Bild 5-9 | $D_{\text{Hohlprofil1}}$ | -9,75  | -12,45 | -9,13  | -5,47  | -10,53 | -14,28 | -24,05 | -5,21  | -6,87  |
|  | $D_{\text{Hohlprofil2}}$ | 1,51   | -7,22  | 0,28   | 3,60   | -4,08  | -7,91  | -17,16 | 0,20   | -0,76  |
|  | $D_{\text{Hohlprofil3}}$ | 153,26 | 94,65  | 80,26  | 147,94 | 190,24 | 71,37  | 97,36  | 57,85  | 112,18 |
|  | $D_{\text{Hohlprofil4}}$ | 131,89 | 84,36  | 94,56  | 120,12 | 193,99 | 72,85  | 103,29 | 61,34  | 64,30  |
|  | $D_x$                    | 285,15 | 179,01 | 174,83 | 268,06 | 384,23 | 144,21 | 200,64 | 119,18 | 176,48 |
| $D_x/F_{u,1}$                            |                          | 0,63   | 0,54   | 0,59   | 0,71   | 0,56   | 0,48   | 0,32   | 0,34   | 0,28   |
| Zugkraft im Zugstab nach Bild 5-9        | $Z_x$                    | 5,92   | -1,28  | 0,83   | 5,22   | 6,07   | 0,93   | 2,15   | 0,86   | 1,17   |

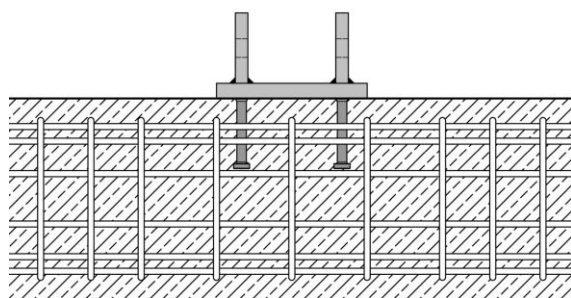


Bild 5-12: Bewehrungsanordnung in Versuch B1-1 (oben) und R2-1 (unten)

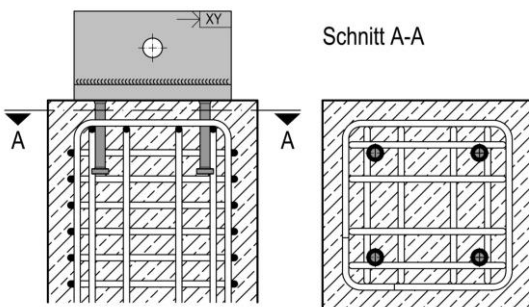
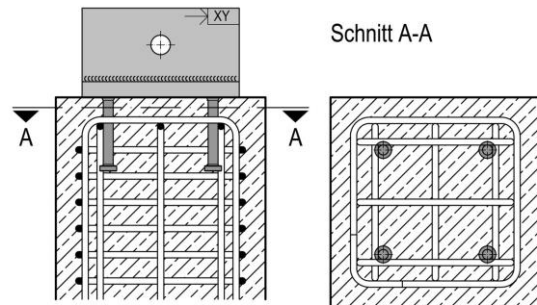


Bild 5-13: Bewehrungsanordnung in Versuch B1-2 (oben) und R2-2 (unten)

Während in den beiden Säulen in der Achse der Kopfbolzenreihe 1 (vgl. Bild 5-7) auf Grund der geringen Biegebeanspruchung des Stempels in Summe eine geringe Zugbeanspruchung bestimmt werden konnte, wurden in den beiden Säulen auf der lastabgewandten Seite hohe Druckkräfte gemessen. Im Mittel lag der Anteil der ermittelten Druckbeanspruchung bei ca. 40 % der Höchstlast der Versuche mit Fixierung. In den Versuchen mit normalfesten Kopfbolzen und großer Verformung unter Querkraft war der Anteil größer (ca. 70 % in Versuch R4-2-3). Der Druckstempel wurde über eine Gewindestange am

Spannboden fixiert. In der Gewindestange wurden geringe Zugkräfte gemessen, so dass von einer vernachlässigbaren Querkraftübertragung über die Fixierung ausgegangen werden kann.

Der Einfluss des *Bewehrungsgrads* auf das Tragverhalten der Anschlüsse wurde in den Serien 1 und 2 untersucht, indem zusätzliche Bewehrungsbügel im Bereich der Ankerplatte der Versuche mit 2-seitigem (vgl. Bild 5-12) und 4-seitigem Randeinfluss (vgl. Bild 5-13) eingelegt wurden. Der Bewehrungsgrad der Längsbewehrung in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss sowie die Anzahl der umschließenden Bewehrungsbügel in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss wurden nicht variiert. Die Aktivierung der Bewehrung konnte über DMS-Messungen auf der Bewehrung (vgl. Bild 5-7 und Bild 5-8) nachvollzogen werden. Die Lage der DMS wurde auf Grundlage von numerischen Voruntersuchungen im Bereich der möglichen Risse im Beton festgelegt. Für die Bestimmung der Lastumlagerungen im Anschluss wurden DMS in den Achsen der Kopfbolzenreihen auf der Bewehrung angeordnet. Die Beobachtungen zum Einfluss der Rückhängebewehrung waren in den Versuchen mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss vergleichbar und werden im Folgenden an den Versuchen in stabförmigen Bauteilen mit 2-seitigem Randeinfluss dargestellt. Während in den Basisversuchen mit geringem Bewehrungsgrad ein Betonversagen maßgebend wurde, konnte mit den zusätzlichen Bewehrungsbügeln der Widerstand des Betons erhöht werden, so dass ein Stahlversagen der Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite maßgebend wurde (vgl. Bild 5-14 und Bild 5-15). In den Versuchen mit Stahlversagen der Kopfbolzen konnte allerdings kein ausgeprägtes duktileres Tragverhalten beobachtet werden. Dies ist auf die Materialeigenschaften der höherfesten Kopfbolzen zurückzuführen, die in Kapitel 5.2.3.4 beschrieben werden.



Bild 5-14: Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite im Versuch B1-1



Bild 5-15: Stahlversagen der Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seiten im Versuch R2-1

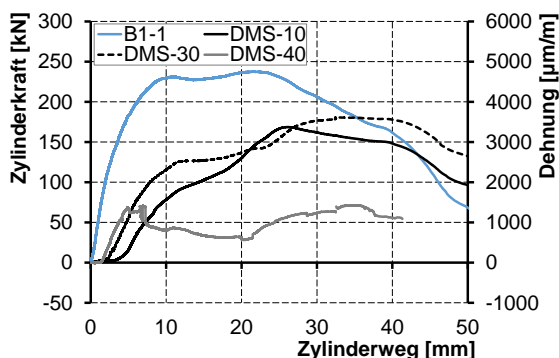


Bild 5-16: Aktivierung der Bewehrung im Versuch B1-1

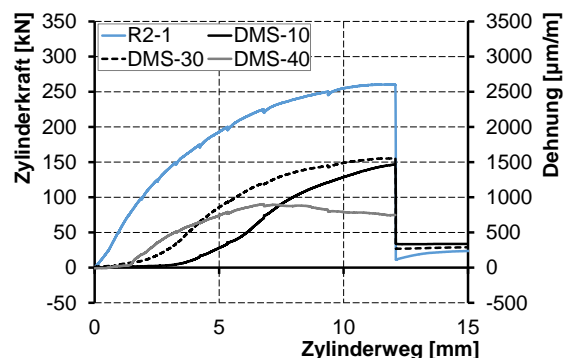


Bild 5-17: Aktivierung der Bewehrung im Versuch R2-1

Im anfänglich elastischen Bereich der Last-Verformungskurve war keine deutliche Aktivierung der Bewehrung zu beobachten, da nur geringe Dehnungen gemessen wurden (vgl. Bild 5-16 und Bild 5-17).

Mit der Rissbildung ausgehend von der vorderen Kopfbolzenreihe, die ab ca. 70 % der Höchstlast der Versuche beobachtet werden konnte, wurde auf der Bewehrung (DMS-40) ein deutlicher Dehnungszuwachs gemessen (vgl. Bild 5-7). Aus den DMS-Messungen lässt sich nachvollziehen, dass sich die Querkraft mit zunehmender Belastung auf die hintere Kopfbolzenreihe umlagerte, da der DMS-30 stärker aktiviert wurde. Während die Lasten in der vorderen Reihe etwa konstant blieben, nahm die Beanspruchung der Bewehrung auf der lastabgewandten Seite zu und stieg bis zur Höchstlast an. Zusätzlich war die zunehmende Zugbeanspruchung der Bewehrung über die Messergebnisse des DMS-10 nachvollziehbar. Im Versuch B1-1 mit Betonversagen auf der lastabgewandten Seite wurden Dehnungen im Fließbereich der Bewehrung gemessen.

In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss konnte über die DMS die Aktivierung der Bewehrung bei freier und fixierter Lagerung der Ankerplatte nachvollzogen werden (vgl. Bild 5-10). Die Zugbeanspruchung der Bewehrung auf der lastabgewandten Seite, die über den DMS-10 gemessen wurde (vgl. Bild 5-8) nahm im Versuch B1-2 ohne Fixierung bis zum Erreichen der Höchstlast deutlich zu (vgl. Bild 5-18). Mit dem Erreichen der Höchstlast war es nicht mehr möglich, weitere Kräfte in die Bewehrung einzuleiten. Im Versuch B1-3 mit Fixierung konnten ebenfalls große Zugbeanspruchungen trotz Fixierung der Ankerplatte gemessen werden. Da der Beton in diesem Bereich durch die Fixierung überdrückt war, nahmen diese Zugbeanspruchungen auf Grund der hohen Schubverformungen im Anschlussbereich auch nach Erreichen der Höchstlast weiter zu (vgl. Bild 5-19).

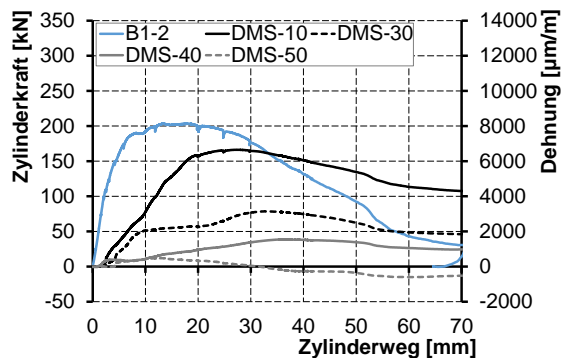


Bild 5-18: Aktivierung der Bewehrung im Versuch B1-2

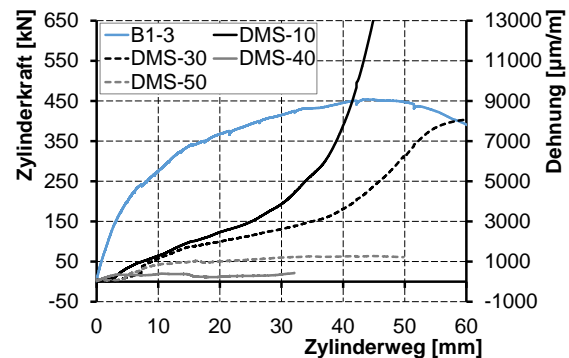


Bild 5-19: Aktivierung der Bewehrung im Versuch B1-3

Über den DMS-50 wurden die Ringzugkräfte in dem umschließenden Bewehrungsbügel gemessen, die auf Grund des 3-dimensionalen Beanspruchungszustands entstehen. Im Versuch B1-2 war keine Fixierung vorhanden, so dass der Beton nicht durch eine zusätzliche Auflast überdrückt wurde. Daraus folgten geringere Dehnungen im DMS-50 als im Versuch B1-3 mit Fixierung. In diesem Versuch stieg die Dehnung in der umschließenden Bügelbewehrung auf Grund der hohen Ringzugkräften bis zum Erreichen der Höchstlast deutlich an (vgl. Bild 5-20).

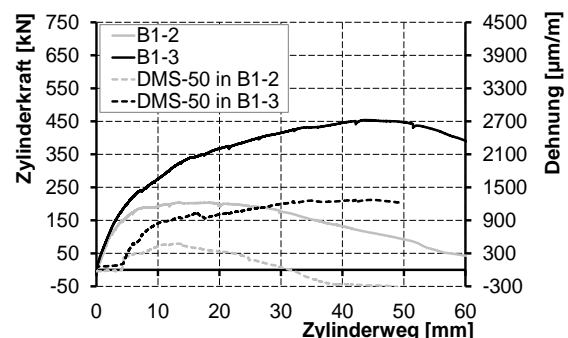


Bild 5-20: Aktivierung der Ringzugkräfte in der Bewehrung in Versuch B1-2 und B1-3

Zum Ende des elastischen Anfangsbereichs der Versuche bilden sich zunächst Risse, ausgehend von der vorderen, lastzugewandten Kopfbolzenreihe. Der theoretische, von der vorderen Reihe ausgehende Betonausbruchkegel und die damit verbundenen Bruchflächen sind kleiner und die Bewehrung in der Achse der vorderen Reihe wird als Erstes aktiviert. Auf Grund der größeren Steifigkeit im Bereich der

hinteren Kopfbolzenreihe lagern sich die Querlasten mit der Versuchsdurchführung zunehmend auf die hintere, lastabgewandte Reihe um. Mit den DMS-Messungen auf den Bewehrungsbügeln konnten Rückschlüsse auf Lastumlagerungen, wie die Lastverteilung der Querlasten und Versagensmechanismen gewonnen werden. Die Ergebnisse aller Versuche sind in Anhang A.4 sowie im Versuchsbericht von *Kuhlmann, Ruopp (2018a)* dokumentiert.

Der *Einfluss der Kopfbolzenlänge* ist bei der Berücksichtigung der Bewehrung wichtig, da unter ungünstigen Bedingungen bei einer zu geringen Übergreifungslänge zwischen Kopfbolzen und Bewehrung eine vollständige Aktivierung der Bewehrung nicht möglich ist. Eine Traglaststeigerung bis zum Stahlversagen der Kopfbolzen, die durch Erhöhung des Bewehrungsgrads zustande kam, konnte in der Serie 4 mit kurzen Kopfbolzen ( $h_n = 100 \text{ mm}$ ) bei kombinierter Zug- und Querkraftbeanspruchung nicht erreicht werden.

In den Versuchen der Serie 4 war die Übergreifungslänge zwischen den Kopfbolzen und der Bewehrung im Bereich der zugbeanspruchten Kopfbolzen auf der lastabgewandten Reihe zu gering, so dass sich ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite in Kombination mit einem Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung einstellte (vgl. Bild 2-9). Der Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung stellt einen zusätzlichen Versagensmechanismus dar, der als Grenzfall berücksichtigt werden muss, wenn Traglaststeigerungen über die Bewehrung angesetzt werden sollen. Im Vergleich zum unbewehrten Beton sind auch bei geringen Übergreifungslängen Traglaststeigerungen möglich, da sich eine Druckstrebe auf die Rückhängebewehrung ausbilden kann. Für diesen Versagensmechanismus wurden in *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* Modelle entwickelt, mit denen der Widerstand bei Betonausbruch zwischen der Bewehrung abgeschätzt wird.

In den Versuchen der Serie 4 mit kurzen Kopfbolzen und Fixierung konnte zwar über die DMS eine aus den Schubverformungen der Kopfbolzen resultierende Zugbeanspruchung gemessen werden, allerdings ließ sich in den Versuchen kein Betonausbruch zwischen der Bewehrung unter Zugbeanspruchung beobachten. Über die Fixierung wurde der Beton auf der lastabgewandten Seite überdrückt, so dass sich dieser Versagensmechanismus unter Zug in diesem Bereich nicht einstellen konnte.

Nach *DIN EN 1992-4* ist eine Berücksichtigung der Bewehrung unter Zug- oder Querkraft möglich. Für die Validierung des analytischen Bemessungsmodells ist hervorzuheben, dass im randnahen Bereich der Ankerplatte unter Querbewehrung zum Bauteilrand kein Druckstrebenbruch ausgehend von der Kopfbolzenreihe 1 auf die Bewehrungsbügel beobachtet werden konnte. Ein Ausbruch zwischen der Bewehrung wurde in den Versuchen auf Grund der Querbewehrung, die in Belastungsrichtung vor der Kopfbolzenreihe lag, verhindert. In den Versuchen war zu sehen, dass sich die Kopfbolzen unter Schub deutlich verformten und Kräfte über Kontakt auf die in den Bügelecken verankerte Querbewehrung übertragen wurden. Diese Beobachtungen sind konform mit Untersuchungen nach *Schmid (2009)*, so dass in diesem Bereich eine rechnerische Berücksichtigung der Bewehrung über die Verbundtragwirkung in Kombination mit den Hakentrageffekten einen realistischen Ansatz für das analytische Modell darstellt (vgl. Kapitel 2.5.4).

Zudem konnten in den Versuchen der Serie 4 weitere Beobachtungen zum Tragverhalten unter Querlast in Kombination mit der Bewehrung gemacht werden, die mit den Beschreibungen zum Tragverhalten von Ankerschienen unter Querbewehrung zum Bauteilrand nach *Schmid (2009)* übereinstimmen. Im Versuch R4-2-3 mit normalfesten Kopfbolzen stellten sich große Verformungen unter Querlast der Kopfbolzen ein, indem sich Fließgelenke im Bereich des Schweißwulstes und der Pressungsfläche zur Querbewehrung ausbildeten. Voraussetzung hierfür ist das duktile Tragverhalten der normalfesten Kopfbolzen und die daraus resultierende Fließgelenkbildung, die unter Querbewehrung zum Bauteilrand möglich ist, da der Kopfbolzen über die Bewehrung geschoben wird (vgl. Bild 5-34). Weitere Beobachtungen zu diesem Tragverhalten sind in Kapitel 5.2.3.4 beschrieben.

In den Versuchen der Serie 5 wurde der *Einfluss der Kopfbolzenanzahl* auf das Tragverhalten untersucht. In diesen Versuchen konnte mit einer 3-reihigen Kopfbolzenanordnung die höchste Traglast erreicht werden, da sich der Beton vollständig aktivieren ließ. Im Versuch R5-1 konnte neben dem Betonversagen im Bereich der Lasteinleitung eine deutliche Torsionsbeanspruchung des Versuchskörpers bei der Versuchsdurchführung beobachtet werden (vgl. Bild A-167). Hinsichtlich der Normalkraftverteilung stellte sich eine linear-elastische Dehnungsverteilung zwischen den einzelnen Kopfbolzenreihen ein (vgl. Bild 5-21). Mit dem Erreichen der Höchstlast wurden in allen Kopfbolzenreihen Zugdehnungen gemessen. Ursache hierfür ist ein Aushebeln der Ankerplatte über den Druckpunkt am Ankerplattenrand sowie die Verdrehung des konzentrierten Lasteinleitungsbereichs auf Grund der aus der Biegebeanspruchung resultierenden Biegerissbildung.

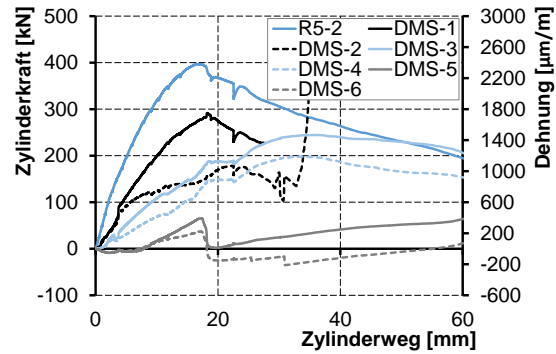


Bild 5-21: DMS-Messergebnisse auf den Kopfbolzenschäften des Versuchs R5-2 mit Bezeichnungen der DMS nach Bild 5-9

In der Serie 3 wurde der *Einfluss der Rissbildung* auf das Tragverhalten der Anschlüsse untersucht. Mit Hilfe von Rissblechen (vgl. Bild 5-22) wurden in jeweils zwei Versuchen mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss Schlitzbleche in der Achse der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen einbetoniert. Vor der Versuchsdurchführung wurden in Anlehnung an Einzelversuche in gerissenem Beton nach *ETAG 001* mit Hilfe von Risskeilen Rissbreiten von  $\Delta w = 0,35$  mm angestrebt. Die Versuche wurden doppelt durchgeführt, um Streuungen durch die Rissinduzierung erfassen zu können.

Sowohl in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss als auch in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss hatte die Rissbildung vor der Versuchsdurchführung keinen signifikanten Einfluss auf die Höchstlast der Versuche. Mit der Vorschädigung des Betons konnte der Widerstand des Betons nicht soweit reduziert werden, dass ein Betonversagen bei der kombinierten Zug- und Querkraftbeanspruchung auf der lastabgewandten Seite, anstelle eines Stahlversagens der Kopfbolzen maßgebend wurde.

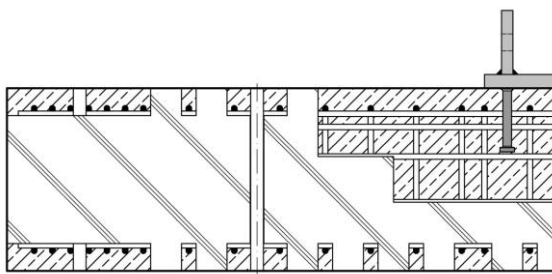


Bild 5-22: Versuch R3-1(1) mit Rissblech

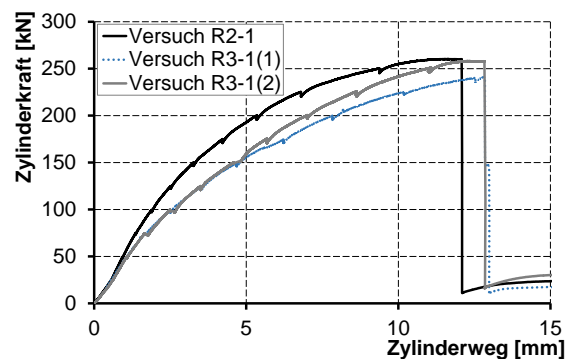


Bild 5-23: Last-Verformungskurven des Versuchs R2-1 ohne Rissinduzierung und der Versuche R3-1(1) und R3-1(2) mit Rissinduzierung

Im Allgemeinen kann bei Versuchen in gerissenem Beton mit einer Reduktion der Traglasten von 20 % bis 25 % gerechnet werden. In den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung musste konstruktiv ein hoher Bewehrungsgrad vorgesehen werden, um ein Bauteilversagen zu verhindern. So wurde die Riss-

bildung durch eine Vorschädigung des Betons erschwert und bei Rissöffnung in Spaltrichtung des Betons führte der hohe Bewehrungsgrad zu Traglaststeigerungen. Allerdings konnte in den Versuchen in gerissenem Beton eine geringere Anfangssteifigkeit beobachtet werden (vgl. Bild 5-23).

Der *Einfluss des Randabstands* wurde in den Versuchen der Serie 6 untersucht. Zudem wurden ausgewählte Versuche dieser Serie in höherfestem Beton durchgeführt. Im Vergleich zu den vorangegangenen Serien mit einem Randabstand von 100 mm wurden kleinere und größere Randabstände der Kopfbolzen untersucht ( $c_1 = 75$  mm und  $c_1 = 200$  mm). In den Versuchen mit geringerem Randabstand wurden die Tragfähigkeiten nur um ca. 10 % reduziert und es stellte sich in den Versuchen mit 2-seitigem und 4-seitigem Randabstand ein vergleichbares Schädigungsverhalten mit den jeweiligen Referenzversuchen mit einem Randabstand von 100 mm ein. In den Versuchen mit geringerem Randabstand bildete sich zunächst ein Betonkantenbruch, ausgehend von der vorderen Kopfbolzenreihe, und die Lasten lagerten sich auf die hintere lastabgewandte Kopfbolzenreihe um. Es ist anzunehmen, dass durch den gleichen Bewehrungsgrad und durch die nur geringfügige Variation des Randabstands von 25 mm die Unterschiede eher gering waren. Allerdings konnte durch den reduzierten Abstand zum Bauteilrand zusätzlich eine geringere Anfangssteifigkeit im Versuch beobachtet werden (vgl. Bild 5-25).

Mit der Vergrößerung des Randabstands auf  $c_1 = 200$  mm konnte in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss ein weiterer Versagensmechanismus erzeugt werden. Auf Grund des gesteigerten Traglastanteils der vorderen Kopfbolzenreihe wurde die Ankerplatte auf der lastabgewandten Seite aus dem Beton gehoben und es konnte ein lastabgewandter Betonausbruch beobachtet werden (vgl. Bild 5-24). Mit dem größeren Randabstand wurde die Tragfähigkeit der vorderen Kopfbolzenreihe für den Versagensmechanismus Betonkantenbruch deutlich erhöht, so dass insgesamt eine größere Traglast erreicht wurde. Ergebnisse der DMS-Messungen zeigen eine Zunahme der Dehnungen der Bewehrung im Bereich der vorderen Kopfbolzenreihe bis zum Erreichen der Höchstlast. Es kann davon ausgegangen werden, dass sich in den Versuchen mit großem Randabstand die vordere Kopfbolzenreihe bis zur Höchstlast am Lastabtrag beteiligt hat (vgl. Auswertung der DMS-Messungen in Kapitel 5.2.3.3).



Bild 5-24: Versuch R6-2-1 mit Betonkantenbruch auf der lastabgewandten Seite

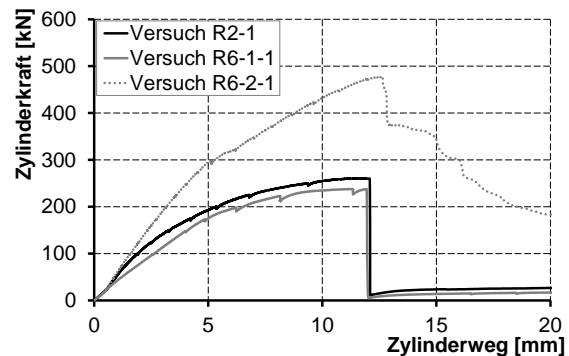


Bild 5-25: Last-Verformungskurven der Versuche R2-1 ( $c_1 = 100$  mm), R6-1-1 ( $c_1 = 75$  mm) und R6-2-1 ( $c_1 = 200$  mm)

In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss und Variation der Randabstände wurden in den Versuchen mit und ohne Fixierung deutliche Traglaststeigerungen und ein Tragverhalten mit höherer Anfangssteifigkeit erreicht. Bei einem großen Randabstand von 200 mm konnte ausgehend von der Kopfbolzenreihe 1 in den Versuchen kein vollständiger Betonkantenbruch entstehen, der zu Lastumlagerungen innerhalb des Anschlusses geführt hätte (vgl. Bild 5-26). Im Versuch ohne Fixierung wurde die Ankerplatte aus dem Beton gehoben und es konnten auf Grund der größeren Abmessungen des Betonquerschnitts ein größeres Betonvolumen auf der zugbeanspruchten Seite aktiviert werden. Im Ver-

such R6-2-2 konnte allerdings nicht die volle Betontragfähigkeit für ein Betonversagen auf der lastabgewandten Seite aktiviert werden, da in einem der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen eine deutliche Porenbildung im Bereich der Verschweißung beobachtet wurde (vgl. Bild 5-26). Im Bereich des Kopfbolzens, bei dem keine Poren in der Verschweißung waren, war ein sich anfänglich bildender Betonausbruch möglich. Für die Abschätzung der tatsächlich erreichbaren Höchstlasten dieses Versuchs waren weitere numerische Untersuchungen (vgl. Kapitel 5.3) erforderlich.

In Serie 6 wurden neben dem Randabstand auch die Betonfestigkeit und die Einbindelänge der Kopfbolzen variiert. Im Versuch R6-3-3 mit höherfestem Beton (C50/60) wurde ein steiferes Tragverhalten und eine um ca. 15 % gesteigerte Tragfähigkeit erreicht (vgl. Bild 5-27). Die Kopfbolzenlänge hatte in den Versuchen mit Fixierung einen unwesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten und die Höchstlast, da in beiden Versuchen ein Stahlversagen maßgebend wurde.

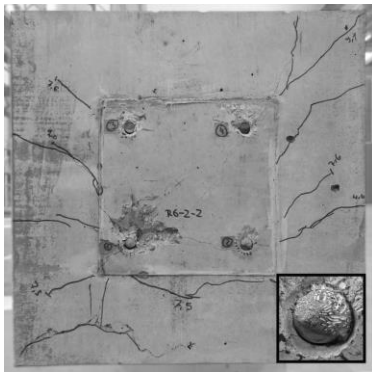


Bild 5-26: Rissbildung im Versuch R6-2-2 mit großem Randabstand

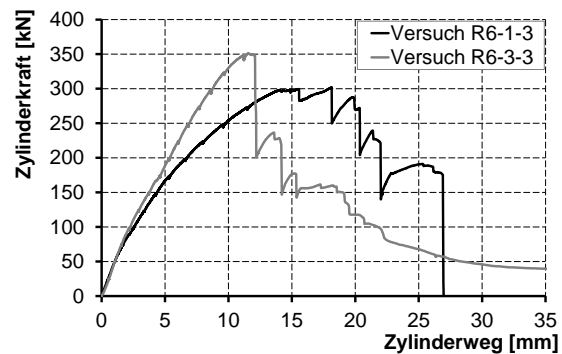


Bild 5-27: Vergleich der Last-Verformungskurven der Versuche R6-1-3 (C20/25) und R6-3-3 (C50/60) mit sprödem Stahlversagen (gehalten)

### 5.2.3.3 Aktivierung der Bewehrung und Lastverteilung innerhalb des Anschlusses

Über die Variation der in Kapitel 5.2.3.2 beschriebenen Parameter konnten in den Versuchen verschiedene Versagensmechanismen bezüglich des Einflusses der Bewehrung erzeugt werden, die in Übereinstimmung mit neueren Beschreibungen für das Tragverhalten der Bewehrung von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* sind.

In den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung wurde ein vergleichsweise hoher Bewehrungsgrad über die Bügelbewehrung erreicht. Mit der Bewehrung sollte ein Stahlversagen der Kopfbolzen bewirkt werden, was in den Serien 2, 3 und 6 gelang. In den Versuchen der Serie 4 konnte die Traglaststeigerung durch die Bewehrung nicht voll ausgenutzt werden, da der Beton zwischen der Bewehrung ausbrach. In den Versuchen der Serie 5 wurde die Bewehrung stark aktiviert, da über die mehrreihige Kopfbolzenanordnung im Anschlussbereich hohe Kräfte in den Beton eingeleitet werden konnten. Anhand der DMS-Messungen ließen sich neben der Bewehrungsaktivierung innerhalb des Anschlusses (vgl. Bild 5-16 bis Bild 5-19) Informationen zur Lastverteilung gewinnen, die über weitere numerische Untersuchungen nach Kapitel 5.3 quantifiziert wurden. Für die Entwicklung des analytischen Modells wurde über die Auswertung der DMS-Messergebnisse zudem untersucht, ob im Anschluss ein gemeinsamer Lastabtrag über die Bewehrung und den Beton nach *INFASO (2012)* stattfindet. Hintergrund ist, dass die Ansätze von *INFASO (2012)* für Anschlüsse ohne Randeinfluss entwickelt wurden.

In den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss (vgl. Bild 5-28) hatten die Bewehrungsbügel im Bereich der Lasteinleitung einen deutlichen Einfluss auf die Traglast. Die Bewehrungsbügel zwischen den Kopfbolzen der Ankerplatte erfuhren die größte Beanspruchung und wurden im Versuchsverlauf zunächst aktiviert (vgl. Bild 5-29). Über den Versuchsverlauf wurden mit zunehmender Rissbildung auch die weiter außen liegenden Bewehrungsbügel aktiviert (vgl. Bild 5-30 und Bild 5-31). Auf Grund der DMS-

Messergebnisse dieser Versuche und ähnlicher Untersuchungen nach *Schmid (2009)* sowie *Sharma u.a. (2016)* kann davon ausgegangen werden, dass bei den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss eine gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton stattfindet. Es konnte beobachtet werden, dass sich die Risse im Beton unter Zug- und Querkraft in einer Neigung von ca.  $35^\circ$  ausbildeten.

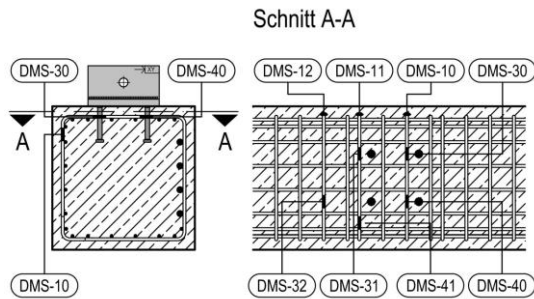


Bild 5-28: Anordnung der DMS in Versuch R6-2-1

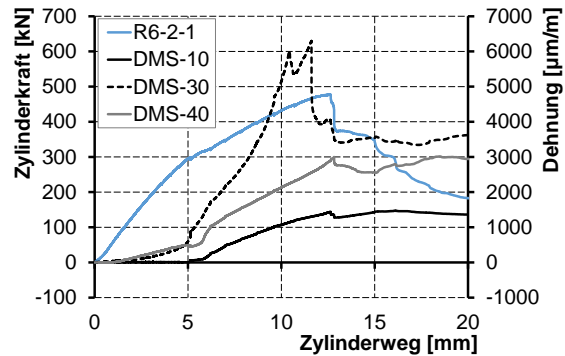


Bild 5-29: Zugbeanspruchung in Bügel 1 des Versuchs R6-2-1

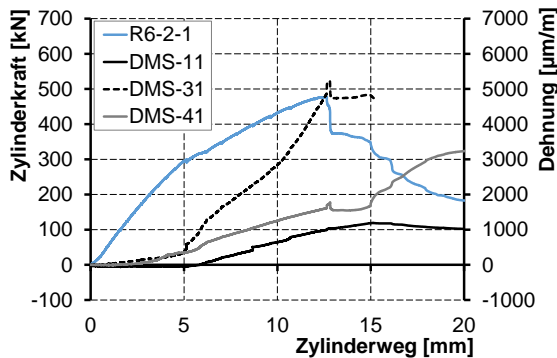


Bild 5-30: Rissbildung im Versuch R6-2-1

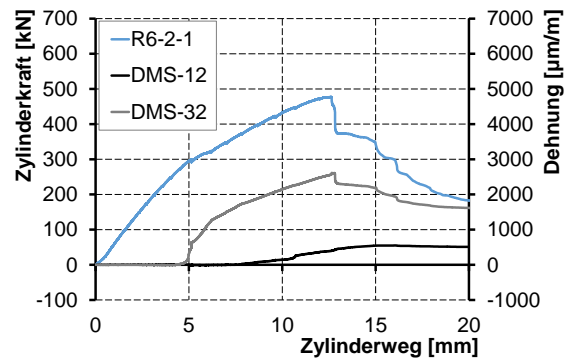


Bild 5-31: Zugbeanspruchung in Bügel 3 des Versuchs R6-2-1

In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss konnte ein ähnliches Tragverhalten wie in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss beobachtet werden. Für die Beurteilung der Lastumlagerungen innerhalb des Anschlusses wurden die in der Bewehrung vorhandenen Kräfte aus den DMS-Messungen berechnet und in *Kuhlmann, Ruopp (2019)* dokumentiert. Exemplarisch sind die Lastverteilungszustände bei Höchstlast an ausgewählten Versuchen in Bild 5-33 dargestellt.

Sowohl in den Versuchen mit und ohne Fixierung können mit dem Erreichen der Höchstlast in der Achse der Kopfbolzenreihe 1 (DMS-40) deutlich geringere Kräfte als in der Achse der randfernen Kopfbolzenreihe gemessen werden. In den Versuchen R6-2-2, R6-2-3 und R6-4-3 mit größerem Randabstand ( $c_1 = 200$  mm) war die Differenz der DMS-Ergebnisse auf der Bewehrung in den Achsen der Kopfbolzenreihen auf Grund der gleichmäßigeren Lastverteilung geringer. In den Versuchen der Serie 5 mit einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung war eine gleichmäßigere Aktivierung der Bewehrung möglich. Dies ist ggf. darauf zurückzuführen, dass sich die Betonausbruchkegel bei Betonkantenbruch bei einer engen Kopfbolzenanordnung überdrücken.

Auf der lastabgewandten Seite (DMS-10) konnte in den Versuchen mit freier und auch bei fixierter Lagerung mit Erreichen der Höchstlast Zugbeanspruchungen gemessen werden. Über die Fixierung der Ankerplatte können Rückstellkräfte im Anschluss erzeugt und ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite vermieden werden. Es entstanden jedoch durch die Schubverformungen der Kopfbolzen Zugkräfte innerhalb des Anschlussbereichs, auf Grund derer die Bewehrung deutlich auf Zug beansprucht

wurde. Über die Rückstellkräfte, die ein Abheben der Ankerplatte verhindern, konnten im Anschlussbereich Ringzugkräfte in der umschnürenden Bügelbewehrung gemessen werden (DMS-50), die in den Versuchen ohne Fixierung geringer waren (vgl. Bild 5-33).

Eine gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss war nur begrenzt festzustellen. Mit der Rissbildung ausgehend vom Kopfbolzenkopf in Richtung der Betonoberfläche war in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss der Betonquerschnitt bei Aktivierung der Bewehrung vollständig gerissen. In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss kann daher davon ausgegangen werden, dass mit dem Erreichen der Höchstlast die Bewehrung voll aktiviert wurde und die Kräfte in die Bügelbewehrung umgelagert wurden. In den Versuchen wurde die Bewehrung nach dem anfänglichen elastischen Bereich und der Erstrissbildung deutlich aktiviert (vgl. Bild 5-18 und Bild 5-19). Der gemeinsame Lastabtrag zwischen Bewehrung und Beton nach *INFASO (2012)* kann daher nicht voll angesetzt werden. Mit der Bewehrungsaktivierung auf der lastabgewandten Seiten konnten in den Versuchen weitere Risse beobachtet werden, die sich einer Biegebeanspruchung des Betonquerschnitts und den Beanspruchungen durch die Lasteinleitung zuordnen lassen. Es findet neben der Rissverteilung eine Überlagerung der Versagensmechanismen statt (vgl. Bild 5-32), die in Kapitel 5.3.4 mit Hilfe weiterer numerischer Parameteruntersuchungen für die Entwicklung eines analytischen Bemessungsmodells abgegrenzt werden können.

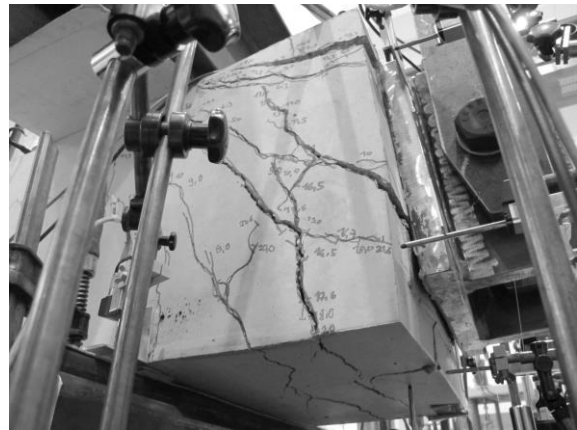


Bild 5-32: Rissbildung im Versuch R5-2

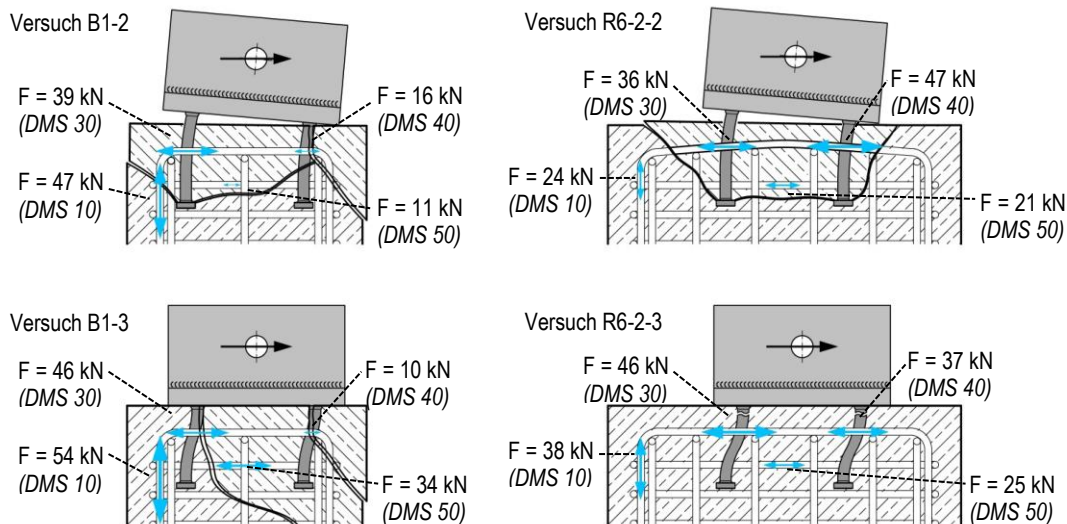


Bild 5-33: Zugbeanspruchungen in den Bewehrungsbügel bei Höchstlast der Versuche B1-2, B1-3, R6-2-2 und R6-2-3 in kN

#### 5.2.3.4 Untersuchungen zum Tragverhalten der höherfesten Kopfbolzen

In den Versuchen von *Kuhlmann, Ruopp (2019)* wurden überwiegend höherfeste Kopfbolzen eingesetzt, um unterschiedliche Versagensmechanismen wie Stahl- oder Betonversagen erreichen zu können. Hierfür wurden höherfeste Bolzen vom Typ K800 vom Hersteller Köster & Co. GmbH gewählt, die für Gewindebolzen nach *Z-14.4-585* zugelassen sind. Die Zugfestigkeit der höherfesten Kopfbolzen aus dem Werkstoff Saarform 800 erreichte über eine ausgeprägte Kaltverformung in den Zugversuchen im Mittel eine Zugfestigkeit von  $R_m = 835 \text{ N/mm}^2$ . Die Schweißbarkeit des Bolzentyps K800 konnte in Untersuchungen zu Gewindebolzen unter Zug nach *Ungermann, Schneider (2014)* nachgewiesen werden.

Bei der Versuchskörperherstellung konnten im Bereich der Verschweißung der höherfesten Kopfbolzen Poren beobachtet werden, so dass alle Kopfbolzen abgetrennt, die Schweißoberfläche nachbearbeitet und die Kopfbolzen neu aufgeschweißt wurden. Bei der Versuchsdurchführung und nach der Beurteilung der Bruchflächen im Bereich der Verschweißungen ergaben sich Fragestellungen bezüglich der Duktilität der höherfesten Kopfbolzen und ihre Schweißbeignung. Zur Untersuchung dieser beiden Aspekte wurden weitere Kleinversuche an Schweißproben durchgeführt.

Das unterschiedliche Tragverhalten der normal- und höherfesten Kopfbolzen kann an den Versuchen R4-1-3 und R4-2-3 nachvollzogen werden, die bis auf die Festigkeit der Kopfbolzen mit identischen Versuchsparametern durchgeführt wurden. Die Versuche mit normalfesten Kopfbolzen erreichten eine größere Höchstlast, da sich durch die Ausbildung von Fließgelenken im Kopfbolzenschaft ein duktileres Tragverhalten einstellen konnte. Die höherfesten Kopfbolzen ließen nur geringere Verformungen zu und versagten bei geringeren Lasten auf Grund einer lokal hohen Spannungskonzentration im Bereich der Verschweißung (vgl. Bild 5-34). In Bild 5-35 ist das duktilere Tragverhalten des Versuchs R4-1-3 oder B1-3 mit normalfesten Kopfbolzen im Vergleich zum spröden Tragverhalten mit schlagartigem Versagen der hochfesten Kopfbolzen im Versuch R4-1-3 dargestellt. Im Versuch R4-2-3 wird der Kopfbolzen auf Grund der Fließgelenkbildung bis an die Querbewehrung gedrückt und in der weiteren Versuchsdurchführung über diese hinweggeschoben.



Bild 5-34: Verformung in den Kopfbolzen im Versuch R4-1-3 mit höherfesten Kopfbolzen (links) und im Versuch R4-2-3 mit normalfesten Kopfbolzen (rechts)

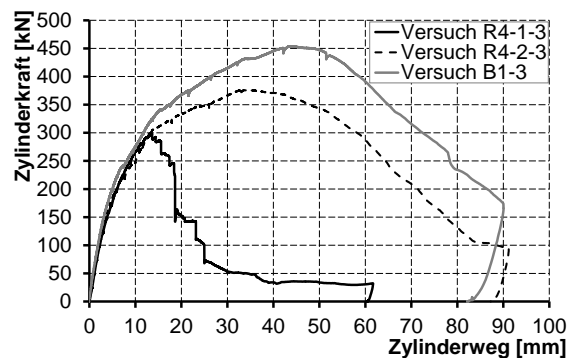


Bild 5-35: Vergleich der Last-Verformungskurven der Versuche R4-1-3, R4-2-4 und B1-3

Auf Grund der geringen Duktilität der höherfesten Kopfbolzen wurden zusätzliche Materialuntersuchungen durchgeführt, die im Versuchsbericht von *Kuhlmann, Ruopp (2019)* dokumentiert sind. Von den Kopfbolzen sowie der Verschweißung der Kopfbolzen wurden Makroschliffe durchgeführt, durch die aber keine Auffälligkeiten im Grundmaterial oder der Verschweißung festgestellt werden konnten. Auffällig waren die geringen Kennwerte für die Bruchdehnung ( $A = 12 \%$ ) sowie die Ergebnisse der Kerbschlagarbeit, die im Mittel mit  $K_V = 9 \text{ J}$  deutlich unter den nach *Trillmich u.a. (2014)* für Kopfbolzen erforderlichen  $27 \text{ J}$  lagen.

Nach Versuchsdurchführung wurden neben der geringen Duktilität vereinzelt in den Bruchflächen der Kopfbolzen Poren beobachtet. Wegen dieser Porenbildung konnte z.B. im Versuch R6-2-2 (vgl. Bild 5-26) nicht die volle Tragfähigkeit des Versuchs erreicht werden, da ein vorzeitiges Versagen in der Schweißnaht auftrat. Nach Ausbau aller Ankerplatten wurden alle Schweißnähte in *Kuhlmann, Ruopp (2019)* dokumentiert und die Porenanteile auf den Bruchflächen für die Berücksichtigung bei der Entwicklung des analytischen Modells ermittelt (vgl. Tabelle 5-6). Eine Porenbildung konnte nur in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss und höherfesten Kopfbolzen beobachtet werden.

Tabelle 5-6: Auswertung der Porenflächen

| Versuch | Anzahl auffälliger Kopfbolzen im Versuch | Anzahl an Kopfbolzen pro Versuch mit Poren | Porenflächenanteil |
|---------|--|--|--------------------|
| R6-1-2  | 1 von 4                                  | 2  | 18,3 %             |
| R6-1-3  | 1 von 4                                  | 3  | 11,0 %             |
| R4-1-3  | 1 von 4                                  | 3  | 11,4 %             |
| R3-2(1) | 1 von 4                                  | 1  | 9,7 %              |
| R2-2    | 2 von 4                                  | 1  | 0,1 %              |
|         |  | 3  | 39,3 %             |
| R2-3    | 1 von 4                                  | 2  | 23,1 %             |
| R5-3    | 3 von 9                                  | 3  | 28,2 %             |
|         |  | 4  | 8,9 %              |
|         |  | 5  | 42,1 %             |
| R6-2-2  | 1 von 4                                  | 2  | 23,7 %             |

Im überwiegenden Anteil der Auswertung der Schweißnähte im Bereich der Kopfbolzen (Anteil ~ 90 %) konnte keine Porenbildung beobachtet werden. In den verbleibenden 10 % streute die Anzahl der Poren unterschiedlich. Ca. 2 % der Kopfbolzen hatten eine ausgeprägte Porenbildung mit einer Reduktion der Querschnittsfläche von > 25 % (vgl. Bild 5-36). Zur Untersuchung des Porenanteils wurden weitere Schweißproben mit Variation der Schweißenergie und der Schweißzeit hergestellt und die Verschweißung über Röntgenaufnahmen ausgewertet (vgl. Bild 5-37). Über diese Parameteruntersuchungen, die in *Kuhlmann, Ruopp (2018a)* dokumentiert sind, ließ sich die Ursache der Porenbildung in der Verschweißung der höherfesten Kopfbolzen nicht feststellen, da die Ergebnisse streuten und bei den üblichen Schweißparametern (Probe 1) bereits eine Porenbildung beobachtet wurde.

Im Bereich von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton bei konzentrierter Lasteinleitung müssen hohe Kräfte in das Massivbauteil eingeleitet werden. Über eine vollflächige Verschweißung muss sichergestellt werden, dass diese Kräfte sicher übertragen werden können. Die Ergebnisse der vorgestellten Versuche mit höherfesten Kopfbolzen zeigen allerdings, dass dies nicht in allen Versuchen gewährleistet werden konnte. Neben der geringen Duktilität der höherfesten Kopfbolzen kann eine mögliche Porosität im Bereich der Schweißnähte ungünstig für das Tragverhalten der Anschlüsse sein.

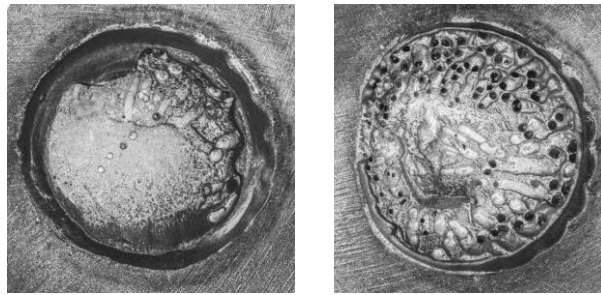


Bild 5-36: Verschweißung mit einem Porenanteil von 10 bis 25 % (links) und Porenanteil von > 25 % (rechts)

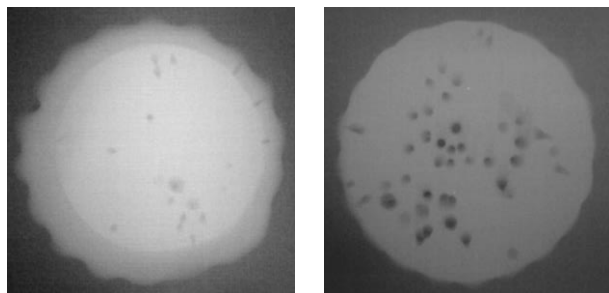


Bild 5-37: Probe 1 mit 1600 Ampere und 800 Millisekunden (links) und Probe 3 mit 1400 Ampere und 1200 Millisekunden (rechts)

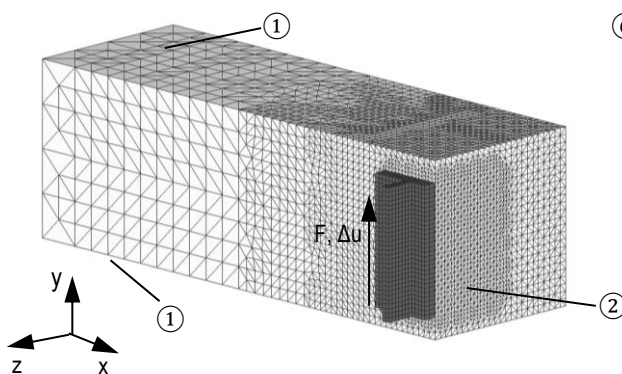
## 5.3 Numerische Untersuchungen

### 5.3.1 Allgemeines

Für die Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung wurden numerische Modelle entwickelt, mit denen die Versuchsparameter im Forschungsbericht von *Kuhlmann, Ruopp (2019)* ausgeweitet werden konnten. Bei der Entwicklung erster numerischer Modelle für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung in *Bernhart (2016)* konnte aufbauend auf einer Validierung anhand der Versuchsergebnisse nach *Bode (1987)* ein deutlicher Einfluss der Auflast auf das Tragverhalten der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung festgestellt werden. Auf Grundlage dieser Untersuchungen wurden z.B. weiterführende Versuche mit einer Fixierung der Ankerplatte entworfen. Die numerischen Modelle wurden begleitend zu den Versuchen im Rahmen der Masterarbeiten *Markovic (2017)*, *Messner (2017)* und *Ziwes (2018)* weiterentwickelt. Im Folgenden werden die Ergebnisse zur Aktivierung der Bewehrung bei Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung sowie die Untersuchungen zur Lastverteilung der Querlasten innerhalb dieser Anschlüsse dargestellt, die für die Ableitung eines analytischen Modells relevant sind. Weiterführende Parameterstudien z.B. zum Einfluss einer zusätzlichen Auflast bei den Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung und die daraus resultierende Traglaststeigerung durch die Aktivierung von Reibungskräften und die Erzeugung von 3-dimensionalen Beanspruchungszuständen wurden in *Ziwes (2018)* untersucht.

### 5.3.2 Numerische Modellierung

Die Modellierung der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung erfolgte mit dem nichtlinearen FE-Programm MASA. Die für die Modellentwicklung relevanten Hintergründe sind in Kapitel 3.3.1 beschrieben. Für die beiden Modelle mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss wurde die Symmetrie ausgenutzt und jeweils nur eine Versuchskörperhälfte modelliert. Die Lagerungsbedingungen und Symmetrieebenen der Modelle für 2-seitigen und 4-seitigen Randeinfluss sind in Bild 5-38 und Bild 5-39 angegeben. Auf Grund des modularisierten Aufbaus des Modells (vgl. Kapitel 3.3.1) konnten Parameter wie Randabstand, Kopfbolzenlänge und Bewehrungsgrad strukturiert untersucht werden. Auf den Elementkanten der Betonmodule wurde die Bewehrung über Stabelemente definiert, denen die Querschnittsfläche der in den Versuchen eingesetzten Bewehrung zugeordnet wurde. Die Bewehrung wurde in den numerischen Modellen an gleicher Position wie in den experimentellen Untersuchungen angeordnet. In den Bügelecken wurde die Bewehrung biegesteif modelliert, so dass die Hakentragwirkung der Bewehrungsstäbe erfasst werden konnte. D.h., dass im Bereich der Bügelecken die Stabelemente des Bewehrungsstahls biegesteif miteinander gekoppelt wurden.



① Lagerung in y-Richtung; ② Lagerung in x-Richtung (Symmetrieebene); ③ Lagerung in x-Richtung (Symmetrieebene); ④ Lagerung in x-, y- und z-Richtung; ⑤ Lagerung in y-Richtung; ⑥ Lagerung in z-Richtung bei den Versuchen mit Fixierung

Bild 5-38: FE-Modell für die Anschlüsse mit 2-seitigem Randeinfluss

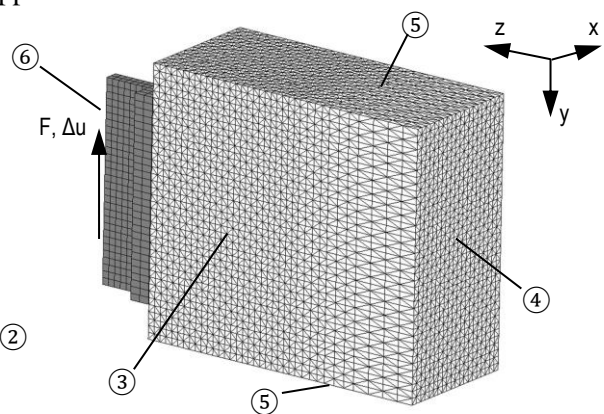


Bild 5-39: FE-Modell für die Anschlüsse mit 4-seitigem Randeinfluss

Für die Materialparameter wurden die in Kleinversuchen bestimmten Festigkeitskennwerte der verwendeten Werkstoffe zu Grunde gelegt und die in Kapitel 3.3.1 beschriebenen Materialmodelle verwendet. Die Ankerplatte und die Lasteinleitung hatte in den Versuchen ein steifes Tragverhalten, so dass für diese Komponenten des Anschlusses ein linear-elastisches Materialmodell gewählt wurde. Die Nachgiebigkeit der Kopfbolzen wurde über ein bilineares Materialmodell (vgl. Bild 3-16) erfasst, für das ein Abbruchkriterium über die Definition der Bruchdehnung festgelegt wurde. Die gewählten Materialparameter der numerischen Berechnungen sind in Anhang B.4 angegeben.

### 5.3.3 Validierung des numerischen Modells

Die Validierung der numerischen Modelle erfolgte durch den Vergleich der experimentellen und numerisch berechneten Höchstlasten sowie über den Vergleich des Schädigungsverhaltens im Anschlussbereich. Für die numerischen Berechnungen ergab sich eine ausreichende Übereinstimmungen mit den experimentellen Höchstlasten (vgl. Bild 5-40 und Bild 5-41). Im Mittel wurde die Höchstlast mit  $\bar{x} = 0,98$  knapp unterschätzt bei einem Variationskoeffizienten von  $v = 9,6\%$  (vgl. Tabelle 5-7).

Tabelle 5-7: Vergleich der Versuchsergebnisse  $F_{u,Versuch}$  mit den numerischen Berechnungen  $F_{u,FE}$

| Versuch | Höchstlast Versuch<br>$F_{u,Versuch}$<br>[kN] | Höchstlast Numerik<br>$F_{u,FE}$<br>[kN] | $F_{u,FE}/F_{u,Versuch}$ | Versagensmechanismus der numerischen Nachrechnung         |
|---------|---|--|--------------------------|---|
| B1-1    | 237,4   | 231,9                                    | 0,98                     | Betonkantenbruch und lastabgewandter Betonausbruch        |
| B1-2    | 203,6   | 186,3                                    | 0,92                     | Betonkantenbruch und lastabgewandter Betonausbruch        |
| B1-3    | 453,9   | 345,4                                    | 0,76                     | Betonkantenbruch  |
| R2-1    | 260,3   | 264,4                                    | 1,02                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 2             |
| R2-2    | 219,1   | 222,1                                    | 1,01                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 2             |
| R2-3    | 329,3   | 364,9                                    | 1,11                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 1 und Reihe 2 |
| R4-1    | 196,8   | 189,7                                    | 0,96                     | Betonkantenbruch und lastabgewandter Betonausbruch        |
| R4-2    | 160,4   | 156,7                                    | 0,98                     | Betonkantenbruch und lastabgewandter Betonausbruch        |
| R4-1-3  | 298,0   | 336,5                                    | 1,13                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 1 und Reihe 2 |
| R4-2-3  | 376,1   | 365,6                                    | 0,97                     | Betonkantenbruch und Fließgelenk Kopfbolzen               |
| R5-1    | 383,5   | 337,8                                    | 0,88                     | Betonkantenbruch und lastabgewandter Betonausbruch        |
| R5-2    | 396,4   | 341,9                                    | 0,86                     | Betonkantenbruch und lastabgewandter Betonausbruch        |
| R5-3    | 683,6   | 574,2                                    | 0,84                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 1 bis Reihe 3 |
| R6-1-1  | 237,8   | 244,5                                    | 1,03                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 2             |
| R6-1-2  | 212,8   | 194,7                                    | 0,91                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 2             |
| R6-1-3  | 302,3   | 337,8                                    | 1,12                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 1 und Reihe 2 |
| R6-3-3  | 351,0   | 341,4                                    | 0,97                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 1 und Reihe 2 |
| R6-2-1  | 477,0   | 513,6                                    | 1,08                     | Lastabgewandter Betonausbruch                             |
| R6-2-2  | 414,8   | 453,2                                    | 1,09                     | Stahlversagen Reihe 1 bis 3                               |
| R6-2-3  | 634,2   | 561,3                                    | 0,89                     | Stahlversagen Reihe 1 bis 3                               |
| R6-4-3  | 621,3   | 550,4                                    | 0,89                     | Stahlversagen Reihe 1 bis 3                               |
| R3-1(1) | 241,3   | 265,1                                    | 1,10                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 2             |
| R3-1(2) | 258,1   | 264,8                                    | 1,03                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 2             |
| R3-2(1) | 220,8   | 220,5                                    | 1,00                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 2             |
| R3-2(2) | 238,4   | 220,8                                    | 0,93                     | Betonkantenbruch und Stahlversagen in Reihe 2             |

Mittelwert  $\bar{x}$  0,98  
 Variationskoeffizient  $v$  9,63 %

Im Rahmen der Validierung der numerischen Berechnungen wurden neben experimentell bestimmten Materialparametern, Randbedingungen und Geometrien der Modelle identische Berechnungsparameter gewählt. Die validierten Modelle stellen eine ausreichende Grundlage für weitere numerische Parameterstudien dar. Im Vergleich zu den numerischen Modellen der randnahen, liegenden Kopfbolzen sowie der großen Ankerplatten war insbesondere für die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss ein größerer Variationskoeffizient vorhanden (vgl. Bild 5-41). Unter Berücksichtigung, dass in den numerischen Berechnungen unterschiedliche Parameter wie Kopfbolzenlänge, Fixierung und Randabstand bei identischen Berechnungsparametern gewählt wurde, ist die Übereinstimmung der Modelle mit den Versuchen auch für die Untersuchungen mit 4-seitigem Randabstand angemessen.

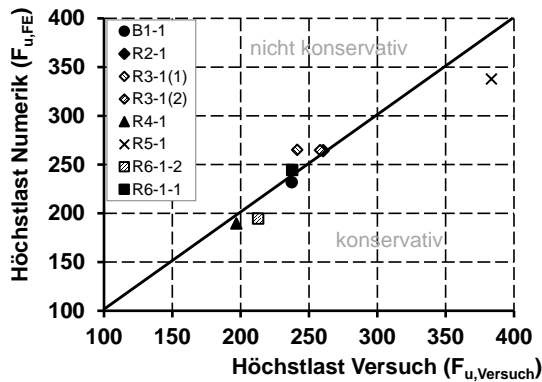


Bild 5-40: Übereinstimmung der experimentellen und numerischen Ergebnisse der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss

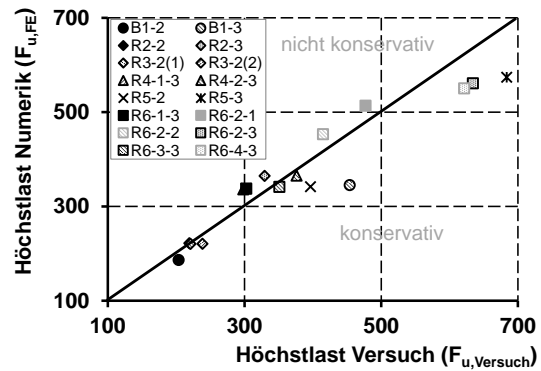


Bild 5-41: Übereinstimmung der experimentellen und numerischen Ergebnisse der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss

Neben der Validierung der numerischen Modelle anhand der Traglast aus den Versuchen kann in den numerischen Berechnungen ein ähnliches Schädigungsverhalten wie in den Versuchen beobachtet werden. Die jeweiligen Versagensmechanismen, die bei Höchstlast anhand der Spannungsbilder, der Rissbilder sowie der Last-Verformungskurven der numerischen Berechnungen abgeleitet wurden, sind in Tabelle 5-7 angegeben und stimmen mit den Beobachtungen der experimentellen Untersuchungen überein. Für die Versuche mit einer ausgeprägten Porenbildung an der Verschweißung der Kopfbolzen (vgl. Kapitel 5.2.3.4) konnten mit den numerischen Berechnungen zudem Höchstlasten bestimmt werden, die sich auf Grund der Unregelmäßigkeiten im Bereich der Verschweißung der Kopfbolzen nicht erreichen ließen.

Das Schädigungsverhalten der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung kann über die Darstellung der Hauptzugdehnungen im Beton nach Bild 5-43 und Bild 5-45 am Versuch R2-1 nachvollzogen werden. Die Dehnungsbilder werden auf eine kritische Rissöffnung nach Gleichung (3.9) skaliert. Ab dieser Rissöffnung kann davon ausgegangen werden, dass keine Kräfte mehr über den Riss übertragen werden können und eine Lastumlagerung im Anschluss stattfindet. Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit des Anschlusses kann über die Auswertung der Hauptzugdehnungen die Rissentwicklung im Anschluss nachvollzogen werden und Anforderungen an das analytische Modell abgeleitet werden.

Bei den Anschlüssen in stabförmigen Bauteilen mit einer 2-seitigen Berandung konnte eine Rissöffnung mit  $w = 0,15$  mm ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe erst ab einem Traglastniveau von 75 % bis 80 % der Höchstlast beobachtet werden. Auch in den Versuchen mit vergleichsweise geringem Randabstand von  $c_1 = 100$  mm bildete sich der Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe erst bei einem höheren Lastniveau. Durch den relativ hohen Bewehrungsgrad und die enge Bewehrungsführung im Bereich des Anschlusses können die Kräfte über die Bewehrungsbügel, bis sich ein Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe ausbildet, ins Bauteilinnere zurückgehängt werden und die Bewehrung wirkt der Rissbildung entgegen.



Bild 5-42: Rissbildung im Versuch R2-1 bei 80 % der Höchstlast

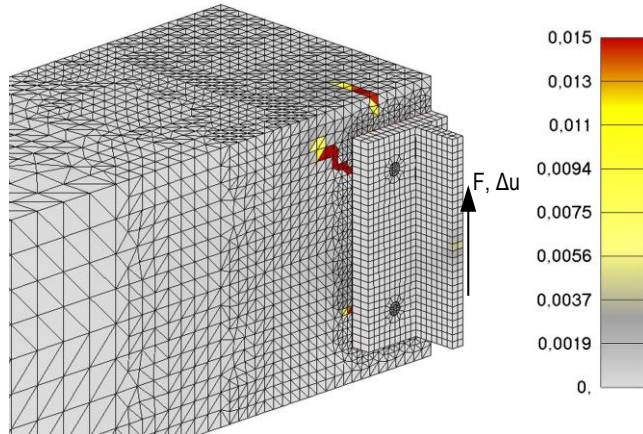


Bild 5-43: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R2-1 bei 80 % der Höchstlast



Bild 5-44: Rissbildung im Versuch R2-1 bei Höchstlast

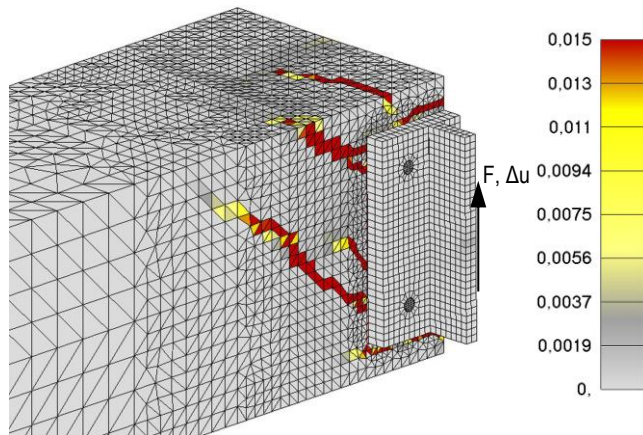


Bild 5-45: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R2-1 bei Höchstlast

Die Rissentwicklung der numerischen Modelle mit 4-seitigem Randeinfluss stimmt mit den experimentellen Beobachtungen überein. Mit dem Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe (vgl. Bild 5-49 ①) lagern sich die Querkräfte auf die randferne Reihe um. Neben den Biegerissen im Betonquerschnitt (vgl. Bild 5-49 ②) außerhalb des Verankerungsbereichs entsteht auf Grund der exzentrischen Lasteinleitung auf der lastabgewandten Seite ein Betonausbruch durch die Zugbeanspruchung der Kopfbolzenreihe (vgl. Bild 5-49 ④). Im Anschlussbereich können sich die Versagensmechanismen teilweise überlagern und begünstigen sich so gegenseitig. Ein Bauteilversagen durch die Biegebeanspruchung des Betonquerschnitts wird in der vorliegenden Arbeit nicht behandelt und wäre nach den Regeln des Massivbaus nach *DIN EN 1992-1-1* nachzuweisen.

Die Querkraftumlagerung und die Aktivierung der Bewehrung auf Zug im lastabgewandten Bereich der Ankerplatte können an den Spannungsbildern der Bewehrung nach Bild 5-50 und Bild 5-51 nachvollzogen werden. In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss wurde eine Lastumlagerung der Querkräfte bereits ab ca. 50 % der Höchstlast beobachtet. Ursache hierfür sind die fehlenden seitlichen Bauteilränder, die bei den Anschlüssen mit nur 2-seitigem Randeinfluss zu zusätzlicher Traglaststeigerung durch die Aktivierung des Betonteils führen können. Mit zunehmender Schädigung des Betons werden die Querkräfte auf die randferne Reihe umgelagert und die Bewehrung wird auf der lastabgewandten Seite für den Abtrag der Zug- und Querkräfte aktiviert. Bei Anschlüssen mit 4-seitigem Randeinfluss kann unter Querlast auf Grund der Bauteilränder ein geringerer Anteil an Bewehrungsbügel aktiviert

werden. Allerdings können im Zugbereich durch die zusätzlich vorhandenen, seitlichen Bewehrungsbügel höhere Traglasten als in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss erreicht werden. Über die Spannungsbilder kann die Aktivierung der Bewehrung im Bereich der Anschlüsse nachvollzogen werden. In *Kuhlmann, Ruopp (2018a)* ist die Bewehrungsaktivierung für die unterschiedlichen Versuchskörpergeometrien dokumentiert. Ergebnis der numerischen Untersuchungen ist, dass der Betonquerschnitt bei den gegebenen Geometrien mit dem Erreichen der Höchstlast vollständig gerissen ist und keine gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton dann mehr vorhanden ist.

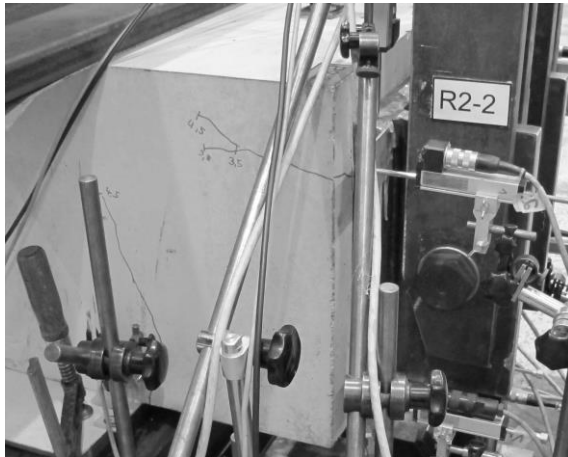


Bild 5-46: Rissbildung im Versuch R2-2 bei 75 % der Höchstlast

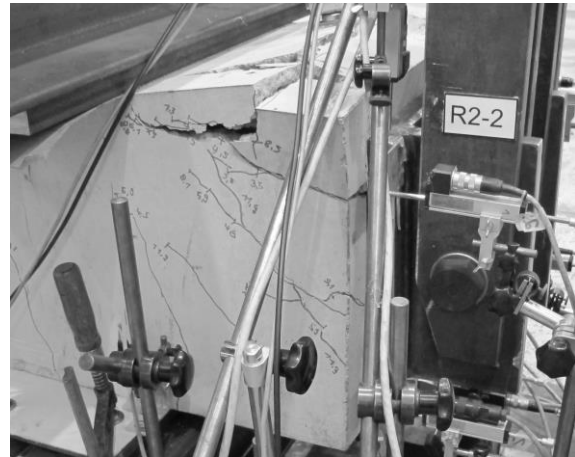


Bild 5-47: Rissbildung im Versuch R2-2 bei Höchstlast

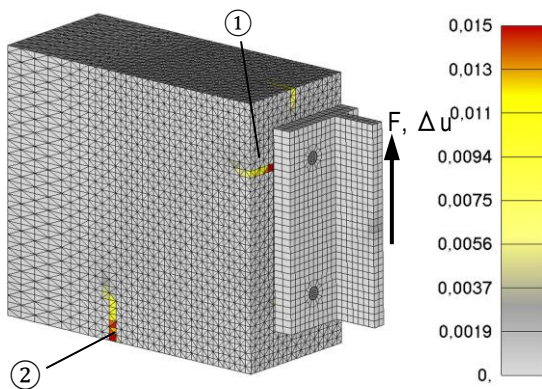


Bild 5-48: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R2-2 bei 75 % der Höchstlast

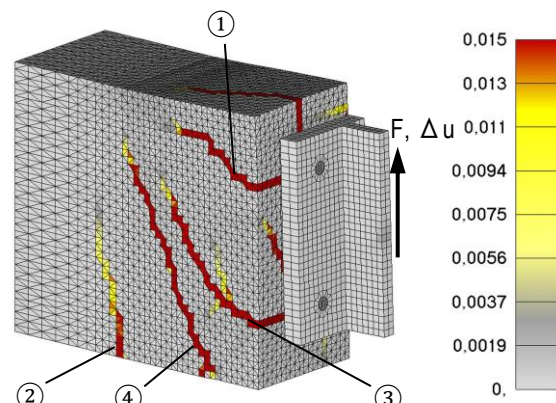


Bild 5-49: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R2-2 bei Höchstlast

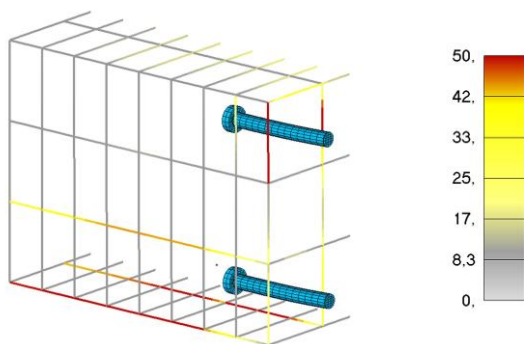


Bild 5-50: Spannungsbild der Zugspannungen in der Bewehrung des Versuchs R2-2 bei 75 % der Höchstlast [N/mm<sup>2</sup>]

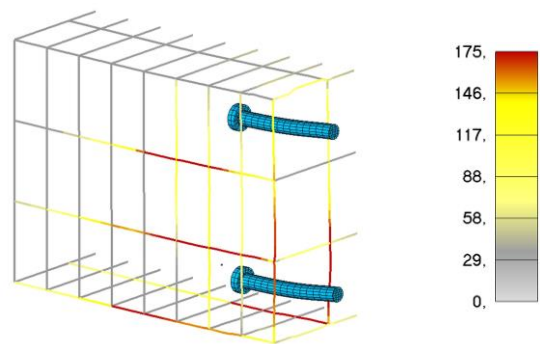


Bild 5-51: Spannungsbild der Zugspannungen in der Bewehrung des Versuchs R2-2 bei Höchstlast [N/mm<sup>2</sup>]

Bei der Ableitung des analytischen Modells auf Grundlage der Befestigungstechnik nach *DIN EN 1992-4* sind Annahmen zur Verteilung der Querkraft zwischen den einzelnen Kopfbolzenreihen zu treffen, da über die Beurteilung der möglichen Versagensmechanismen in Kombination mit den möglichen Lastverteilungen im Anschluss die Ausnutzungsgrade der Einzelkomponenten berechnet werden können. In den untersuchten Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung war die Ankerplatte durch die direkt über den Kopfbolzen aufgeschweißte Lasteinleitung ausreichend steif, so dass Lastumlagerungen auf Grund eines nachgiebigen Tragverhaltens der Ankerplatten ausgeschlossen werden konnten. In den numerischen und experimentellen Untersuchungen waren Lastumlagerungen im Anschluss auf Grund des Schädigungsverhaltens zu beobachten, die von unterschiedlichen Anschlussparametern abhängig waren. Die Beobachtungen zur Lastumlagerung werden im Folgenden an den Parametern Fixierung und Randabstand dargestellt. Die Lastverteilung der Querkraft erfolgt über die Auswertung der Knotenkräfte im Kopfbolzenschaft im Bereich der Verschweißung mit der Ankerplatte. Bis zu einem Lastniveau von ca. 75 % sind im Versuch B1-1 mit geringem Randabstand und ohne Auflast die Querkraften etwa gleichmäßig verteilt. Zudem können ca. 20 % der einwirkenden Querkraft über Reibung abgetragen werden (vgl. Bild 5-53). Mit zunehmender Belastung entzieht sich die randnahe Kopfbolzenreihe dem Lastabtrag und die Querkraft wird auf die randferne Reihe umgelagert (vgl. Bild 5-52). Die Lastumlagerung ist in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss und Auflast ausgeprägter. Auf Grund des seitlichen Randeinflusses können im Vergleich zu den Anschlüssen mit 2-seitigem Randeinfluss seitlich keine weiteren Bewehrungsbügel aktiviert werden und der Betonkantenbruch stellt sich bereits ab einem Lastniveau von ca. 50 %  $F_u$  ein. Bei Höchstlast werden die Querkraften vorwiegend über die randferne Reihe übertragen (vgl. Bild 5-54), da auf Grund der Fixierung der Ankerplatte in diesem Bereich die höchste Steifigkeit vorhanden ist. Bemerkenswert sind die Reibungskräfte, die auch bei den Anschlüssen mit 4-seitigem Randeinfluss trotz der Schädigung übertragen werden können (vgl. Bild 5-55).

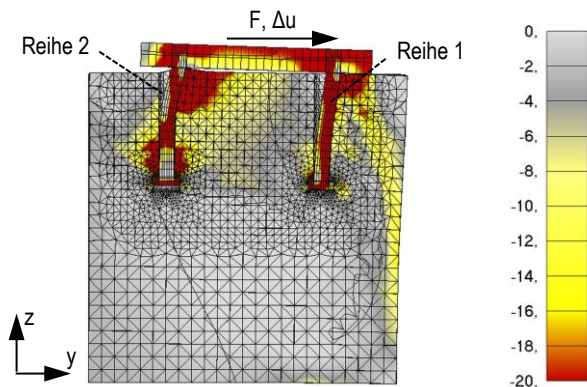


Bild 5-52: Spannungsbild der Normalspannungen in Y-Richtung im Versuch B1-1 [ $N/mm^2$ ]

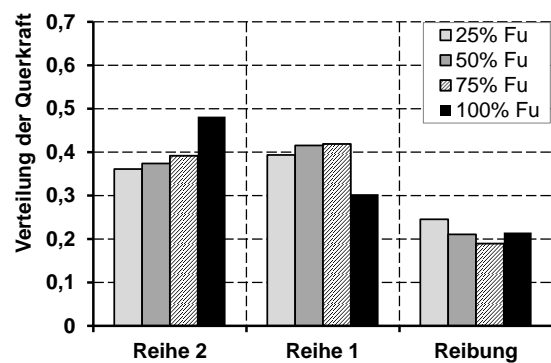


Bild 5-53: Lastverteilung der Querkraften im numerischen Modell des Versuchs B1-1

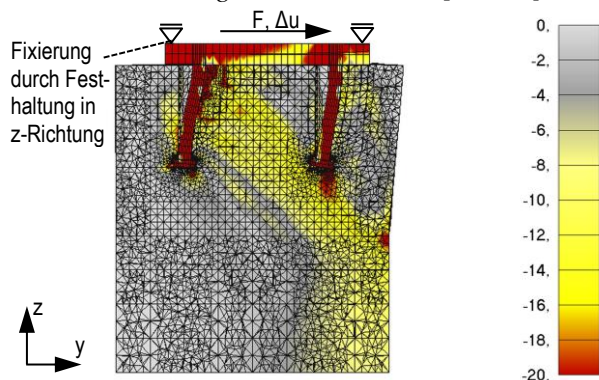


Bild 5-54: Spannungsbild der Normalspannungen in Y-Richtung im Versuch B1-3 [ $N/mm^2$ ]

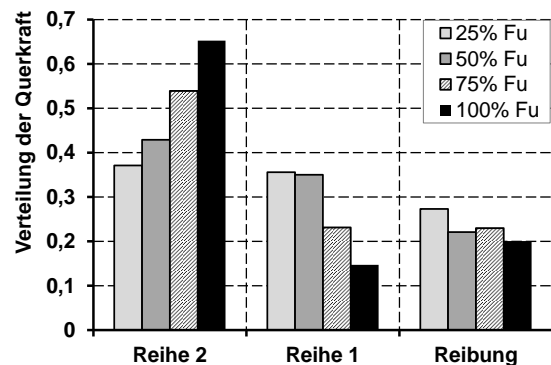


Bild 5-55: Lastverteilung der Querkraften im numerischen Modell des Versuchs B1-3

Bei den Anschlüssen mit größerem Randabstand ist in der randnahen Kopfbolzenreihe eine größere Steifigkeit vorhanden und die Ankerplatte wird in den Anschlüssen ohne zusätzliche Fixierung auf der lastabgewandten Seite aus dem Beton gehobelt (vgl. Bild 5-56). Auf Grund der Zugbeanspruchung auf der lastabgewandten Seite der Ankerplatte findet in diesem Bereich eine Schädigung des Betons statt und die Steifigkeit ist dort geringer. Auf Höchstlastniveau sind die Querkräfte in der randnahen Reihe größer (vgl. Bild 5-57). Im gleichen Versuch mit Fixierung der Ankerplatte wird ein Aushebeln auf der lastabgewandten Seite verhindert und die Querkräfte sind zwischen beiden Kopfbolzenreihen gleichmäßig verteilt (vgl. Bild 5-58 und Bild 5-59).

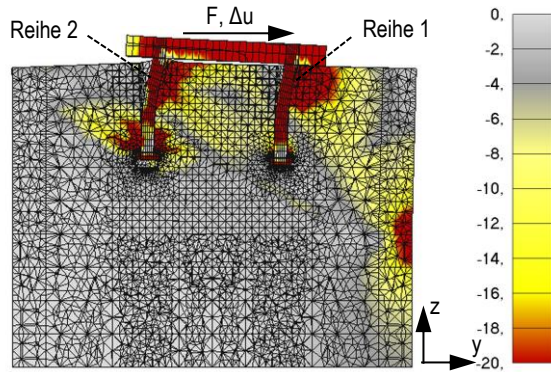


Bild 5-56: Spannungsbild der Normalspannungen in Y-Richtung im Versuch R6-2-2 [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]

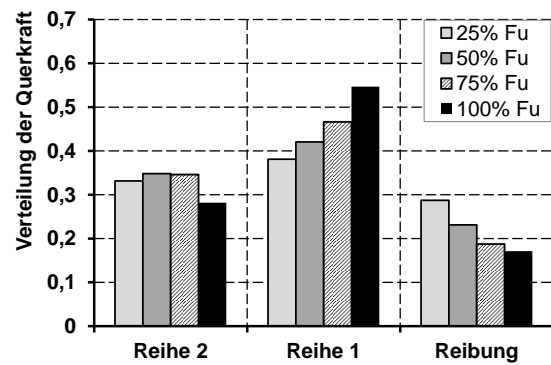


Bild 5-57: Lastverteilung der Querkräfte im numerischen Modell des Versuchs R6-2-2

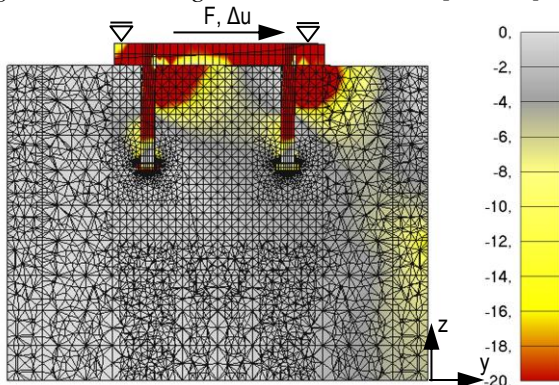


Bild 5-58: Spannungsbild der Normalspannungen in Y-Richtung im Versuch R6-2-3 [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]

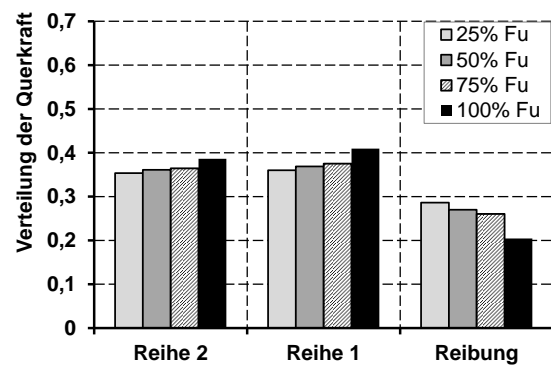


Bild 5-59: Lastverteilung der Querkräfte im numerischen Modell des Versuchs R6-2-3

Neben dem Einfluss des Randabstands und der Fixierung ist die Querkraftverteilung im Anschlussbereich zudem abhängig von weiteren Parametern wie dem Bewehrungsgrad, der Einbindelänge der Kopfbolzen oder der Betonfestigkeit. Für die Ableitung eines analytischen Modells wird kein prozentualer Faktor zur Querlastverteilung vorgeschlagen, da damit die Anwendung nur auf die in der vorliegenden Arbeit untersuchten Anschlüsse möglich ist. Zudem sind für Anschlüsse mit normalfesten Kopfbolzen auf Grund des duktilen Tragverhaltens Lastumlagerungen und eine gleichmäßigere Lastverteilung möglich. Für die Ableitung eines analytischen Modells wird daher vorgeschlagen, unterschiedliche Zustände in Abhängigkeit der Schädigung des Betons zu berücksichtigen. Während im ungerissenen Beton ohne Betonkantenbruch eine gleichmäßige Querkraftverteilung angenommen wird, sind die Querkräfte mit dem Erreichen des Widerstands der vorderen Kopfbolzenreihe umzulagern (vgl. Kapitel 6.5.4).

### 5.3.4 Parameteruntersuchung

Für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung wurden im Zusammenhang mit offenen Fragestellungen aus der Versuchsdurchführung und für die Ableitung des analytischen Modells weiterführende Parameterstudien durchgeführt. Die Ergebnisse der numerischen Parameterstudien sind in Anhang B.4 dokumentiert. Im Folgenden werden die Ergebnisse der Untersuchungen zur Auflast, Lagersockelhöhe, Kopfbolzenanzahl sowie dem Bewehrungsgrad zusammenfassend dargestellt. Eine ausführliche Darstellung der numerischen Berechnungen, insbesondere mit einer Veranschaulichung der Spannungs- und Dehnungsbilder der Untersuchungen, erfolgt in *Kuhlmann, Ruopp (2019)* und *Ziwes (2018)*.

Ergebnis der experimentellen und numerischen Untersuchungen war, dass über die Fixierung die Höchstlasten deutlich gesteigert werden können, da z.B. mit der Fixierung im lastabgewandten Bereich des Anschlusses eine größere Steifigkeit vorhanden ist und größere Kräfte übertragen werden können. Da die Ankerplatte in diesem Bereich gegen die Fixierung gedrückt wird, entstehen zusätzliche Rückstellkräfte, über die der Anschluss zusätzlich überdrückt wird. Im Rahmen der Masterarbeit von *Ziwes (2018)* konnten für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung Parameterstudien zum Einfluss der Auflast durchgeführt werden, bei denen die Fixierung durch eine zusätzliche, externe Druckbeanspruchung ersetzt wurde (vgl. Bild 5-60). Die Untersuchungen zeigen, dass nicht nur mit der Fixierung der Ankerplatte die maximal möglichen Traglasten erreicht werden können. Über die zusätzliche Auflast sind neben der Aktivierung von Reibungskräften auch in der randnahen Kopfbolzenreihe Traglaststeigerungen möglich, da der Anschlussbereich auch im vorderen Teil der Ankerplatte durch die Auflast überdrückt wird und so auch in diesem Bereich Querkkräfte übertragen werden können.

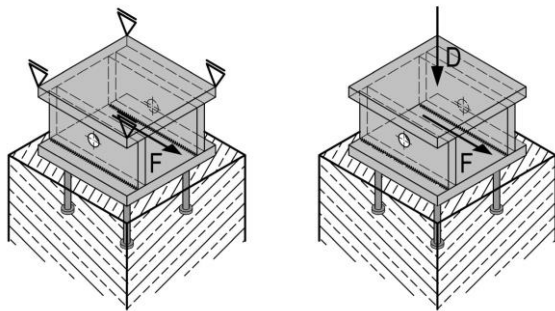


Bild 5-60: Ankerplatte mit Fixierung (links) und Ankerplatte mit zusätzlicher Auflast (rechts)

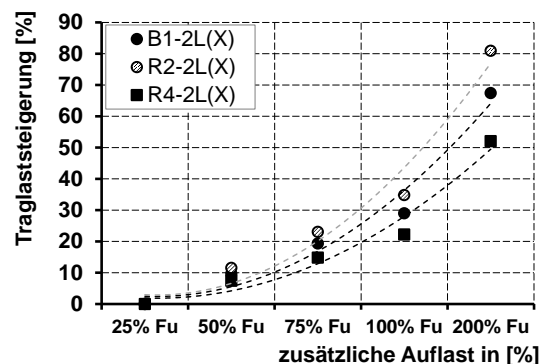


Bild 5-61: Traglaststeigerungen durch zusätzliche Auflast in Bezug auf 25 %  $F_u$

Für die Vergleichbarkeit der Ergebnisse wird eine relative Auflast mit Referenzpunkt definiert, bei dem die rechnerisch bestimmte Reaktionskraft ins Verhältnis zur Traglast der Versuche ohne Fixierung gestellt wird. Anschließend wird die relative Auflast um 25 %, 50 %, 75 %, 100 % und 200 % erhöht. Für die einzelnen Versuche kann so eine tatsächliche Auflast hergeleitet werden. Mit Hilfe dieser Festlegungen nach *Ziwes (2018)* lässt sich der Einfluss einer zusätzlichen Auflast abschätzen. Insbesondere in den Versuchen mit einer  $2 \times 2$  Anordnung der Kopfbolzen kann die Traglast über eine Auflast nach Bild 5-61 gesteigert werden. Während in der randnahen Reihe über die zusätzliche Auflast Traglaststeigerungen möglich sind, sind die Widerstände in der randfernen Reihe in den numerischen Berechnungen mit Fixierung größer. Das Aushebeln der Ankerplatte auf der lastabgewandten Seite wird über die Fixierung verhindert, so dass die Zugkräfte in diesem Bereich kurzgeschlossen werden.

Neben dem Einfluss der zusätzlichen Auflast wurden in *Ziwes (2018)* Untersuchungen zur Lagersockelhöhe durchgeführt (vgl. Bild 5-62). Für die konzentrierten Lasteinleitungen können so Abschätzungen zum Tragverhalten, z.B. im Bereich eines Pfeilerkopfes, gemacht werden. Mit zunehmender Lagersockelhöhe wird der Betonquerschnitt auf Biegung beansprucht und kann so gegenüber dem Versagen im lokalen Bereich der Lasteinleitung maßgebend werden. Bei großen Lagersockelhöhen stellt sich ein Biegeversagen ein, das unabhängig von der Ausführung des Anschlusses im Lasteinleitungsbereich sein kann (vgl. Bild 5-63).

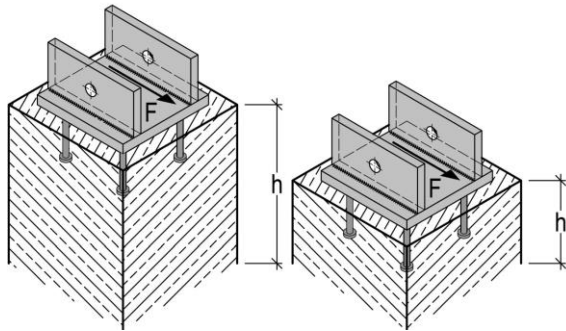


Bild 5-62: Ankerplatte mit Variation der Lagersockelhöhe

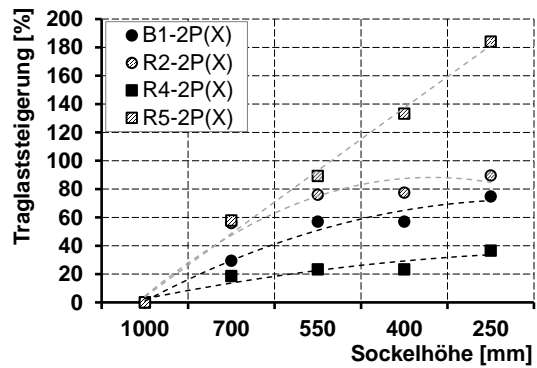


Bild 5-63: Einfluss der Lagersockelhöhe auf die Tragfähigkeit des Anschlusses

Zur Übertragung von hohen Schubkräften wird insbesondere im Bereich von Brückenlagern von Eisenbahnbrücken eine große Anzahl an Kopfbolzen auf die Lagerplatte aufgeschweißt, da die Reibungskräfte nach *DIN EN 1337* rechnerisch nicht angesetzt werden können. Für den Nachweis werden die Regeln des Verbundbaus auf Grundlage von Ausstattungszulassungen (vgl. Kapitel 5.1.1) angewendet. Unter Voraussetzung eines ausreichenden Randabstands kann nach den Ausstattungszulassungen die Schubtragfähigkeit linear aus dem Widerstand eines Kopfbolzens und der Kopfbolzenzahl bestimmt werden. In den experimentellen Untersuchungen wurden Anschlüsse mit maximal neun Kopfbolzen untersucht. In weiterführenden Parameteruntersuchungen konnte der Einfluss der Kopfbolzenanzahl (vgl. Bild 5-64) in Abhängigkeit des Randabstands der Kopfbolzen bestimmt und die vorhandenen Bemessungsansätze konnten überprüft werden.

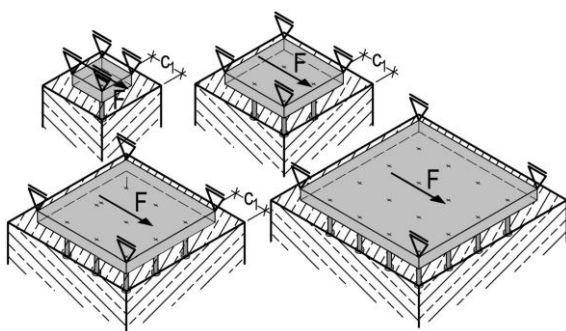


Bild 5-64: Ankerplatte mit Variation der Kopfbolzenanzahl

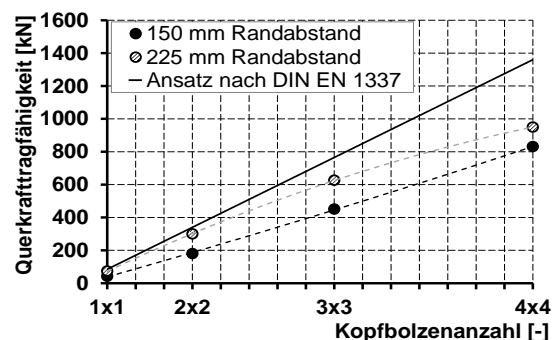


Bild 5-65: Einfluss der Kopfbolzenanzahl auf die Schubtragfähigkeit des Anschlusses

Die Berechnungen wurden mit fixierter Ankerplatte, einem Kopfbolzendurchmesser von  $d = 22$  mm und einem Randabstand von  $c_1 = 150$  mm und  $c_2 = 225$  mm durchgeführt. Ergebnis der numerischen Parameteruntersuchungen war, dass die Querkrafttragfähigkeit der Anschlüsse bei größerem Randabstand zwar linear, allerdings nicht nach dem Ansatz nach *DIN EN 1337* zunimmt (vgl. Bild 5-65), bei dem als Steigung der Widerstand eines Dübels multipliziert mit der Kopfbolzenanzahl angesetzt wird.

Für die Ableitung eines analytischen Modells mit mehreren Kopfbolzenreihen muss bei einer randnahen Anordnung der Ankerplatte das Schädigungsverhalten z.B. durch einen Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe in der Berechnung berücksichtigt werden. Im Gegensatz zu den vorhandenen Ansätzen nach den Regeln des Verbundbaus (vgl. Kapitel 5.1.1) werden in der vorliegenden Arbeit Berechnungsansätze nach der Befestigungstechnik vorgeschlagen, mit denen das randnahe Versagen, wie z.B. ein Betonkantenbruch, erfasst wird. Mit diesen Modellen können zudem Traglaststeigerungen durch die im Massivbauteil vorhandene Bügelbewehrung, z.B. auch bei geringen Randabständen, rechnerisch angesetzt werden.

Zur Abschätzung des Einflusses der Bügelbewehrung wurden weitere Parameteruntersuchungen mit einer Variation des Bewehrungsgrads durchgeführt (vgl. Bild 5-66). Diese werden zudem zur Validierung des analytischen Modells nach Kapitel 6.5.4 angesetzt. Für die Parameteruntersuchungen wurde der Durchmesser der Bügelbewehrung im Anschluss zwischen  $d = 8$  mm und  $d = 16$  mm variiert bei sonst gleicher Parameterwahl wie in den Versuchen.

Die Parameteruntersuchungen zeigen, dass mit der Erhöhung des Bewehrungsgrads die Tragfähigkeit der Betonkomponenten gesteigert wird. Insbesondere in den Versuchen mit großem Randabstand und großer Verankerungslänge, wie in der Parameteruntersuchung P6-2-2(X) kann die Bewehrung bei geringen Durchmessern voll aktiviert werden. Über die Erhöhung des Bewehrungsgrads sind Traglaststeigerungen von bis zu 30 % möglich. In den Parameteruntersuchungen mit Auflast und großem Randabstand können keine Traglaststeigerungen über die Bewehrung erreicht werden, da die Kopfbolzen bereits bei geringem Bewehrungsgrad abscheren.

In den Versuchen mit geringen Randabständen kann die Bewehrung bei einem Betonkantenbruch nicht voll aktiviert werden und die Traglaststeigerungen sind kleiner. Auf Grund der geringen Verankerungslänge der Bewehrung im Betonausbruchkegel beim Betonkantenbruch kann die Bügelbewehrung nicht bis zum Fließen beansprucht werden.

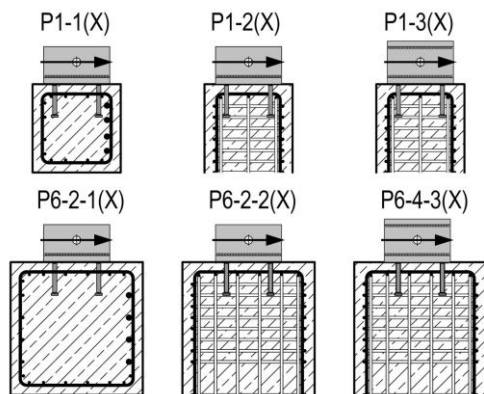


Bild 5-66: Variation des Bewehrungsgrads im Bereich des Anschlusses

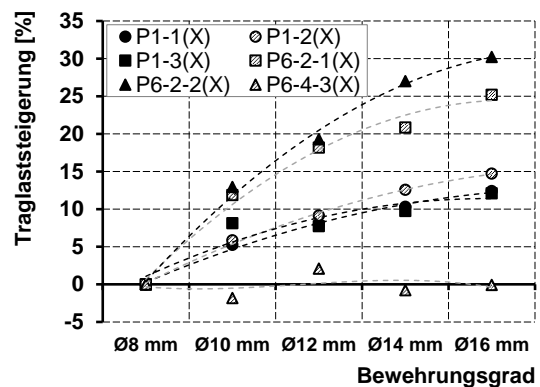


Bild 5-67: Einfluss des Bewehrungsgrads auf die Tragfähigkeit des Anschlusses

## 5.4 Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung

Mit den experimentellen und numerischen Untersuchungen konnte das Tragverhalten der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung im randnahen Bereich erfasst und Anforderungen für ein mögliches analytisches Nachweismodell abgeleitet werden. Die wesentlichen Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen können folgendermaßen zusammengefasst werden:

- Die Lastverteilung der Normalkräfte in den Anschlüssen entsprach im Anschluss den Annahmen bei einer starren Ankerplatte. Auf Grund des hohen Bewehrungsgrads konnten auch bei einer Schädigung im randnahen Bereich Zugkräfte übertragen werden.
- Die Querkraftverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen war von Parametern wie Randabstand und Fixierung abhängig. Bei geringen Randabständen fand eine Lastumlagerung zur randfernen Reihe statt. Bei den Versuchen mit großen Randabständen konnte beobachtet werden, dass die randnahe Reihe einen größeren Querkraftanteil abträgt, da durch das Aushebeln der Ankerplatte auf der lastabgewandten Seite eine geringere Steifigkeit vorhanden ist und ein geringerer Anteil an Querkraften aufgenommen wird.
- Die experimentellen und numerischen Untersuchungen zeigten, dass auch bei geringen Randabständen der randnahe Kopfbolzenreihe im gerissenen Zustand eine Resttragfähigkeit zugeordnet werden kann, die bei der Ableitung eines analytischen Modells theoretisch mit angesetzt werden könnte.
- Bei einem Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe konnten Reibungskräfte im Anschluss aktiviert werden. Hintergrund war, dass sich der Kontaktbereich zwischen Ankerplatte und Beton zur Anschlussmitte verlagerte, da sich der randnahe Bereich dem Lastabtrag entzog.
- Bei den Anschlüssen in stabförmigen Betonbauteilen mit 2-seitigem Randeinfluss konnte eine gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton unter Zug- und Querkraft festgestellt werden. Die weiter entfernt von der Ankerplatte liegenden Bewehrungsbügel wurden mit der kontinuierlichen Rissbildung schrittweise aktiviert.
- Bei Anschlüssen mit 4-seitigem Randeinfluss war nur eine geringe gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton festzustellen, da der Beton mit der Rissbildung vollständig gerissen war.
- Die Fixierung hat einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten der Anschlüsse. Da ein Aushebeln der Ankerplatte im Zugbereich verhindert und mit der Fixierung zusätzliche Steifigkeiten erzeugt werden, sind Traglaststeigerungen erreichbar.
- Die Versuche mit höherfesten Kopfbolzen hatten ein sprödes Tragverhalten mit geringer Duktilität. Von der Verwendung der höherfesten Kopfbolzen bei konzentrierten Lasteinleitungen ist daher auf Grund der geringen Duktilität und offenen Fragestellungen im Bereich der Verschleißung abzusehen. Für die Ableitung des analytischen Modells konnten die Höchstlasten der Versuche mit vorzeitigem Versagen der Kopfbolzen auf Grund der Porenbildung über die numerische Berechnung abgeschätzt werden.
- Für die Ableitung des analytischen Modells wird vorgeschlagen, zwischen unterschiedlichen Zuständen der Rissentwicklung und Kräfteverhältnisse z.B. nach Ausbildung des Betonkantenbruchs im Beton zu unterscheiden. So können sowohl randnahe als auch randferne Ankerplatten erfasst werden. In einem ersten Ansatz kann z.B. in Anlehnung nach *fib Bulletin No. 58* und *DAfStb-Heft 615* auf der sicheren Seite liegend angenommen werden, dass bei randnahen Ankerplatten die Querkräfte auf die randferne Kopfbolzenreihe umgelagert werden.



## 6 ENTWICKLUNG VON NACHWEISMODELLEN FÜR DIE ANSCHLÜSSE AUF GRUNDLAGE DER KOMPONENTENMETHODE

### 6.1 Allgemeines

Für die in Kapitel 3 bis 5 dargestellten Anschlusssituationen aus dem Stahl- und Verbundbau werden im Folgenden analytische Modelle mit der Komponentenmethode entwickelt. Mögliche Versagensmechanismen im Bereich des Anschlusses werden auf Grundlage der experimentellen und numerischen Untersuchungen für die Einzelkomponenten identifiziert und Modelle zur Berechnung der Widerstände der Gesamtanschlüsse vorgeschlagen. Die auf den Anschluss einwirkenden Schnittgrößen werden in der Befestigungstechnik in resultierende Normal- und Querkraftbeanspruchungen auf Befestigungsmittelenebene zerlegt und den Widerständen der Einzelkomponenten gegenübergestellt (vgl. Bild 6-1). Im Folgenden werden in Kapitel 6.2 zunächst die für die Anwendungsfälle relevanten Einzelkomponenten unter Zug und in Kapitel 6.3 die Komponenten unter Querkraftbeanspruchung beschrieben. Für eine geschlossene, nachvollziehbare Darstellung der analytischen Modelle werden alle wesentlichen Stahl- und Betonkomponenten unter Quer- und Zuglast zusammenfassend beschrieben. Eine ausführliche Darstellung zu den Betonkomponenten ist in *Eligehausen u.a. (2006)*, *DIN EN 1992-4* und *DIN EN 1993-1-8* gegeben.

Der Schwerpunkt liegt neben den vorhandenen Berechnungsansätzen für die Berücksichtigung der Bewehrung auf den Widerstandsmodellen neuerer Ansätze für die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton. Neben diesen neueren Ansätzen überschneiden sich die Regelungen für die Stahlkomponenten nach *DIN EN 1993-1-8* mit den Ansätzen der Befestigungstechnik nach *DIN EN 1992-4*. Für diese Komponenten werden die Unterschiede dargestellt und eine Vereinheitlichung vorgeschlagen. Beim Nachweis der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton können kombinierte Zug-, Druck- und Querkraftbeanspruchungen (vgl. Bild 6-1) in den Dübelreihen entstehen, die über Interaktionsbedingungen nach *DIN EN 1992-4* berücksichtigt werden. Insbesondere beim rechnerischen Ansatz einer Rückhängebewehrung sind derzeit nach *DIN EN 1992-4* konservative Annahmen zu treffen (vgl. Kapitel 6.4), die auf Grundlage der experimentellen Beobachtungen verfeinert werden.

Die Widerstände werden für die Verifikation der analytischen Modelle anhand der experimentellen sowie der numerischen Untersuchungen auf Traglastniveau in Kapitel 6.2 und Kapitel 6.3 angegeben. Für die Validierung der analytischen Modelle werden zudem in den Widerstandsmodellen die in Materialversuchen bestimmten, tatsächlich vorhandenen Materialkennwerte berücksichtigt. Eine Beschreibung der analytischen Modelle erfolgt in Kapitel 6.5. Mit Hilfe dieser Modelle können die Beanspruchungen auf die Komponenten im Bereich des Stahls und des Betons berechnet sowie die aus den Versagensmechanismen resultierenden Lastumlagerungen berücksichtigt werden. In Bezug auf die Lastverteilung und die Abschätzung der Beanspruchungen auf Befestigungsmittelenebene innerhalb des Anschlusses sind Annahmen zu treffen, da diese von der Nachgiebigkeit der Ankerplatte sowie vom Tragverhalten des Betons abhängig sind. Die Validierung der analytischen Modelle erfolgt in Kapitel 6.6 anhand der Versuchsergebnisse. Neben der Übereinstimmung der Versuchslasten mit den Traglasten des analytischen

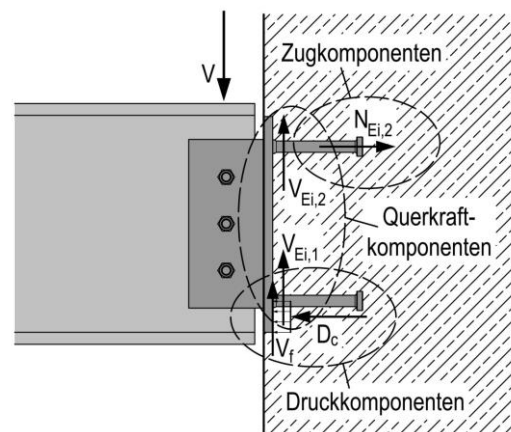


Bild 6-1: Gelenkiger Anschluss nach INFASO (2012) mit Zug-, Druck- und Querkraftkomponenten

Modells liegt der Schwerpunkt auf einer Übereinstimmung der in den Untersuchungen beobachteten Versagensmechanismen mit den relevanten Versagensmechanismen des analytischen Modells. Bei der Anwendung der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8* in Kombination mit den Betonkomponenten nach *DIN EN 1992-4* werden mit der Ableitung von Bemessungswerten, wie die Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten, unterschiedliche Sicherheitskonzepte des Stahl- und Verbundbaus und der Befestigungstechnik miteinander vereint, die bisher noch nicht in allen Bereichen vereinheitlicht sind. Aus diesem Grund erfolgt abschließend eine Bewertung des Bemessungsvorschlags auf Grundlage der Vorgaben von *DIN EN 1990*.

## 6.2 Widerstände der Einzelkomponenten der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton unter Normalkraftbeanspruchung

### 6.2.1 Allgemeines

Für die in dieser Arbeit behandelten Anschlüsse zwischen Stahl und Beton konnten auf Grundlage der experimentellen und numerischen Untersuchungen unterschiedliche Versagensmechanismen unter Zugbeanspruchung beobachtet werden. Im Folgenden werden für die relevanten Versagensmechanismen vorhandene Widerstandsmodelle aus dem Stahl- und Verbundbau sowie der Befestigungstechnik angegeben. Innerhalb des Anschlusses überlagern sich die Versagensmechanismen, so dass über die Komponentenmethode der wechselseitige Einfluss über geeignete Federmodelle und Last-Verformungsbeziehungen erfasst wird (vgl. Bild 6-2). Eine umfassende Darstellung der Steifigkeiten dieser Anschlusskomponenten erfolgt in *Kuhlmann u.a. (2018a)*. Neben den für die Anschlüsse relevanten Widerständen werden im Folgenden die Last-Verformungsbeziehungen für die Komponenten dargestellt, mit denen der Einfluss der Bewehrung abgeschätzt werden kann und Traglaststeigerungen durch die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton möglich sind.

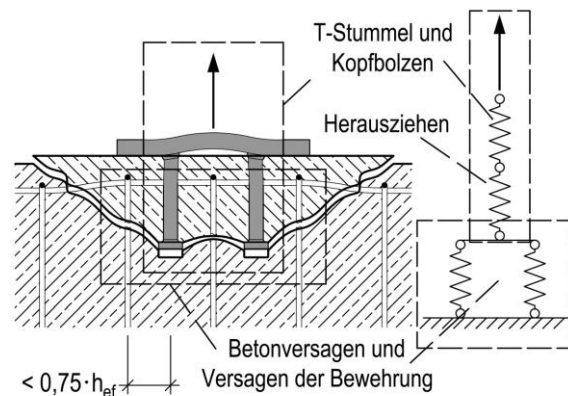


Bild 6-2: Federmodell der Zugkomponenten

Über das Modell des äquivalenten T-Stummels auf Zug nach *DIN EN 1993-1-8* kann das Tragverhalten der Ankerplatte im Zugbereich erfasst werden. Der T-Stummel stellt eine Grundkomponente für unterschiedliche Anschlusssituationen des Stahlbaus dar, bei der Zugkräfte über Anbauteile, wie z.B. Walzprofile in eine Stirnplatte bei geschraubten Riegel-Stützen Anschlüssen zwischen Stahl Stirnplatte und Stahl Stützenflansch sowie Ankerplatten bei Anschlüssen zwischen Stahlplatte und Betonfundament eingeleitet werden müssen. Die Kopfbolzen wurden in den in dieser Arbeit beschriebenen Untersuchungen so angeordnet, dass das Tragverhalten der Ankerplatte über den T-Stummel erfasst wird. So wird sichergestellt, dass sich alle Befestigungsmittel am Lastabtrag beteiligen können und die Kräfte sicher in das Befestigungsmittel eingeleitet werden. Jede Dübel- oder Kopfbolzenreihe kann über das Modell des äquivalenten T-Stummels auf Zug ein Widerstand zugeordnet werden, so dass der Versagensmechanismus der jeweiligen Kopfbolzenreihe erfasst und abgeschätzt werden kann. Mit dem Modell des äquivalenten T-Stummels auf Zug werden unterschiedliche Versagensmechanismen im T-Stummel Flansch in Kombination mit dem Befestigungsmittel berücksichtigt. Der Widerstand des äquivalenten T-Stummels auf Zug kann nach *DIN EN 1993-1-8* aus dem Minimalwert der möglichen Versagensmechanismen nach Gleichung (6.1) bis (6.3) berechnet werden.

### 6.2.2 T-Stummel und Verankerung unter Zugbeanspruchung

Über das Modell des äquivalenten T-Stummels auf Zug nach *DIN EN 1993-1-8* kann das Tragverhalten der Ankerplatte im Zugbereich erfasst werden. Der T-Stummel stellt eine Grundkomponente für unterschiedliche Anschlusssituationen des Stahlbaus dar, bei der Zugkräfte über Anbauteile, wie z.B. Walzprofile in eine Stirnplatte bei geschraubten Riegel-Stützen Anschlüssen zwischen Stahl Stirnplatte und Stahl Stützenflansch sowie Ankerplatten bei Anschlüssen zwischen Stahlplatte und Betonfundament eingeleitet werden müssen. Die Kopfbolzen wurden in den in dieser Arbeit beschriebenen Untersuchungen so angeordnet, dass das Tragverhalten der Ankerplatte über den T-Stummel erfasst wird. So wird sichergestellt, dass sich alle Befestigungsmittel am Lastabtrag beteiligen können und die Kräfte sicher in das Befestigungsmittel eingeleitet werden. Jede Dübel- oder Kopfbolzenreihe kann über das Modell des äquivalenten T-Stummels auf Zug ein Widerstand zugeordnet werden, so dass der Versagensmechanismus der jeweiligen Kopfbolzenreihe erfasst und abgeschätzt werden kann. Mit dem Modell des äquivalenten T-Stummels auf Zug werden unterschiedliche Versagensmechanismen im T-Stummel Flansch in Kombination mit dem Befestigungsmittel berücksichtigt. Der Widerstand des äquivalenten T-Stummels auf Zug kann nach *DIN EN 1993-1-8* aus dem Minimalwert der möglichen Versagensmechanismen nach Gleichung (6.1) bis (6.3) berechnet werden.

Die Ausbildung einer Fließgelenkkette wird im ersten möglichen Versagensmodus des äquivalenten T-Stummels auf Zug berücksichtigt. In der Ankerplatte ist im Modus 1 eine Fließgelenkbildung mit unterschiedlichen Fließmustern möglich, die auf Grundlage des Prinzips der virtuellen Kräfte nach *Zoetemeijer (1974)* für unterschiedliche kreisförmige und nichtkreisförmige Fließmuster hergeleitet wurden. Für die Ankerplatte können die wirksamen Längen nach *DIN EN 1993-1-8* für Stirn- und Ankerplatten nach Tabelle 6-1 berechnet werden. Der Widerstand des äquivalenten T-Stummels  $N_{T,1,u}$  unter Zugbeanspruchung kann im Modus 1 mit dem vollständigen Fließen der Ankerplatte mit Gleichung (6.1) berechnet werden und wird i.d.R. bei Ankerplatten mit geringer Querschnittsdicke maßgebend.

$$N_{T,1,u} = \frac{4 \cdot \min[l_{\text{eff,nc}}; l_{\text{eff,cp}}] \cdot m_{\text{pl}}}{m} \quad [\text{N}] \quad (6.1)$$

Mit:

$l_{\text{eff,nc}}; l_{\text{eff,cp}}$  Wirksame Länge nach *DIN EN 1993-1-8* bei kreisförmigem und nichtkreisförmigem Fließmuster (vgl. Tabelle 6-1) [mm];

$m_{\text{pl}}$  Plastische Momentenragfähigkeit der Ankerplatte [Nmm]

Mit:  $m_{\text{pl}} = 2 \cdot l_{\text{eff}} \cdot \frac{t_f^2}{4} \cdot f_y$ ;

$m$  Abstand des Befestigungsmittels zum T-Stummel Steg [mm].

Das Modell des äquivalenten T-Stummels auf Zug ist in *DIN EN 1993-1-8* für Anschlüsse mit einer 2-reihigen Befestigungsmittelanordnung angegeben. Es wird zwischen Fließmuster im ausgesteiften Bereich innerhalb der Ankerplatte und im unausgesteiften Bereich am Ankerplattenrand unterschieden (vgl. Tabelle 6-1). Für die in dieser Arbeit untersuchten Anschlüsse wurde für die Befestigungsmittel außerhalb des Anbauteils i.d.R. die Fließlinie entlang des Anbauteils maßgebend, die der Breite der Ankerplatte entspricht und dementsprechend in den experimentellen Untersuchungen beobachtet wurde (vgl. Tabelle 4-6). Bei Anschlüssen mit einer mehrreihigen Anordnung wie den großen Ankerplatten nach Kapitel 4 sind nach *Couchaux u.a. (2015)* die Widerstände der Versagensmodi 1 und 2 sowie die möglichen Fließmuster anzupassen. Für den Modus 3 mit dem Stahlversagen der Kopfbolzen wird der Bemessungsansatz nach *DIN EN 1993-1-8* verwendet, vgl. Gleichung (6.2). Eine Auswertung dieser zusätzlichen Fließmechanismen in der Ankerplatte des 4-reihigen T-Stummels für den Anwendungsfall der großen Ankerplatten erfolgte in *Nguyen (2015)*.

Tabelle 6-1: Wirksame Längen für Ankerplatten nach *DIN EN 1993-1-8*

| Lage des Befestigungsmittels                | Kreisförmiges Muster  | Nichtkreisförmiges Muster   |
|---|---|---|
| Befestigungsmittel außerhalb des Anbauteils | $2 \cdot \pi \cdot m_x$<br>$\pi \cdot m_x + w$<br>$\pi \cdot m_x + 2 \cdot e$ | $4 \cdot m_x + 1,24 \cdot e_x$<br>$e + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x$<br>$0,5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x$<br>$0,5 \cdot t_f$ |
| Befestigungsmittel innerhalb des Anbauteils | $2 \cdot \pi \cdot m$   | $\alpha \cdot m$  |

$\alpha$ -Wert für ausgesteifte T-Stummel nach *DIN EN 1993-1-8* Bild 6.11

Bei Anschlüssen mit einer ausreichend dicken Stirn- oder Ankerplatte wird i.d.R. Modus 3 mit einem Versagen des Befestigungsmittels maßgebend. Der Widerstand für diesen Versagensmechanismus wird bei Stirnplattenanschlüssen über die Schraubentragfähigkeit und bei Stützenfußanschlüssen über die Tragfähigkeit der Ankerschraube nach Gleichung (6.2) berechnet. Voraussetzung für die derzeitige Anwendung von Gleichung (6.2) bei Stützenfußanschlüssen ist, dass über eine ausreichende Verankerungslänge der Ankerschrauben ein Stahlversagen und kein Betonversagen maßgebend wird. Mit der Berücksichtigung der in Kapitel 6.2.4 bis Kapitel 6.2.10 dargestellten Versagensmechanismen im Beton ist eine Erweiterung der vorhandenen Bemessungsansätze um gängige Befestigungsmittel, wie z.B. Kopfbolzen möglich.

$$N_{T,3,u} = N_{u,s} = \sum B_t \text{ [N]} \quad (6.2)$$

Mit:

$B_t$  Kleinster Widerstand bei Versagen des Befestigungsmittels bei Berücksichtigung der Versagensmechanismen nach Kapitel 6.2.4 bis Kapitel 6.2.10, z.B. Stahlversagen der Kopfbolzen [N].

Der Modus 2 stellt eine Kombination der beiden oben beschriebenen Versagensmechanismen dar. Nach der Fließgelenkbildung der Ankerplatte stellt sich ein Stahlversagen des Befestigungsmittels ein. Da in diesem Versagensmodus der T-Stummel gleichmäßig ausgenutzt wird, ist dieser bezüglich der Auslegung der T-Stummel-Komponenten am wirtschaftlichsten. Bei diesem Versagensmechanismus bilden sich mit der Fließgelenkbildung Abstützkräfte am Ankerplattenrand aus, die zu einer zusätzlichen Beanspruchung im Befestigungsmittel und zum anschließenden Versagen führen können. Der Widerstand  $N_{T,2,u}$  des äquivalenten T-Stummels kann im Modus 2 mit Gleichung (6.3) berechnet werden.

$$N_{T,2,u} = \frac{2 \cdot l_{\text{eff}} \cdot m_{\text{pl}} + n \cdot \sum B_t}{m + n} \quad (6.3)$$

Voraussetzung für die Ausbildung der Versagensmodi 1 und 2 sind Abstützkräfte am Ankerplattenrand. Bei Stützenfußanschlüssen mit Ankerschrauben sind Abstützkräfte nach *DIN EN 1992-4* bei geringen Dehnlängen der Ankerschraube nach Gleichung (6.4) zu berücksichtigen. Anstelle der oben beschriebenen Versagensmodi 1 und 2 wird in *Wald u.a. (2008)* der Modus 1-2 nach Gleichung (6.5) vorgeschlagen, bei dem die Abstützkräfte auf Grund der langen Dehnlänge der Ankerschrauben nicht relevant sind. Die Abstützkräfte können bei den Anschlüssen zwischen Stahl und Beton im Belastungsverlauf verschwinden, da auf Grund der großen Verformungen im Zugbereich des Anschlusses kein Kontakt zwischen dem Beton und dem Rand der Ankerplatte mehr vorhanden ist. In den Versuchen mit den großen Ankerplatten nach Kapitel 4.2 konnte dieses Abheben der Ankerplatte im Belastungsverlauf beobachtet werden (vgl. Bild 6-3).

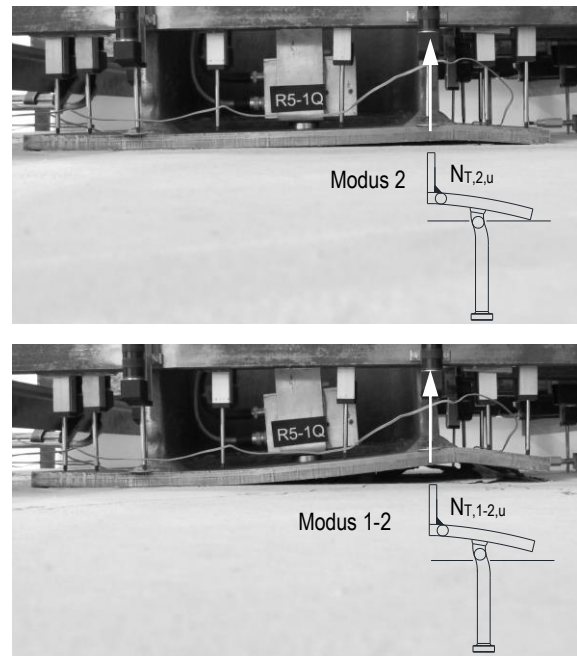


Bild 6-3: Fließgelenkbildung im Zugbereich des Versuchs R5-1Q

$$L_b \leq \frac{8,8 \cdot m^3 \cdot A_s}{l_{\text{eff}} \cdot t_f^3} \quad (6.4)$$

$$N_{T,1-2,u} = \frac{2 \cdot l_{\text{eff,nc}} \cdot m_{\text{pl}}}{m} \quad (6.5)$$

Mit:

$L_b$  Freie Dehnlänge des Befestigungsmittels, bei Kopfbolzen i.d.R.  $L_b = h_{\text{eff}}$  [mm];

$A_s$  Querschnittsfläche des Befestigungsmittels [mm<sup>2</sup>];

$t_f$  Dicke der Ankerplatte [mm];

$m$  Abstand des Befestigungsmittels zum T-Stummel Steg [mm];

$l_{\text{eff,nc}}$  Wirksame Länge nach *DIN EN 1993-1-8* bei nichtkreisförmigem Fließmuster (vgl. Tabelle 6-1) [mm].

Der maximale Widerstand der Stahlkomponenten unter Zugbeanspruchung des Anschlusses kann auf Grundlage der oben beschriebenen Einzelkomponenten des äquivalenten T-Stummels auf Zug nach Gleichung (6.6) berechnet werden.

$$N_{u,s} = \min[N_{T,1,u}; N_{T,2,u}; N_{T,1-2,u}; N_{T,3,u}] \text{ [N]} \quad (6.6)$$

Mit:

- $N_{T,1,u}$  Mittlerer Widerstand des T-Stummels bei Fließgelenkbildung in der Ankerplatte nach Gleichung (6.1);
- $N_{T,2,u}$  Mittlerer Widerstand des T-Stummels bei Fließen der Ankerplatte und Versagen in der Betonkomponente nach Gleichung (6.3);
- $N_{T,1-2,u}$  Mittlerer Widerstand des T-Stummels bei Fließen der Ankerplatte ohne Ausbildung von Abstützkräften nach Gleichung (6.5);
- $N_{T,3,u}$  Mittlerer Widerstand des T-Stummels bei starrer Ankerplatte mit Versagen im Bereich der Betonkomponente nach Gleichung (6.2).

Mit der Fließgelenkbildung am Ankerplattenrand nach Gleichung (6.5) bilden sich in der Ankerplattenlängsrichtung Zugkräfte, die auf Grund der Membranwirkung zu weiteren Traglaststeigerungen sowie einem duktilen Tragverhalten führen können. In *INFASO (2012)* wurde für dünne Ankerplatten ein Modell hergeleitet, mit dem die Membranwirkung (vgl. Bild 6-4) in der Ankerplatte abgeschätzt wird. Bei diesem modifizierten Ansatz wird angenommen, dass sich im T-Stummel nach der Fließgelenkbildung eine Zugbandwirkung in der Ankerplatte einstellt. Die Kräfte, die in der Ankerplatte durch die Zugbandwirkung entstehen, können über die Längenänderung in der Ankerplatte berechnet werden. Voraussetzung für das Modell nach *INFASO (2012)* ist, dass keine horizontale Verschiebung der Kopf- und Gewindebolzen möglich ist. Die Zugbandwirkung der Ankerplatte kann nur dann voll aktiviert werden, wenn ein Versagen im Bereich der Kopfbolzen wie ein Abscheren nicht möglich ist. Neben dem Abscheren der Kopfbolzen im Bereich des Dübelfußes sind nach *INFASO (2012)* weitere Versagensmechanismen wie ein Ausstanzen der Kopfbolzen aus der Ankerplatte möglich. Das modifizierte Modell unter Berücksichtigung der Zugbandwirkung wurde bisher nur an einer begrenzten Anzahl an Versuchen validiert, so dass z.B. in Bezug auf die aktivierte Ankerplattenbreite unter Zug weiterführende Untersuchungen erforderlich sind. Im Folgenden wird für die Versagensmechanismen im Zugbereich der Ankerplatte das oben beschriebene, vorhandene Modell des T-Stummels angewendet.

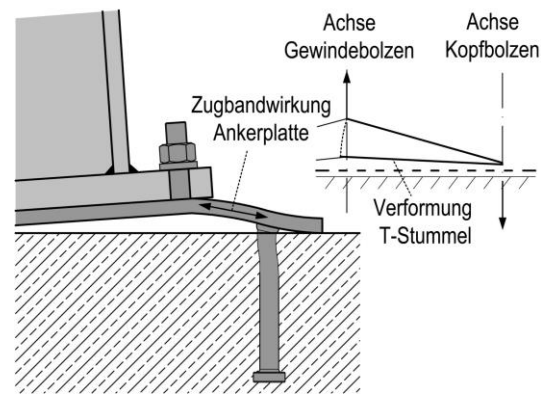


Bild 6-4: Zugbandwirkung im T-Stummel nach *INFASO (2012)*

### 6.2.3 Ankerplatte unter Druckbeanspruchung

Bei Querkraftanschlüssen entstehen auf Grund der Momentenbeanspruchung Druckkräfte, die sich in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit des Ankerplattenüberstands und des Betons in der Kontaktfläche ausbreiten. Bei dicken, starren Ankerplatten kann nach der Befestigungstechnik angenommen werden, dass sich die Druckkräfte am Ankerplattenrand konzentrieren. Hinsichtlich der Verteilung der Druckspannungen kann bei der Annahme einer starren Ankerplatte von einer Spannungsverteilung nach den Grundlagen des Massivbaus nach *DIN EN 1992-1-1* ausgegangen werden, die von einer linear-elastischen Verteilung bis hin zum Spannungsbereich reichen kann. Auf Grund der großen Lastverteilungsfläche im Kontaktbereich über die Ankerplattenbreite ergeben sich z.B. im Vergleich einer linearen und einer rechteckigen Spannungsverteilung am Ankerplattenrand nur geringfügige Unterschiede bei der Berechnung der Gesamttragfähigkeit des Anschlusses, da der innere Hebelarm zwischen den Zug- und Druckkomponenten i.d.R. deutlich größer als die Druckzonenhöhe ist.

Mit dem plastischen Nachweiskonzept (vgl. Kapitel 2.3.3) können die vorhandenen Lastumlagerungen im Anschluss berücksichtigt werden und ggf. Traglaststeigerungen durch eine gleichmäßigere Aktivierung der Kopfbolzenreihen erzielt werden (vgl. Tabelle 4-5). Allerdings muss bei der Anwendung des plastischen Nachweiskonzeptes berücksichtigt werden, dass die Druckzone bei der Annahme einer nachgiebigen Ankerplatte in die Richtung des Anbauteils verschoben wird. Diese Anforderung bezüglich der Druckzone des *CEN/TR 17081* sind im Wesentlichen konform mit dem Nachweiskonzept nach *DIN EN 1993-1-8*. Die Unterschiede bezüglich der Lage der resultierenden Druckkraft, die nach *DIN EN 1993-1-8* direkt unter dem Flansch des Anbauteils und nach *CEN/TR 17081* unter Annahme einer Ausbreitung in Richtung Ankerplattenrand angenommen werden, haben auf Grund des unterschiedlichen Hebelarms einen vernachlässigbaren Einfluss auf das Berechnungsergebnis.

Nach *DIN EN 1993-1-8* kann die Tragfähigkeit der Ankerplatte im Druckbereich über den T-Stummel unter Druckbeanspruchung nachgewiesen werden. Über die Grenzflächenspannung auf Grundlage der maximal möglichen Teilflächenlast nach *DIN EN 1992-1-1* kann der Widerstand im Druckbereich nach Gleichung (6.7) bestimmt werden (vgl. Bild 6-5). Bei der Annahme einer ungestörten Ausbreitung des Spannungskegels unter der Ankerplatte kann mit *DIN EN 1992-1-1* der 3-fache Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons angesetzt werden.

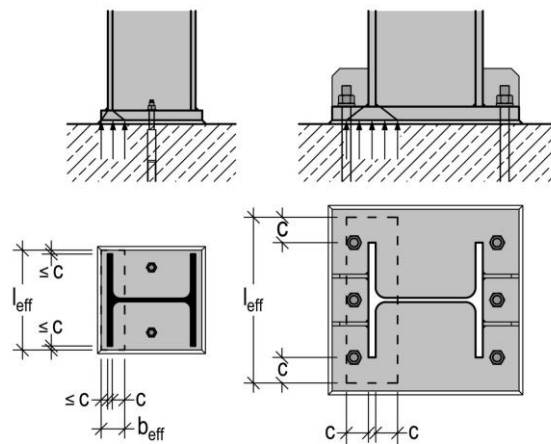


Bild 6-5: Berechnung der Ausbreitungsfläche des T-Stummels mit geringem (links) und großem Ankerplattenüberstand (rechts)

$$D_u = f_j \cdot b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}} \quad (6.7)$$

Mit:

$$f_j = \beta_j \cdot \frac{F_u}{b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}}}$$

Grenzpressung in der Lagerfuge nach *DIN EN 1993-1-8* [N/mm<sup>2</sup>];

$$F_u = A_{c0} \cdot f_{c,m} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \cdot f_{c,m} \cdot A_{c0}$$

Maximal mögliche Teilflächenlast nach *DIN EN 1992-1-1* [N];

$b_{\text{eff}}$

Wirksame Breite unter Berücksichtigung der zusätzlichen Ausbreitungsbreite  $c$  nach *DIN EN 1993-1-8* [mm];

$l_{\text{eff}}$

Wirksame Länge [mm].

In der Kontaktfläche zwischen Ankerplatte und Beton können Reibungskräfte aktiviert werden, deren rechnerischer Ansatz derzeit nach *DIN EN 1992-4* auf der konservativen Seite noch nicht möglich ist. Hintergrund ist, dass für alle Belastungssituationen sichergestellt werden muss, dass der Anschluss überdrückt wird, und dass so ein Anteil der Querkräfte über Reibung übertragen wird. Zudem sind im Bereich der randnahen Ankerplatten offene Fragestellungen zur Aktivierung von Reibungskräften bei Betonkantenbruch vorhanden. Bei Annahme der Betondruckzone im vorderen Bereich der Ankerplatte ist zu berücksichtigen, dass sich der Beton in diesem Bereich durch die Ausbildung des Ausbruchkegels des Betonkantenbruchs dem Lastabtrag entzieht und die Aktivierung von Reibungskräften nach *DAfStb-Heft 615* theoretisch ungünstig wirken kann. Dabei wird angenommen, dass die Betonplatte auf den Ausbruchkegel des Betonausbruchkegels drückt und durch die Reibungskräfte zusätzliche auf das Betonversagen ungünstig wirkende Beanspruchungen entstehen.

In den in der vorliegenden Arbeit beschriebenen Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung und Randeinfluss könnten trotz des Betonkantenbruchs Reibungskräfte im Anschlussbereich übertragen werden (vgl. Kapitel 5.2.3.2). In den Versuchen mit und ohne Fixierung wurde beobachtet, dass der Beton vor der vorderen randnahen Kopfbolzenreihe zwar ausbricht, die Ankerplatte aber bis zum Erreichen der Höchstlast in Kontakt mit dem Beton ist und Reibungskräfte übertragen werden können.

Wenn sichergestellt wird, dass im Belastungsverlauf kein Abheben der Ankerplatte im Druckbereich möglich ist, können Reibungskräfte nach Gleichung (6.8) angesetzt werden. Die Angaben über mögliche Annahmen für den Reibkoeffizient streuen deutlich, da Annahmen zur Oberflächenbeschaffenheit des Betons und Stahls getroffen werden müssen.

$$V_{u,f} = \mu \cdot D \quad (6.8)$$

Mit:

|                       |   |
|-----------------------|---|
| D                     | Druckkraft aus Kräftegleichgewicht im Anschluss oder externer Druckbeanspruchung des Anschlusses [N];   |
| $\mu = 0,2$           | Reibungskoeffizient nach <i>DIN EN 1993-1-8</i> für Stützenfußanschlüsse und Anschlüsse zwischen Stahl und Beton nach <i>INFASO (2012)</i> [-]; |
| $\mu = 0,4$ bis $0,5$ | Reibungskoeffizient nach <i>Cook, Klingner (1989)</i> [-];  |
| $\mu_k = 0,6$         | Charakteristischer Wert des Reibungskoeffizienten für den Kontaktbereich zwischen Stahl und Beton nach <i>DIN EN 1337-1</i> [-].                |

#### 6.2.4 Herausziehen der Kopfbolzen

Die Zugkräfte im Kopfbolzenenschaft werden im Bereich der Aufstandsfläche des Kopfbolzens in den Beton eingeleitet. Auf Grund der hohen Kontaktpressungen in diesem Bereich kann sich ein lokales Materialversagen durch Herausziehen des Befestigungsmittels nach *Furche (1994)* einstellen, bei dem der Beton im Bereich der Aufstandsfläche sehr fein zerkleinert wird und große Verformungen auftreten können (vgl. Bild 3-12).

$$N_{u,p} = k_2 \cdot f_{c,m} \cdot A_h \cdot n_y \quad (6.9)$$

Mit:

|           |  |
|-----------|--|
| $k_2$     | Vorfaktor zur Berücksichtigung der maximalen Pressung im Bereich der Aufstandsfläche des Kopfbolzenkopfes mit $k_2 = 12$ bei Kopfbolzen [-]; |
| $f_{c,m}$ | Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm <sup>2</sup> ];  |
| $A_h$     | Pressungsfläche des Kopfbolzens bei Herausziehen [mm <sup>2</sup> ];   |
| $n_y$     | Anzahl der Kopfbolzen pro Reihe [-].   |

Im Regelfall ist ein Versagen durch Herausziehen bei Befestigungsmitteln wie Kopfbolzen nicht maßgebend, da die Schulterfläche der Kopfbolzen ausreichend breit ausgelegt ist und die Tragfähigkeit des

Betons ein Vielfaches der einaxialen Betondruckfestigkeit beträgt. Für Anschlüsse, bei denen die Tragfähigkeit über eine Rückhängebewehrung deutlich gesteigert wird, ist unter bestimmten Voraussetzungen ein Herausziehen möglich. Der Widerstand  $N_{u,p}$  gegen Herausziehen kann mit Gleichung (6.9) abgeschätzt werden.

### 6.2.5 Betonausbruch eines einzelnen Kopfbolzens sowie einer Gruppenbefestigung

Der Betonausbruch kann auf Grundlage des CC-Verfahrens nach *Fuchs, Eligehausen (1995)* nach Gleichung (6.10) für ein einzelnes Befestigungsmittel und für eine Gruppenbefestigung mit mehreren Befestigungsmitteln unter Berücksichtigung der Verhältnismerte der Ausbruchflächen nach Gleichung (6.11) berechnet werden. Für die in der Arbeit behandelten Anschlüsse mit mehrreihiger Kopfbolzenanordnung stellt der Betonausbruch ein Gruppenversagen dar. Während in den Untersuchungen mit randnahen, liegenden Kopfbolzen mit zentrischer Zugbeanspruchung der Gruppenbefestigung die Lage der Resultierenden in der Achse der Lasteinleitung abgeschätzt wird, sind für die Querkraftversuche mit großen Ankerplatten oder konzentrierter Lasteinleitung Annahmen bezüglich der Lage der Resultierenden in Abhängigkeit der Lastverteilung zu treffen. Wird im Bereich der Befestigungsmittel eine Rückhängebewehrung in einem Abstand von  $\leq 0,75 \cdot h_{ef}$  angeordnet, kann nach *DIN EN 1992-4* auf den Nachweis auf Betonausbruch ohne Rückhängebewehrung verzichtet werden und der Widerstand wird über die Versagensmechanismen Fließen und Verbundversagen der Bewehrung (vgl. Kapitel 6.2.8) berechnet. Auf Grundlage der experimentellen Beobachtungen werden diese beiden Versagensmechanismen in der vorliegenden Arbeit um ein drittes Versagen, das Betonversagen zwischen der Rückhängebewehrung nach Kapitel 6.2.10 erweitert. Der mittlere Widerstand eines einzelnen Kopfbolzens kann nach *Eligehausen u.a. (2006)* mit Gleichung (6.10) berechnet werden.

$$N_{u,c}^0 = 16,8 \cdot \sqrt{f_{c,m}} \cdot h'_{ef}{}^{1,5} \quad (6.10)$$

Mit:

$f_{c,m}$  Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [-];

$h'_{ef}$  Fiktive Verankerungslänge auf Grund des Randeinflusses mehrerer Bauteilränder mit

$$h'_{ef} = \max \left\{ \frac{c_{\max}}{c_{cr,N}}; h_{ef}; \frac{s_{\max}}{s_{cr,N}} \cdot h_{ef} \right\} [\text{mm}];$$

$h_{ef}$  Verankerungslänge des Kopfbolzens ohne mehrseitigen Randeinfluss mit  $h_{ef} = h_n - h_n$ .

Bei Gruppenbefestigung mit mehrseitigem Randeinfluss und geringen Randabständen, wie in den Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung, muss die Verankerungslänge  $h'_{ef}$  der Kopfbolzen nach Gleichung (6.10) modifiziert werden. Hintergrund ist, dass die Einzeltragfähigkeit des Befestigungsmittels nach Gleichung (6.10) ohne Berücksichtigung der Randabstände berechnet wird und somit die Berechnung des Widerstands der gesamten Befestigungsmittelgruppe nach Gleichung (6.11) ohne Modifikation der Verankerungslänge nach *DIN EN 1992-4* deutlich unterschätzt werden würde, da für die projizierte Fläche der Einzelverankerung  $A_{c,N}^0$  keine Begrenzung durch Bauteilränder angenommen wird. Die projizierte Fläche einer Einzelbefestigung steht in Gleichung (6.11) im Nenner und führt zu einer ungünstigen Reduktion der Tragfähigkeit bei Betonausbruch.

Parameteruntersuchungen nach *Mühlbauer (2018)* haben gezeigt, dass mit Berücksichtigung der fiktiven Verankerungslänge der Widerstand der Gruppenbefestigung ausreichend abgeschätzt wird und die Unschärfen bei der Berechnung der Referenzfläche eines Einzeldübels für die Anwendung der konzentrierten Lasteinleitungen ausgeglichen werden können. Über weitere  $\psi$ -Beiwerte können in Gleichung (6.11) zusätzliche Einflüsse, wie z.B. die Lastexzentrizität unter Zugbeanspruchung berücksichtigt werden. Für die Validierung des analytischen Modells werden die zu Gleichung (6.11) angegebenen Beiwerte berücksichtigt, da diese für die in dieser Arbeit beschriebenen Anwendungssituationen relevant sein können. Hervorzuheben ist der Faktor  $\psi_{M,N}$  nach *DIN EN 1992-4*, mit dem Traglaststeigerung

durch die Überlagerung der Zug- und Druckspannungen berücksichtigt werden können, die auch in den Auswertungen der numerischen Berechnungen beobachtet werden konnten (vgl. Bild 4-27).

$$N_{u,c} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} \quad (6.11)$$

Mit:

- $N_{u,c}^0$  Tragfähigkeit einer Einzelbefestigung bei Betonausbruch auf Zug nach Gleichung (6.10) [N];  
 $A_{c,N}$  Vorhandene projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers der Verankerung auf der Betonoberfläche [mm<sup>2</sup>];  
 $A_{c,N}^0$  Projizierte Fläche des Ausbruchkörpers einer Einzelverankerung mit  $A_{c,N}^0 = (3 \cdot h'_{ef})^2$  [mm<sup>2</sup>];  
 $\psi_{s,N}$  Beiwert nach *DIN EN 1992-4* zur Berücksichtigung der Störung des Spannungszustands im Beton durch Bauteilränder [-];  
 $\psi_{re,N}$  Schalenabplatzbeiwert nach *DIN EN 1992-4* zur Berücksichtigung einer dichten Bewehrungslage und der Überlagerung von Verbundspannungen und den Spannungen aus der Bewehrung [-];  
 $\psi_{ec,N}$  Beiwert nach *DIN EN 1992-4* zur Berücksichtigung der Lastexzentrizität [-];  
 $\psi_{M,N}$  Beiwert nach *DIN EN 1992-4* zur Berücksichtigung der Überlagerung aus Druck- und Zugzone [-].

Bis zum Erreichen des Widerstands gegen Betonausbruch kann von einem starren Tragverhalten ausgegangen werden. Wird z.B. die Höchstlast der Gruppenbefestigung nach Gleichung (6.11) erreicht, entstehen auf Grund der Rissbildung im Bereich des Kopfbolzenkopfs deutlich größere Verschiebungen als im anfänglichen linear-elastischen Bereich und es kommt zur Entfestigung, bei der der Widerstand nach Erreichen der Höchstlast abnimmt. Wenn im Bereich des Ausbruchkegels des Befestigungsmittels eine Rückhängebewehrung liegt, kann diese mit der Rissbildung ausgehend vom Kopfbolzenkopf aktiviert werden. Unter der Voraussetzung, dass eine ausreichende Resttragfähigkeit des Betonausbruchkegels ohne Beeinflussung durch Bauteilränder vorhanden ist, kann mit dem Erreichen der Höchstlast eine gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton (vgl. Kapitel 6.2.9) angesetzt werden. Beim Ansatz der gemeinsamen Tragwirkung von Bewehrung und Beton (vgl. Bild 6-2) müssen die Steifigkeitsverhältnisse abgeschätzt werden. Die Entfestigung des Betons im Bereich nach Erreichen der Höchstlast kann nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* mit Gleichung (6.12) angesetzt werden. Die einzelnen Terme der semi-empirisch entwickelten Gleichung (6.12) können den Gleichungen (6.10) und (6.11) entnommen werden.

$$k_c = -500 \cdot \sqrt{f_{c,m} \cdot h_{ef}} \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \quad (6.12)$$

### 6.2.6 Versagen durch seitlichen Betonausbruch

Bei einer randnahen Anordnung von Anschlüssen kann sich ein seitlicher Betonausbruch nach Bild 6-6 bei geringen Randabständen als Versagensmechanismus einstellen. Ein Versagen durch seitlichen Betonausbruch ist nach *Furche, Eligehausen (1991)* möglich, wenn ein ausreichend langes Befestigungsmittel und ein geringer Randabstand vorhanden sind. Nach *DIN EN 1992-4* ist der seitliche Betonausbruch dann relevant, wenn der Randabstand  $c_1 \leq 0,5 \cdot h_{ef}$  ist. Diese Randbedingung ist z.B. in den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung der Serie 6 (vgl. Kapitel 5.2) nicht eingehalten, so dass ein seitlicher Betonausbruch

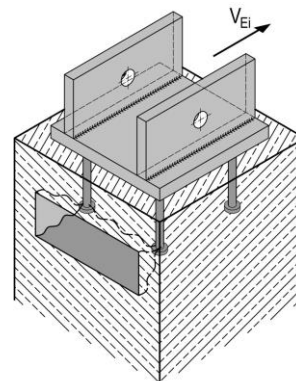


Bild 6-6: Seitlicher Betonausbruch bei einem Anschluss mit konzentrierter Lasteinleitung

zu berücksichtigen ist. Der Widerstand gegen seitlichen Betonausbruch kann nach *Eligehausen u.a. (2006)* mit Gleichung (6.13) berechnet werden. Für die Anwendungssituation der konzentrierten Lasteinleitungen ist der seitliche Betonausbruch in der lastabgewandten Reihe zu berücksichtigen, da in dieser Reihe die größte Zugbeanspruchung vorhanden ist. Für die Anschlusssituation der konzentrierten Lasteinleitung mit quadratischem Betonsockel kann der einzelnen Reihe ein Widerstand gegen seitlichen Betonausbruch zugeordnet werden. In den Versuchen konnte ein seitlicher Betonausbruch auf Grund der engen Bewehrungsführung nicht beobachtet werden.

$$N_{u,cb} = N_{u,cb}^0 \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{g,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb} \quad (6.13)$$

Mit:

|                |  |
|----------------|--|
| $N_{u,cb}^0$   | Widerstand einer einzelnen Befestigung auf Traglastniveau nach <i>Eligehausen (2006)</i> [N];<br>$N_{u,cb}^0 = 16,3 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot \sqrt{f_{c,m}}$ |
| $c_1$          | Minimaler Randabstand in eine Richtung [mm];   |
| $A_{c,Nb}$     | Projizierte Fläche einer Einzelbefestigung [mm <sup>2</sup> ];   |
| $A_{c,Nb}^0$   | Vorhandene projizierte Fläche [mm <sup>2</sup> ];  |
| $A_h$          | Aufstandsfläche des Kopfbolzenkopfs [mm <sup>2</sup> ];  |
| $\psi_{s,Nb}$  | Beiwert nach <i>DIN EN 1992-4</i> , der die Störung des Spannungszustands im Beton durch Bauteilränder berücksichtigt [-];   |
| $\psi_{g,Nb}$  | Beiwert nach <i>DIN EN 1992-4</i> , der den Gruppeneffekt berücksichtigt [-];  |
| $\psi_{ec,Nb}$ | Beiwert nach <i>DIN EN 1992-4</i> zur Berücksichtigung unterschiedlicher Lasten innerhalb der Gruppe [-].  |

### 6.2.7 Spalten des Betons unter Zugbeanspruchung

Nach *Eligehausen u.a. (2006)* kann ein Spalten des Betons bei Befestigungsmitteln bei der Montage sowie unter Last auftreten. Beim Einsatz von Kopfbolzen ist ein montagebedingtes Spalten nicht möglich, da diese einbetoniert werden. Unter Zugbeanspruchung ist ein Spalten zu berücksichtigen, wenn z.B. die Randabstände des Bauteils zu gering sind. Für die Berechnung des Widerstands bei Spalten wurde in *Asmus (1999)* ein bruchmechanisches Modell entwickelt, für das in *DIN EN 1992-4* ein vereinfachender Ansatz auf Grundlage des CC-Verfahrens beschrieben ist. In den experimentellen Untersuchungen mit großer Zugbeanspruchung konnten Spaltrisse beobachtet werden, die sich allerdings auf Grund der vorhandenen Oberflächenbewehrung nicht vollständig öffneten und damit als Versagensmechanismus nicht maßgebend wurden. Nach *DIN EN 1992-4* muss ein Spalten nicht berücksichtigt werden, wenn ein ausreichender Randabstand vorhanden ist oder eine Oberflächenbewehrung im Bauteil eingelegt wird, mit der die Spaltzugkräfte aufgenommen werden können. Der erforderliche Bewehrungsquerschnitt kann hierfür nach Gleichung (6.14) berechnet werden.

$$A_s = k_4 \cdot \frac{\sum N}{f_{y,re}} \quad (6.14)$$

Mit:

|            |   |
|------------|---|
| $N$        | Einwirkende Zugkraftbeanspruchung auf die Befestigungsmittel [N]; |
| $k_4$      | Vorfaktor mit $k_4 = 1,0$ für Kopfbolzen [-];                     |
| $f_{y,re}$ | Streckgrenze der Bewehrung [N/mm <sup>2</sup> ].                  |

Die Spaltzugkräfte in den Untersuchungen der randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Zug konnten über die im Bauteil vorhandene Bewehrung aufgenommen werden. Neben einer Zugbeanspruchung der randnahen, liegenden Kopfbolzen in Verbundträgern ist eine Spaltwirkung der Kopfbolzen unter Schub-

beanspruchung möglich. Bei der von *Breuninger (2000)* entwickelten Berechnung der Längsschubtragfähigkeit nach *DIN EN 1994-2* wird diese Spaltwirkung der Kopfbolzen berücksichtigt. Die Entwicklung von Nachweiskonzepten für randnahe, liegende Kopfbolzen bei kombinierter Zug- und Querkraftbeanspruchung, bei denen Versagensmechanismen wie das Spalten des Betonquerschnitts unter Schubbeanspruchung berücksichtigt werden, ist Teil der Forschung von *Kuhlmann, Stempniewski (2018)*.

### 6.2.8 Stahl- und Verbundversagen der Bewehrung unter Zugbeanspruchung

Wird im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen eine Rückhängebewehrung bis zum Abstand von  $\leq 0,75 \cdot h_{ef}$  angeordnet, kann nach *DIN EN 1992-4* auf den Nachweis gegen Betonversagen verzichtet und der Lastabtrag über die Bewehrung angesetzt werden. Die Tragfähigkeit wird aus dem maßgebenden Versagensmechanismus bei Stahlversagen nach Gleichung (6.15) und Verbundversagen nach Gleichung (6.16) bestimmt.

$$N_{u,s,re} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} \quad (6.15)$$

Mit:

$n_{re}$  Anzahl der wirksamen Bewehrungsbügel, mit ausreichender Verankerungslänge im theoretischen Betonausbruchkegel [-];

$A_{s,re}$  Querschnittsfläche eines Bewehrungsbügels [mm<sup>2</sup>];

$f_{y,re}$  Streckgrenze der Bewehrung [N/mm<sup>2</sup>].

Rechnerisch können nur die Bewehrungsbügel berücksichtigt werden, die im Betonausbruchkegel liegen und darin eine ausreichende Verankerungslänge  $l_1$  haben. Abweichend zu *DIN EN 1992-4* wird das Stahl- und Verbundversagen der Bewehrung in dieser Arbeit dem Gruppenversagen zugeordnet, da die Anzahl der Bügel, die sich am Lastabtrag beteiligen, abhängig von der Geometrie des theoretischen Betonausbruchkegels ist. Beim Widerstand gegen Verbundversagen wird die Hakenragwirkung nach Gleichung (6.16) über den Beiwert  $\alpha$  berücksichtigt.

$$N_{u,b,re} = \sum_{n_{re}} \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{b,m}}{\alpha} \quad (6.16)$$

Mit:

$n_{re}$  Anzahl der wirksamen Bewehrungsbügel, mit ausreichender Verankerungslänge im theoretischen Betonausbruchkegel [-];

$l_1^i$  Verankerungslänge des betrachteten Bewehrungsstabs bei Rissbildung ausgehend von der Reihe  $i$  [mm];

$d_{s,re}$  Durchmesser der Bewehrung [mm];

$f_{b,m}$  Mittlere Verbundfestigkeit der Bewehrung [N/mm<sup>2</sup>];

$\alpha$  Beiwert, der die Hakenragwirkung und die Betondeckung der Bewehrung nach *DIN EN 1992-1-1 Abs. 8.4.4* berücksichtigt, mit  $\alpha = 0,49$  für Bewehrungsbügel [-].

Beim rechnerischen Ansatz der gemeinsamen Tragwirkung von Bewehrung und Beton nach Kapitel 6.2.9 kann die Bruchverschiebung der Bewehrung bei Stahl- und Verbundversagen nach Gleichung (6.17) abgeschätzt werden. Die Last-Verformungsbeziehungen wurden an Ausziehversuchen von einbetonierten Bewehrungsbügeln empirisch in *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* entwickelt, so dass die Hakenragwirkung der Bewehrung im Berechnungsansatz erfasst wird. Die einzelnen Terme der Gleichung (6.17) können den Gleichungen (6.15) und (6.16) entnommen werden.

$$\delta_{s,re} = \frac{2 \cdot \min[N_{u,s,re}; N_{u,b,re}]^2}{12100 \cdot f_{c,m} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2} \quad (6.17)$$

## 6.2.9 Berechnungsansatz bei gemeinsamen Lastabtrag von Bewehrung und Beton

Ein gemeinsamer Lastabtrag zwischen Bewehrung und Beton kann nach *Berger (2015)* und *IN-FASO (2012)* bei einer geeigneten Anordnung der Rückhängebewehrung nach Gleichung (6.18) angesetzt werden. Der Ansatz ist ein verformungsbastriertes Modell, bei dem das Schädigungsverhalten im Beton und die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton berücksichtigt werden. Zunächst wird eine volle Tragwirkung des Betons und der Bewehrung vorausgesetzt. Allerdings kann bei der Aktivierung der Bewehrung durch die Rissbildung nicht vom vollen Widerstand des Betons ausgegangen werden, so dass die Mitwirkung des Betons am Gesamtwiderstand mit  $\delta_f \cdot k_c$  abgemindert wird (vgl. Gleichung (6.19)). Im Idealfall ist die Bewehrung in unmittelbarer Nähe zum Befestigungsmittel angeordnet. Für die in der Arbeit behandelten Anschlusssituationen konnte im Rahmen der Versuche und numerischen Untersuchungen die Aktivierung der Bewehrung nachvollzogen werden. Im Regelfall werden alle Bewehrungsbügel aktiviert, die eine ausreichende Verankerungslänge im theoretischen Betonausbruchkegel haben. In den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung mit mehrseitigen Randeinflüssen war der Betonquerschnitt mit Aktivierung der Bewehrung bereits vollständig gerissen, so dass nicht von einer gemeinsamen Tragwirkung ausgegangen werden kann. Eine ausreichende Übergreifungslänge kann über den Vergleich möglicher Versagensmechanismen im Beton mit dem Betonausbruch zwischen der Bewehrung nach Gleichung (6.20) und dem Verbundversagen der Bewehrung nach Gleichung (6.16) überprüft werden.

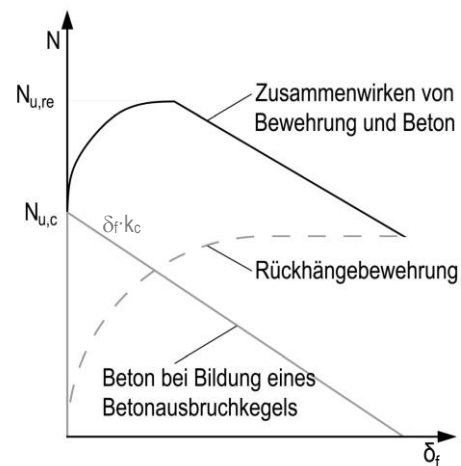


Bild 6-7: Idealisierte Last-Verformungskurve des Betons, der Rückhängebewehrung und bei gemeinsamen Lastabtrag nach Kuhlmann u.a. (2018a)

$$N_{u,re} = \min[N_{u,s,re}; N_{u,b,re}] + [N_{u,c} + \delta_f \cdot k_c] [N] \quad (6.18)$$

Mit:

- $k_c$  Steifigkeit des Betons nach dem Erreichen der Höchstlast nach Gleichung (6.19) [N/mm];
- $\delta_f = \min [\delta_{s,re}; \delta_{b,re}]$  Maßgebende Bruchverschiebung bei Stahl- oder Verbundversagen der Bewehrung [mm];
- $N_{u,c}$  Widerstand für Versagen bei Betonausbruch nach Gleichung (6.11);
- $N_{u,s,re}$  Widerstand bei Fließen der Rückhängebewehrung (vgl. Gleichung (6.15));
- $N_{u,b,re}$  Widerstand bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung (vgl. Gleichung (6.16)).

$$k_c = -500 \cdot \sqrt{f_{c,m} \cdot h_{ef}} \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \quad (6.19)$$

Mit:

- $f_{c,m}$  Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [-];
- $h_{ef}$  Verankerungslänge des Kopfbolzens ohne mehrseitigen Randeinfluss mit  $h_{ef} = h_n - h_n$ ;
- $A_{c,N}$  Vorhandene projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers der Verankerung auf der Betonoberfläche [mm<sup>2</sup>];
- $A_{c,N}^0$  Projizierte Fläche des Ausbruchkörpers einer Einzelverankerung mit  $A_{c,N}^0 = (3 \cdot h'_{ef})^2$  [mm<sup>2</sup>].

### 6.2.10 Betonausbruch zwischen der Bewehrung

Der Widerstand kann bei der Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung nicht unbegrenzt gesteigert werden. Neben der Rissbildung durch Entstehung eines Betonausbruchkegels nach Kapitel 6.2.5 bilden sich im Belastungsverlauf Druckstreben auf die Bügelecken aus (vgl. Bild 3-21). Der Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung ist ein Versagensmechanismus bei Anschlüssen zwischen Stahl und Beton, der auch in den eigenen Versuchen häufig beobachtet werden konnte (vgl. z.B. Bild 3-6), derzeit allerdings noch nicht als eigenständiger Versagensmechanismus normativ in *DIN EN 1992-4* berücksichtigt ist.

Bei Anschlüssen mit einer kurzen Übergreifungslänge zwischen Bewehrung und der Verankerungslänge der Kopfbolzen sowie bei einem großen Abstand zwischen Bewehrung und Kopfbolzen nimmt der Widerstand gegen Betonausbruch zwischen der Bewehrung ab, da die Druckstrebenneigung flacher wird und dadurch die Zugspannung in der Risszone größer werden (vgl. Bild 2-10). Für den Betonausbruch zwischen der Bewehrung wurde von *Berger (2015)* ein semi-empirisches Ingenieurmodell entwickelt, mit dem diese Einflüsse erfasst werden können. Die positive Abstützwirkung der Rückhängebewehrung wird in Gleichung (6.20) über den Beiwert  $\psi_{\text{supp}}$  nach Gleichung (6.21) berücksichtigt. Für den Beiwert  $\psi_{\text{supp}}$  wird für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton eine vereinfachende lineare Beziehung nach *Kuhlmann u.a. (2018a)* vorgeschlagen. Nach *Berger (2015)* ist zudem eine Unterscheidung mit einem nichtlinearen Ansatz möglich, wenn die Rückhängebewehrung die Oberflächenbewehrung nicht umschließt.

$$N_{u,cs} = \psi_{\text{supp}} \cdot N_{u,c} \leq N_{u,re} \text{ [N]} \quad (6.20)$$

$$\Psi_{\text{supp}} = A - B \cdot \frac{x}{h_{\text{ef}}} \geq 1,0 \quad (6.21)$$

Mit:

|                      |  |
|----------------------|--|
| $N_{u,c}$            | Widerstand für Versagen bei Betonausbruch nach Gleichung (6.11) [N];   |
| $N_{u,re}$           | Widerstand für Stahl- oder Verbundversagen der Bewehrung bei gemeinsamer Tragwirkung mit dem Beton [N];  |
| $\psi_{\text{supp}}$ | Faktor zur Berücksichtigung der positiven Abstützwirkung einer Rückhängebewehrung mit $A = 2,5$ und $B = 1,0$ nach <i>Kuhlmann u.a. (2018a)</i> [-];   |
| $x$                  | Radius des sich ausbildenden Ausbruchkegels unter Berücksichtigung der vorhandenen Rückhängebewehrung bei einer Annahme der Rissentwicklung des Ausbruchkegels mit einer Neigung von $35^\circ$ (vgl. Bild 2-10) [mm]; |
| $h_{\text{ef}}$      | Effektive Verankerungstiefe [mm].  |

### 6.3 Widerstände der Einzelkomponenten der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton unter Querkraftbeanspruchung

#### 6.3.1 Allgemeines

Für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton sind neben den Versagensmechanismen bei Zugbeanspruchung auch Versagensmechanismen bei Querkraftbeanspruchung möglich. In unbewehrtem Beton sind die Versagensmechanismen des Abscherens der Kopfbolzen durch Stahlversagen (vgl. Kapitel 6.3.2), lastabgewandter Betonausbruch (vgl. Kapitel 6.3.3) sowie ein Betonkantenbruch nach Kapitel 6.3.4 bei einer randnahen Anordnung der Ankerplatte möglich. Diese Versagensmechanismen sind in *DIN EN 1992-4* implementiert und werden im Folgenden zusammenfassend dargestellt. Die Hintergründe zu den Nachweisgleichungen bei randnahen, querbelasteten Anschlüssen sind z.B. in *Hofmann (2004)* umfassend beschrieben. Insbesondere in randnahen Anschlüssen mit einer Querbewehrung zum Bauteilrand kann die im Bauteil liegende Bewehrung wirksam zur Traglaststeigerung angesetzt werden, da bei Betonkantenbruch der Betonausbruchkegel bei einer geeigneten Anordnung der Bewehrung rückverankert wird. Im Folgenden werden hierfür die vorhandenen Ansätze für die Bewehrung nach *DIN EN 1992-4* dargestellt.

#### 6.3.2 Stahlversagen unter Querkraftbeanspruchung

Beim Stahlversagen unter Querkraftbeanspruchung kann einer einzelnen Kopfbolzenreihe in Abhängigkeit der vorhandenen Scherfläche der Kopfbolzen ein Widerstand  $V_{u,s}$  nach Gleichung (6.22) zugeordnet werden. Über den Vorfaktor kann berücksichtigt werden, dass bei höherfesten Kopfbolzen auf Grund der geringeren Duktilität mit einer ausgeprägten Fließgelenkbildung im Kopfbolzenschaft ein geringer Widerstand vorhanden sein kann. Auf der sicheren Seite liegend werden daher bei der Ableitung des Bemessungsmodells nach Tabelle 6-12 für höherfeste Kopfbolzen die Ansätze nach *DIN EN 1992-4* mit einem Vorfaktor von 0,5 für höherfeste Kopfbolzen gewählt. Der Vorfaktor wird aus der Hypothese der maximalen Gestaltänderung (von Mises) hergeleitet. Dabei wird angenommen, dass sich ein plastisches Fließen unter reiner Schubbeanspruchung einstellt, vgl. *Jähring (2008)*. In Anschlüssen zwischen Stahl und Beton trägt der Kopfbolzen insbesondere im randnahen Bereich auf Grund der Nachgiebigkeit des Betons über eine Biege- und Zugbeanspruchung ab, so dass unter bestimmten Voraussetzungen z.B. dem Einhängen der Kopfbolzen in die Bewehrung deutlich größere Widerstände unter Querkraft erreicht werden können (vgl. Bild 5-34). Für den Ansatz dieser Traglaststeigerungen, bei denen der Vorfaktor bis zu 1,0 angesetzt werden kann, sind allerdings hohe Schubverformungen notwendig, bei der die Gebrauchstauglichkeit des Anschlusses nicht mehr gewährleistet ist.

$$V_{u,s} = 0,6 \cdot A_s \cdot n_y \cdot f_u \quad (6.22)$$

Mit:

$A_s$  Querschnittsfläche eines Kopfbolzens [ $\text{mm}^2$ ];

$n_y$  Anzahl der Kopfbolzen pro Reihe [-];

$f_u$  Zugtragfähigkeit des Kopfbolzens [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ].

#### 6.3.3 Betonversagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

Beim Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite wird die Ankerplatte über den Druckpunkt aus dem Beton gehebelt, so dass auf der lastabgewandten Seite Zugkräfte entstehen. Für Querkraftanschlüsse mit einer exzentrischen Lasteinleitung ist der Versagensmechanismus Betonversagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite dann relevant, wenn die Zugkräfte nicht ausreichend rückverankert werden können. Das Widerstandsmodell wird für diesen Versagensmechanismus ausgehend vom Betonausbruch unter Zug gemäß Kapitel 6.2.5 nach Gleichung (6.23) berechnet. Bei diesem Nachweismodell

wird nach *Eligehausen (2006)* das Verhältnis der Ausbruchflächen bei reiner Zug- oder Querkraftbelastung mit einem Anteil von 70 % sowie die aus der Querkraftbeanspruchung resultierenden Zugkraftbeanspruchung mit einem Anteil von 35 % erfasst. Nach *DIN EN 1992-4* kann unter Berücksichtigung der beiden Verhältniswerte der Faktor  $k_8 = 2,0$  für den Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite abgeleitet werden.

$$V_{u,cp,c} = \frac{0,7 \cdot N_{u,c}}{0,35} = k_8 \cdot N_{u,c} \quad (6.23)$$

Mit:

$k_8$  Verhältniswert zwischen Zug- und Schubtragfähigkeit nach *Eligehausen u.a. (2006)* mit  $k_8 = 2,0$  [-];

$N_{u,c}$  Widerstand für Versagen bei Betonausbruch nach Gleichung (6.11) [N].

Das Widerstandsmodell nach Gleichung (6.23) für Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite gilt für Anschlüsse in unbewehrtem Beton. Bei der Anwendung dieses Nachweismodells in Anschlüssen mit einer Rückhängebewehrung wird der Widerstand deutlich unterschätzt, so dass für die in dieser Arbeit behandelten Anschlüsse mit einer Rückhängebewehrung Gleichung (6.24) vorgeschlagen wird. Da die Zugkräfte nach *DIN EN 1992-4* bei einer ausreichend nahen Anordnung am Befestigungsmittel über die Bewehrung abgetragen werden können, ist der Verhältniswert der unterschiedlichen Ausbruchflächen bei Zug- und Querkraftbeanspruchung vernachlässigbar.

$$V_{u,re} = \frac{N_{u,c,re}}{0,35} = k_{8*} \cdot N_{u,c,re} \quad (6.24)$$

Mit:

$k_{8*}$  Verhältniswert zwischen Zug- und Schubtragfähigkeit mit  $k_8 = 2,8$  unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung unter Zug mit  $N_{u,c,re} = \min[N_{u,cs}; N_{u,s,re}; N_{u,b,re}]$  [-];

$N_{u,c,re}$  Widerstand für Versagen der Rückhängebewehrung wie Stahl- und Verbundversagen und Betonausbruch zwischen der Bewehrung [N].

Auf Grundlage der Validierung der analytischen Modelle nach Kapitel 6.5 wird für die Anschlüsse mit einer Rückhängebewehrung im Zugbereich der Ansatz nach Gleichung (6.25) vorgeschlagen.

$$V_{u,cp} = \max [V_{u,cp,c}; V_{u,re}] \quad (6.25)$$

### 6.3.4 Betonversagen durch Betonkantenbruch bei randnahen Befestigungen ohne Rückhängebewehrung

Der Betonkantenbruch unter Querbelastung zum Bauteilrand kann bei randnahen Ankerplatten wie den Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung nach Kapitel 5 bei geringen Randabständen maßgebend werden (vgl. Bild 6-8). Wenn die Verankerungslänge der Rückhängebewehrung im Betonausbruchkegel zu klein ist, kann der Widerstand einer Kopfbolzenreihe  $V_{u,c}$  nach Gleichung (6.26) auf Grundlage des Widerstands eines einzelnen Kopfbolzens nach Gleichung (6.27) berechnet werden. Das Widerstandsmodell für den Betonkantenbruch bei Einzel- und Gruppenbefestigungen wurde in *Hofmann (2004)* entwickelt und ist in *DIN EN 1992-4* umgesetzt.

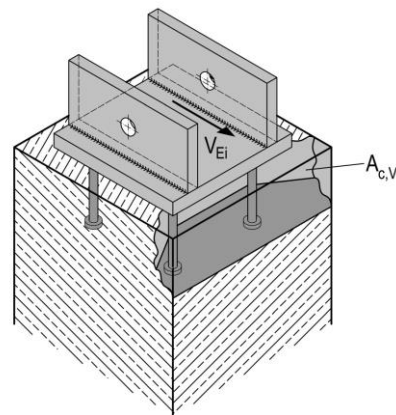


Bild 6-8: Betonkantenbruch mit 4-seitigem Randeinfluss

Beim Betonkantenbruch wird in der Befestigungstechnik nach *DIN EN 1992-4* der auf der sicheren Seite liegende Querkraftabtrag der randnahen Befestigungsmittelreihe zugeordnet. Hintergrund hierfür ist, dass bei bauseits montierten Befestigungsmitteln, wie z.B. Hinterschnittdübeln, i.d.R. ein Lochspiel vorhanden ist. Die Querkraft wird von der Befestigungsmittelreihe übertragen, die im Bereich der Lochleibung anliegt. Auf Grund der vorhandenen Montagetoleranzen wird der Widerstand bei Betonkantenbruch, auf der konservativen Seite liegend, ausgehend von der randnahen Reihe bestimmt.

Bei einbetonierten Befestigungsmitteln wie Kopfbolzen mit einer formschlüssigen Lasteinleitung können auch bei Betonversagen bei einer ausreichend steifen Ankerplatte alle Kopfbolzenreihen dem Querkraftabtrag zugeordnet werden. Für die Anschlüsse mit randnahen Ankerplatten wird in dieser Arbeit ein Ansatz auf Grundlage der experimentellen und numerischen Beobachtungen gewählt, der unterschiedliche Belastungszustände berücksichtigt. Es wird zunächst bestimmt, ob bei einer gleichmäßigen Querkraftverteilung auf alle Kopfbolzenreihen ein Betonversagen der randnahen Reihe stattfindet. Sofern der Widerstand in dieser Reihe erreicht wird, wird eine Lastumlagerung auf die randfernen Kopfbolzenreihen angesetzt. Weiterführende Überlegungen zu diesem Ansatz für konzentrierte Lasteinleitungen, insbesondere bei der Berücksichtigung einer zusätzlichen Normalkraftbeanspruchung, sind in Kapitel 6.5.3 beschrieben.

$$V_{u,c} = V_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{f,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{re,V} \quad (6.26)$$

Mit:

- $V_{u,c}^0$  Mittlerer Widerstand bei Betonkantenbruch eines Befestigungsmittels nach Gleichung (6.27) [N];
- $A_{c,V}$  Vorhandene Fläche des idealisierten Betonausbruchkörpers unter Berücksichtigung der Bauteilränder und der Überschneidung der Betonausbruchflächen benachbarter Befestigungsmittel mit  $A_{c,V}$  nach Bild 6-8 [mm<sup>2</sup>];
- $A_{c,V}^0$  Bezugswert für die Betonausbruchfläche eines Befestigungsmittels mit  $A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$  [mm<sup>2</sup>];
- $\psi_{s,V}$  Beiwert nach *DIN EN 1992-4*, der den Einfluss der Störung des Spannungszustands im Beton durch die Bauteilränder erfasst [-];
- $\psi_{f,V}$  Beiwert nach *Hofmann (2004)*, zur Berücksichtigung der Einspannwirkung am Dübelkopf [-];
- $\psi_{h,V}$  Beiwert nach *DIN EN 1992-4*, der berücksichtigt, dass der Widerstand gegen Betonkantenbruch nicht – wie beim Verhältnis  $A_{c,V}/A_{c,V}^0$  angenommen – proportional zur Bauteildicke abnimmt [-];
- $\psi_{re,V}$  Beiwert nach *DIN EN 1992-4*, der den Einfluss der Lage der Bewehrung am Bauteilrand berücksichtigt [-].

Bei Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung mit mehrseitigem Randeinfluss ist nach *DIN EN 1992-4* ein fiktiver Randabstand  $c'_1$  zu berücksichtigen. Da der Betonkantenbruch des einzelnen Befestigungsmittels unter der Annahme eines durch seitliche Ränder ungestörten Ausbruchkegels berechnet wird, folgt aus dem Berechnungsansatz nach Gleichung (6.27) eine höhere Tragfähigkeit, die eigentlich nicht vorhanden ist. Bei der Berechnung des Widerstands der gesamten Kopfbolzenreihe mit Überlappung der Ausbruchkegel führt eine Überschätzung der projizierten Ausbruchfläche des einzelnen Befestigungsmittels  $A_{c,V}^0$  zu einer konservativen Abschätzung des Widerstands nach Gleichung (6.26). Über die Einführung eines fiktiven Randes  $c'_1$  nach Bild 6-9 nach *DIN EN 1992-4* kann diese günstigere Abschätzung in Gleichung (6.26) und Gleichung (6.27) ausgeglichen werden.

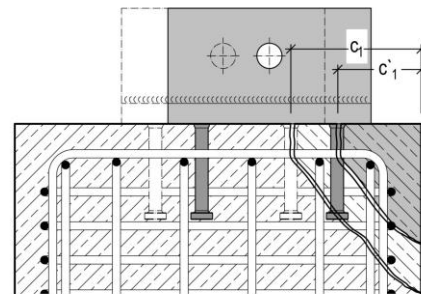


Bild 6-9: Definition des modifizierten Randabstands  $c'_1$  nach *DIN EN 1992-4*

$$V_{u,c}^0 = k_9 \cdot d_s^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{c,m}} \cdot c_1^{1,5} \quad (6.27)$$

$$\alpha = 0,1 \left( \frac{l_f}{c_1'} \right)^{0,5} [-] \quad (6.28)$$

$$\beta = 0,1 \left( \frac{d_s}{c_1'} \right)^{0,2} [-] \quad (6.29)$$

Mit:

- $k_9$  Vorfaktor mit  $k_9 = 3,0$  für ungerissenen Beton nach *Hofmann (2004)* [-];
- $d_s$  Durchmesser des Kopfbolzens [mm];
- $\alpha$  Faktor nach Gleichung (6.28), der den Einfluss der Verankerungslänge und des Randabstands im Verhältnis zum Einfluss des Durchmessers des Befestigungsmittels erfasst;
- $l_f$  Verankerungslänge des Kopfbolzens mit  $l_f = h_{ef}$  [mm];
- $\beta$  Faktor nach Gleichung (6.29), der den Einfluss des Durchmessers des Befestigungsmittels und des Randabstands im Verhältnis zum Einfluss der Verankerungslänge erfasst [-];
- $f_{c,m}$  Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm<sup>2</sup>];
- $c_1'$  Für Versuche mit mehrseitigem Randeinfluss gilt: Randabstand des Befestigungsmittels, nach Gleichung (6.30). Für Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss gilt:  $c_1' = c_1$  [mm].

$$c_1' = \max \left\{ \frac{c_{2,max}}{1,5}; \frac{h}{1,5}; \frac{s_{2,max}}{1,5} \right\} \quad (6.30)$$

Mit:

- $c_{2,max}$  Der größere der beiden Randabstände parallel zur Lastrichtung [mm];
- $h$  Höhe des Versuchskörpers [mm];
- $s_{2,max}$  Maximaler Abstand in Krafrichtung zwischen den Befestigungsmittelreihen innerhalb einer Gruppe [mm].

### 6.3.5 Berücksichtigung der Bewehrung bei Querkraftbeanspruchung bei randnahen Befestigungen

Bei Anschlüssen mit Querkraftbeanspruchung im randnahen Bereich kann die Tragfähigkeit über eine Bewehrung wirksam gesteigert werden. Nach *DIN EN 1992-4* darf, analog zur rechnerischen Berücksichtigung der Bewehrung unter Zug, auf den Nachweis zum Betonversagen durch Betonkantenbruch verzichtet werden, wenn die Bewehrung aktiviert werden kann, indem z.B. die Verankerungslänge der Rückhängebewehrung im theoretischen Betonausbruchkegel mit  $l_1 \leq 4 \cdot d_s$  ausreichend groß ist und der Abstand der Bewehrung zur Lasteinleitung kleiner als  $0,75 \cdot c_1$  ist.

Für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung wird in dieser Arbeit ein Ansatz vorgeschlagen, der die unterschiedlichen Belastungszustände bis zum Erreichen der Höchstlast erfasst. In den Versuchen konnte beobachtet werden, dass bis zum Erreichen des Widerstands bei Betonkanten-

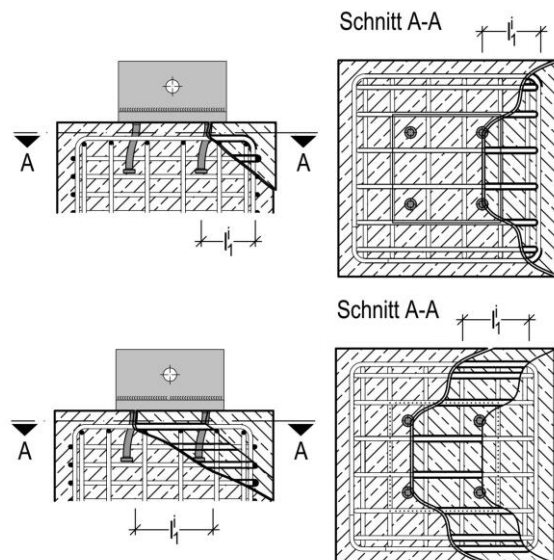


Bild 6-10: Verankerungslängen im Zustand I (oben) und im Zustand II (unten)

bruch, ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe, die Bewehrung in dieser Reihe aktiviert wird. Mit dem Erreichen des Widerstands in der randnahen Reihe durch z.B. Verbundversagen oder Stahlversagen der Bewehrung ist die Höchstlast des Anschlusses i.d.R. nicht erreicht, da Lastumlagerungen im Anschluss stattfinden. Für das analytische Modell der konzentrierten Lasteinleitungen nach Kapitel 6.5.3 werden in dieser Arbeit die verschiedenen Belastungszustände bei der Berechnung der Widerstände der Einzelkomponenten berücksichtigt (vgl. Bild 6-10). Der Widerstand bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung kann nach Gleichung (6.31) berechnet werden. Die Hakentragwirkung der Bügelbewehrung wird über den Faktor  $\alpha$  berücksichtigt. In den Versuchen konnte kein Betonausbruch zwischen der Bewehrung beobachtet werden. Die Kopfbolzen wurden in den Untersuchungen mit geringem Randabstand  $c_1$  auf Grund der vorhandenen Querbewehrung bei einer ausreichenden Duktilität im Nachtraglastbereich über die Bewehrung hinweg geschoben (vgl. Bild 5-34). Die Berechnung der Verankerungslängen  $l_1$  erfolgt über die Geometrie der Ausbruchkörper der einzelnen Belastungszustände nach Bild 6-10 unter Annahme einer Rissentwicklung von  $35^\circ$ .

$$V_{u,b,re}^i = \sum_{n_{re}} \frac{l_1^i \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{b,m}}{\alpha} \quad (6.31)$$

Mit:

- $n_{re}$  Anzahl der wirksamen Bewehrungsbügel, mit ausreichender Verankerungslänge im theoretischen Betonausbruchkegel [-];
- $l_1^i$  Verankerungslänge des betrachteten Bewehrungsstabs nach Bild 6-10 bei Rissbildung ausgehend von der Reihe  $i$  [mm];
- $d_{s,re}$  Durchmesser der Bewehrung [mm];
- $f_{b,m}$  Mittlere Verbundfestigkeit der Bewehrung nach *DIN EN 1992-1-1* Abs. 8.4.2 mit Berechnung auf Basis der mittleren Zylinderdruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>];
- $\alpha$  Beiwert, der die Hakentragwirkung und die Betondeckung der Bewehrung nach *DIN EN 1992-1-1* Abs. 8.4.4 berücksichtigt, mit  $\alpha = 0,7 \cdot 0,7 = 0,49$  [-].

Wenn eine ausreichend lange Verankerungslänge der Bewehrung im Betonausbruchkegel vorhanden ist, kann zudem ein Stahlversagen der Bewehrung nach Gleichung (6.32) maßgebend werden. Für die Bewehrungsbügel, die im theoretischen Ausbruchkegel liegen, wird für die Berechnung des Widerstands auf Traglastniveau der Querschnitt der Rückhängebewehrung ohne Berücksichtigung der Wirksamkeitsbeiwerte der Bügelbewehrung nach *DIN EN 1992-4* angesetzt.

$$V_{u,s,re}^i = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} \quad (6.32)$$

Mit:

- $n_{re}$  Anzahl der effektiven Bewehrungsstäbe zur Übertragung der Zugbelastung, die sich im theoretischen Betonausbruchkörper bei Betonkantenbruch befinden [-];
- $A_{s,re}$  Querschnittsfläche der Rückhängebewehrung [mm<sup>2</sup>];
- $f_{y,re}$  Streckgrenze der Rückhängebewehrung [N/mm<sup>2</sup>].

Die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton kann theoretisch für querbelastete Anschlüsse in gleicher Form wie unter einer Zugbelastung nach *INFASO (2012)* sowie *Berger (2015)* angesetzt werden (vgl. Kapitel 6.2.9). Für die Berücksichtigung der gemeinsamen Tragwirkung wird in *Sharma u.a. (2017)* ein analytisches Modell vorgeschlagen. Ein verformungsbasierter Ansatz mit Berücksichtigung der Steifigkeitsverhältnisse der Einzelkomponenten unter Querlast ist derzeit jedoch noch nicht vorhanden. Die gemeinsame Tragwirkung unter Querlast zwischen Beton und Bewehrung wird nur in den Modellen der konzentrierten Lasteinleitung mit 2-seitigem Randeinfluss berücksichtigt, da in den experimentellen und numerischen Untersuchungen zu 4-seitigem Randeinfluss keine gemeinsame Tragwirkung festgestellt werden konnte (vgl. Kapitel 5.4).

## 6.4 Interaktionsbedingungen bei kombinierter Zug- und Querkraftbeanspruchung

### 6.4.1 Allgemeines

Bei Querkraftanschlüssen kann auf Grund der exzentrischen Lasteinleitung auf der lastabgewandten Seite eine kombinierte Zug- und Querkraftbeanspruchung der Kopfbolzen entstehen. Die kombinierte Beanspruchung im Bereich der Anschlüsse kann über die Interaktionsbedingungen nach Gleichung (6.33) nachgewiesen werden. In Abhängigkeit der Versagensart Stahl- oder Betonversagen werden Exponenten festgelegt, mit denen sich die kombinierte Beanspruchung berücksichtigen lässt und das gleichzeitige Schädigungsverhalten unter Zug- und Querkraftbeanspruchung erfasst wird. Die Ausnutzungsgrade bei einer Zug- oder Querkraftbelastung werden so im Anschluss miteinander kombiniert (vgl. Bild 6-11). Bei der Anwendung der Interaktionsbeziehungen und bei der Validierung der analytischen Modelle an den Versuchsergebnissen wird eine Überlagerung der Versagensmechanismen unter Zug- und Querlast im Detail überprüft. So überlagert sich z.B. bei einer Ankerplatte mit konzentrierter Lasteinleitung das Verbundversagen der Rückhängebewehrung ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe nicht mit dem Verbundversagen der Bewehrung im Zugbereich auf der lastabgewandten Seite. Eine abweichende Herangehensweise führt zu einer konservativen Abschätzung des Widerstands des Gesamtanschlusses, da so u.a. Versagensmechanismen miteinander kombiniert werden, die in unterschiedlichen Bereichen des Anschlusses auftreten und sich nicht gegenseitig beeinflussen.

Dies kann vermieden werden, wenn bei der Anwendung der Interaktionsbeziehungen neben dem Stahl- und Betonversagen zwischen Einzel- und Gruppenversagensmechanismen unterschieden wird. Zudem müssen z.B. bei den Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung weiterführende Annahmen getroffen werden, bei denen für die möglichen Versagensmechanismen unter Zug- und Querlast unterschiedliche Belastungszustände bis zum Erreichen der Höchstlast berücksichtigt werden. Hierfür müssen mit der Identifikation möglicher Versagensmechanismen unter Zug- und Querlast die entsprechenden Interaktionsbeziehungen überprüft und strukturiert werden. Eine mögliche Herangehensweise ist in Kapitel 6.5.4 dargestellt. Die Interaktionsbedingungen haben einen wesentlichen Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit der Anschlüsse, so dass im Folgenden Überlegungen zur Wahl der Exponenten bei Stahl- und Betonversagen und unter Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung dargestellt werden.

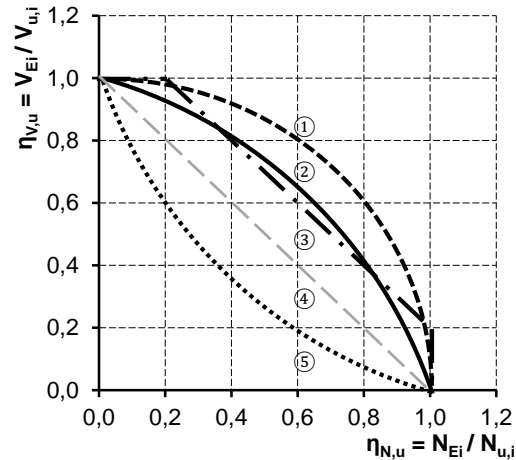
$$\eta_{N,u}^n + \eta_{V,u}^n \leq 1,0 \quad (6.33)$$

Mit:

$$\eta_{N,u} = \frac{N_{Ei}}{N_{u,s}} \leq 1,0 \quad \text{Maximaler Ausnutzungsgrad bei Höchstlast unter Berücksichtigung des maßgebenden Widerstands bei Einzel- oder Gruppenversagen unter Zugbeanspruchung [-];}$$

$$\eta_{V,u} = \frac{V_{Ei}}{V_{u,s}} \leq 1,0 \quad \text{Maximaler Ausnutzungsgrad bei Höchstlast unter Berücksichtigung des maßgebenden Widerstands bei Einzel- oder Gruppenversagen unter Querkraftbeanspruchung [-];}$$

n Exponent für die Berücksichtigung verschiedener Versagensmechanismen nach Kapitel 6.4.2 und Kapitel 6.4.3 [-].



- ① Interaktionsansatz für Stahlversagen mit  $n = 2$
- ② Interaktionsansatz für Betonversagen mit  $n = 3/2$
- ③ Interaktionsansatz nach Bode, Hanenkamp (1985)
- ④ Linearer Ansatz, z.B. bei plastischer Bemessung mit  $n = 1$
- ⑤ Interaktionsansatz für Versagen mit Bewehrung mit  $n = 2/3$

Bild 6-11: Interaktionsbedingungen nach DIN EN 1992-4 (schwarz) und CEN/TR 17081 (grau)

### 6.4.2 Interaktionsbedingung für Beton- und Stahlversagensmechanismen

Für die Betonversagensmechanismen ist für den Interaktionsnachweis mit Gleichung (6.33) nach *DIN EN 1992-4* ein Exponent  $n = 1,5$  anzusetzen (vgl. Bild 6-11 ②). Zudem muss bei der Kombination der Ausnutzungsgrade unter Zug- und Querkraft die lineare Interaktionsbedingung nach Gleichung (6.34) berücksichtigt werden. Für die Validierung der analytischen Modelle an den Versuchsergebnissen wird diese zusätzliche Anforderung nach Untersuchungen von *Bode, Hanenkamp (1985)* vernachlässigt, da dieses Kriterium nur bei Anschlüssen mit gleich großer Zug- und Querkraftbeanspruchungen zu etwas geringeren Tragfähigkeiten führt (vgl. Bild 6-11 ③). In der vorliegenden Arbeit wurden Querkraftanschlüsse mit einer großen bzw. einer geringen Exzentrizität untersucht, so dass keine gleichmäßige Normal- und Querkraftausnutzung vorhanden war.

$$\eta_{N,u} + \eta_{V,u} \leq 1,2 \quad (6.34)$$

Bei einer kombinierten Zug- und Querkraftbeanspruchung und einem Stahlversagen der Befestigungsmittel wird in *DIN EN 1992-4* der Interaktionsnachweis nach Gleichung (6.33) mit dem Exponenten  $n = 2$  gewählt (vgl. Bild 6-11 ①). Voraussetzung ist das starre Tragverhalten der Ankerplatte nach Kapitel 2.3.2 mit einer linearen Verteilung der Kräfte. Auf Grund der ausreichend steifen Ankerplatte wird im Bereich des T-Stummels das Versagen der Befestigungsmittel nach Gleichung (6.2) maßgebend.

Für den plastischen Nachweis bei einer nachgiebigen Ankerplatte ist nach *CEN/TR 17081* ein linearer Interaktionsnachweis mit  $n = 1,0$  erforderlich (vgl. Bild 6-11 ④). Bei den Ansätzen zur Lastverteilung des plastischen Nachweiskonzeptes wird angenommen, dass z.B. im Zugbereich durch die Lastumlagerungen die Ausnutzung der jeweiligen Dübelreihen erreicht ist und daher keine weiteren Querkräfte aufgenommen werden können.

### 6.4.3 Interaktionsbedingung bei Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung

Die oben dargestellten Interaktionsbeziehungen gelten nach *DIN EN 1992-4* nur für Versagensmechanismen ohne Ansatz einer Rückhängebewehrung. Wird eine Rückhängebewehrung bei einer kombinierten Zug- und Querkraftbeanspruchung entweder zum Lastabtrag der Zug- oder der Normalkräfte rechnerisch berücksichtigt, wird für die Betonversagensmechanismen der Nachweis über eine Interaktionsbedingung mit  $n = 0,67$  gefordert (vgl. Bild 6-11 ⑤).

Hintergrund ist, dass durch die Überlagerung der Zug- und Querlastbeanspruchungen z.B. über eine Zugbeanspruchung des Anschlusses der Beton so vorgeschädigt ist, dass bei Betonkantenbruch nicht der gesamte Widerstand angesetzt wird. Die Interaktionsbedingung mit einem Exponenten von  $n = 0,67$  (vgl. Bild 6-11) ist noch konservativer als die in der Baupraxis übliche lineare Interaktion mit einem Exponenten von  $n = 1,0$ . Dies beruht darauf, dass die rechnerische Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung unter Zug- und einer Querlast bisher nach *DAfStb-Heft 615* nur auf theoretischen Überlegung basierte und nur wenige Tastversuche vorhanden sind. In Untersuchungen zu Anschlüssen in stabförmigen Bauteilen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* konnte die Bewehrung auf Zug- und Querlast aktiviert und ein analytisches Modell mit einem Interaktionsnachweis mit  $n = 1,2$  abgeleitet werden. In den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung nach Kapitel 5 wurde die Bewehrung auf der lastabgewandten Seite durch die Zug- und Querlastbeanspruchung aktiviert, so dass die Annahmen für die Interaktionsbeziehungen im analytischen Modell im Kapitel 6.5.4 weiter zugeschärft werden konnten.

## 6.5 Analytische Modelle der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton

### 6.5.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die analytischen Modelle für die in der Arbeit untersuchten Anschlüsse zwischen Stahl und Beton dargestellt. Für die Entwicklung der Modelle werden die Anschlüsse in die wirksamen Einzelkomponenten nach Kapitel 6.2 und Kapitel 6.3 zerlegt und so geeignete Komponentenmodelle zum Nachweis der Tragfähigkeit der Anschlüsse entwickelt. Die Darstellung der für die Anschlüsse relevanten Widerstände der Komponenten erfolgt im Zusammenhang mit den Abschätzungen zur Lastverteilung innerhalb der Anschlüsse, da die unterschiedlichen Versagensmechanismen i.d.R. Einfluss auf die Lastverteilungszustände innerhalb des Anschlusses haben. Mit Nachrechnung der in den Versuchen erreichten Höchstlasten erfolgt die Validierung der Modelle auf Traglastniveau.

### 6.5.2 Analytisches Modell für die randnahen oder liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung

#### 6.5.2.1 Allgemeines

Das analytische Modell für die randnahen, liegenden Kopfbolzen ist ein Zugmodell, bei dem die Komponenten nach Kapitel 6.2 angesetzt werden. Voraussetzung für die Entwicklung des Modells ist eine starre, gleichmäßige Einleitung der Kräfte in die Kopfbolzen. Mit dem im Folgenden vorgeschlagenen analytischen Modell sollen vorhandene konservative geometrische Randbedingungen nach Gleichung (3.2) und Gleichung (3.3) zur Vermeidung eines Versagens im Beton durch ein nachvollziehbares physikalisches Komponentenmodell ersetzt werden. Die Modellentwicklung erfolgt vorrangig für ein Versagen der randnahen, liegenden Kopfbolzen im Beton, so dass im Folgenden das Versagen im Bereich des Stahls, der Lasteinleitung oder der Ankerplatte nicht berücksichtigt wird. Dieses konnte in den Versuchen durch eine entsprechend starre Auslegung der Lasteinleitungsstruktur des Walzprofils erreicht werden und ist in der praktischen Anwendung durch eine ausreichende Dimensionierung des Stegs des Verbundträgers möglich. Die Beobachtungen zum Tragverhalten der experimentellen und numerischen Untersuchungen der randnahen, liegenden Kopfbolzen nach Kapitel 3 werden bei der Ableitung des analytischen Modells zu Grunde gelegt. Dies erfordert eine zweistufige Herangehensweise für die Nachrechnung der Versuchsergebnisse und die Modellentwicklung von Kopfbolzen in theoretisch unbegrenzt linearer Anordnung in einem Verbundträger (vgl. Kapitel 3.4).

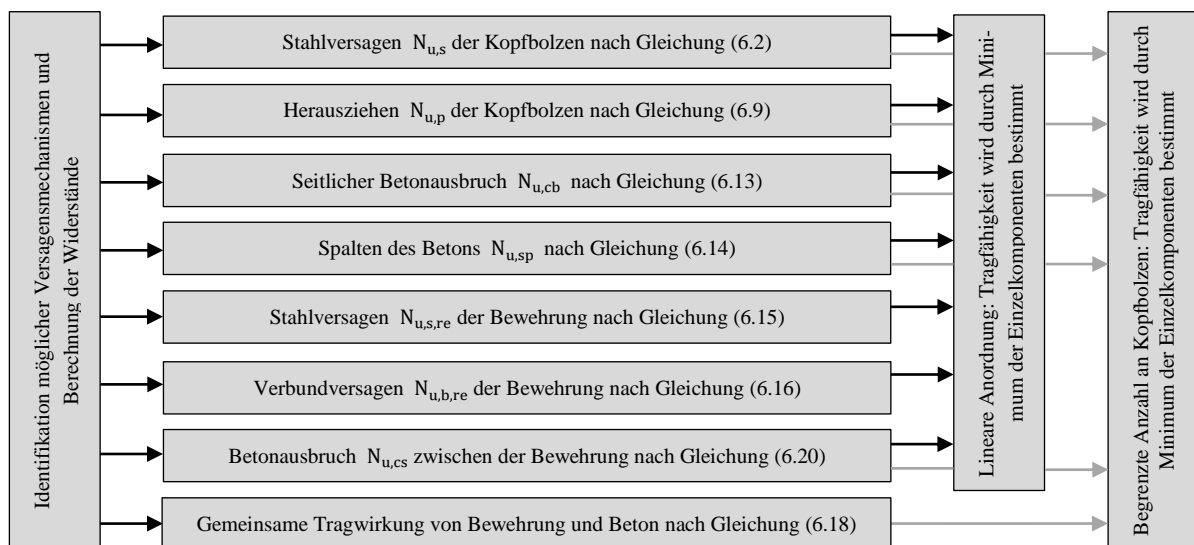


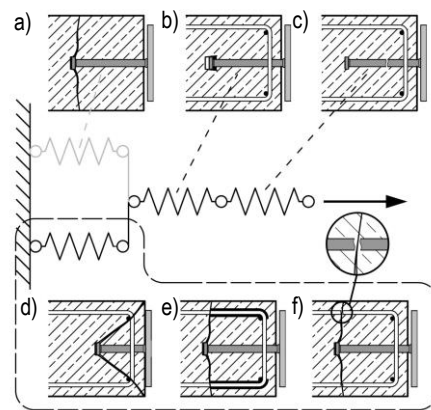
Bild 6-12: Ablaufschema für das analytische Modell der Anschlüsse mit randnahen, liegenden Kopfbolzen

Für Einzelversagensmechanismen wie dem Stahlversagen im Kopfbolzenschaft oder dem Herausziehen kann einem einzelnen Kopfbolzen direkt ein Widerstand zugeordnet werden und das Modell bildet die praktische Anwendung der randnahen, liegenden Kopfbolzen mit linearer Anordnung hinreichend genau ab. Bei Gruppenversagensmechanismen wie dem Betonausbruch mit Aktivierung der im Ausbruchkegel liegenden Bewehrung ergeben sich Unterschiede im Tragverhalten zwischen einem Anschlussbereich mit begrenzter Anzahl an Kopfbolzen sowie mit theoretisch unbegrenzt in Reihe angeordneten Kopfbolzen. Die Tragfähigkeit der randnahen, liegenden Kopfbolzen wird für beide Anwendungssituationen durch die maßgebende Einzelkomponente mit dem geringsten Widerstand nach Bild 6-12 bestimmt.

#### 6.5.2.2 Analytisches Modell für randnahe liegende Kopfbolzen mit 4-reihiger Kopfbolzenanordnung

Die Validierung des analytischen Modells (vgl. Bild 6-13) erfolgte an den in Kapitel 3.2 beschriebenen Versuchen sowie den zusätzlich durchgeführten numerischen Parameteruntersuchungen nach Kapitel 3.3. Mit dem Modell sollten sowohl die Höchstlasten der experimentellen und numerischen Untersuchungen ausreichend genau abgeschätzt als auch eine ausreichende Übereinstimmung der Versagensmechanismen erreicht werden. Bei der Validierung konnte beobachtet werden, dass für die geometrischen Parameterkonfigurationen der experimentellen und numerischen Untersuchungen die Versagensmechanismen Herausziehen, seitlicher Betonausbruch sowie das Spalten des Betons unter Zugbeanspruchung nicht maßgebend wurden. Für eine vollständige Darstellung aller möglichen Versagensmechanismen werden diese im analytischen Modell mit aufgeführt. Insbesondere bei der Beurteilung des Tragverhaltens im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind diese zu berücksichtigen. Auf Grund der hohen Spannungskonzentrationen im Bereich der Lasteinleitung (vgl. Bild 3-12) sowie der beobachteten Spaltrissbildung können diese Komponenten z.B. einen deutlichen Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten des Anschlusses haben, auch wenn diese bei der Tragfähigkeitsermittlung nicht maßgebend werden. Bei Verbundträgern mit randnahen, liegenden Kopfbolzen kann die im Betongurt liegende Bügelbewehrung wirksam zur Traglaststeigerung eingesetzt werden. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen wurden so ausgelegt, dass sich das Tragverhalten der Bewehrung in Kombination mit dem Beton abschätzen ließ und bereits vorhandene Beschreibungen zu den Widerständen der Einzelkomponenten der einzelnen Versagensmechanismen überprüft und weiterentwickelt werden konnten.

Nach *DIN EN 1992-4* darf auf den Nachweis des Betonausbruchs unter Zug verzichtet werden, wenn eine Rückhängebewehrung in einem ausreichend geringen Abstand zur Bewehrung vorhanden ist. Obwohl der Lastabtrag in diesem Fall der Bewehrung zugeordnet wird, ist eine zusätzliche, deutliche Traglaststeigerung durch den Traglastanteil des Betons möglich. Bei einer begrenzten Anzahl an Kopfbolzen wie z.B. einer Anschlusskonfiguration wie in den Versuchen, können die seitlichen Bereiche des Betons voll aktiviert werden und sind daher bei der Ableitung des analytischen Modells unter Berücksichtigung der gemeinsamen Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton anzusetzen. So wird verhindert, dass der Widerstand des Anschlusses unterschätzt wird. Zudem wird der Betonausbruch zwischen der Rück-



a) Betonausbruch; b) Herausziehen; c) Stahlversagen; d) Betonausbruch zwischen der Bewehrung; e) Verbundversagen der Bewehrung; f) Stahlversagen der Bewehrung

*Bild 6-13: Analytisches Modell für einen randnahen oder liegenden Kopfbolzen*

hängebewehrung nach *Berger (2015)* aus dem Betonausbruch ohne Rückhängebewehrung mit Gleichung (6.20) unter zusätzlicher Berücksichtigung des Faktors  $\psi_{\text{supp}}$  hergeleitet. Die ausreichend genaue Abschätzung des Widerstands des Betons ohne Rückhängebewehrung ist aus den oben genannten Gründen Voraussetzung für die Validierung des analytischen Modells und wurde zunächst überprüft. Mit Hilfe der zusätzlichen numerischen Parameteruntersuchungen konnten die Widerstände der randnahen, liegenden Kopfbolzen im Betonquerschnitt ohne Rückhängebewehrung  $N_{u,c}$  berechnet werden (vgl. Kapitel 3.3.3). Im Vergleich mit den experimentellen Beobachtungen sind diese numerisch ermittelten Traglasten der Berechnungen ohne Bewehrung plausibel, da die Last-Verformungskurven bis zum Erreichen des Lastniveaus  $N_{u,c}$  eine größere Steifigkeit als im weiteren Verlauf der Last-Verformungskurve haben (vgl. beispielsweise Bild 3-8 und Bild 3-9). Zur Berechnung des Widerstands bei Betonausbruch unter Zug nach *DIN EN 1992-4* ist für das vorgeschlagene analytische Modell eine Modifikation erforderlich, da die Widerstände sonst deutlich unterschätzt werden. Der Widerstand bei Betonausbruch wird bei Verankerungsgruppen über die projizierten Ausbruchflächen nach Gleichung (6.11) berechnet und bei der Anwendung des Beiwerts  $\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N}^0$  ins Verhältnis zum Widerstand eines einzelnen Kopfbolzens nach Gleichung (6.10) gesetzt. Für den Kernbereich des Anschlussbereichs nach Bild 6-14 ist die Verankerungslänge der Kopfbolzen nach Gleichung (6.10) zu modifizieren.

Wird ohne Anpassung der Verankerungslänge gerechnet, ist der berechnete Widerstand des Anschlusses bei längeren Verankerungslängen geringer als in der Anwendung, da die projizierte Ausbruchfläche des Kernbereichs gleich groß bleibt, die projizierte Ausbruchfläche des einzelnen Kopfbolzens jedoch größer wird. Ohne Modifikation der Verankerungslänge wird der Beiwert  $\psi_{A,N}$  nach Gleichung (6.11) kleiner und der Widerstand wird bei größer werdender Verankerungslänge geringer (vgl. Bild 6-15 ①). Der Widerstand bei Betonversagen des Kernbereichs des Anschlusses wird bei einer Berechnung mit einer reduzierten Verankerungslänge  $h'_{ef}$ , vgl. Gleichung (6.35), nach *DIN EN 1992-4*, ausreichend genau abgeschätzt (vgl. Bild 6-15 ②), der Widerstand der seitlichen Bereiche wird allerdings unterschätzt.

Eine ausreichende Übereinstimmung mit den numerischen Parameteruntersuchungen kann bei Betonausbruch unter Zug ohne Rückhängebewehrung erreicht werden, wenn der Anschlussbereich in Teilflächen unterteilt wird (vgl. Bild 6-16). Für den Kernbereich des Anschlusses wird mit reduzierter Verankerungslänge  $h'_{ef}$  und für die seitlichen Bereiche mit der tatsächlich vorhandenen Verankerungslänge  $h_{ef}$  gerechnet. Diese Überlegungen zur Berechnung des Widerstands  $N_{u,c}$  stellen eine Erweiterung des Ansatzes nach *INFASO (2012)* für Anschlüsse im randnahen Bereich dar und erlauben eine realistische Abschätzung des Widerstands bei Betonausbruch ohne Rückhängebewehrung. Dieser ist Grundlage für die Berechnung weiterer Versagensmechanismen wie dem Betonausbruch zwischen der Bewehrung  $N_{u,cs}$  nach Gleichung (6.16) oder der gemeinsamen Tragwirkung  $N_{u,re}$  von Bewehrung und Beton nach Gleichung (6.18).

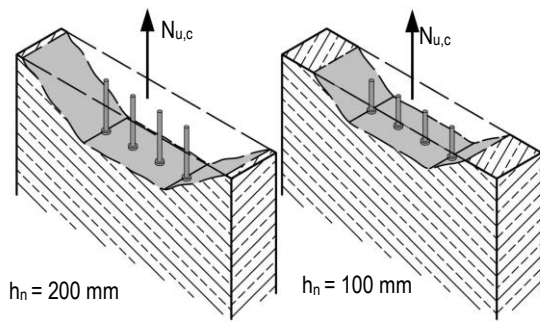


Bild 6-14: Ausbruchflächen bei Betonausbruch für unterschiedliche Verankerungslängen

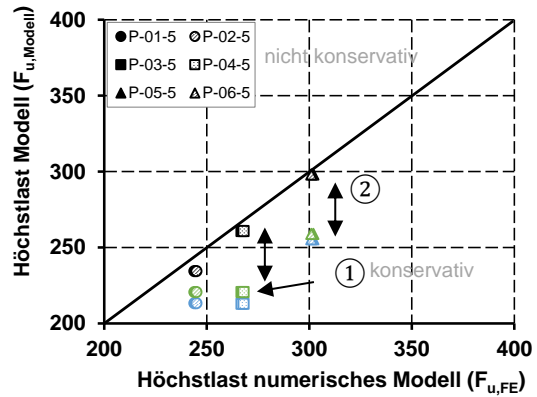


Bild 6-15: Vergleich der Modelllasten für Betonversagen mit den numerischen Berechnungen

In Übereinstimmung mit den Ansätzen für Betonausbruch zwischen der Bewehrung in stabförmigen Bauteilen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* erfolgt eine Berechnung des Widerstands  $N_{u,cs}$  mit Teilflächen für den Kernbereich  $A_{c,N}^1$  und die seitlichen Bereiche  $A_{c,N}^2$  nach Bild 6-16. Die Kopfbolzen stützen sich nicht ausschließlich auf den benachbarten Bewehrungsbügel ab, so dass sich bei einer engen Bewehrungsführung zudem Druckstreben auf weiter entfernten Bügelreihen ausbilden können. Da dieser Effekt insbesondere im Kernbereich ausgeprägt ist, wird für diesen Bereich eine Anpassung des Faktors  $\psi_{supp}$  nach Gleichung (6.21) mit  $A = 4$  und  $B = 3,3$  vorgeschlagen. Zusätzlich ist der Abstand  $x_1$  für beide Bereiche nach Bild 6-16 anzusetzen.

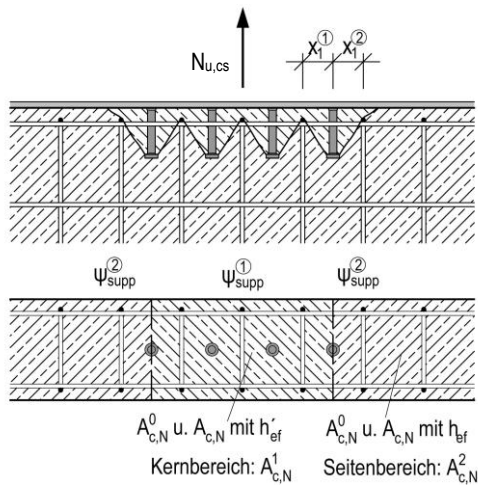


Bild 6-16: Betonausbruch zwischen der Bewehrung der randnahen, liegenden Kopfbolzen

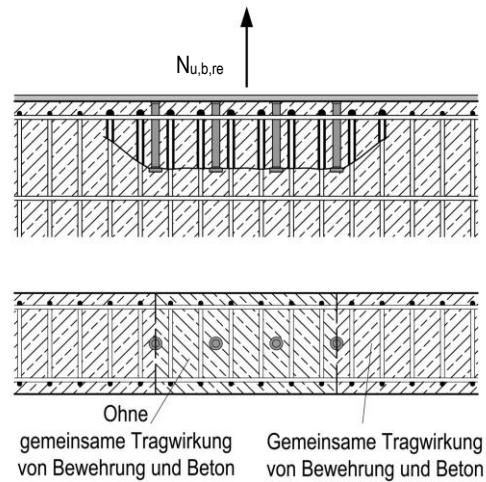


Bild 6-17: Verbundversagen der Bewehrung der randnahen, liegenden Kopfbolzen

### 6.5.2.3 Validierung des analytischen Modells für randnahe oder liegende Kopfbolzen mit 4-reihiger Kopfbolzenanordnung an den Versuchsergebnissen und den numerischen Parameteruntersuchungen

Der rechnerische Ansatz der gemeinsamen Tragwirkung von Bewehrung und Beton nach Gleichung (2.13) ist für den Kernbereich nicht zutreffend, da der Betonquerschnitt mit der Erstrissbildung in diesem Bereich vollständig gerissen ist und auf der Seite des Betons kein zusätzlicher Widerstand vorhanden ist (vgl. Bild 6-17). Das oben beschriebene Modell wurde für Anschlüsse von vier linear angeordneten Kopfbolzen unter Berücksichtigung der Randbereiche hergeleitet. Eine Übertragung auf eine größere Anzahl linear angeordneter Kopfbolzen ist zulässig, wenn die Zugkräfte gleichmäßig eingeleitet werden können und die möglichen Effekte in den Randbereichen erfasst werden.

Tabelle 6-2: Vergleich der Versuchsergebnisse  $F_{u,Versuch}$  mit den Ergebnissen des analytischen Modells  $F_{u,Modell}$  für Anschlüsse mit randnahen, liegenden Kopfbolzen

| Ver-such | Beobachteter Versagensmechanismus | Höchstlast Versuch | Widerstände der Einzelkomponenten |           |            |             |             | Maßgebender Versagensmechanismus des analytischen Modells | Höchstlast Modell | $F_{u,Modell}/F_{u,Versuch}$ |
|----------|-----------------------------------|--------------------|-----------------------------------|-----------|------------|-------------|-------------|---|-------------------|------------------------------|
|          |                                   | $F_{u,Versuch}$    | $N_{u,s}$                         | $N_{u,p}$ | $N_{u,es}$ | $N_{u,re1}$ | $N_{u,re2}$ |   | $F_{u,Modell}$    |                              |
|          | [-]                               | [kN]               | [kN]                              |           |            |             |             | [-]   | [kN]              | [-]                          |
| R-01     | Betonversagen                     | 306,1              | 616                               | 880       | 299        | 529         | <b>262</b>  | Verbundversagen   | 262,2             | 0,86                         |
| R-02     | Betonversagen                     | 434,6              | 616                               | 880       | 531        | 973         | <b>435</b>  | Verbundversagen   | 435,3             | 1,00                         |
| R-03     | Betonversagen                     | 448,8              | 585                               | 891       | <b>386</b> | 731         | 592         | Betonausbruch zwischen der Bewehrung                      | 385,6             | 0,86                         |
| R-04     | Stahlversagen                     | 550,8              | <b>585</b>                        | 891       | 612        | 1176        | 1160        | Stahlversagen KOBO  | 584,8             | 1,06                         |
| R-05     | Betonversagen                     | 484,2              | 585                               | 907       | <b>524</b> | 754         | 622         | Betonausbruch zwischen der Bewehrung                      | 524,1             | 1,08                         |
| R-06     | Stahlversagen                     | 562,9              | <b>585</b>                        | 907       | 739        | 1200        | 1197        | Stahlversagen KOBO  | 584,8             | 1,04                         |

Mittelwert  $\bar{x}$  0,98  
 Variationskoeffizient  $v$  9,36 %

Im Regelfall kann in den Randbereichen bis zum Erreichen der Höchstlast die gemeinsame Tragwirkung angesetzt werden. Mit dem analytischen Modell für die randnahen, liegenden Kopfbolzen kann eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen nach Tabelle 6-2 erreicht werden. Dabei werden die gemessenen Materialwerte zu Grunde gelegt. Aus der Validierung des Modells an den Versuchen (vgl. Bild 6-18) folgt, dass die Ansätze für den Lastabtrag von Bewehrung und Beton nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* mit Modifikationen geeignet sind, um das Tragverhalten der Anschlussbereiche mit Bewehrung abzuschätzen. Zu berücksichtigen ist, dass die vorhandenen Modelle für die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* für Anschlüsse im randfernen Bereich entwickelt wurden und daher Anpassungen bei der Anwendung der Berechnungsansätze für die Widerstände der Einzelkomponenten nach Kapitel 6.2 vorgenommen werden müssen. Das analytische Modell kann zudem an den numerischen Parameteruntersuchungen nach Kapitel 3.3.3 validiert werden. Die Höchstlasten können mit dem Modell für Betondruckfestigkeitsklassen zwischen C20/25 und C50/60 (vgl. Bild 6-19) und der Variation des Bewehrungsgrads von  $\varnothing 8$  mm bis  $\varnothing 20$  mm (vgl. Bild 6-20) ausreichend genau abgeschätzt werden.

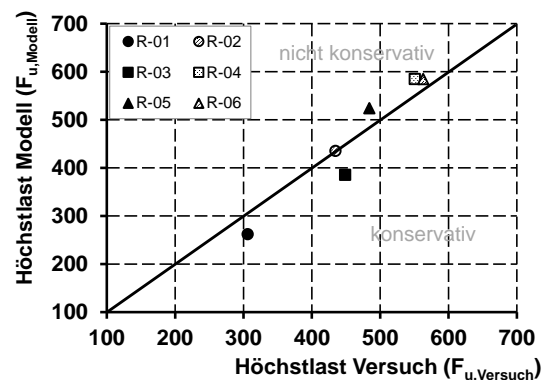


Bild 6-18: Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen

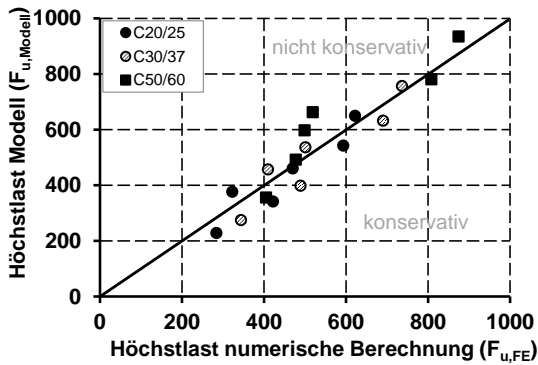


Bild 6-19: Vergleich der Ergebnisse des analytischen Modells mit den Ergebnissen der numerischen Parameteruntersuchungen zur Betonfestigkeit mit vier Kopfbolzen

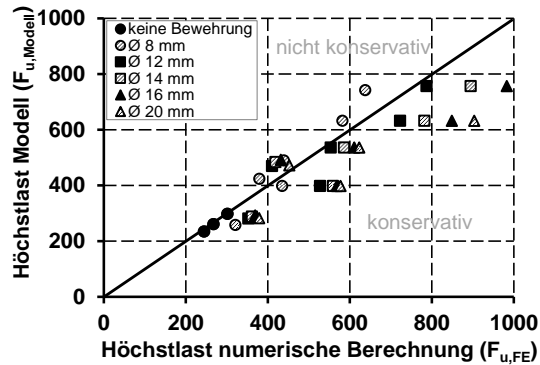


Bild 6-20: Vergleich der Ergebnisse des analytischen Modells mit den Ergebnissen der numerischen Parameteruntersuchungen zum Bewehrungsgrad mit vier Kopfbolzen

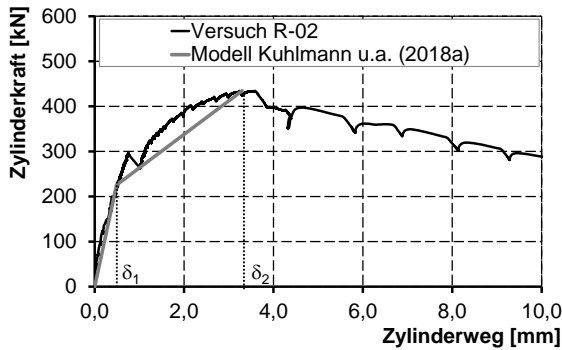


Bild 6-21: Vergleich der Verschiebungen des analytischen Modells und des Versuchs R-02

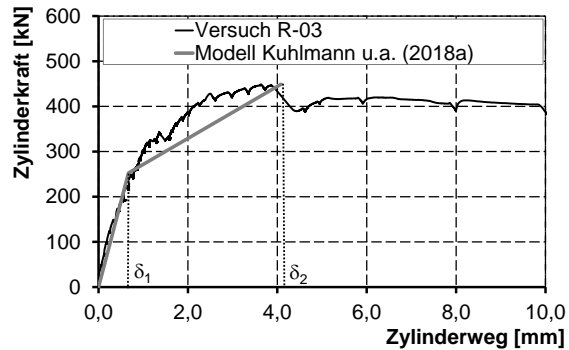


Bild 6-22: Vergleich der Verschiebungen des analytischen Modells und des Versuchs R-03

Die Höchstlasten der numerischen Modelle werden für hohe Bewehrungsgrade unterschätzt. Hier ist zu beachten, dass bei den Parameterstudien ausschließlich die Betonversagensmechanismen untersucht wurden und dass für diese Traglasten ein Stahlversagen der Kopfbolzen maßgebend wird. Im Mittel haben die Parameteruntersuchungen der Anschlüsse mit 4-reihiger Kopfbolzenanordnung eine Übereinstimmung von  $F_{u,Modell}/F_{u,FE} = 0,95$  bei einem Variationskoeffizienten von  $v \approx 17\%$ .

Neben den Höchstlasten kann das Tragverhalten der Anschlüsse mit dem analytischen Modell nach Bild 6-13 berechnet werden. Für die Abschätzung der Kennlinie wurden die Verschiebungen nach den vereinfachten Ansätzen nach Kuhlmann u.a. (2018) ermittelt. Während die Steifigkeiten nach der Rissbildung und der Aktivierung der Bewehrung mit dem Federmodell gut mit den Messwerten an der Lasteinleitung übereinstimmen, müssen für das Herausziehen auf Grund der Spaltrissbildung und der seitlichen Öffnung des Versuchskörpers die 4-fachen Verschiebungen angesetzt werden. Unter Berücksichtigung des nichtlinearen Tragverhaltens der Kopfbolzen ist eine ausreichende Übereinstimmung möglich (vgl. Bild 6-21 und Bild 6-22).

#### 6.5.2.4 Validierung des analytischen Modells für randnahe oder liegende Kopfbolzen mit unbegrenzter linearer Kopfbolzenanordnung an den numerischen Parameteruntersuchungen

Die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton kann bei Verbundträgern mit randnahen, liegenden Kopfbolzen mit theoretisch unbegrenzten, vielen in Reihe randnahen, liegenden Kopfbolzen nicht angesetzt werden. Die numerischen Untersuchungen am Ausschnitt des Verbundträgergurts nach Bild 3-27 zeigen, dass mit der Aktivierung der Bewehrung auf Zug der Betonquerschnitt vollständig gerissen ist und keinen signifikanten zusätzlichen Beitrag zum Lastabtrag zur Bewehrung liefert. Der

Widerstand der randnahen, liegenden Kopfbolzen im Verbundträgerquerschnitt bei einer Zugbeanspruchung kann unter Berücksichtigung der Einzelkomponenten nach Bild 6-12 berechnet werden und folgt aus der Komponente mit der geringsten Tragfähigkeit. Bei der Validierung des Modells an den numerischen Parameteruntersuchungen (vgl. Bild 6-23 und Bild 6-24) wird neben den Komponenten nach *DIN EN 1992-4* der Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung angesetzt, der als Versagensmechanismus in den numerischen Parameteruntersuchungen nach Kapitel 3.3.2 beobachtet werden konnte. Für die Berechnung des Widerstands bei Betonausbruch wird für den Faktor  $\psi_{\text{supp}}$  der Ansatz für die Teilflächen im Kernbereich nach Bild 6-16 vorgeschlagen. Für die Nachrechnungen der Parameterstudien zu den Betonfestigkeitsklassen C20/25, C30/37 und C50/60 nach Bild 6-23 folgt eine Übereinstimmung von  $F_{u,\text{Modell}}/F_{u,\text{FE}} = 0,99$  bei einem Variationskoeffizienten von  $v \approx 9\%$  sowie für die numerischen Parameteruntersuchungen mit einem Durchmesser von  $\varnothing 8$  mm bis  $\varnothing 20$  mm eine Übereinstimmung von  $F_{u,\text{Modell}}/F_{u,\text{FE}} = 0,87$  bei einem Variationskoeffizienten von  $v \approx 19\%$ .

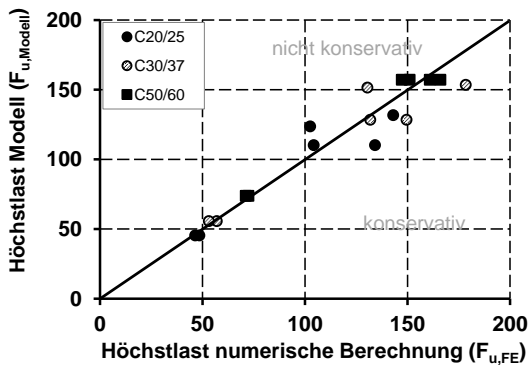


Bild 6-23: Vergleich der Ergebnisse des analytischen Modells an den Ergebnissen der numerischen Parameteruntersuchungen zur Betonfestigkeit an einem Kopfbolzen

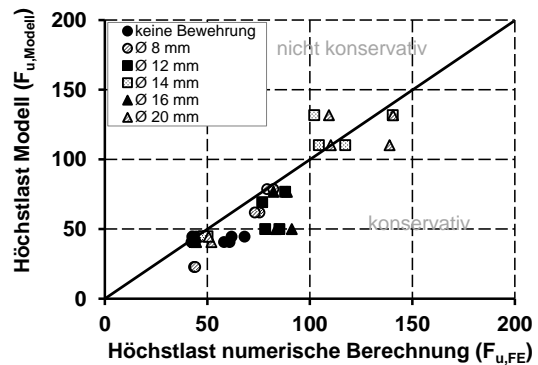


Bild 6-24: Vergleich der Ergebnisse des analytischen Modells an den Ergebnissen der numerischen Parameteruntersuchungen zur Bewehrung an einem Kopfbolzen

Das beschriebene Komponentenmodell für die randnahen, liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung stellt eine Alternative zu den geometrischen Randbedingungen nach Gleichung (3.2) und Gleichung (3.3) dar, bei der die Einzelkomponenten gezielt verstärkt und die Widerstände auf Grundlage von mechanischen Modellen nachvollzogen werden können. Für die praktische Anwendung bei kombinierter Zug- und Schubbeanspruchung erfolgt eine Validierung an experimentellen Push-out-Versuchen mit kombinierter Beanspruchung in *Kuhlmann, Ruopp (2018a)* und *Kuhlmann, Stempniewski (2018)*.

### 6.5.3 Analytisches Modell für die großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung

#### 6.5.3.1 Allgemeines

Im folgenden Kapitel wird ein analytisches Modell für Anschlüsse mit großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung vorgeschlagen. Das Modell wird an den experimentellen und numerischen Untersuchungen nach Kapitel 4 validiert und beschränkt sich auf Anschlüsse mit einer 4-reihigen Kopfbolzenanordnung ohne Randeinfluss. Die Modellentwicklung erfolgt auf Grundlage der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8*, bei der die Betonkomponenten nach *DIN EN 1992-4* in Kombination mit neueren Ansätzen wie sie auch im Stahlbaukalenderaufsatz *Kuhlmann u.a. (2018a)* vom Autor dargestellt werden, integriert werden. Vorteilhaft kann das Tragverhalten der Ankerplatte über die vorhandenen Komponenten nach *DIN EN 1993-1-8* abgeschätzt werden.

### 6.5.3.2 Herleitung des analytischen Modells und Annahmen zur Lastverteilung

Bei der Anwendung der Komponentenmethode werden die auf den Anschluss einwirkenden Schnittgrößen in resultierende Normal- und Querkraftbeanspruchungen zerlegt und den Widerständen der möglichen Versagensmechanismen der Einzelkomponenten nach Kapitel 6.2 und Kapitel 6.3 gegenübergestellt. Für die Berechnung des Gesamtwiderstands des Anschlusses müssen auf Grund der mehrreihigen Befestigungsmittelanordnung und der statischen Unbestimmtheit zunächst Annahmen zur Lastverteilung der Normal- und Querkräfte innerhalb des Anschlusses getroffen werden. Im Rahmen der experimentellen und numerischen Untersuchungen zu den Anschlüssen mit großen Ankerplatten nach Kapitel 4 konnten die Normal- und Querkraftbeanspruchungen für die Ableitung des analytischen Modells ausgewertet werden und Rückschlüsse auf die Modellentwicklung für die großen Ankerplatten gezogen werden.

Ergebnis dieser Untersuchungen war, dass die Lastverteilung innerhalb des Anschlusses von der Steifigkeit der Stahl- und Betonkomponenten und vom maßgebenden Versagensmechanismus des Anschlusses abhängig war. Dieser kann über den minimalen Widerstand der maßgebenden Einzelkomponente bestimmt werden. Während bei Anschlüssen mit einem spröden Betonversagensmechanismus ein linearer Verlauf der Normalkraftverteilung über die DMS-Messungen festgestellt wurde, waren in den Anschlüssen mit einer nachgiebigen Ankerplatte Lastumlagerungen der Normalkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen zu beobachten (vgl. Tabelle 4-6). Neben der Versagensart des Anschlusses wie Stahl- oder Betonversagen beeinflusst der Entwurf und die Auslegung des Anschlusses die Lastverteilung innerhalb der Dübelreihen. So wird z.B. die Verteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzen bei großen Ankerplatten maßgeblich von der Exzentrizität der einwirkenden Querkraft sowie der Nachgiebigkeit der Ankerplatte beeinflusst (vgl. Bild 4-24).

Im analytischen Modell (vgl. Bild 6-25) werden die Überlegungen bezüglich der Lastverteilung und der Widerstände der Einzelkomponenten berücksichtigt. Die Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen und die Ableitung des Bemessungsvorschlags erfolgt iterativ und programmgestützt, da unterschiedliche Belastungszustände für die jeweilige Anschlusskonfiguration zu berechnen und zu überprüfen sind. In einem ersten Schritt erfolgt die Annahme einer starren oder nachgiebigen Ankerplatte mit den in Bild 6-25 dargestellten Lastverteilungen.

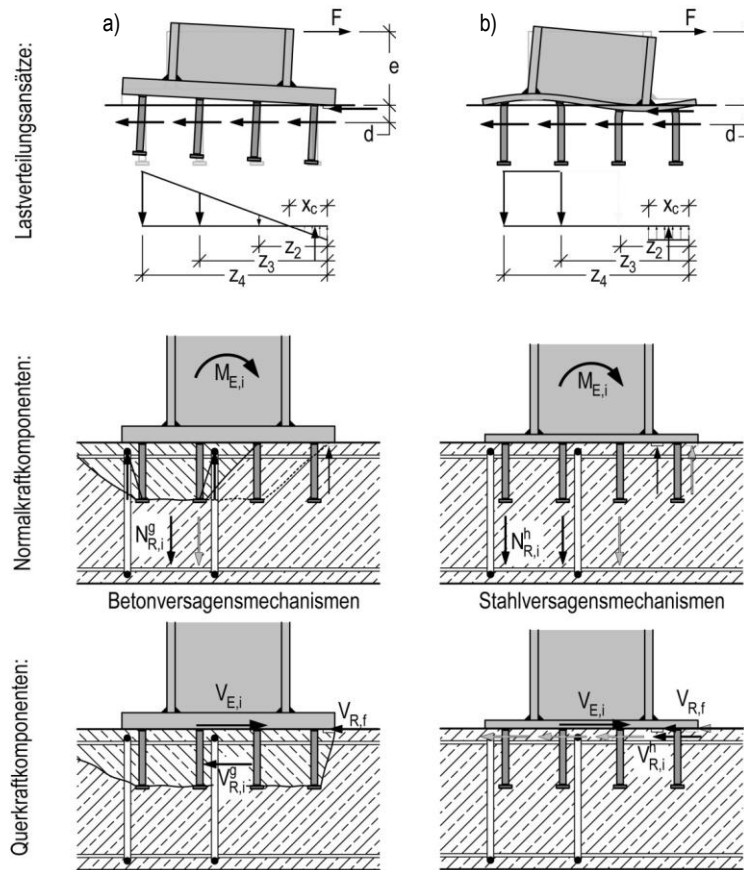


Bild 6-25: Analytisches Modell für die großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung mit  
a) starre Ankerplatte und b) nachgiebiger Ankerplatte

Zunächst werden die für die Anschlüsse mit großen Ankerplatten möglichen Versagensmechanismen nach Bild 6-27 identifiziert. Eine randnahe Anordnung der Ankerplatten wird nicht berücksichtigt. Für den Nachweis unter Annahme einer starren Ankerplatte werden die aus der Einwirkung  $F_u$  resultierenden Normal- und Querkräfte in den Dübelreihen berechnet. Bei der Annahme einer starren Ankerplatte mit einer linearen Verteilung wird iterativ überprüft, welche Kopfbolzenreihen nicht im Bereich der Druckzone liegen und so für den Zugkraftabtrag rechnerisch angesetzt werden können. Die Einwirkungen für den Nachweis in der maximal beanspruchten Dübelreihe werden mit Gleichung (6.36) berechnet, wenn z.B. drei Kopfbolzenreihen für die Zugbeanspruchung herangezogen werden können.

$$N_{Ei,4}^h = \frac{F_u \cdot (e + d_s) + D_u \cdot \frac{x_c}{3} - D_u \cdot \mu \cdot d_s}{\left( \frac{z_2 - x_c}{z_4 - x_c} \cdot z_2 + \frac{z_3 - x_c}{z_4 - x_c} \cdot z_3 + z_4 \right)} \quad (6.36)$$

Mit:

- $F_u$  Einwirkende Querkraft am Anschluss, mit Index u = Kraft auf Höchstlastniveau [N];
- $D_u$  Maximal aufnehmbare Druckkraft nach Gleichung (6.7) [N];
- $\mu$  Reibungskoeffizient nach Gleichung (6.8) [-];
- $e$  Exzentrizität [mm];
- $d_s$  Durchmesser eines Kopfbolzens [mm];
- $x_c$  Druckzonenhöhe [mm];
- $z_i$  Statischer Hebelarm der Kopfbolzenreihe i (vgl. Bild 6-26) [mm].

Im Zugbereich sind Gruppenversagensmechanismen, wie z.B. Betonausbruch in Kombination mit der Rückhängebewehrung, möglich. Dem Gruppenversagen wird die Zugbeanspruchung der Befestigungsmittelgruppe gegenübergestellt. Die Lage der resultierenden Zugbeanspruchung der Befestigungsmittelgruppe kann nach Bild 6-26 berechnet werden und die exzentrische Beanspruchung wird z.B. bei der Berechnung des Widerstands bei Betonversagen unter Zug nach Gleichung (6.11) über den Beiwert  $\psi_{ec,N}$  berücksichtigt. Die Lastverteilung der Querlasten erfolgt bei der elastischen Berechnung gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen, sofern die Querkräfte nicht vollständig über Reibung übertragen werden können. In Abweichung zu *DIN EN 1992-4* werden für die Anschlüsse mit großen Ankerplatten Reibungskräfte im Druckbereich rechnerisch berücksichtigt. Voraussetzung für diese Annahme ist, dass der Kontakt zwischen Ankerplatte und Beton nicht durch eine Zugbeanspruchung des Anschlusses aufgehoben wird. Bei der Entwicklung des analytischen Modells nach Bild 6-25 ist zudem zwischen Gruppen- und Einzelversagensmechanismen zu unterscheiden. Während bei der Berechnung der Betonversagensmechanismen, wie dem Betonausbruch, die gesamte Befestigungsmittelgruppe zu berücksichtigen ist, können beim Stahlversagen den Kopfbolzenreihen Widerstände einzeln zugeordnet werden. Für die Versagensmechanismen mit Ansatz der gemeinsamen Tragwirkung von Bewehrung und Beton erfolgt als Erweiterung zu *DIN EN 1992-4* eine Zuordnung dieser Versagensarten zum Gruppenversagen. Dies ist Ergebnis der Berechnung des Widerstands bei der gemeinsamen Tragwirkung von Bewehrung und Beton nach *INFASO (2012)*, für die die Steifigkeitsverhältnisse der gesamten Befestigungsmittelgruppe im Modell erfasst werden.

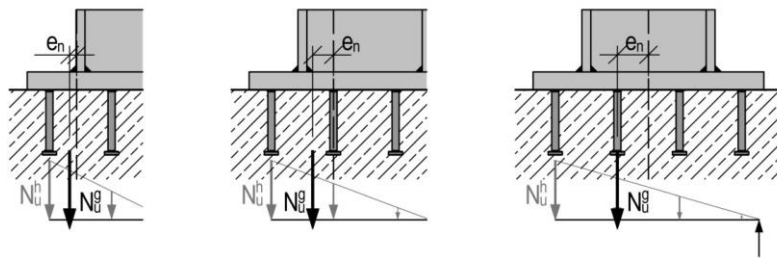


Bild 6-26: Lage der resultierenden Zugkraft bei Annahme einer starren Ankerplatte und Aktivierung von zwei Reihen (links), drei Reihen (Mitte) und vier Reihen (rechts) auf Zug

Für die Anschlüsse mit einem nachgiebigen Tragverhalten der Ankerplatte wird das plastische Bemessungskonzept nach *CEN/TR 17081* angewendet, mit dem Lastumlagerungen der Normalkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen angesetzt werden. Voraussetzung für die Anwendung des Verfahrens ist, dass ein duktiler Stahlversagen gegenüber den spröden Betonversagensmechanismen maßgebend wird. Diese Anforderung ist bei der Berechnung der Widerstände der Einzelkomponenten mit Gleichung (2.10) zu überprüfen. Insbesondere für Anschlüsse mit großer Momentenbeanspruchung und einer hohen Zugbeanspruchung auf der lastabgewandten Seite können über die Anwendung des plastischen Nachweiskonzeptes die vorhandenen Traglastreserven ausgenutzt werden.

Die Berechnung der Einwirkungen bei der Annahme einer nachgiebigen Ankerplatte erfolgt iterativ, bei der die Annahmen bezüglich der Nachgiebigkeit der Ankerplatte und der Lage des Druckpunktes sowie der Anzahl der auf Zug aktivierten Kopfbolzenreihen ggf. korrigiert werden müssen. Die Querkraftverteilung ist abhängig von den Reibungskräften, die im Druckbereich aktiviert werden können. Für die Anschlüsse mit einer Exzentrizität, die größer als der Grenzwert in Gleichung (2.9) ist, kann von einem vollständigen Querkraftabtrag durch den Reibungsanteil ausgegangen werden. Bei Anschlüssen mit kleineren Exzentrizitäten, bei denen die Querkräfte nicht vollständig über Reibung übertragen werden können, werden weitere Kopfbolzenreihen rechnerisch berücksichtigt. Im Rahmen des plastischen Nachweises nach *CEN/TR 17081* werden im Modell zunächst die Kopfbolzenreihen im Druckbereich für den Abtrag der Querkräfte angesetzt.

Im letzten Schritt erfolgt die Berechnung der Ausnutzungsgrade für die Normal- und Querkraft und die kombinierte Normal- und Querkraftbeanspruchung unter Berücksichtigung der Interaktionsbedingungen nach Kapitel 6.4. In Bild 6-27 ist das Ablaufdiagramm zur Berechnung der Tragfähigkeit der Anschlüsse mit großen Ankerplatten dargestellt. Für die großen Ankerplatten ist allgemein ein programmgestütztes, iteratives Vorgehen erforderlich, da die verschiedenen Lastverteilungszustände berücksichtigt werden müssen und für die Identifikation des maßgebenden Versagensmechanismus miteinander verglichen werden. Zudem sind die Annahmen für den Hebelarm im Rahmen der iterativen Berechnung ggf. anzupassen.

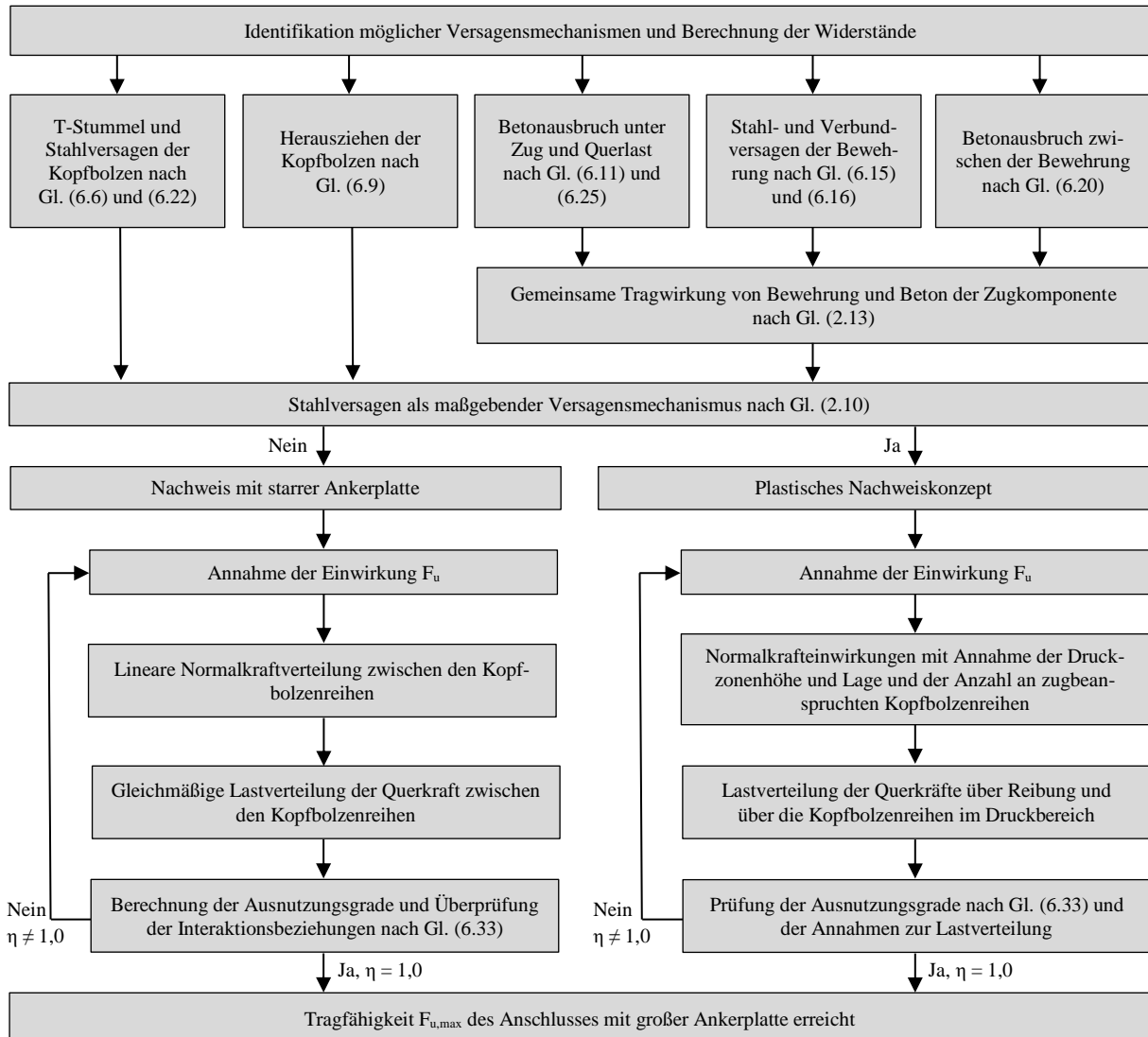


Bild 6-27: Ablaufschema für das analytische Modell der Anschlüsse mit großen Ankerplatten

### 6.5.3.3 Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen und den numerischen Parameteruntersuchungen

Die Validierung des analytischen Modells für die großen Ankerplatten erfolgt über den Vergleich der maßgebenden Höchstlasten auf Traglastniveau sowie über den Vergleich der Übereinstimmung der relevanten Versagensmechanismen zwischen Versuch und Modell. In den Versuchen mit großer Exzentrizität und Momentenbeanspruchung kann eine gute Übereinstimmung bezüglich dieser Kriterien erreicht werden. Für die Anschlüsse mit einer großen Exzentrizität sind i.d.R. die Versagensmechanismen im Zugbereich maßgebend, die mit den neueren Modellen nach *INFASO (2012)* gut abgeschätzt werden

können (vgl. Tabelle 6-3). Die aus dem horizontalen Kräftegleichgewicht resultierenden Druckbeanspruchungen können bei diesen Anschlüssen vorteilhaft zum Abtrag der Reibungskräfte angesetzt werden. Für den Reibungsanteil bei den Anschlüssen mit großen Ankerplatten folgt mit dem Reibungskoeffizienten  $\mu = 0,4$  eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die Versuche mit großer Exzentrizität haben eine Übereinstimmung von  $F_{u,Modell}/F_{u,Versuch} = 0,85$  bei einem Variationskoeffizienten von  $v \approx 6,7\%$ . Zudem stimmen die maßgebenden Versagensmechanismen miteinander überein. In den Versuchen der Serie 3 und 4 mit Kopfbolzen mit einer langen Verankerungslänge wird das plastische Nachweiskonzept nach *CEN/TR 17081* angewendet. In den Versuchen konnte auf der Ankerplattenoberseite die Streckgrenze erreicht werden, so dass diese Annahme gerechtfertigt ist (vgl. Bild 2-4).

Tabelle 6-3: Vergleich der Versuchsergebnisse  $F_{u,Versuch}$  mit dem analytischen Modell  $F_{u,Modell}$  für Anschlüsse mit großen Ankerplatten

| Versuch  | Beobachteter Versagensmechanismus                      | Höchstlast Versuch | Maßgebender Versagensmechanismus des analytischen Modells | Berechnung der Einwirkungen            | Höchstlast Modell | $F_{u,Modell}/F_{u,Versuch}$ |
|----------|--|--------------------|---|--|-------------------|------------------------------|
|          |  | $F_{u,Versuch}$    |   |  | $F_{u,Modell}$    |                              |
|          | [-]  | [kN]               | [-]   | [-]                                    | [kN]              | [-]                          |
| B3-Q     | Betonversagen/<br>Stahlversagen der Rückhängebewehrung | 1000,6             | Betonversagen<br>Interaktion                              | Elastisch nach<br><i>DIN EN 1992-4</i> | 681,0             | 0,68                         |
| R2-2Q    | Betonversagen/<br>Druckstrebenbruch                    | 1128,9             | Betonversagen<br>Interaktion                              | Elastisch nach<br><i>DIN EN 1992-4</i> | 851,0             | 0,75                         |
| R2-4Q(1) | Betonversagen/<br>Druckstrebenbruch                    | 940,0              | Betonversagen<br>Interaktion                              | Elastisch nach<br><i>DIN EN 1992-4</i> | 611,0             | 0,65                         |
| R2-4Q(2) | Betonversagen/<br>Druckstrebenbruch                    | 977,0              | Betonversagen<br>Interaktion                              | Elastisch nach<br><i>DIN EN 1992-4</i> | 621,0             | 0,64                         |
| R3-3Q    | Stahlversagen<br>Kopfbolzen                            | 1080,6             | Stahlversagen Interaktion                                 | Plastisch nach<br><i>CEN/TR 17081</i>  | 1131,0            | 1,05                         |
| R5-3Q    | Stahlversagen<br>Kopfbolzen                            | 1099,2             | Stahlversagen Interaktion                                 | Plastisch nach<br><i>CEN/TR 17081</i>  | 1111,0            | 1,01                         |
| R2-1Q    | Betonversagen/<br>Druckstrebenbruch                    | 170,1              | Druckstrebenbruch Zug                                     | Elastisch nach<br><i>DIN EN 1992-4</i> | 151,0             | 0,89                         |
| R2-3Q(1) | Betonversagen/<br>Druckstrebenbruch                    | 138,7              | Druckstrebenbruch Zug                                     | Elastisch nach<br><i>DIN EN 1992-4</i> | 111,0             | 0,80                         |
| R2-3Q(2) | Betonversagen/<br>Druckstrebenbruch                    | 142,4              | Druckstrebenbruch Zug                                     | Elastisch nach<br><i>DIN EN 1992-4</i> | 111,0             | 0,78                         |
| R3-1Q    | Betonversagen/<br>Stahlversagen RB                     | 335,3              | Stahlversagen Kopfbolzen<br>Zug                           | Plastisch nach<br><i>CEN/TR 17081</i>  | 316,0             | 0,94                         |
| R3-2Q(1) | Betonversagen/<br>Stahlversagen RB                     | 344,9              | Betonversagen / Rückhängebewehrung<br>Zug                 | Plastisch nach<br><i>CEN/TR 17081</i>  | 311,0             | 0,90                         |
| R3-2Q(2) | Betonversagen/<br>Stahlversagen RB                     | 341,6              | Stahlversagen Kopfbolzen<br>Zug                           | Plastisch nach<br><i>CEN/TR 17081</i>  | 311,0             | 0,91                         |
| R5-1Q    | Stahlversagen<br>Kopfbolzen                            | 265,7              | Stahlversagen Interaktion                                 | Plastisch nach<br><i>CEN/TR 17081</i>  | 216,0             | 0,81                         |
| R5-2Q    | Stahlversagen<br>Kopfbolzen                            | 270,9              | Stahlversagen Interaktion                                 | Plastisch nach<br><i>CEN/TR 17081</i>  | 216,0             | 0,80                         |

Die Abschätzung der Tragfähigkeit der Anschlüsse mit kleiner Exzentrizität ist für die Anschlüsse mit kurzen Kopfbolzen und Betonversagensmechanismen konservativ (vgl. Tabelle 6-3). Die maßgebenden Versagensmechanismen des analytischen Modells stimmen mit den experimentellen Beobachtungen

überein, allerdings mit  $F_{u,Modell}/F_{u,Versuch} = 0,80$  bei einem Variationskoeffizienten von  $v \approx 21,2\%$ . Ursache hierfür ist, dass der Einfluss der Bewehrung für Anschlüsse unter einer Querkraftbeanspruchung im randfernen Bereich noch nicht ausreichend genau abgeschätzt wird. In den Versuchen konnte beobachtet werden, dass die Kopfbolzen der Ankerplatte gegen die Rückhängebewehrung geschoben werden und so deutliche Traglaststeigerungen gegenüber einem Anschluss im unbewehrten Beton möglich sind. Für den Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite nach Gleichung (6.25) wird die traglaststeigernde Wirkung der Bewehrung der Zugkomponente zwar indirekt angesetzt, allerdings wird in der vorliegenden Arbeit auf Grund der begrenzten Versuchsanzahl kein alternatives Modell für die Querkraftkomponenten mit Berücksichtigung der Bewehrung im randfernen Bereich zu *DIN EN 1992-4* vorgeschlagen. Für Anschlüsse mit einer kleineren Exzentrizität kann aus diesen Untersuchungen weiterer Forschungsbedarf zu geeigneten analytischen Modellen der Einzelkomponenten unter Querlast mit Ansatz der Rückhängebewehrung abgeleitet werden.

In den Versuchen der Serie 2 wird auf Grund der geringen Einbindelänge der Kopfbolzen der Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung maßgebend. Im Zugbereich wird für die Berechnung des Betondruckstrebenbruchs nach Kapitel 6.2.10 ein erweiterter Ansatz nach *Berger (2015)* angewendet. Dieser ist erforderlich, da die Anzahl der Bewehrungsbügel im Zugbereich begrenzt ist und pro Kopfbolzenreihe mit einer Bügelreihe keine symmetrische Anordnung der Bewehrungsbügel vorhanden ist (vgl. Bild 4-3). Bei der Betrachtung eines einzelnen Kopfbolzens ist ein Bewehrungsbügel nur auf einer Seite angeordnet. Für diesen Anwendungsfall werden nach *Berger (2015)* Teilflächen nach Bild 6-29 definiert. Der Widerstand bei Betonausbruch zwischen der Bewehrung kann bei einer Anordnung der Rückhängebewehrung im Zugbereich wie bei den großen Ankerplatten nach Gleichung (6.37) berechnet werden. Für den Bereich zwischen den Kopfbolzenreihen  $A_{c,N,2}$  wird nach diesem Ansatz anteilig die Betonausbruchlast ohne Rückhängebewehrung angesetzt. Für die seitlichen Bereiche  $A_{c,N,1}$  und  $A_{c,N,3}$  wird die Tragfähigkeit bei einem Betondruckstrebenbruch auf die Rückhängebewehrung über den Faktor  $\psi_{supp}$  in Abhängigkeit des Abstands  $x$  nach Bild 6-29 berechnet. Die Berechnung des Widerstands mit Hilfe der Teilflächen der Zugkomponenten konnte an den Zugversuchen im Forschungsvorhaben *Kurz u.a. (2016)* validiert werden.

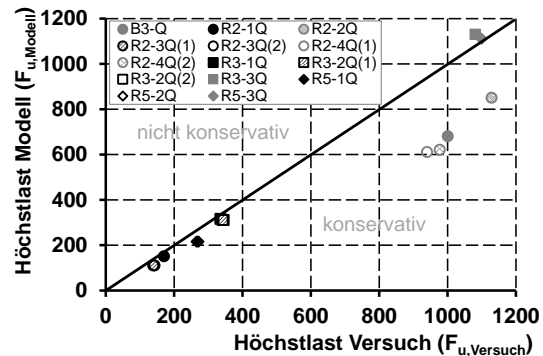


Bild 6-28: Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen der Anschlüsse mit großer und kleiner Exzentrizität

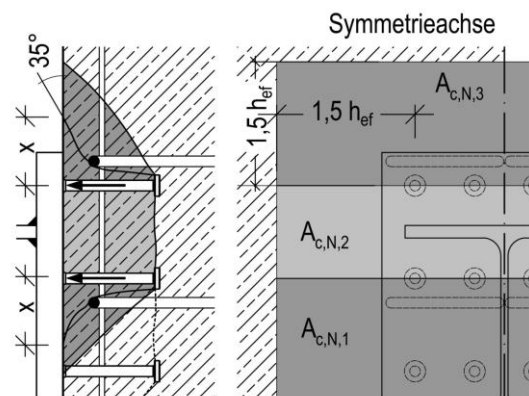


Bild 6-29: Teilflächen bei einer seitlichen Bewehrungsanordnung nach Berger (2015)

Der Widerstand bei Betonausbruch zwischen der Bewehrung kann bei einer Anordnung der Rückhängebewehrung im Zugbereich wie bei den großen Ankerplatten nach Gleichung (6.37) berechnet werden. Für den Bereich zwischen den Kopfbolzenreihen  $A_{c,N,2}$  wird nach diesem Ansatz anteilig die Betonausbruchlast ohne Rückhängebewehrung angesetzt. Für die seitlichen Bereiche  $A_{c,N,1}$  und  $A_{c,N,3}$  wird die Tragfähigkeit bei einem Betondruckstrebenbruch auf die Rückhängebewehrung über den Faktor  $\psi_{supp}$  in Abhängigkeit des Abstands  $x$  nach Bild 6-29 berechnet. Die Berechnung des Widerstands mit Hilfe der Teilflächen der Zugkomponenten konnte an den Zugversuchen im Forschungsvorhaben *Kurz u.a. (2016)* validiert werden.

$$N_{u,cs} = N_{u,c} \cdot \psi_{\text{supp}} \cdot \frac{A_{c,N,1}}{A_{c,N}} + N_{u,c} \cdot \frac{A_{c,N,2}}{A_{c,N}} + N_{u,c} \cdot \psi_{\text{supp}} \cdot \frac{A_{c,N,3}}{A_{c,N}} \quad [\text{N}] \quad (6.37)$$

Mit:

$N_{u,c}$  Widerstand für Versagen bei Betonausbruch nach Gleichung (6.11) [N];

$A_{c,N,i}$  projizierte Teilfläche des Betonausbruchkörpers der Verankerung auf der Betonfläche nach Bild 6-29 [mm];

$\psi_{\text{supp}} = \frac{2,5}{1 + \frac{x}{h_{\text{ef}}}}$  Faktor zur Berücksichtigung der positiven Abstützwirkung der Bewehrung nach *Berger (2015)*, wenn die Rückhängebewehrung die Oberflächenbewehrung nicht umschließt [-].

Für die Berechnung der Einwirkungen wird bei der Nachrechnung der Versuche der Serie 3 und 5 das plastische Nachweis Konzept angewendet. In den Versuchen der Serie 5 konnte der Widerstand bei Betonversagen unter Zug über die Rückhängebewehrung gezielt verstärkt werden, so dass ein Stahlversagen der Ankerplatte und der Kopfbolzen maßgebend wurde. Für die Nachrechnung dieser Versuche ist die Anwendung des plastischen Nachweisverfahrens nach dem Kriterium nach Gleichung (2.10) zulässig. In den Versuchen der Serie 3 konnten Umlagerungen der Normalkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen (vgl. Tabelle 4-6) beobachtet werden. Eine Anwendung des plastischen Nachweis Konzeptes ist für die Nachrechnung dieser Versuche nicht zulässig, da mit dem Stahlversagen der Rückhängebewehrung ein Versagen im Bereich des Betons maßgebend wurde und die Anforderungen nach Gleichung (2.10) eigentlich nicht erfüllt sind. Für die Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen (vgl. Tabelle 6-3) wird auf Grund der Beobachtungen der DMS-Messungen eine plastische Normalkraftverteilung mit Lastumlagerungen angesetzt. Für die Nachrechnung dieser Versuche würde die Annahme einer linearen Verteilung der Normalkräfte zu deutlich geringeren Höchstlasten führen, da die Widerstände aller Kopfbolzenreihen im Zugbereich nicht voll ausgenutzt werden können. Das Tragverhalten der Ankerplatte im Zugbereich wird im Modell über die Komponente des äquivalenten T-Stummels unter Zugbeanspruchung nach Kapitel 6.2.2 berücksichtigt. Mit diesem Modell kann neben der Berechnung der Widerstände auch das Tragverhalten ausreichend genau abgeschätzt werden, da z.B. für die Versuche der Serie 5 mit einer dünnen Ankerplatte und großer Exzentrizität eine Fließgelenkbildung im Ankerplattenquerschnitt nach Gleichung (6.1) maßgebend wird. Die 4-reihige Anordnung der Befestigungsmittel des T-Stummels auf Zug geht über den Anwendungsbereich der *DIN EN 1992-4* hinaus. Für die Anschlüsse mit großen Ankerplatten wird für die Komponente des T-Stummels auf Zug ein Modell nach *Couchaux u.a. (2015)* angewendet, mit dem die Widerstände bei einer mehrreihigen Bolzenanordnung ausreichend genau abgeschätzt werden können.

Die Erweiterung des Modells des äquivalenten T-Stummels auf die 4-reihige Befestigungsmittelanordnung sowie die Anforderungen auf eine Anwendung bei Anschlüssen mit großen Ankerplatten z.B. hinsichtlich der Validierung möglicher Fließmuster wurde in *Nguyen (2015)* überprüft. Das Modell erfasst ein Versagen des Befestigungsmittels, eine Fließgelenkbildung in der Ankerplatte und ein Mischversagen dieser beiden Versagensarten. Membraneffekte, die durch das Abheben des T-Stummels aktiviert werden können (vgl. Bild 6-4) und theoretisch zu Traglaststeigerungen führen, werden im Modell nicht angesetzt. Eine Weiterentwicklung ist auf Grundlage der Zugversuche mit großen Ankerplatten nach *Kurz, Scholz (2016)* möglich. Beim Ansatz der traglaststeigernden Wirkung der Membraneffekte sind im Modell auch die Querkkräfte in den Kopfbolzenreihen zu berücksichtigen, die durch die Membranzugkräfte im Ankerplattenquerschnitt aktiviert werden (vgl. Bild 4-25 ①). Das analytische Modell konnte an den zusätzlichen numerischen Parameteruntersuchungen (vgl. Kapitel 4.3.3) z.B. zur Ankerplattendicke (vgl. Bild 6-30) und der Lastexzentrizität (vgl. Bild 6-31) validiert werden. Für die Anschlüsse mit einer großen Exzentrizität und Zugbeanspruchung kann mit dem analytischen Modell das Tragverhalten der Ankerplatte für Ankerplattendicken von 10 mm bis 50 mm gut abgeschätzt werden (vgl. Bild 6-30 ①). Bei der Variation der Exzentrizität der Querkraft von 20 mm bis 1320 mm stellen

sich unterschiedliche Lastverteilungszustände der Zug- und Querkräfte innerhalb der Ankerplatte ein (vgl. beispielsweise Bild 4-25). Die Höchstlasten haben bei mittleren Exzentrizitäten und einer gleichmäßigen Zug- und Querkraftbelastung im Anschluss eine ausreichende Übereinstimmung (vgl. Bild 6-31 ①). Die numerischen Parameteruntersuchungen und die analytisch berechneten Höchstlasten haben eine Übereinstimmung von  $F_{u, \text{Modell}}/F_{u, \text{FE}} = 0,84$  bei einem Variationskoeffizienten von  $v \approx 16\%$ .

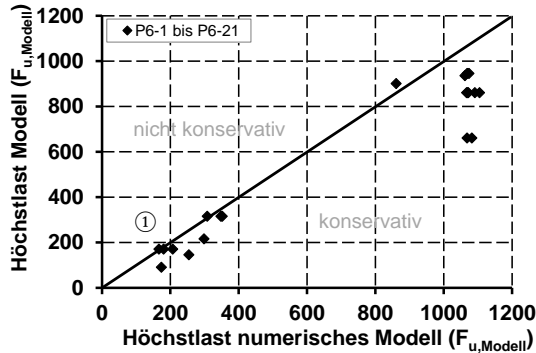


Bild 6-30: Validierung des analytischen Modells an den Parameteruntersuchungen zur Ankerplattendicke

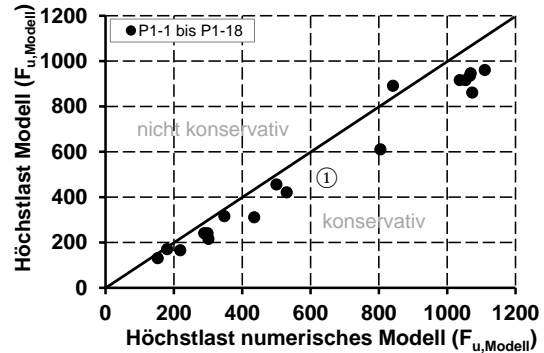


Bild 6-31: Validierung des analytischen Modells an den Parameteruntersuchungen zur Lastexzentrizität

#### 6.5.3.4 Weiterführende Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten der Anschlüsse mit großen Ankerplatten

Das in Kapitel 6.5.3.2 dargestellte analytische Modell für die Anschlüsse mit großen Ankerplatten baut auf dem Nachweisverfahren mit starrer oder nachgiebiger Ankerplatte nach *DIN EN 1992-4* und *CEN/TR 17081* auf und eignet sich für eine ausreichend genaue Abschätzung der Tragfähigkeit der Anschlüsse mit großen Ankerplatten bei 4-reihiger Kopfbolzenanordnung. Mit Hilfe des Modells können die Einwirkungen und Widerstände der Kopfbolzenreihen berechnet werden.

Die Nachgiebigkeit der Ankerplatte kann alternativ auch über eine FE-Modellierung des Stahlquerschnitts abgebildet werden (vgl. nach Tabelle 2-1). Neben der Entwicklung möglicher Abstützkräfte im Zugbereich und der Fließgelenkbildung in der Ankerplatte kann das Last-Verformungsverhalten des Anschlusses berechnet werden. Für die Anschlüsse mit großen Ankerplatten wurde von *Jörg (2016)* ein Modell entwickelt, bei dem die Ankerplatte über Stabelemente nach Bild 6-32 mit Hilfe des Verschiebungsgrößenverfahrens modelliert wird. Als Rechenkern wurde ein von *Krimpmann (2014)* entwickeltes Modell für nachgiebige Anschlüsse nach *INFASO (2012)* verwendet.

Das Tragverhalten im Druckbereich und der Kopfbolzen unter Zug- und Querlast wird in diesem Modell über die Steifigkeit der Federelemente berücksichtigt. Für die Federelemente im Zugbereich werden die in *INFASO (2012)* entwickelten Steifigkeitsbeziehungen für die Betonkomponenten angesetzt. Mit dem Modell können nichtlineare Effekte in der Ankerplatte wie die Fließgelenkbildung, die Zugbandwirkung im T-Stummel sowie Lastumlagerungen zwischen den Kopfbolzenreihen in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit der einzelnen Anschlusskomponenten berücksichtigt werden. Mit dem Modell lässt sich das Last-Verformungsverhalten insbesondere für den Zugbereich des Anschlusses gut abbilden (vgl. Bild 6-33).

Herausforderung der Umsetzung nach Bild 6-32 ist, dass bei der Festlegung der nichtlinearen Steifigkeiten der Federmodelle zwischen Einzel- und Gruppenversagensmechanismen unterschieden werden muss. Für die praktische Anwendung stellt dieses semi-numerische Modell höhere Anforderungen auf Grund der numerischen Modellierung der Ankerplatte an die Umsetzung und den Berechnungsaufwand als eine analytische Lösung auf Basis eines Komponentenmodells. Ergebnis der Untersuchungen nach

Jörg (2016) ist zudem, dass die Zugkomponenten des Anschlusses über vorhandene Modelle nach *INFASO* (2012) gut abgebildet werden können. Offene Fragestellungen ergeben sich für die Last-Verformungsbeziehungen der Querkraftkomponenten, für die u.a. im randfernen Bereich in Kombination mit der Rückhängebewehrung noch keine Modelle vorhanden sind.

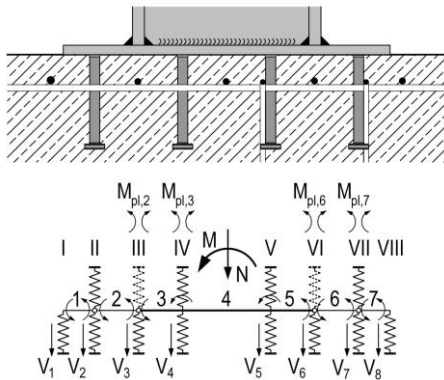


Bild 6-32: Statisches System der Ankerplatte nach Jörg (2016)

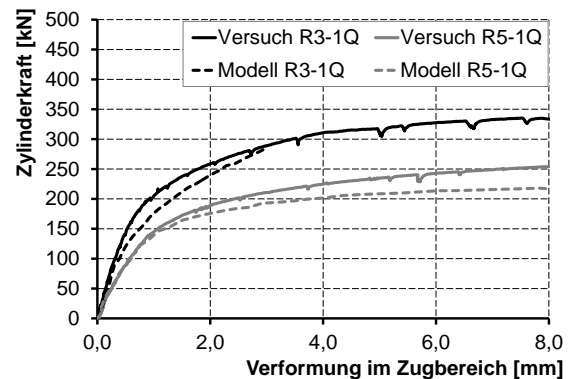


Bild 6-33: Vergleich der Zugverformungen von Versuch und Berechnung nach Jörg (2016)

#### 6.5.4 Analytisches Modell für die Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung

##### 6.5.4.1 Allgemeines

Für Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung mit 2-seitigem sowie 4-seitigem Randeinfluss wird im Folgenden ein analytisches Modell auf Grundlage der Komponentenmethode vorgeschlagen. Praxisbeispiele sind z.B. ein Trägeranschluss an einem Unterzug für den 2-seitigen Randeinfluss oder die Lasteinleitung im Bereich eines Lagersockels (vgl. Bild 5-2) bei 4-seitiger Beeinflussung durch Bauteilränder. Ergebnis der experimentellen und numerischen Untersuchungen war, dass bei den Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung im Beton Versagensmechanismen beobachtet werden konnten, die mit den Modellen der Befestigungstechnik übereinstimmen. Bei den Anschlüssen mit geringen Randabständen ließen sich so z.B. mit dem Betonkantenbruch bei einer Querbelastung gegen den Bauteilrand Versagensmechanismen beobachten, die über eine Stabwerkmodellierung (vgl. Bild 5-3) oder Ansätze nach dem Verbundbau (vgl. Tabelle 5-1) mit der Voraussetzung von großen Randabständen auf Grund der vorhandenen Randeinflüsse nicht erfasst werden können. Für das im Folgenden entwickelte analytische Modell werden die Betonkomponenten aus dem Bereich der Befestigungstechnik nach *DIN EN 1992-4* sowie neuere Ansätze nach *INFASO* (2012) verwendet. Die traglaststeigernde Wirkung der Bügelbewehrung im Bereich dieser Anschlüsse kann im Modell unter bestimmten Voraussetzungen angesetzt werden. Zudem werden die aus dem Schädigungsverhalten im randnahen Bereich möglichen Lastumlagerungen im Modell mitberücksichtigt.

##### 6.5.4.2 Herleitung des analytischen Modells und Annahmen zur Lastverteilung

Das analytische Modell für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung wird auf Grundlage der Befestigungstechnik nach *DIN EN 1992-4* hergeleitet, da das Tragverhalten der experimentellen und numerischen Untersuchungen mit den dort beschriebenen Versagensarten erfasst wird. Neben der Abschätzung der Traglasten der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung können mit der Zerlegung des Anschlusses in Einzelkomponenten die Anschlüsse im Entwurfsprozess so ausgelegt werden, dass ein duktiler Versagen maßgebend wird. Für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung mit und ohne Auflast werden Modelle nach Bild 6-34 vorgeschlagen.

Unter Annahme eines starren Tragverhaltens der Ankerplatte erfolgt zunächst eine Unterteilung in Normal- und Querkraftkomponenten. Für die Ankerplatte und die Anbauteile wird ein starres Tragverhalten vorausgesetzt, bei dem keine Lastumlagerungen auf Grund der Nachgiebigkeit der Stahlkomponenten möglich sind, so dass sich z.B. Bereiche des Anschlusses durch die Nachgiebigkeit der Ankerplatte dem Lastabtrag entziehen können. Das aufgeschweißte Fahnenblech zur Lasteinleitung sowie die Fixierung der Ankerplatte z.B. durch ein Überdrücken des Anschlusses begünstigen das starre Tragverhalten des Anschlusses. Bei der Berechnung der Einwirkungen wird ein vereinfachtes Modell auf Grundlage des gelenkigen Querkraftanschlusses nach *INFASO (2012)* mit einem rechteckigen Spannungsblock und einer linearen Verteilung der Normalkräfte vorgeschlagen. Neben dem Modell mit exzentrischer Querkrafteinleitung wird ein Berechnungsansatz für Anschlüsse mit Fixierung entwickelt, mit der ein Abheben im lastabgewandten, zugbeanspruchten Bereich verhindert wird. Das Modell mit Fixierung der Ankerplatte und der daraus resultierenden vorwiegenden Querkraftbeanspruchung kann zudem zur Validierung der Widerstände der Querkraftkomponenten der Anschlüsse mit exzentrischer Lasteinleitung herangezogen werden. Auf der lastabgewandten Seite können bei diesen Anschlüssen für die kombinierte Zug- und Querkraftbeanspruchung die Widerstände der Querkraftkomponenten bei einer theoretisch ausschließlichen Querkraftbeanspruchung des Anschlusses validiert werden.

Ergebnis der experimentellen und numerischen Untersuchungen war, dass in den Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung mit dem Schädigungsverhalten im randnahen Bereich Lastumlagerungen stattfinden. Bei einer Querbelastung zum Bauteilrand bricht bei einem geringen Randabstand i.d.R. der Beton ausgehend von der vorderen Kopfbolzenreihe aus und die Querkräfte lagern sich auf die randfernen Kopfbolzenreihen um. Ein Versagen des Anschlusses im randnahen Bereich tritt dann ein, wenn nach der Lastumlagerung in der randfernen Reihe der maximal mögliche Ausnutzungsgrad bei Stahl- oder Betonversagen erreicht ist. In Übereinstimmung mit den experimentellen Beobachtungen ist z.B. auch ein Mischversagen möglich, mit einem Verbundversagen der Bewehrung ausgehend von der randnahen Reihe und einem Stahlversagen durch Abscheren der Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite (vgl. Bild 6-35). Mit dem Erreichen der Höchstlast kann bei einem geringen Randabstand in der randnahen Kopfbolzenreihe nicht mehr die volle Querkrafttragfähigkeit bei Stahlversagen erreicht werden. Eine Berechnung unter Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Querkraftlasten kann zu einer ungünstigen Abschätzung der Tragfähigkeit des Anschlusses führen. Bei der Ableitung eines analytischen Modells müssen daher die unterschiedlichen Beanspruchungszustände erfasst werden, da sich Teile des Anschlusses auf Grund des Schädigungsverhaltens dem Lastabtrag entziehen können.

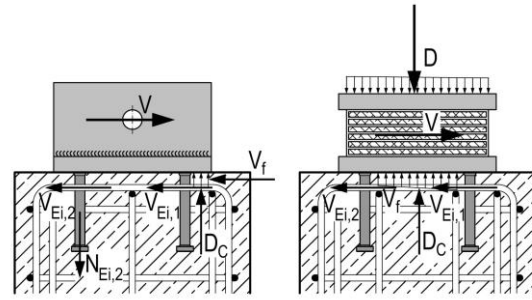


Bild 6-34: Analytisches Modell für Anschlüsse mit exzentrischer Querbelastung (links) und für Anschlüsse unter Quer- und Druckbelastung (rechts)

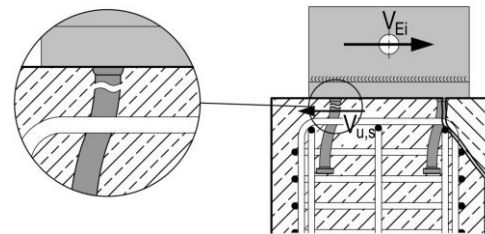


Bild 6-35: Kombiniertes Beton- und Stahlversagen durch Lastumlagerungen im Anschluss

Im analytischen Modell werden unterschiedliche Beanspruchungszustände berücksichtigt, die im Folgenden für eine 2-reihige Kopfbolzenanordnung dargestellt werden und nach *Kuhlmann, Ruopp (2019)* auch auf eine 3-reihige Kopfbolzenanordnung übertragen werden können. Im Zustand I werden die Querkräfte gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt, da für alle Reihen die gleiche Steifigkeit angenommen wird. Mit der Rissbildung ausgehend von der vorderen Kopfbolzenreihe lagern sich die Kräfte um und die randferne Kopfbolzenreihe wird im Zustand II maßgebend für das Versagen des Anschlusses (vgl. Bild 6-36). Mit der vollständigen Lastumlagerung der Querkräfte auf die randferne Reihe wird im Rahmen des Modells eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung vorgeschlagen.

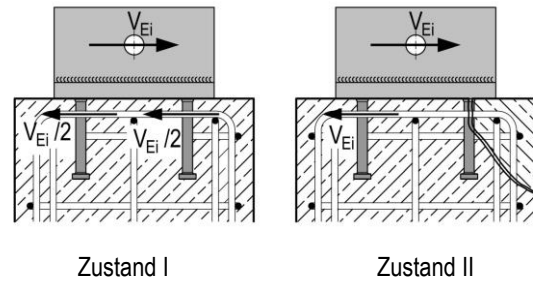


Bild 6-36: Lastverteilung der Querkräfte im Zustand I und Zustand II

Die Auswertung der numerischen Untersuchungen zur Querlastverteilung zeigen (vgl. Kapitel 5.3.3), dass der randnahen Kopfbolzenreihe auch im Zustand II beim Erreichen der Höchstlast eine bestimmte Resttragfähigkeit zugeordnet werden kann. Allerdings ist diese Querkrafttragfähigkeit von weiteren Parametern, wie z.B. der Duktilität der Kopfbolzen oder dem Bewehrungsgrad im randnahen Bereich, abhängig. So können theoretisch bei einem Verbundversagen auf Grund einer geringen Verankerungslänge der Bügelbewehrung im Betonausbruchkegel bei Betonkantenbruch trotzdem Kräfte über die Biegesteifigkeit der Bewehrung abgetragen werden. Insbesondere bei einem duktilen Tragverhalten der Kopfbolzen kann so ein Querkraftanteil über die vordere Kopfbolzenreihe übertragen werden, sofern die Kopfbolzen nicht über die Bewehrung hinweggeschoben werden (vgl. Bild 5-34).

Die Kraftverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen bei einer konzentrierten Lasteinleitung ist abhängig von der Steifigkeit der randnahen Reihe. Zwar kann die Steifigkeit von Befestigungsmitteln im randnahen Bereich nach *Hoffmann (2005)* erfasst werden, allerdings beziehen sich diese Ansätze auf den unbewehrten Beton und können nur eingeschränkt auf den bewehrten Beton übertragen werden. Während für die Zugkomponenten nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* ein nachvollziehbares physikalisches Modell für den Lastabtrag im randnahen Bereich entwickelt wurde, fehlt ein entsprechender Ansatz für Querkraftkomponenten mit Berücksichtigung der Rückhängebewehrung. In der vorliegenden Arbeit wird daher mit der vollständigen Lastumlagerung der Querkraft auf die randferne Reihe im gerissenen Beton im Zustand II ein Ansatz nach *DAfStb-Heft 615* vorgeschlagen, der für Befestigungsmittel wie Kopfbolzen zulässig ist. Für nachträgliche Befestigungsmittel wie Hinterschnittdübel ist dieser Ansatz kritisch zu überprüfen, da auf Grund des Lochspiels in der Ankerplatte im ungünstigen Fall ein Versagen in der randnahen Kopfbolzenreihe ohne Lastumlagerung auf die randferne Reihe möglich ist.

Bei der Berechnung der Normal- und Querkrafteinwirkungen in den einzelnen Kopfbolzenreihen müssen die Widerstände und die Ausnutzungsgrade im Anschluss und die daraus resultierenden möglichen Lastumlagerungen gemeinsam beachtet werden. Die Validierung des analytischen Modells an den experimentellen und numerischen Untersuchungen ist daher nur rechnergestützt möglich, da bei der iterativen Berechnung der Höchstlasten unterschiedliche Lastfälle untersucht werden müssen. Eine erste programmgestützte Umsetzung des vorgeschlagenen analytischen Modells wurde von *Mühlbauer (2018)* entwickelt und ist nach dem in Bild 6-37 dargestellten Ablaufschema möglich.

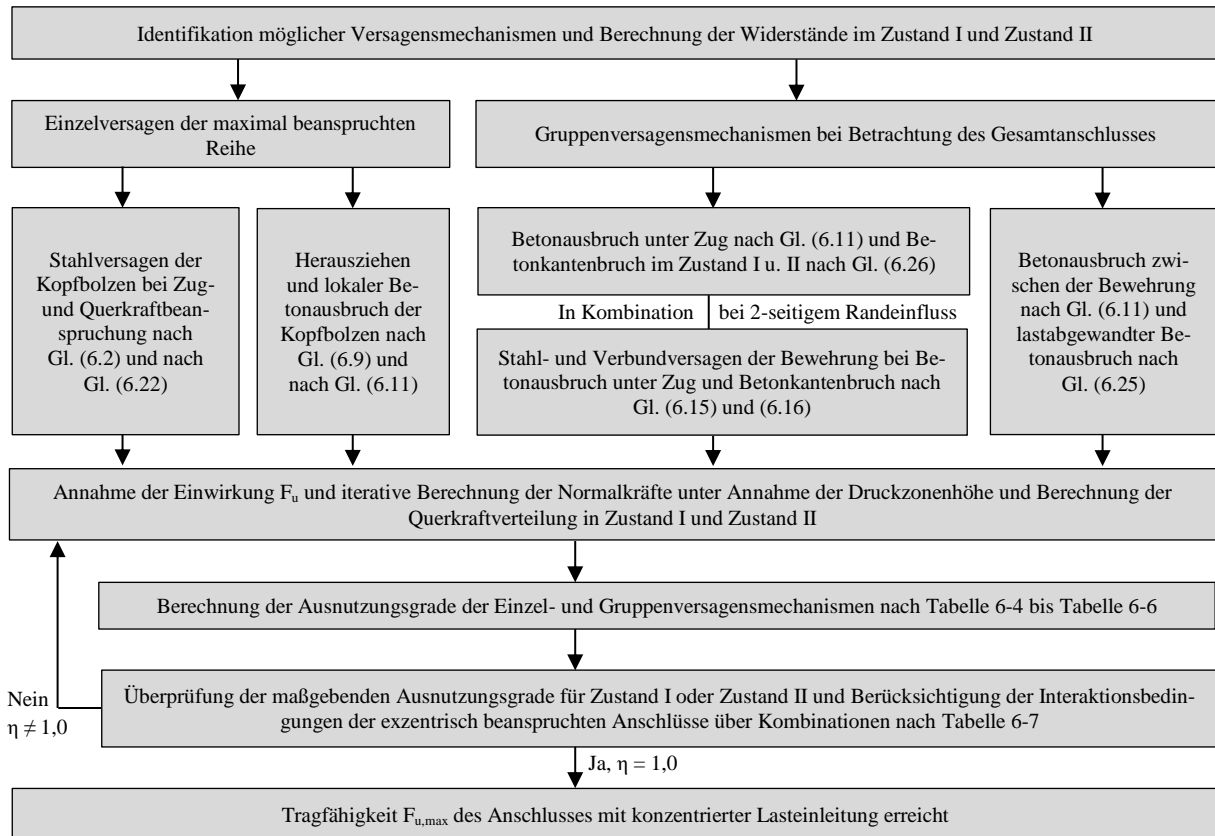


Bild 6-37: Ablaufschema für das analytische Modell der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung

In einem ersten Schritt werden mögliche Versagensmechanismen im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung im Zustand I und Zustand II identifiziert und die Widerstände der Einzelkomponenten unter Zug- und Querkraft nach Kapitel 6.2 und Kapitel 6.3 berechnet. Auch bei den Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung sind Einzel- und Gruppenversagensmechanismen zu unterscheiden, da die Widerstände entweder direkt einer einzelnen Kopfbolzenreihe zugeordnet werden können oder die gesamte Verankerungsgruppe berücksichtigt werden muss. Bei der Berechnung der Ausnutzungsgrade bei einer kombinierten Zug- und Querkraftbeanspruchung ist diese Unterscheidung wichtig. So kann verhindert werden, dass Versagensarten kombiniert werden, die in verschiedenen Bereichen des Anschlusses auftreten. Auf Grund der randnahen Lage der Ankerplatten sind weiterführende Überlegungen bei der Berechnung der Widerstände der Einzelkomponenten erforderlich, die im Folgenden zusammenfassend dargestellt werden.

Die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton wird bei den Anschlüssen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* mit 2-seitigem Randeinfluss angesetzt. Es wird ein verformungsbasierter Ansatz nach Gleichung (6.18) für den Zugbereich angenommen, bei dem der Traglastanteil der Bewehrung in Abhängigkeit der Verformungen bei Höchstlast abgemindert wird. Bei den Anschlüssen mit 4-seitigem Randeinfluss und geringen Randabständen kann davon ausgegangen werden, dass mit der Aktivierung der Bewehrung der Betonquerschnitt vollständig gerissen und eine gemeinsame Tragwirkung nicht möglich ist.

Mit den Ansätzen der Befestigungstechnik kann die Tragwirkung der Bewehrung realistisch abgeschätzt werden, da die Form der Betonausbruchkegel bei einer Zugbeanspruchung auf der lastabgewandten Seite und bei einem Betonkantenbruch im randnahen Bereich für die Berechnung der Verankerungslängen der Bewehrung herangezogen werden (vgl. Bild 6-10). Unter Zug- und Querkraftbeanspruchung

wird für den bewehrten Beton ein Neigungswinkel von ca.  $35^\circ$  angenommen. Die Verankerungslängen der Bewehrungsbügel werden unter Berücksichtigung der räumlichen Entwicklung der Ausbruchsflächen programmgestützt für die Bügel ausgewertet, mit denen der Ausbruchkegel in Belastungsrichtung zurückgehängt wird. Der Biegeanteil stehender Bügel sowie der geringe Traglastanteil orthogonal zur Belastungsrichtung liegender Bewehrung wird im Modell vernachlässigt.

Für die Validierung des analytischen Modells an den experimentellen und numerischen Untersuchungen wird keine Mindestverankerungslänge der Bewehrungsbügel bei einer Zug- und Querkraftbeanspruchung angesetzt. Für die Bemessung der Anschlüsse ist diese Anforderung sinnvoll, da so gewährleistet wird, dass die Bewehrungsbügel bis zur vollen Verbundtragfähigkeit aktiviert werden können. Für die Ableitung des analytischen Modells führt diese Anforderung allerdings dazu, dass die traglaststeigernde Wirkung der Bewehrung bei geringen Verankerungslängen nicht angesetzt wird. Da die Bewehrung nur ab einer bestimmten Verankerungslänge rechnerisch angesetzt wird, führt dies zu Sprüngen bei der Widerstandsberechnung des analytischen Modells und einer Unterschätzung des Gesamtwiderstands der Anschlüsse im randnahen Bereich. Für die Validierung des analytischen Modells an den 2-seitigen Versuchen werden die Bewehrungsbügel mit den zugehörigen Verbundlängen berücksichtigt. In den 4-seitigen Versuchen wird neben den in Lastrichtung angeordneten Bewehrungsschlaufen auch die umschnürende Bügelbewehrung angesetzt, die im Bereich des Betonkantenbruchs liegt.

Wird bei der Bemessung eine Mindestverankerungslänge nach *DIN EN 1992-4* der Bewehrung vorausgesetzt, kann alternativ bei geringen Verankerungslängen der Widerstand des Betons ohne Rückhängebewehrung angesetzt werden. Bei der Berechnung des Widerstands bei Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung nach Gleichung (6.27) wird mit einem modifizierten Randabstand  $c'_1$  gerechnet (vgl. Bild 6-9), da ansonsten der Widerstand bei geringen Randabständen deutlich unterschätzt wird. Analog wird auch bei der Berechnung des Widerstands bei Betonausbruch unter Zug bei den Anschlüssen mit einer 4-seitigen Berandung und geringen Randabständen mit einer modifizierten Verankerungslänge  $h'_{ef}$  nach Gleichung (6.10) gerechnet, da ansonsten die Widerstände unter Zug unterschätzt werden.

Im Druckbereich können bei den Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung Querkräfte über Reibung übertragen werden. Der rechnerische Ansatz der Reibungskräfte ist nach *DIN EN 1992-4* nicht vorgesehen und wird insbesondere im randnahen Bereich nach *DAfStb-Heft 615* nicht empfohlen, da über den Kontaktbereich zwischen Ankerplatte und Beton eine zusätzliche Beanspruchung bei Betonkantenbruch entstehen kann, die dieses Versagen zusätzlich begünstigt. In den experimentellen und numerischen Untersuchungen wurde beobachtet, dass sich durch den Betonkantenbruch Bereiche in der Druckzone dem Lastabtrag entziehen und sich der Kontaktbereich zwischen Ankerplatte und Beton zur Ankerplattenmitte hin verlagert. Eine deutliche Verlagerung des Druckpunktes im Anschluss konnte erst im Nachtraglastbereich des Anschlusses beobachtet werden, so dass der Ansatz eines Reibungsanteils auch für Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung nach dem in Bild 6-34 angegebenen analytischen Modell zweckmäßig ist.

Der Reibungsanteil nach Gleichung (6.8) wird in den Anschlüssen mit Fixierung der Ankerplatte und aus den Rückstellkräften resultierender Auflast in Anlehnung an *DIN EN 1337-1* mit einem Reibbeiwert von  $\mu = 0,5$  angesetzt. Für die Validierung des analytischen Modells werden die Rückstellkräfte aus den experimentellen Untersuchungen im Druckstempel nach Tabelle 5-5 angenommen. In den Anschlüssen mit exzentrischer Lasteinleitung ohne Fixierung der Ankerplatte werden die aus dem vertikalen Kräftegleichgewicht resultierenden Druckkräfte bei der Berechnung des Reibungsanteils angesetzt. Für diese Anschlüsse wird der Reibungsanteil nach *INFASO (2012)* konservativ mit  $\mu = 0,2$  abgeschätzt.

Bei den Anschlüssen mit einer exzentrischen Beanspruchung und resultierenden Zugkräften der Kopfbolzen sind die Einzelversagensmechanismen nach Tabelle 6-4 und die Gruppenversagensmechanismen

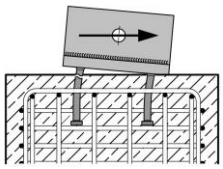
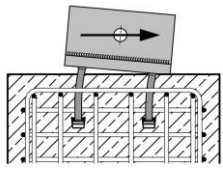
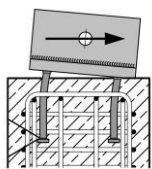
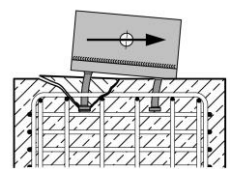
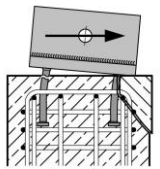
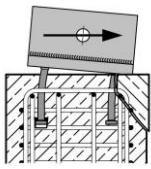
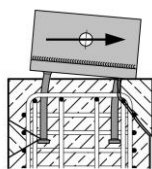
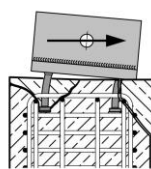
nach Tabelle 6-5 möglich. Die Bezeichnung der Ausnutzungsgrade  $\eta$  erfolgt zur strukturierten Darstellung nach Gleichung (6.38):

$$\eta_{N(3),(4)}^{(1),(2)} N_{Ei}^{(1),(2)} N_{(3),(4)}^{(1),(2)} \quad (6.38)$$

Mit:

- ① Zustand des Betons unter Querlast: "I" = ungerissener Beton, "II" = gerissener Beton;
- ② Betrachteter Ort für Versagensmechanismus: "1" = Reihe 1, "h" = höchstbelastete Reihe (i.d.R. randferne Reihe), "g" = Gruppenversagensmechanismus;
- ③ Nachweis auf Traglastniveau „u“ oder charakteristisches Bemessungsniveau „Rk“;
- ④ Betrachteter Versagensmechanismus nach Kapitel 6.2.2 bis Kapitel 6.2.10, z.B. „s“ = Stahlversagen.

Tabelle 6-4: Nachweise der Einzelversagensmechanismen bei Zugbeanspruchung auf Traglastniveau

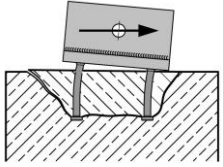
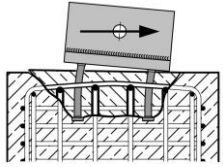
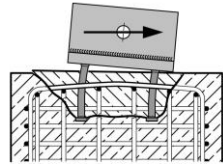
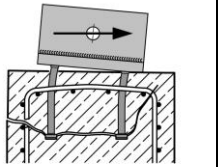
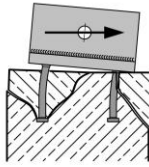
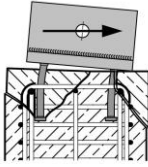
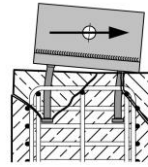
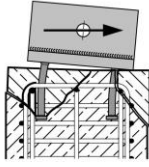
| Versagensmechanismus | Stahlversagen der Kopfbolzen   | Herausziehen   | Lokaler Betonausbruch   | Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung   |
|----------------------|--|--|---|---|
| <b>Zustand I</b>     |  $\eta_{N,u,s}^{I,h} = \frac{N_{Ei}^{I,h}}{N_{u,s}^{I,h}}$      |  $\eta_{N,u,p}^{I,h} = \frac{N_{Ei}^{I,h}}{N_{u,p}^{I,h}}$      |  $\eta_{N,u,cb}^{I,h} = \frac{N_{Ei}^{I,h}}{N_{u,cb}^{I,h}}$      |  $\eta_{N,u,cs}^{I,h} = \frac{N_{Ei}^{I,h}}{N_{u,cs}^{I,h}}$       |
| <b>Zustand II</b>    |  $\eta_{N,u,s}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,s}^{II,h}}$ |  $\eta_{N,u,p}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,p}^{II,h}}$ |  $\eta_{N,u,cb}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,cb}^{II,h}}$ |  $\eta_{N,cs}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,cs,rc}^{II,h}}$ |
| <b>Gleichung</b>     | Gleichung (6.2)  | Gleichung (6.9)  | Gleichung (6.13)  | Gleichung (6.20)  |

Für die Berechnung der Ausnutzungsgrade unter Zugbeanspruchung kann den Tabellen neben dem Hinweis auf die Berechnung des Widerstands des jeweiligen Versagensmechanismus die Anforderungen bei der Berechnung der Einwirkungen entnommen werden. Da zwischen den Zuständen I und II unterschieden wird, lassen sich über das Modell Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung mit großen und kleinen Randabständen in Belastungsrichtung erfassen. Beispielsweise wird im Zustand I angenommen, dass ein Versagen wie ein Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe noch nicht maßgebend ist. Dies ist i.d.R. bei randfernen Ankerplatten mit ausreichendem Randabstand zutreffend.

Mit dieser Fallunterscheidung können bei einer Zugbeanspruchung einer randfernen Ankerplatte alle Kopfbolzenreihen theoretisch dem Normkraftabtrag zugeordnet werden. Für randnahe Ankerplatten ist zu berücksichtigen, ob der Beton durch einen Betonkantenbruch unter Querlast bereits gerissen ist oder nicht. So kann eine randnahe Reihe im ungerissenen Zustand (Zustand I) aktiviert werden, während im gerissenen Zustand (Zustand II) Zugkräfte im Modell ausschließlich über die randferne Reihe übertragen werden können. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite, da theoretisch auch mit der Rissbildung im Zustand II durch einen Betonkantenbruch eine Resttragfähigkeit bei Zug der randnahen Reihe vorhanden ist. Da für die Berechnung der Normkräfte in den Kopfbolzenreihen eine lineare Lastverteilung angenommen wird, ist der Traglastanteil der lastzugewandten Kopfbolzenreihe vernachlässigbar

und der Einfluss auf das Modell gering. Die gemeinsame Tragwirkung der Bewehrung und des Betons wird nur bei den Anschlüssen in stabförmigen Bauteilen mit einem ausreichenden Randabstand berücksichtigt. Bei Anschlüssen mit 4-seitiger Berandung werden die Kräfte mit der Rissbildung auf die Bewehrung umgelagert und der Traglastanteil des Betons ist vernachlässigbar.

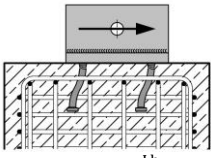
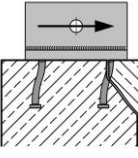
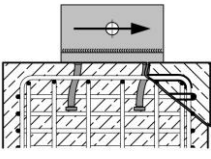
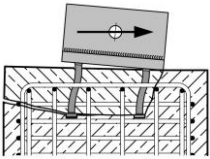
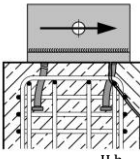
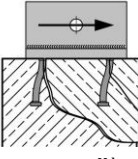
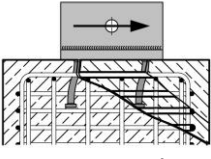
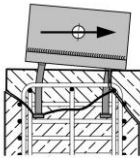
Tabelle 6-5: Nachweise bei Zugbeanspruchung auf Traglastniveau bei Gruppenversagen

| Versagensmechanismus | Betonversagen ohne Rückhängebewehrung auf Zug   | Verbundversagen der Rückhängebewehrung auf Zug  | Fließen der Rückhängebewehrung auf Zug   | Gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton  |
|----------------------|---|---|--|---|
| Zustand I            | <br>$\eta_{N,u,c}^{I,g} = \frac{N_{Ei}^{I,g}}{N_{u,c}^{I,g}}$    | <br>$\eta_{N,u,b,re}^{I,g} = \frac{N_{Ei}^{I,g}}{N_{u,b,re}^{I,g}}$    | <br>$\eta_{N,u,s,re}^{I,g} = \frac{N_{Ei}^{I,g}}{N_{u,s,re}^{I,g}}$    | <br>$\eta_{N,u,re}^{I,g} = \frac{N_{Ei}^{I,g}}{N_{u,re}^{I,g}}$    |
| Zustand II           | <br>$\eta_{N,u,c}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,c}^{II,h}}$ | <br>$\eta_{N,u,b,re}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,b,re}^{II,h}}$ | <br>$\eta_{N,u,s,re}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,s,re}^{II,h}}$ | <br>$\eta_{N,u,re}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,re}^{II,h}}$ |
| Gleichung            | Gleichung (6.11)  | Gleichung (6.15)  | Gleichung (6.16)   | Gleichung (6.18)  |

Die möglichen Versagensmechanismen bei Querkraftbeanspruchung der Anschlüsse mit konzentrierten Lastenleitungen sind in Tabelle 6-6 angegeben. Im analytischen Modell werden Einbausituationen der Ankerplatten mit großen und kleinen Randabständen berücksichtigt. Während für Anschlüsse mit ausreichend großen Randabständen i.d.R. eine gleichmäßige Verteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen angenommen wird, wird bei randnahen Ankerplatten vorgeschlagen, dass die einwirkende Querkraft im Zustand II der randfernen Reihe zugeordnet wird (vgl. Bild 6-36). Bei der Berechnung der möglichen Ausnutzungsgrade im Anschluss wird daher zwischen den möglichen Versagenszuständen (Zustand I und Zustand II) unterschieden.

Die Widerstände der Einzelkomponenten bei Querkraftversagen sind in Kapitel 6.3 angegeben. Die Ansätze können nach dem Schlussbericht *Kuhlmann, Ruopp (2019)* zum DASt Vorhaben „konzentrierte Lastenleitung“ z.B. auch auf eine 3-reihige Kopfbolzenanordnung übertragen werden. Für den Anwendungsfall bei einer 3-reihigen Kopfbolzenanordnung sind weitere Versagenszustände zu berücksichtigen, z.B. indem schrittweise die randfernen Kopfbolzenreihen aktiviert werden.

Tabelle 6-6: Nachweise bei Querkraftbeanspruchung auf Traglastniveau bei Gruppenversagen

| Versagensmechanismus | Stahlversagen der Kopfbolzen unter Querkraft   | Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung   | Stahl- oder Verbundversagen der Bewehrung  | Betonversagen auf der lastabgewandten Seite  |
|----------------------|--|--|--|--|
| <b>Zustand I</b>     |  $\eta_{V,u,s}^{I,h} = \frac{V_{Ei}^{I,h}}{V_{u,s}^{I,h}}$    |  $\eta_{V,u,c}^{I,1} = \frac{V_{Ei}^{I,1}}{V_{u,c}^{I,1}}$    |  $\eta_{V,u,b,re}^{I,1} = \frac{V_{Ei}^{I,1}}{V_{u,b,re}^{I,1}}$ $\eta_{V,u,s,re}^{I,1} = \frac{V_{Ei}^{I,1}}{V_{u,s,re}^{I,1}}$       |  $\eta_{V,u,cp}^{I,g} = \frac{V_{Ei}^{I,g}}{V_{u,cp}^{I,g}}$    |
| <b>Zustand II</b>    |  $\eta_{V,u,s}^{II,h} = \frac{V_{Ei}^{II,h}}{V_{u,s}^{II,h}}$ |  $\eta_{V,u,c}^{II,h} = \frac{V_{Ei}^{II,h}}{V_{u,c}^{II,h}}$ |  $\eta_{V,u,b,re}^{II,h} = \frac{V_{Ei}^{II,h}}{V_{u,b,re}^{II,h}}$ $\eta_{V,u,s,re}^{II,h} = \frac{V_{Ei}^{II,h}}{V_{u,s,re}^{II,h}}$ |  $\eta_{V,u,cp}^{II,h} = \frac{V_{Ei}^{II,h}}{V_{u,cp}^{II,h}}$ |
| <b>Gleichung</b>     | Gleichung (6.22)   | Gleichung (6.26)   | Gleichung (6.31) und Gleichung (6.32)  | Gleichung (6.25)   |

Interaktionsbedingungen sind im Anschluss zu berücksichtigen, wenn einzelne Kopfbolzenreihen oder eine betrachtete Kopfbolzengruppe durch eine kombinierte Beanspruchung durch Zug- und Querkraft beansprucht werden. Für die in der vorliegenden Arbeit untersuchten Anschlüsse mit einer exzentrischen Querkrafteinleitung wird als Ergebnis der Validierung nach Kapitel 6.5.4.3 an den Versuchslasten ein Exponent für das Stahlversagen der Kopfbolzen von  $n = 2$  und für die Betonversagensmechanismen mit  $n = 1,5$  nach Gleichung (6.39) vorgeschlagen.

$$\eta_{N,u,(3)}^{(1),(2)n} + \eta_{V,u,(3)}^{(1),(2)n} \leq 1,0 \tag{6.39}$$

Mit:

- ① Zustand des Betons unter Querlast: „I“ = ungerissener Beton, „II“ = gerissener Beton;
  - ② Betrachteter Ort für Versagensmechanismus: „1“ = Reihe 1, „h“ = höchstbelastete Reihe (i.d.R. randferne Reihe), „g“ = Gruppenversagensmechanismus;
  - ③ Betrachteter Versagensmechanismus z.B. „s“ = Stahlversagen;
- Exponent für die Berücksichtigung verschiedener Versagensmechanismen mit:
- $n = 2$  für Stahlversagen der Kopfbolzen;  
 $n = 1,5$  für alle weiteren Versagensmechanismen, wie Betonversagen.

Beim Ansatz der Interaktionsbedingungen unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung führt eine Kombination der möglichen Versagensmechanismen unter Zug- und Querkraft zu einer konservativen Abschätzung der Tragfähigkeit des Anschlusses. Da die Versagensmechanismen unter Zug- und Querkraft in unterschiedlichen Bereichen des Anschlusses möglich sind, werden für das analytische Modell der Anschlüsse gezielt die Versagensmechanismen miteinander kombiniert, die sich im Schädigungsverhalten gegenseitig beeinflussen können. Die berücksichtigten Versagensmechanismen sind in Tabelle 6-7 grau hinterlegt dargestellt.

Tabelle 6-7: Interaktionsnachweise bei konzentrierter Lasteinleitung

|     |  | Querlast   |  |  |  |
|-----|--|--|--|--|--|
|     |  | Stahlversagen u. kombiniertes Versagen   | Verbundversagen der Rückhängebewehrung   | Fließen der Rückhängebewehrung   | Lastabgewandter Betonausbruch  |
| Zug | Stahlversagen                          | $\eta_{N,u,s}^{I,1,2} + \eta_{V,u,s}^{I,1,2} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,s}^{I,h} + \eta_{V,u,s}^{I,h} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,s}^{II,h} + \eta_{V,u,s}^{II,h} \leq 1,0$ | ----- Beispiel ①   |  |  |
|     | Herausziehen                           |  | $\eta_{N,u,p}^{I,1,5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,p}^{I,h} + \eta_{V,u,b,re}^{I,g} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,p}^{II,h} + \eta_{V,u,b,re}^{II,h} \leq 1,0$            | $\eta_{N,u,p}^{I,1,5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,p}^{I,h} + \eta_{V,u,s,re}^{I,g} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,p}^{II,h} + \eta_{V,u,s,re}^{II,h} \leq 1,0$            | $\eta_{N,u,p}^{I,1,5} + \eta_{V,u,cp}^{I,g} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,p}^{I,h} + \eta_{V,u,cp}^{I,g} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,p}^{II,h} + \eta_{V,u,cp}^{II,h} \leq 1,0$              |
|     | Lokaler Betonausbruch                  |  | $\eta_{N,u,cb}^{I,1,5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,cb}^{I,h} + \eta_{V,u,b,re}^{I,g} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,cb}^{II,h} + \eta_{V,u,b,re}^{II,h} \leq 1,0$         | $\eta_{N,u,cb}^{I,1,5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,cb}^{I,h} + \eta_{V,u,s,re}^{I,g} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,cb}^{II,h} + \eta_{V,u,s,re}^{II,h} \leq 1,0$         | $\eta_{N,u,cb}^{I,1,5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,cb}^{I,h} + \eta_{V,u,cp}^{I,g} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,cb}^{II,h} + \eta_{V,u,cp}^{II,h} \leq 1,0$       |
|     | Betonausbruch zwischen der Bewehrung   |  | $\eta_{N,u,cs}^{I,1,5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,cs}^{I,h} + \eta_{V,u,b,re}^{I,g} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,cs}^{II,h} + \eta_{V,u,b,re}^{II,h} \leq 1,0$         | $\eta_{N,u,cs}^{I,1,5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,cs}^{I,h} + \eta_{V,u,s,re}^{I,g} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,cs}^{II,h} + \eta_{V,u,s,re}^{II,h} \leq 1,0$         | $\eta_{N,u,cs}^{I,1,5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,cs}^{I,h} + \eta_{V,u,cp}^{I,g} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,cs}^{II,h} + \eta_{V,u,cp}^{II,h} \leq 1,0$       |
|     | Verbundversagen der Rückhängebewehrung | ----- Beispiel ②   | $\eta_{N,u,b,re}^{I,g} + \eta_{V,u,b,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,b,re}^{I,1,5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,b,re}^{II,h} + \eta_{V,u,b,re}^{II,h} \leq 1,0$ | $\eta_{N,u,b,re}^{I,g} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,b,re}^{I,1,5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,b,re}^{II,h} + \eta_{V,u,s,re}^{II,h} \leq 1,0$ | $\eta_{N,u,b,re}^{I,g} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,b,re}^{I,1,5} + \eta_{V,u,cp}^{I,g} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,b,re}^{II,h} + \eta_{V,u,cp}^{II,h} \leq 1,0$ |
|     | Fließen der Rückhängebewehrung         |  | $\eta_{N,u,s,re}^{I,g} + \eta_{V,u,b,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,s,re}^{I,1,5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,s,re}^{II,h} + \eta_{V,u,b,re}^{II,h} \leq 1,0$ | $\eta_{N,u,s,re}^{I,g} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,s,re}^{I,1,5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,s,re}^{II,h} + \eta_{V,u,s,re}^{II,h} \leq 1,0$ | $\eta_{N,u,s,re}^{I,g} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1,5} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,s,re}^{I,1,5} + \eta_{V,u,cp}^{I,g} \leq 1,0$<br>$\eta_{N,u,s,re}^{II,h} + \eta_{V,u,cp}^{II,h} \leq 1,0$ |

6.5.4.3 Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen und den numerischen Parameteruntersuchungen

Die Validierung des analytischen Modells für die Versuche mit konzentrierter Lasteinleitung erfolgt durch den Vergleich der rechnerischen und experimentellen Höchstlasten sowie hinsichtlich der Übereinstimmung der maßgebenden Versagensmechanismen. Im Modell werden die in Tabelle 6-4 bis Tabelle 6-6 dargestellten Versagensmechanismen unter Zug- und Querkraftbeanspruchung berücksichtigt und bei einer kombinierten Zug- und Querkraftbeanspruchung die in Tabelle 6-7 angegebenen Interaktionsnachweise angesetzt. Exemplarisch werden in Bild 6-38 und in Bild 6-39 Beispiele für mögliche Interaktionsbedingungen gegeben. Mit der Ausbildung eines Betonkantenbruchs ausgehend von der randnahen Reihe lagern sich die Kräfte auf die hintere, höchstbelastete Reihe um. Bei kombinierter Zug- und Querkraftbeanspruchung ist ein Stahlversagen in den Kopfbolzen unter Zug- und Querkraft möglich, vgl. Bild 6-38. Bei Anschlüssen mit ausreichendem Randabstand ist ein Verbundversagen unter Zug in Kombination mit einem lastabgewandten Betonausbruch zu berücksichtigen, vgl. Bild 6-39.

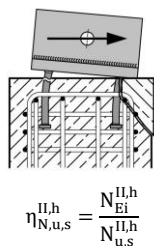


Bild 6-38: Beispiel ① für Stahlversagen unter Zug- und Querkraftbeanspruchung

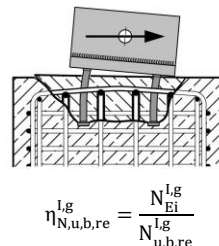
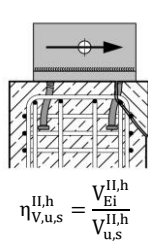


Bild 6-39: Beispiel ② für Verbundversagen (Zug) und lastabgewandten Betonausbruch

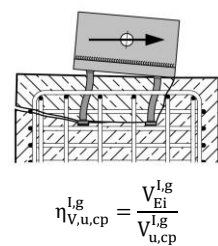


Tabelle 6-8: Vergleich der Versuchsergebnisse  $F_{u, Versuch}$  mit dem analytischen Modell  $F_{u, Modell}$  für Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung

| Ver-such | Beobachteter Versagensmechanismus   | Maßgebender Versagensmechanismus des analytischen Modells   | Höchstlast Ver-such | Höchstlast Mo-dell | $F_{u, Modell} / F_{u, Versuch}$ |
|----------|---|---|---------------------|--------------------|----------------------------------|
|          |   |   | $F_{u, Versuch}$    | $F_{u, Modell}$    |                                  |
|          | [-]   | [-]   | [kN]                | [kN]               | [-]                              |
| B1-1     | Betonversagen zum Bauteilrand und Versagen auf der lastabgewandten Seite  | Betonversagen (Interaktion / Zustand II)  | 237                 | 206                | 0,87                             |
| B1-2     | Betonversagen zum Bauteilrand und Versagen auf der lastabgewandten Seite  | Betonversagen (Interaktion / Zustand II)  | 203                 | 216                | 1,06                             |
| B1-3     | Betonversagen zum Bauteilrand   | Betonkantenbruch mit Berücksichtigung der Bewehrung ausgehend von der hinteren Reihe (Querbeanspruchung)              | 453                 | 359                | 0,79                             |
| R2-1     | Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 2   | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)   | 260                 | 254                | 0,98                             |
| R2-2     | Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 2, Versagen in Schweißnaht von KB 3 – Reihe 1 | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)   | 219                 | 261                | 1,19                             |
| R2-3     | Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen in beiden Kopfbolzenreihen  | Stahlversagen der Kopfbolzen (Querbeanspruchung)  | 329                 | 295                | 0,90                             |
| R3-1(1)  | Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 2   | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)   | 241                 | 249                | 1,03                             |
| R3-1(2)  | Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 2   | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)   | 258                 | 250                | 0,97                             |
| R3-2(1)  | Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen in Reihe 2  | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)   | 220                 | 249                | 1,13                             |
| R3-2(2)  | Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen in Reihe 2  | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)   | 238                 | 261                | 1,10                             |
| R4-1     | Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite mit Rissbildung zum Bauteilrand                            | Betonversagen (Interaktion / Zustand I)   | 196                 | 149                | 0,76                             |
| R4-2     | Betonversagen zum Bauteilrand mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite   | Betonversagen (Interaktion / Zustand II)  | 160                 | 141                | 0,88                             |
| R4-1-3   | Betonversagen zum Bauteilrand mit Stahlversagen in beiden Reihen  | Stahlversagen der Kopfbolzen (Querbeanspruchung / Zustand II)   | 298                 | 346                | 1,16                             |
| R4-2-3   | Betonversagen zum Bauteilrand, Fließgelenkbildung in allen Kopfbolzen   | Stahlversagen der Kopfbolzen (Querbeanspruchung / Zustand II)   | 376                 | 357                | 0,95                             |
| R5-1     | Betonversagen zum Bauteilrand mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite   | Betonversagen (Interaktion / Zustand IIa)   | 383                 | 439                | 1,15                             |
| R5-2     | Betonversagen zum Bauteilrand mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite   | Betonversagen (Interaktion / Zustand IIa)   | 396                 | 347                | 0,88                             |
| R5-3     | Abscheren aller Kopfbolzen mit Betonversagen zum Bauteilrand  | Betonkantenbruch mit Berücksichtigung der Bewehrung und Stahlversagen der Kopfbolzen (Querbeanspruchung / Zustand II) | 683                 | 515                | 0,75                             |
| R6-1-1   | Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 2   | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)   | 237                 | 261                | 1,10                             |
| R6-2-1   | Betonversagen auf der lastabgewandten Seite mit Rissbildung zum Bauteilrand   | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)   | 477                 | 431                | 0,90                             |
| R6-1-2   | Betonversagen zum Bauteilrand mit Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 2   | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)   | 212                 | 237                | 1,12                             |
| R6-2-2   | Abscheren der Kopfbolzen  | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)   | 414                 | 402                | 0,97                             |
| R6-1-3   | Stahlversagen der Kopfbolzen mit Betonversagen zum Bauteilrand  | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)   | 302                 | 321                | 1,06                             |
| R6-2-3   | Stahlversagen in allen Kopfbolzen   | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand I)  | 634                 | 580                | 0,91                             |
| R6-3-3   | Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 1 und 2 mit Betonversagen zum Bauteilrand                                       | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)   | 351                 | 294                | 0,84                             |
| R6-4-3   | Stahlversagen in allen Kopfbolzen   | Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand I)  | 621                 | 566                | 0,91                             |

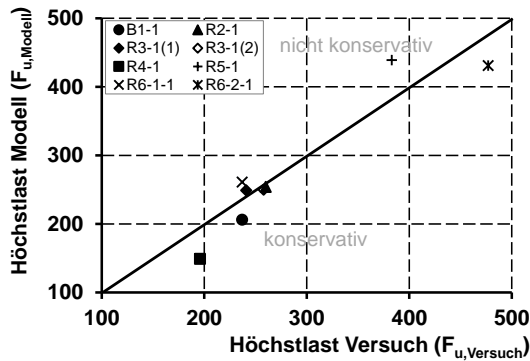


Bild 6-40: Vergleich des analytischen Modells mit den Höchstlasten der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss

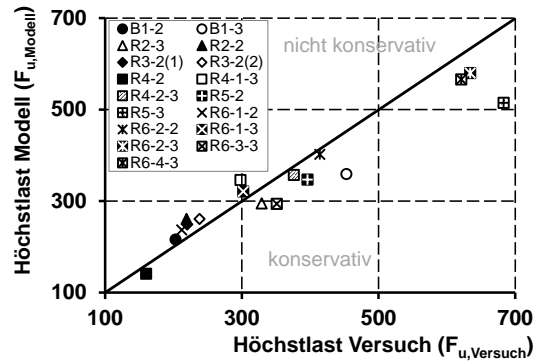


Bild 6-41: Vergleich des analytischen Modells mit den Höchstlasten der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss

Die Widerstände der Einzelkomponenten werden auf Traglastniveau unter Anwendung der experimentell bestimmten Materialkennwerte berechnet. Die Einzelkomponenten werden i.d.R. unverändert übernommen und z.B. zur speziellen Anwendung für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung keine zusätzlichen  $\psi$ -Beiwerte, z.B. zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der unterschiedlichen Bügelreihen definiert. Auf Grund der Vielzahl an möglichen Versagensmechanismen, der Lastverteilungszustände und der zusätzlichen relevanten Interaktionsnachweise erfolgt die Validierung des analytischen Modells programmgestützt. Eine detaillierte Darstellung des Nachweisprogramms für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung auf Traglast- und Bemessungsniveau ist in Mühlbauer (2018) gegeben. Mit dem Komponentenmodell auf Grundlage der Befestigungstechnik nach DIN EN 1992-4 kann mit  $F_{u,Modell}/F_{u,Versuch} = 0,97$  bei einem Variationskoeffizienten von  $v \approx 13,1\%$  eine ausreichende Übereinstimmung der experimentellen und analytischen Traglasten der Anschlüsse mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss erreicht werden (vgl. Bild 6-40 und Bild 6-41). Für die Versuche mit einem vorzeitigen Versagen der Kopfbolzen durch die Porenbildung nach Kapitel 5.2.3.4 wurden die Querschnittsflächen der Kopfbolzen anhand der gemessenen Porenbildung reduziert. Neben den Traglasten können zudem die maßgebenden Versagensmechanismen über das Modell nach Tabelle 6-8 abgeschätzt werden.

Im Rahmen der Validierung des analytischen Modells an den Versuchen können bei der Anwendung der vorhandenen Widerstandsmodelle nach der Befestigungstechnik nach DIN EN 1992-4 Beobachtungen zu den Einzelkomponenten gemacht werden, die im Folgenden zusammenfassend dargestellt werden. Wesentlichen Einfluss auf die Höchstlast haben bei den Anschlüssen mit exzentrischer Beanspruchung die Interaktionsbedingungen nach Gleichung (6.39). Die vorhandenen Modelle bei kombinierter Beanspruchung der Rückhängebewehrung nach DIN EN 1992-4 (vgl. Kapitel 6.4.3) mit einem Exponenten von  $n = 0,67$  führen zu einer deutlichen Unterschätzung der möglichen Traglasten.

Im Rahmen der Validierung der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung und exzentrischer Beanspruchung wird ein Exponent von  $n = 1,5$  auch für die Betonkomponenten im randnahen Bereich bei Ansatz der Rückhängebewehrung vorgeschlagen. Voraussetzung ist zudem, dass bei kombinierter Beanspruchung eine gezielte Kombination der relevanten Versagensmechanismen durchgeführt wird. So wird z.B. bei Anwendung der Lastkombinationen nach Tabelle 6-7 sichergestellt, dass nur die Versagensmechanismen miteinander kombiniert werden, die sich auch in den Bereichen des Anschlusses gegenseitig beeinflussen können.

Die gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton kann in den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung mit 4-seitigem Randeinfluss nur bedingt beobachtet werden, da der Beton mit der Aktivierung der Bewehrung bereits vollständig gerissen ist und eine gemeinsame Tragwirkung nicht

möglich ist. In den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss wird die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton nach Kapitel 6.2.9 angesetzt. Für die Herleitung des analytischen Modells werden keine speziellen Anforderungen an die Verankerungslängen der Bewehrungsbügel, wie z.B. nach *DIN EN 1992-4*, gestellt, da ein Verbundversagen der Bewehrung unter Zug- und Querkraft berücksichtigt wird. In den Versuchen mit geringen Verankerungslängen ist es möglich, dass das reine Betonversagen nach Gleichung (6.11) oder Gleichung (6.26) maßgebend wird. Für diese Versagensarten können die Traglasten bei konzentrierter Lasteinleitung über den fiktiven Rand oder die fiktive Verankerungslänge ausreichend genau abgeschätzt werden.

In den Versuchen mit normalfesten Kopfbolzen konnte auf Grund der Fließgelenkbildung im randnahen Bereich kein Stahlversagen erreicht werden, da die Kopfbolzen auch bei hoher Schubbeanspruchung die Kräfte über eine Biege- und Zugbeanspruchung abtragen. Während in den Versuchen mit höherfesten Kopfbolzen nur geringe Umlagerungen durch die Fließgelenkbildung im Kopfbolzenschaft beobachtet werden konnten, wird für die Validierung des analytischen Modells mit normalfesten Kopfbolzen in Anlehnung an *Jähring (2008)* der Vorfaktor 1,0 nach Gleichung (6.22) angesetzt.

Für die Anschlüsse mit Fixierung der Ankerplatte wurde bei der Validierung ein Reibungskoeffizient von  $\mu = 0,5$  und für die Anschlüsse ohne Fixierung von  $\mu = 0,2$  angesetzt. Zu berücksichtigen ist, dass über die Rückstellkräfte durch die Fixierung der Anschlussbereich überdrückt wird und für die Betonversagensmechanismen höhere Widerstände auf Grund des 3-dimensionalen Beanspruchungszustands erreicht werden können. Dieser Effekt wird im analytischen Modell vereinfachend über die Wahl des höheren Reibungskoeffizienten erfasst. Für eine genauere Abschätzung der Traglaststeigerung auf Grund dieser Einflüsse sind weitere Untersuchungen mit einer gezielten Variation der Auflast erforderlich, die z.B. in *Kuhlmann, Ziwes (2021)* untersucht werden. Der Einfluss der Vorschädigung des Betons durch eine Rissinduzierung war in den Versuchen gering, da durch den hohen Bewehrungsgrad die Rissentwicklung erschwert war (vgl. Bild 5-23). Für die Validierung des analytischen Modells wurde für die Versuche mit Rissinduzierung ein ungerissener Beton angesetzt, da die Höchstlasten sonst deutlich unterschätzt werden.

Neben der Validierung anhand der Versuchsergebnisse wurde das vorgeschlagene analytische Modell an den Parameteruntersuchungen zum Bewehrungsgrad nach Kapitel 5.3.4 validiert (vgl. Bild 6-42). In den Parameteruntersuchungen auf Grundlage der Basisversuche mit wenigen Bewehrungsbügeln kann mit der Vergrößerung des Durchmessers der Bewehrung die Tragfähigkeit auf Grund des Verbundversagens der Bewehrung im Zustand II nur gering gesteigert werden. Mit dem analytischen Modell kann das Schädigungsverhalten der numerischen Berechnungen erfasst werden, bei denen ein Versagen ausgehend von der randnahen Reihe maßgebend wird. In den Parameteruntersuchungen zur Serie 6 mit großem Randabstand (vgl. Bild 5-67) ist der Einfluss des Durchmessers der Bewehrungsbügel gering, da bei großen Bügeldurchmessern ein Stahlversagen der Kopfbolzen maßgebend wird (vgl. Bild 6-42).

Für das analytische Modell der Anschlüsse mit 2-seitigem Randeinfluss wurden zudem eine Validierung an den Versuchsergebnissen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* zu Ankerplatten in stützenförmigen Bauteilen mit Querbelastung zum Bauteilrand durchgeführt (vgl. Bild 6-43). Die Untersuchungen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* unterscheiden sich zu den in dieser Arbeit beschriebenen Versuchen bezüglich der Wahl der Rand- und Achsabstände der Kopfbolzen, der Anordnung der Bügelbewehrung sowie der ausschließlichen Verwendung von normalfesten Kopfbolzen. Mit dem oben beschriebenen analytischen Modell können auch die Versuchslasten nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* mit  $F_{u,Modell}/F_{u,Versuch} = 0,97$  bei einem Variationskoeffizienten von  $v \approx 10,8 \%$  abgeschätzt werden.

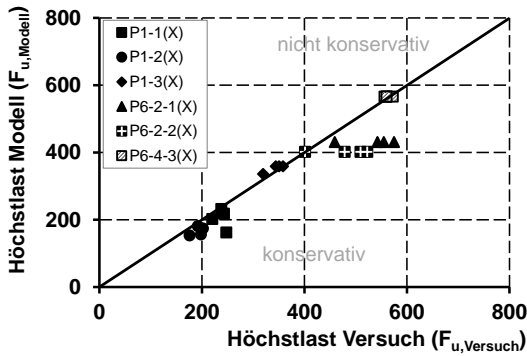


Bild 6-42: Vergleich des analytischen Modells mit den Parameteruntersuchungen zum Bewehrungsdurchmesser nach Kapitel 5.3.4

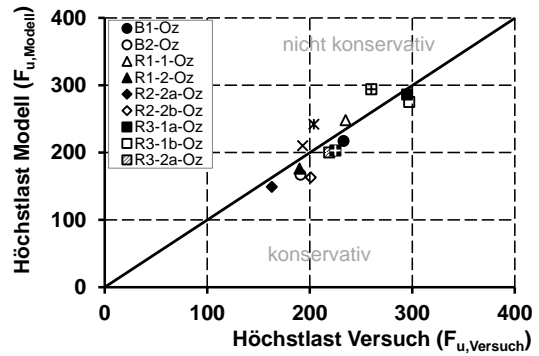


Bild 6-43: Vergleich des analytischen Modells mit den Höchstlasten der Versuche nach Kuhlmann, Özbolt (2013)

### 6.6 Verifikation der analytischen Modelle und Ableitung eines Bemessungsvorschlags

Die in Kapitel 6.5.2 bis Kapitel 6.5.4 beschriebenen analytischen Modelle wurden auf Grundlage der mittleren Widerstände der Einzelkomponenten unter Normal- und Querkraftbeanspruchung hergeleitet. Die Widerstandsmodelle dieser Komponenten wurden in den Kapitel 6.2 und Kapitel 6.3 angegebenen Literaturstellen entnommen, die i.d.R. anhand experimenteller Untersuchungen an den Einzelkomponenten entwickelt wurden. Für die Validierung der in der Arbeit vorgeschlagenen Gesamtmodelle an den Versuchsergebnissen wurden des Weiteren die experimentell bestimmten Materialkennwerte berücksichtigt.

Für die Ableitung eines Bemessungsvorschlags sind Modellunsicherheiten wie Streuungen verschiedener Parameter abzuschätzen und zu beurteilen. Dies umfasst die Berücksichtigung möglicher Variabilitäten der Modellparameter, wie die Materialkenngrößen oder die geometrischen Abmessungen. Nach Spaethe (1992) kann die Tragfähigkeit eines Bauteils im Allgemeinen mit den in Tabelle 6-9 angegebenen Sicherheitsbetrachtungen bewertet werden.

Tabelle 6-9: Sicherheitsbetrachtungen zur Bewertung der Tragfähigkeit nach Spaethe (1992)

| Traditionelle, empirische Sicherheitsanalyse  | Moderne, theoretische Sicherheitsanalyse  |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>Nachweis der Tragfähigkeit über charakteristische Werte oder Nennwerte, die auf der sicheren Seite liegen.</li> <li>Sicherheitsabstand wird durch globalen Sicherheitsbeiwert berücksichtigt.</li> <li>Anpassung der Sicherheitsbeiwerte bei möglichen Schadensfällen als empirische Optimierungsstrategie.</li> </ul> | Wissenschaftliche Methoden: <ul style="list-style-type: none"> <li>Berechnungsmethode mit Teilsicherheitsbeiwerten (Stufe I) – Semi-probabilistische Methode als Ergebnis von Zuverlässigkeitsmethoden (Stufe II).</li> <li>Vollständige probabilistische Methode für das Gesamtsystem unter Berücksichtigung der vollständigen Verteilungsfunktion der Basisvariablen und der genauen Grenzzustandsgleichungen.</li> <li>Optimierungsverfahren unter Einbeziehung von ökonomischen Daten.</li> </ul> |

Als Weiterentwicklung der deterministischen, traditionellen Methoden zur Modellkalibrierung hat sich die in DIN EN 1990 beschriebene moderne, theoretische Sicherheitsanalyse, d.h. die semi-probabilistische Methode (Stufe-I-Verfahren), durchgesetzt. Die erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte zur Abschätzung der Modellunsicherheiten bei Beschreibung der Widerstände, der Unsicherheiten der Materialeigenschaften sowie der Variabilität der Einwirkungen können über die Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung (FORM – Stufe-II-Verfahren) hergeleitet werden. Über das Stufe-II-Verfahren können die Einflüsse der einzelnen Parameter sowie deren Streuungen erfasst werden. Zur Ableitung eines Bemessungsmodells ist eine statistische Auswertung nach DIN EN 1990 Anhang D erforderlich, für die nach Gleichung (6.39) der Bemessungswert bestimmt wird.

$$X_d = \eta_d \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \cdot (m_x - k_n \cdot V_x) \quad (6.40)$$

Mit:

|            |   |
|------------|---|
| $\eta_d$   | Bemessungswert des Umrechnungsfaktors;  |
| $X_k$      | Charakteristischer Wert unter Berücksichtigung der statistischen Ungenauigkeit; |
| $\gamma_m$ | Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand;                                      |
| $m_x$      | Mittelwert von $x$ ;  |
| $k_n$      | Fraktalfaktor für charakteristische Werte;                                      |
| $V_x$      | Standardabweichung von $x$ .  |

Für die Anschlüsse zwischen Stahl und Beton sind die Sicherheitsbetrachtungen aus den Bereichen des Stahl- und Verbundbaus sowie der Befestigungstechnik zu berücksichtigen. Hervorzuheben ist, dass insbesondere in der Befestigungstechnik sowohl traditionelle als auch moderne Sicherheitsanalysen eingesetzt werden. Die Widerstandsgleichungen der Betonversagensmechanismen des CC-Verfahrens wurden über eine Vielzahl von experimentellen Untersuchungen hergeleitet. Für mögliche Versagensmechanismen wie Betonausbruch oder Betonkantenbruch kann die 5%-Fraktile der charakteristischen Widerstände nach Gleichung (6.40) mit einem Umrechnungsfaktor zwischen charakteristischem Wert und Bemessungswert zwischen 0,7 und 0,75 hergeleitet werden. Unschärfen in den Widerstandsfunktionen sowie Modellunsicherheiten können über diesen Umrechnungsfaktor erfasst werden. Weitere Unsicherheiten, wie z.B. Streuungen im Bereich der repräsentativen Werte der Baustoffeigenschaften, werden über den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  bei der Ableitung der Bemessungswerte berücksichtigt.

Für die in der vorliegenden Arbeit untersuchten Anschlüsse werden bei der Ableitung der analytischen Modelle vorhandene Widerstandsmodelle möglicher Einzelversagensmechanismen angewendet. Diese sind bis auf die neueren Ansätze für den rechnerischen Ansatz einer möglichen Rückhängebewehrung oder die Komponenten des 4-reihigen T-Stummels nach *Couchaux u.a. (2015)* normativ implementiert, so dass für die Herleitung des Bemessungsmodells auf ein vorhandenes Sicherheitskonzept zurückgegriffen wird.

Neben der wissenschaftlichen Ableitung der Widerstandsmodelle auf Traglastniveau findet auch im Rahmen der Normungsarbeit eine kritische, konsequente Weiterentwicklung bestehender Ansätze statt. So werden im Rahmen einer traditionellen, empirischen Sicherheitsanalyse bestehende Sicherheitsmodelle überprüft und die vorhandenen Widerstandsmodelle weiterentwickelt. Beispielsweise wurden 2006 nach dem Absturz einer Zwischendecke in einem Tunnel in Boston vorhandene Bemessungsmodelle für die Tragfähigkeit von Verbundankern überprüft und die Berücksichtigung von Langzeiteffekten in *DIN EN 1992-4* neu bewertet.

Den Widerstandsmodellen der Einzelversagensmechanismen liegt eine zeitliche Entwicklung zu Grunde, die bei der Validierung der in der Arbeit behandelten analytischen Modelle für die angewendeten Einzelkomponenten kritisch hinterfragt wurde. Beispielsweise ist bei randnahen Ankerplatten ein Lastabtrag über engliegende Bewehrungsbügel möglich, so dass für den Nachweis nach *DIN EN 1992-4* nur ein Stahlversagen der Bewehrung nach Gleichung (6.41) nachzuweisen ist. Der Widerstand bei Bewehrungsbügeln oder Schlaufen ist nach *DAfStb-Heft 615* auf Grund von möglichen Montagetoleranzen mit dem Faktor  $k_{10} = 0,5$  abzumindern. Bei der Ableitung des analytischen Modells für die Versuche mit konzentrierter Lasteinleitung wurde dieser pauschale Faktor z.B. für die Bewehrungsschlaufen nicht angesetzt, allerdings wurden weitere Versagensmechanismen wie ein Verbundversagen der Bewehrung mitberücksichtigt.

$$N_{Rk,s,re} = k_{10} \cdot \sum_{i=1}^{n_{re}} A_{s,re} \cdot f_{yk,re} \quad (6.41)$$

Mit:

- $n_{re}$  Anzahl der wirksamen Stäbe der Rückhängebewehrung, [-];
- $k_{10}$  Wirksamkeitsbeiwert nach *DIN EN 1992-4* mit  $k_{10} = 1,0$  für die Oberflächenbewehrung und  $k_{10} = 0,5$  für Zusatzbewehrung in Form von Bügeln oder Schlaufen[-];
- $f_{y,re}$  Streckgrenze der Bewehrung, mit  $f_{y,re} \leq 600 \text{ N/mm}^2$  [ $\text{N/mm}^2$ ].

Für die Beurteilung der analytischen Modelle ist eine statistische Auswertung erforderlich, bei der die Übereinstimmung der Modelle mit den experimentellen Beobachtungen überprüft wird und zudem mögliche Streugrößen erfasst werden. Nach *DIN EN 1990* sind für die untersuchten Anschlüsse zwei verschiedene Verfahren relevant. Bei Versuchen mit einer direkten Bestimmung der Tragfähigkeiten ist eine statistische Auswertung nach *DIN EN 1990 D7* möglich, mit der bei bekannten statistischen Kenngrößen wie Versuchsanzahl, Mittelwert und Standardabweichung die charakteristische Tragfähigkeit sowie der Bemessungswert nach Gleichung (6.40) bestimmt werden. Dieses Verfahren kann bei den in der Arbeit durchgeführten Versuchen nicht direkt angewendet werden, da die Anzahl an Wiederholungen der jeweiligen Versuche begrenzt war.

Alternativ kann mit Hilfe des standardisierten Auswerteverfahrens nach *DIN EN 1990 D8* ein entwickeltes Bemessungsmodell  $g_n(X)$  in Bezug auf die Streuung einzelner Einflussgrößen untersucht und zugehörige Sicherheitsbeiwerte abgeschätzt werden. Letzteres Verfahren lässt sich für die Beurteilung der Bemessungsansätze für die entwickelten analytischen Modelle nicht direkt übertragen, da die Widerstandsfunktionen der Einzelversagensmechanismen im Komponentenmodell durch Grenzwertbetrachtungen miteinander gekoppelt sind.

Aus diesen Gründen wird für die Ableitung der Bemessungsmodelle in der vorliegenden Arbeit eine vereinfachende Herangehensweise vorgeschlagen. Zur Bewertung der analytischen Modelle und zur Beurteilung der Variabilität erfolgt eine statistische Auswertung über das standardisierte Auswerteverfahren nach *DIN EN 1990 D8* (Schritte 1 bis 5). Auf der Widerstandsseite werden die vorhandenen charakteristischen Bemessungsansätze für die Einzelkomponenten unter Zug nach Tabelle 6-11 und unter Querkraft nach Tabelle 6-12 im analytischen Modell angenommen. So werden die vorhandenen normativen Ansätze zur Ableitung der charakteristischen Bemessungswerte z.B. nach *DIN EN 1992-4* unverändert übernommen und bestehende Modelle für den Ansatz der Streuparameter wie z.B. von geometrischen Abmessungen der Einzelkomponenten integriert. Für die Abschätzung der Streuungen im Bereich der Versuche werden Gruppen entsprechend den gegebenen Teilsicherheitsbeiwerten nach *DIN EN 1992-4* und *DIN EN 1993-1-8* gebildet. Für die Validierung der Bemessungsmodelle können versuchsübergreifend für die Komponentenmodelle nach Kapitel 3 bis Kapitel 5 folgende drei mögliche Gruppen gebildet werden.

- Gruppe 1: Stahlversagen der Kopfbolzen
- Gruppe 2: Betonversagensmechanismen
- Gruppe 3: Stahlversagen der Rückhängebewehrung

Zur Ableitung der charakteristischen Werte nach Gleichung (6.40) wird der Grenzwert des 5%-Fraktils auf Grundlage der Normalverteilung mit Hilfe der Fraktilfaktoren nach Tabelle 6-10 abgeschätzt. Mit einer konservativen Annahme wird bei der Berechnung der charakteristischen Werte von einem unbekanntem Variationskoeffizienten ausgegangen.

Tabelle 6-10: Fraktilwerte  $k_n$  für charakteristische Werte (5%-Fraktile) nach DIN EN 1990 D7

| n               | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 8    | 10   | 20   | 30   | $\infty$ |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|----------|
| $V_x$ bekannt   | 2,31 | 2,01 | 1,89 | 1,83 | 1,80 | 1,77 | 1,74 | 1,72 | 1,68 | 1,67 | 1,64     |
| $V_x$ unbekannt | –    | –    | 3,37 | 2,63 | 2,33 | 2,18 | 2,00 | 1,92 | 1,76 | 1,73 | 1,64     |

Bei der Berechnung der Bemessungswerte der analytischen Modelle werden die charakteristischen Widerstandsgleichungen der Einzelkomponenten unter Normalkraftbeanspruchung angewendet. Die charakteristischen Materialkennwerte werden in Anlehnung an *Konrad (2011)* nach Gleichung (6.42) für die Betonversagensmechanismen und nach Gleichung (6.43) für Stahlversagen berechnet.

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2 \quad (6.42)$$

$$f_{uk} = (1 - k_{\infty} \cdot V_{fu}) \cdot f_u \quad (6.43)$$

Mit:

|              |  |
|--------------|--|
| $f_{ck}$     | Charakteristische einaxiale Betonzylinderdruckfestigkeit;                                |
| $f_{cm}$     | Vorhandene einaxiale Zylinderdruckfestigkeit des Betons;                                 |
| $f_u$        | Vorhandene Zugfestigkeit der Kopfbolzen;   |
| $f_{uk}$     | Charakteristische Stahlzugfestigkeit;  |
| $k_{\infty}$ | $k_{\infty} = 1,64$ Fraktilfaktor nach DIN EN 1990 für $n \rightarrow \infty$ ;          |
| $V_{fu}$     | $V_{fu} = 0,05$ Variationskoeffizient der Stahlzugfestigkeit nach <i>Konrad (2011)</i> . |

Die oben beschriebene statistische Beurteilung der in der Arbeit entwickelten analytischen Modelle erfolgt in den folgenden Schritten. Die Ergebnisse der einzelnen Berechnungsschritte sind im Anhang C dokumentiert.

- **Schritt 1:** Gruppierung der Versuche nach den Versagensmechanismen und den zu berücksichtigenden gegebenen Sicherheitsbeiwerten.
- **Schritt 2:** Vergleich der experimentellen und der analytischen Traglasten. Die experimentellen Versuchsergebnisse werden den Widerständen der analytischen Modelle nach Kapitel 6.5 gegenübergestellt.
- **Schritt 3:** Berechnung der Mittelwertabweichung über das Minimum der Abweichungsquadrate nach *DIN EN 1990 Anhang D8*. Für das vorgeschlagene Widerstandsmodell ergeben sich i.d.R. Abweichungen, so dass für die Ableitung des analytischen Modells auf charakteristischem Niveau und Bemessungsniveau eine Mittelwertkorrektur erforderlich ist.
- **Schritt 4:** Die statistische Auswertung erfolgt anhand der Streugröße  $\delta_i$  nach *DIN EN 1990 Anhang D8* unter Berücksichtigung der Mittelwertkorrektur der vorgeschlagenen analytischen Modelle (vgl. Anhang C).
- **Schritt 5:** Die Abschätzung der charakteristischen Werte (5%-Fraktile) nach *DIN EN 1990 D7* des Widerstandsmodells erfolgt unter Annahme eines unbekanntem Variationskoeffizienten unter Berechnung der Standardabweichung und des Variationskoeffizienten und der Fraktilwerte nach Tabelle 6-10.
- **Schritt 6:** Ableitung der Bemessungswerte des Anschlusses auf Grundlage der Bemessungswiderstände der Einzelkomponenten. Hierfür werden die charakteristischen Widerstände nach Tabelle 6-11 und Tabelle 6-12 und die charakteristischen Materialkennwerte nach den Gleichungen (6.42) und (6.43) in Kombination mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 6-13 angesetzt.
- **Schritt 7:** Verträglichkeitsüberprüfung und Beurteilung des Bemessungsmodells mit der oberen Schranke für die unterschiedlichen Gruppen.

Die Bemessungsansätze der analytischen Modelle können über die oben ausgeführten Schritte überprüft werden. Neben der statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse innerhalb der definierten Gruppen können obere Schranken auf charakteristischem Niveau abgeleitet werden (vgl. Bild 6-44 und Bild 6-45). Die Bemessungswiderstände der analytischen Modelle liegen unter Berücksichtigung der gegebenen Widerstände der Einzelkomponenten nach Tabelle 6-11 und Tabelle 6-12 unterhalb den Grenzwerten nach *DIN EN 1990*.

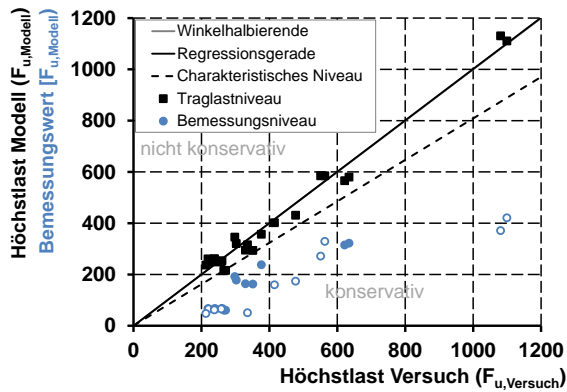


Bild 6-44: Beurteilung des analytischen Widerstandsmodells mit Stahlversagen der Kopfbolzen mit Auswertung nach *DIN EN 1990* Anhang D

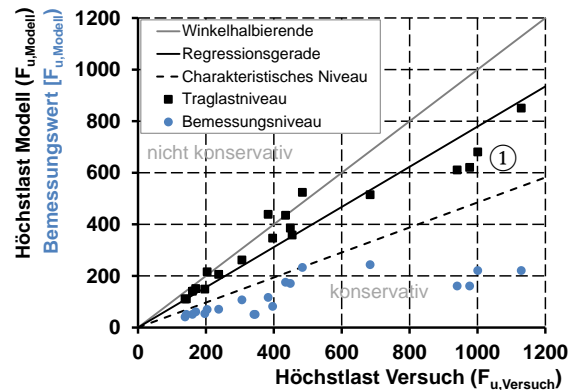


Bild 6-45: Beurteilung des analytischen Widerstandsmodells mit Betonversagen mit Auswertung nach *DIN EN 1990* Anhang D

In den analytischen Modellen nach Kapitel 6.5.2 bis 6.5.4 kann eine ausreichende Übereinstimmung zwischen den mittleren Traglasten und den experimentellen Höchstlasten bei identischen Versagensarten erreicht werden. Ausnahme stellen die Untersuchungen zu den großen Ankerplatten mit kleiner Exzentrizität dar, bei denen die Traglasten bei lastabgewandtem Betonausbruch mit den bisherigen Modellen deutlich unterschätzt werden (vgl. Bild 6-45 ①). Zudem wirkt sich in den Nachrechnungen der Versuchsergebnisse auf Bemessungsniveau die größere Streubreite des Betons auf die Versagensarten aus. Während für die Betonversagensmechanismen auch auf Bemessungsniveau ein Betonversagen maßgebend wird (vgl. Bild 6-45), können bei den Versuchen mit einem Stahlversagen auf Grund der konservativeren Widerstandsmodelle und der strengeren Anforderungen an die Teilsicherheitsbeiwerte Betonversagensmechanismen maßgebend werden (vgl. Bild 6-44). Diese Versuche der Gruppe Stahlversagen der Kopfbolzen mit Betonversagen auf Bemessungsniveau sind in Bild 6-44 als blau eingekreiste Punkte dargestellt.

Die statistische Auswertung der Ergebnisse zeigt zudem, dass für die in der Arbeit untersuchten Anschlüsse eine pauschale Abminderung der ansetzbaren Querschnittsfläche der Rückhängebewehrung z.B. nach Gleichung (6.41) auf Grund möglicher Montageteranzen nicht erforderlich ist. Allerdings müssen dann neben dem Stahlversagen weitere Versagensmechanismen wie Verbundversagen der Bewehrung berücksichtigt werden. Bei Ansatz der möglichen Versagensmechanismen können die Anschlüsse auch auf Bemessungsniveau so ausgelegt werden, dass ein duktiles Stahlversagen z.B. der Kopfbolzen (vgl. Bild 6-44) maßgebend wird. Für eine Auslegung der Anschlüsse beispielsweise im Rahmen einer plastischen Bemessung, für die ein duktiler Tragverhalten wie ein Stahlversagen der Kopfbolzen maßgebend werden soll, wird daher empfohlen, eine Vergleichsrechnung auf Traglastniveau zur Abschätzung der relevanten Versagensmechanismen durchzuführen. Im Allgemeinen können die Traglasten der in dieser Arbeit untersuchten Anschlüsse mit Kopfbolzen zur Abtragung von Normal- und Querkräften ausreichend genau über die analytischen Modelle abgeschätzt werden. Hierfür sind die charakteristischen Widerstände nach *DIN EN 1993-1-8* und *DIN EN 1992-4* (vgl. Tabelle 6-11 und Tabelle 6-12) sowie die Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 6-13 zu berücksichtigen.

Tabelle 6-11: Widerstände der Einzelkomponenten unter Normalkraftbeanspruchung

| Versagen  | Gleichung | Charakteristischer Widerstand (ggf. Bemessungswiderstand)  | Bemessungswiderstand mit Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 6-13                    | Normativer Verweis         |
|---|-----------|--|--|----------------------------|
| Stahlversagen der Ankerplatte und im Bereich der Kopfbolzen | (6.1)     | $N_{T,1,Rk} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rk}}{m}$   | $N_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rk} / \gamma_{M0}}{m}$                             | DIN EN 1993-1-8 Abs. 6.2.4 |
|   | (6.3)     | $N_{T,1,Rk} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rk} + n \cdot \sum N_{Rk,s}}{m + n}$                               | $N_{T,1,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rk} / \gamma_{M0} + n \cdot \sum N_{Rd,s}}{m + n}$ | DIN EN 1993-1-8 Abs. 6.2.4 |
|   | (6.5)     | $N_{T,1-2,Rk} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rk} / \gamma_{M0}}{m}$   | $N_{T,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rk} / \gamma_{M0}}{m}$                           | DIN EN 1993-1-8 Abs. 6.2.4 |
|   | (6.2)     | $N_{T,3,u} = N_{Rk,s} = A_{s,nom} \cdot n_y \cdot f_{u,k}$   | $N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$  | DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.1.3 |
| Herausziehen  | (6.9)     | $N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck}$  | $N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$  | DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.1.5 |
| Betonversagen   | (6.11)    | $N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{i,N}$                               | $N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$  | DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.1.4 |
| Seitlicher Betonbruch                                       | (6.13)    | $N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{u,Nb}^0} \cdot \psi_{i,Nb}$                          | $N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$  | DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.1.8 |
| Stahl- und Verbundversagen Bewehrung                        | (6.15)    | $N_{Rk,s,re} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{yk,re}$  | $N_{Rd,s,re} = \frac{N_{Rk,s,re}}{\gamma_{Ms,re}}$                                     | DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.1.9 |
|   | (6.16)    | $N_{Rd,b,re} = \sum_{n_{re}} \frac{l_i \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd}}{\alpha}$                 |  | DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.1.9 |
| Beton und Bewehrung   | (2.13)    | $N_{Rd,s,re} = \min[N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re}] + [N_{Rd,c} + \delta_f \cdot k_c]$                       |  | vgl. Kuhlmann u.a. (2018a) |
|   | (6.20)    | $N_{Rk,cs} = \psi_{supp} \cdot N_{Rk,c}$   | $N_{Rd,cs} = \frac{N_{Rk,cs}}{\gamma_{Mc}}$  | vgl. Kuhlmann u.a. (2018a) |
| Ankerplatte bei Druck                                       | (6.7)     | $F_{Rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$ |  | DIN EN 1992-1-1 Abs. 6.7   |

Tabelle 6-12: Widerstände der Einzelkomponenten unter Querkraftbeanspruchung

| Versagen                             | Gleichung | Charakteristischer Widerstand (ggf. Bemessungswiderstand)   | Bemessungswiderstand mit Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 6-13 | Normativer Verweis         |
|--------------------------------------|-----------|---|---|----------------------------|
| Stahlversagen                        | (6.22)    | $V_{Rk,s} = k_6 \cdot A_{s,nom} \cdot n_y \cdot f_{u,k}$  | $V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$                           | DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.2.3 |
| Betonkantenbruch                     | (6.26)    | $V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{i,V}$  | $V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$                           | DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.2.5 |
| Stahl- und Verbundversagen Bewehrung | (6.32)    | $V_{Rk,s,re}^i = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re}$  | $V_{Rd,s,re}^i = \frac{V_{Rk,s,re}^i}{\gamma_{Ms,re}}$              | DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.2.6 |
|                                      | (6.31)    | $V_{Rd,b,re}^i = \sum_{n_{re}} \frac{l_i \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{b,d}}{\alpha}$                               |   | DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.2.6 |
| Pry-out                              | (6.25)    | $\max \left\{ \begin{array}{l} V_{Rk,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} \\ V_{Rk,re} = k_4 \cdot N_{Rk,c,re} \end{array} \right.$ | $V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$                         | DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.2.4 |

Tabelle 6-13: Teilsicherheitsbeiwerte der Versagensmechanismen nach DIN EN 1992-4 und DIN EN 1993-1-8

| <b>Stahlversagen des Befestigungsmittels nach DIN EN 1992-4</b>                                  |                  |   |
|--|------------------|---|
| Zug  | $\gamma_{Ms}$    | $= 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,4$  |
| Querlast   |                  | $= 1,0 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,25$ , wenn $f_{uk} \leq 800 \frac{N}{mm^2}$ und $\frac{f_{yk}}{f_{uk}} \leq 0,8$<br>$= 1,5$ wenn $f_{uk} > 800 \frac{N}{mm^2}$ oder $\frac{f_{yk}}{f_{uk}} > 0,8$ |
| <b>Stahlversagen der Rückhängebewehrung nach DIN EN 1992-4</b>                                   |                  |   |
| Zug- und Querlasten  | $\gamma_{Ms,re}$ | $= 1,15$  |
| <b>Grundkomponenten eines Anschlusses nach DIN EN 1993-1-1 Abs. 6.1 und nach DIN EN 1993-1-8</b> |                  |   |
| Ankerplatte mit Biegebeanspruchung infolge Zug und Druck<br>Beton/ Mörtel mit Druckbeanspruchung | $\gamma_{M0}$    | $= 1,0$   |
| Ankerschraube mit Zug-, Abscher- und Lochleibungsbeanspruchung<br>Schweißnähte                   | $\gamma_{M2}$    | $= 1,25$  |
| <b>Betonversagensmechanismen nach DIN EN 1992-4</b>  |                  |   |
| Kegelförmiger Betonausbruch<br>Betonkantenbruch  | $\gamma_{Mc}$    | $= \gamma_c \cdot \gamma_{inst}$  |
| Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite  | $\gamma_c$       | $= 1,5$   |
| Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung<br>Verbundversagen der Bewehrung                   | $\gamma_{inst}$  | $= 1,0$ für Kopfbolzen vgl. Europäische Technische Produktspezifikation des jeweiligen Befestigungsmittels  |
| Spalten  | $\gamma_{Msp}$   | $= \gamma_{Mc}$   |
| Versagen durch Herausziehen  | $\gamma_{Mp}$    | $= \gamma_{Mc}$   |

Zusammenfassend kann für die Ableitung der Bemessungsmodelle der in der Arbeit behandelten Anschlüsse festgestellt werden, dass mit der Anwendung der charakteristischen Bemessungswerte nach Tabelle 6-11 und nach Tabelle 6-12 sowie der vorhandenen Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN EN 1992-4 und DIN EN 1993-1-8 eine ausreichende Verträglichkeit hinsichtlich der oberen Schranke bei Annahme der statistischen Kenngrößen nach DIN EN 1990 erreicht wird.

Für die in der Arbeit untersuchten Anschlüsse zwischen Stahl und Beton sind die vorhandenen Komponentenmodelle für die Herleitung der Bemessungsgrößen ausreichend genau. Eine Modifikation der  $\gamma$ -Werte für die Betonkomponenten wäre denkbar, so dass bei der Berechnung der Bemessungsgrößen wie in den Versuchen ein Stahlversagen gegenüber dem Betonversagen maßgebend wird. Auf diesen Schritt wurde im Rahmen der Arbeit verzichtet, da dafür eine umfassende statistische Auswertung der Einzelkomponenten und deren Nachweismodelle erforderlich ist.

Für die Modelle erfolgt im Rahmen der statistischen Auswertung eine Mittelwertkorrektur auf Grundlage des Minimums der Abweichungsquadrate. Die konservative Abschätzung des Widerstands von Anschlüssen mit hohen Traglasten wirkt sich dabei konservativ auf die Regressionsgerade aus. Insbesondere bei den Modellen der Versuche B3-Q, R2-2Q, R2-4Q(1), R2-4Q(2) mit großen Ankerplatten, kleiner Exzentrizität und hohen Traglasten (vgl. Bild 6-45 ①) haben die Modellunschärfen einen deutlichen Einfluss auf die Neigung der Regressionsgerade. Diese Beobachtung ist in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Versuche mit großen Ankerplatten. Ursache hierfür ist, dass der Einfluss der Bewehrung unter Querlast über die vorhandenen Modelle für ein Versagen im lastabgewandten Bereich noch nicht ausreichend erfasst werden kann (vgl. Kapitel 6.5.3.3). Im Rahmen der Arbeit wurden gegebene Modelle für die Aktivierung der Bewehrung im randfernen Bereich unter Zug angesetzt, allerdings gibt es für die Aktivierung der Bewehrung unter Querlast im randfernen Bereich noch die Möglichkeit der Modelloptimierung.

## 6.7 Abgrenzung der analytischen Modelle und Normenvorschlag

### 6.7.1 Abgrenzung der analytischen Modelle

Bei der praktischen Anwendung der in Kapitel 6.5.4 entwickelten analytischen Modelle für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton sind bezüglich des Anwendungsbereichs der beschriebenen Modelle weitere Punkte zu berücksichtigen, die im Folgenden zusammenfassend dargestellt werden:

- In den Modellen wurden bis auf die kombinierte Zug- und Querkraftbeanspruchung keine mehraxialen Beanspruchungszustände berücksichtigt. Für diese Belastungssituation sind konservative Abschätzungen, z.B. über eine lineare Interaktion zu treffen.
- Die analytischen Modelle wurden an experimentellen und numerischen Untersuchungen validiert, für die Betonfestigkeitsklassen von C20/25 bis C50/60 gewählt wurden. Darüber hinausgehende Anwendungsfälle mit höheren oder niedrigeren Festigkeiten sind über die Modelle nicht abgedeckt. Zudem ist zu überprüfen, ob das gewählte Befestigungsmittel für die jeweilige Festigkeitsklasse zugelassen ist. Als Bewehrung wurde warmgewalzter gerippter Betonstahl B500B mit normaler Duktilität eingesetzt. Für die Anschlüsse wurden normalfeste Kopfbolzen nach *ETA-03/0039* mit dem Werkstoff S235J2+C470 gewählt. Für Kopfbolzen mit einer höheren Festigkeit konnten in den Versuchen die Anforderungen nach *Trillmich u.a. (2014)* bezüglich Duktilität und der Schweißbarkeit der Kopfbolzen über die Untersuchungen noch nicht nachgewiesen werden.
- Die Untersuchungen beschränken sich im randnahen Bereich auf Anschlüsse mit einer maximal 3-reihigen Befestigungsmittelanordnung und gehen so über den derzeitigen Anwendungsbereich der *DIN EN 1992-4* mit Ankerplatten mit maximal zwei Dübelreihen hinaus. Für Anschlüsse unter Querbelastung zum Bauteilrand müssen beim Ansatz einer mehrreihigen Befestigungsmittelanordnung die Überlegungen zur Lastverteilung der Normal- und Querkräfte sowie der gemeinsamen Tragwirkung von Bewehrung und Beton für den jeweiligen Anwendungsfall überprüft werden. Neben den Randabständen haben die Abstände zwischen den einzelnen Dübelreihen Einfluss auf die Querlastverteilung.
- Für die Anwendung anderer Befestigungsmittel als Kopfbolzen sind neben Überlegungen zur Lasteinleitung im Beton und der Aktivierung der Bewehrung Annahmen zur Lastverteilung innerhalb der Ankerplatte zu überprüfen. So können bei bauseits montierten Befestigungsmitteln größere Verformungen im Bereich der Lasteinleitung vorhanden sein oder nicht alle Befestigungsmittelreihen auf Grund des Lochspiels gleichmäßig aktiviert werden.
- Die analytischen Modelle wurden an Versuchen mit praxisnahen, geometrischen Bauteilabmessungen validiert, die allerdings auf Grund der gegebenen Versuchsrandbedingungen wie z.B. mögliche Höchstlasten oder Randabstände der Bauteile begrenzt waren. Bei der Anwendung der analytischen Modelle auf die jeweilige praktische Anwendungssituation ist die Skalierbarkeit der Ergebnisse auf größere oder kleinere Dimensionen kritisch zu überprüfen.

### 6.7.2 Normenvorschläge und Bearbeitung vorhandener Regelungslücken

Für die Betonkomponenten wurden neuere Ansätze verwendet, für die bis zur Fertigstellung der Arbeit noch keine abschließende normungsgerechte Implementierung erfolgt ist. Bei der Überarbeitung der Eurocodes im Rahmen des Mandats *M/515* wurde für die neueren INFASO-Betonkomponenten von *Kuhlmann u.a. (2015)* ein Normenvorschlag erarbeitet, der in den neuen Entwurf der *DIN EN 1993-1-8* in zusammenfassender Form implementiert wurde. Damit werden zudem die in *DIN EN 1993-1-8* geregelten Stützenfußanschlüsse mit langen Ankerschrauben um weitere Anwendungsmöglichkeiten der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit gängigen Befestigungsmitteln nach *DIN EN 1992-4* erweitert. Zur Integration der neueren Betonkomponenten im Konzept der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8* war im Entwurf nach *Kuhlmann u.a. (2015)* eine umfassende Beschreibung der Steifigkeitsbeziehungen der Betonkomponenten nach *INFASO (2012)* vorgesehen. Im Zuge der Weiterentwicklung, Vereinfachung und Vereinheitlichung der Eurocodes nach *M/515* wurde für die neueren Betonkomponenten ein Entwurf in *prEN 1993-1-8* in Form einer Öffnungsklausel entwickelt. Dieser erlaubt der in dieser Arbeit dargestellten neueren Ansätze für die Betonkomponenten mit gemeinsamer Tragwirkung von Bewehrung und Beton die praktische Anwendung. In der endgültigen Fassung der neuen Version des *prEN 1993-1-8* wird eine Überarbeitung in Form einer Öffnungsklausel nach Bild 6-46 vorgeschlagen.

#### A.17 Anchoring components in tension

(1) The design resistance of the anchoring components in tension for steel-to-concrete connections may be obtained from EN 1992-4. The verification of the anchoring components in tension may be done for the ultimate limit state for the following failure modes:

- Concrete cone failure;
- Pull-out failure;
- Concrete splitting failure;
- Concrete blow-out failure;
- Steel failure of reinforcement;
- Anchorage failure of reinforcement.

(2) The design resistance of the anchoring components in tension may be increased by taking into account the contribution of concrete and the supplementary reinforcement next to the fasteners. The load transfer due to the reinforcement and the concrete may be determined by an appropriate stiffness model for the anchoring components.

(3) Further failure modes such as concrete break out between the supplementary reinforcement should be considered, when the contribution of concrete and reinforcement is taken into account.

#### A.19 Anchoring components in shear

(1) The design resistance of the anchoring components in shear for steel-to-concrete connections may be determined from EN 1992-4. The verification of anchoring components in shear may be done for the ultimate limit state for the following failure modes:

- Concrete pry-out failure;
- Concrete edge failure;
- Steel failure of supplementary reinforcement;
- Anchorage failure of supplementary reinforcement.

*Bild 6-46: Einführung neuer Zug- und Querkraftkomponenten nach prEN 1993-1-8*

Die Untersuchungen zu nachgiebigen Anschlüssen zwischen Stahl und Beton nach *Kuhlmann u.a. (2008)* und *Kuhlmann, Ruopp (2016)* zeigen, dass im Rahmen des plastischen Nachweis-konzepts der Befestigungstechnik auch bei der Anwendung von vergleichsweise dünnen Ankerplatten Traglaststeigerungen und ein duktileres Tragverhalten erreicht werden können. Im Rahmen der Überarbeitung der *DIN EN 1992-4* konnte für die Berücksichtigung des plastischen Tragverhaltens der Ankerplatten mit *CEN/TR 17081* ein Technical Report geschaffen werden, in dem entsprechende Querverweise zur Beschreibung des Tragverhaltens der Ankerplatten nach *DIN EN 1993-1-8* hergestellt werden. Mit dem

Modell des äquivalenten T-Stummels auf Zug und Druck nach *DIN EN 1993-1-8* lässt sich das Tragverhalten der Stahlbauteile ausreichend genau abschätzen.

In den in Kapitel 6.5 beschriebenen analytischen Modellen wird teilweise der Regelungsbereich der zu Grunde liegenden Normen verlassen und zudem werden ergänzende Annahmen im Rahmen der Validierung der analytischen Modelle anhand der experimentellen und numerischen Untersuchungen getroffen. Daraus können folgende Möglichkeiten zur Überarbeitung der jeweiligen Normen abgeleitet werden:

- Für Verbundträger mit randnahen, liegenden Kopfbolzen gelten nach *DIN EN 1994-2 Anhang C* konservative geometrische Randbedingungen bezüglich der Einbindelänge der Kopfbolzen zur Vermeidung eines Versagens im Bereich des Betons. Für zugbeanspruchte, randnahe, liegende Kopfbolzen ist nach Kapitel 6.5.2 ein weiterführendes Nachweismodell möglich, bei dem die geometrischen Anforderungen nach *DIN EN 1994-2 Anhang C* durch ein physikalisches Modell abgelöst werden können. Zur Berücksichtigung der kombinierten Schub- und Zugbelastung wurden in *Kuhlmann, Stempniewski (2018)* weiterführende Untersuchungen durchgeführt und ein möglicher Normenvorschlag für die Überarbeitung der *DIN EN 1994-2* konzipiert.
- Die maximale Anzahl der Kopfbolzen pro Ankerplatten ist nach *DIN EN 1992-4* derzeit im randfernen Bereich auf eine  $3 \times 3$  Anordnung begrenzt. Die Untersuchungen nach Kapitel 4 zeigen, dass eine Erweiterung auf eine  $4 \times 4$  Anordnung möglich ist und die Beobachtungen bezüglich der Lastverteilung der Normal- und Querkkräfte in Übereinstimmung mit dem elastischen und plastischen Nachweisconcept der Befestigungstechnik sind. Es ist allerdings sicherzustellen, dass alle Dübelreihen des Anschlusses aktiviert werden und dass das nichtlineare Tragverhalten der Ankerplatte insbesondere bei einer Biegebeanspruchung des Anschlusses über das Nachweismodell erfasst wird.
- In den Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung kann mit Hilfe der Komponentenmethode unter Berücksichtigung der Betonkomponenten nach *DIN EN 1992-4* ein Nachweismodell entwickelt werden, mit dem das Schädigungsverhalten im Bereich dieser Anschlüsse erfasst wird. Für den Bereich von Brückenlagern nach *DIN EN 1337-1* wird damit ein Modell vorgeschlagen, bei dem das Tragverhalten im Gegensatz zu den vorhandenen Ausstattungszulassungen z.B. *Z-16.7-445* auch bei kleineren Randabständen realistisch abgeschätzt wird.
- Bei einer kombinierten Zug- und Querkraftbeanspruchung in Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung wird die Bewehrung in der randfernen Reihe auf Zug- und Querkraft aktiviert. Eine kombinierte Zug- und Querkraftbeanspruchung unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung ist nach *DIN EN 1992-4* normativ noch nicht festgelegt, so dass für eine Beanspruchungsrichtung eine konservative Abschätzung des Widerstands ohne Berücksichtigung der Bewehrung angesetzt werden muss. Die Untersuchungen nach Kapitel 5 zeigen, dass die Bewehrung innerhalb einer Reihe auf Zug- und Querkraft beansprucht wird. Bei der Entwicklung eines analytischen Modells kann für den Interaktionsnachweis mit dem Exponenten 1,5 nach Gleichung (6.33) eine ausreichende Übereinstimmung mit den experimentellen und numerischen Untersuchungen erreicht werden.



## 7 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

### 7.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurden für praktische Anwendungsfälle von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton Nachweismodelle hergeleitet. Mit den Modellen lässt sich die Tragfähigkeit der Anschlüsse abschätzen, indem vorhandene Betonkomponenten nach *DIN EN 1992-4* sowie neuere Ansätze nach *Kuhlmann u.a. (2018a)* in das Konzept der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8* integriert werden. Mit den in der Arbeit dargestellten analytischen Modellen können unterschiedliche Belastungssituationen erfasst werden, da die auf den Anschluss einwirkenden Schnittgrößen in Normal- und Querkraftbeanspruchungen auf Befestigungsmittelsebene zerlegt werden. Es konnte gezeigt werden, dass mit Hilfe der Komponentenmethode die Erfassung der unterschiedlichen Versagensmechanismen im Stahl und Beton im Anschlussbereich gelingt. Die Modellentwicklung für die Fragestellungen aus dem Bereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton wurden im Rahmen von 45 eigenen Bauteilversuchen untersucht. Dies umfasst Anschlüsse mit liegenden randnahen Kopfbolzen mit einem möglichen Anwendungsbereich bei Brückenlängsträgern von Verbundbrücken, Ankerplatten zur Einleitung von großen Kräften z.B. im Industrie- und Anlagenbau sowie konzentrierte Lasteinleitungen mit einer Anwendung z.B. bei Anschlüssen an Pfeilerköpfen oder bei Brückenlagern. Die untersuchten Anwendungssituationen haben gemein, dass das Tragverhalten der Anschlüsse über die im Bauteil vorhandene Bewehrung beeinflusst wird. Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen wurden für die Ableitung geeigneter Nachweismodelle umfangreiche numerische Untersuchungen z.B. zur Tragwirkung und Aktivierung der Bewehrung durchgeführt und die Datengrundlage für die Validierung der analytischen Modelle erweitert.

Vorteilhaft kann im Anschluss die ohnehin vorhandene Bewehrung zur Traglaststeigerung angesetzt werden, da die auf das Befestigungsmittel einwirkenden Kräfte im Betonbauteil rückverankert werden können. Voraussetzung für die Bewehrungsaktivierung ist, dass keine zusätzlichen Versagensmechanismen wie ein Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung möglich sind, deren Tragverhalten über neuere Ansätze für die Betonkomponenten nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* beschrieben werden. Auf Grundlage der Komponentenmethode können die Einzelkomponenten so ausgelegt und abgestimmt werden, dass z.B. ein duktileres Tragverhalten der Anschlüsse erreicht wird. Während dies bisher für herkömmliche Anschlüsse zwischen Stahl und Beton nach *DIN EN 1993-1-8* z.B. bei Stützenfußanschlüssen nur über lange Ankerschrauben möglich war, können mit den dargestellten, neueren Ansätzen auch herkömmliche Befestigungsmittel in Kombination mit einer Rückhängebewehrung eingesetzt und ein Versagen in den Stahlkomponenten des Anschlusses durch die Traglaststeigerung im Bereich der Betonkomponenten erreicht werden. Die in der Arbeit untersuchten praktischen Anwendungssituationen liegen teilweise außerhalb der Regelungsbereiche des Stahl- und Verbundbaus sowie der Befestigungstechnik. Die Ableitung der analytischen Modelle erfolgt daher auf Grundlage der durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen unter Anwendung der Komponentenmethode. Hervorzuheben ist, dass bei der Modellableitung keine eigenständigen Komponenten für die speziellen Anschlusskonfigurationen entwickelt werden, sondern auf vorhandene Einzelkomponenten zurückgegriffen wird. Die Untersuchungen zeigen, dass unter Berücksichtigung von Fragestellungen zu den Lastverteilungen im Anschluss und der Bewehrungsaktivierung geeignete Modelle auf Grundlage der Komponentenmethode für die unterschiedlichen Anwendungssituationen entwickelt werden können.

Für randnahe, liegende Kopfbolzen im Bereich von Verbundträgern kann bei einer möglichen Zugbeanspruchung z.B. in einem Randträger ein Modell abgeleitet werden, mit dem bestehende konservative Regelungen auf Grundlage von geometrischen Randbedingungen nach *DIN EN 1994-2 Anhang C* abgelöst werden können. Mit Hilfe des analytischen Modells lassen sich mögliche Versagensmechanismen

im Anschluss erfassen und die erforderliche Kopfbolzenlänge zur Vermeidung eines Versagens im Bereich des Betons abschätzen. Über die Modelle kann das in den experimentellen und numerischen Untersuchungen beobachtete Tragverhalten der Kopfbolzen abgeschätzt werden, so dass bei einer geeigneten Anordnung der Bewehrung ein duktiler Stahlversagen der Kopfbolzen unter Zug erreicht wird.

Im Anschlussbereich zwischen Stahl und Beton müssen im Industrie- und Anlagenbau häufig hohe Lasten übertragen werden, so dass die derzeitige maximal 3-reihige Befestigungsmittelanordnung nicht ausreichend ist. Im Rahmen der experimentellen und numerischen Untersuchungen zu Anschlüssen mit großen Ankerplatten wurde das Tragverhalten von Anschlüssen mit einer 4-reihigen Kopfbolzenanordnung im randfernen Bereich erfasst. Für die Ableitung eines analytischen Modells für die Anschlüsse mit mehrreihiger Kopfbolzenanordnung konnten Fragestellungen bezüglich der Lastverteilungen innerhalb der Anschlüsse im Zusammenhang mit der Ankerplattensteifigkeit sowie der Bewehrungsaktivierung untersucht werden.

In den Versuchen mit großen Ankerplatten wurden Anschlüsse mit einer 4-reihigen Befestigungsmittelanordnung untersucht. Für den jeweiligen Anschluss muss sichergestellt werden, dass alle Dübelreihen aktiviert werden können. Dies ist über eine entsprechende Auslegung der Ankerplatte sowie der Anbauteile, wie z.B. Profile oder Knaggen, möglich. Über die Anordnung einer Rückhängebewehrung konnten im zugbeanspruchten Bereich der Ankerplatte die Betonkomponenten wirksam verstärkt werden, so dass ein duktiler Tragverhalten in der Ankerplatte möglich war. Mit den Untersuchungen wurde gezeigt, dass über die vorhandenen, neueren Modelle für die Bewehrung nach *INFASO (2012)* und *Berger (2015)* das Tragverhalten der Rückhängebewehrung abgeschätzt werden kann. Dies umfasst die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton sowie einen möglichen Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung. Zudem konnten offene Fragestellungen zur Lastverteilung der Normal- und Querkräfte untersucht und das Tragverhalten unter Annahme einer starren Ankerplatte nach *DIN EN 1992-4* sowie einer nachgiebigen Ankerplatte nach *CEN/TR 17081* eingeordnet werden.

In der vorliegenden Arbeit konnte zudem ein Nachweismodell für Anschlüsse mit konzentrierten Lasten im Stahl- und Verbundbau entwickelt werden. So wurden praktische Anwendungssituationen wie Anschlüsse an Stützen und Streifenfundamenten sowie Lagersockel untersucht, für die bisher auf Grund von fehlenden Regelungen große, nicht praxisnahe Randabstände gefordert werden. Über die experimentellen und numerischen Untersuchungen konnte neben der Bewehrungsaktivierung auch die Lastverteilung innerhalb des Anschlusses abgeschätzt und ein geeignetes Modell abgeleitet werden. Die Untersuchungen zeigen, dass auch bei einer randnahen Anordnung der Ankerplatte die Kräfte im Anschluss unter bestimmten Voraussetzungen zurückgehängt werden können.

Die Versagensmechanismen innerhalb des Anschlussbereichs können über bestehende und neuere Komponenten nach der Befestigungstechnik abgeschätzt werden. In den Untersuchungen mit konzentrierten Lasteinleitungen wurden neben den normalfesten Kopfbolzen auch höherfeste Kopfbolzen eingesetzt, die durch eine zusätzliche Kaltverformung eine Zugfestigkeit von  $> 800 \text{ N/mm}^2$  erhalten. Die Vorteile einer möglichen höheren Beanspruchung der Kopfbolzen auch in konzentrierten Lasteinleitungsbereichen konnten allerdings durch die mangelnde Duktilität des eingesetzten Bolzenmaterials noch nicht voll angesetzt werden. Zudem ergaben sich auf Grund der Porenbildung im Bereich der Verschweißung der Kopfbolzen offene Fragestellungen.

Mit der Berücksichtigung der Betonkomponenten nach *DIN EN 1992-4* innerhalb des Konzeptes der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8* wurden für die in der Arbeit untersuchten Anschlüsse geeignete Modelle zur Abschätzung der Tragfähigkeit hergeleitet werden. Vorteilhaft können die Anschlüsse unter Berücksichtigung der möglichen Versagensmechanismen so ausgelegt werden, dass z.B. ein duktiler Versagen der Anschlüsse maßgebend wird. Die Untersuchungen zeigen, dass mit den vor-

handenen Nachweismodellen nach der Befestigungstechnik das Tragverhalten des Anschlusses im Bereich des Betons in Kombination mit den möglichen Versagensarten erfasst wird. Ergebnis ist zudem, dass im Stahl- und Verbundbau herkömmliche Befestigungsmittel zur Verankerung der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton wirtschaftlich eingesetzt werden können und eine Alternative zu vorhandenen Nachweismodellen, z.B. mit langen Ankerschrauben, nach *DIN EN 1993-1-8* darstellen.

Für die auf Traglastniveau entwickelten analytischen Modelle, z.B. unter Berücksichtigung der experimentellen Stahl- und Betonfestigkeit, wurden die abgeleiteten Modelle auf Bemessungsniveau im Rahmen einer Auswertung nach *DIN EN 1990 Anhang D* beurteilt. Ergebnis dieser Auswertung ist, dass die in der Arbeit untersuchten Anschlüsse auf Grundlage der vorhandenen charakteristischen Bemessungsmodelle sowie der gegebenen Teilsicherheitsbeiwerte nach *DIN EN 1992-4* und *DIN EN 1993-1-8* ausgelegt werden können.

Aufbauend auf vorangegangenen und diesen Untersuchungen nach *INFASO (2012)* sowie *Rybinski (2014)* erfolgte bereits teilweise eine normengerechte Implementierung in *DIN EN 1993-1-8* der neueren Ansätze im Rahmen des Mandats *M/515*. Zudem werden im Rahmen der Arbeit Vorschläge für eine mögliche Erweiterung von vorhandenen Regelungen z.B. nach *DIN EN 1992-4* unterbreitet.

## 7.2 Ausblick

Für die in der Arbeit behandelten praxisnahen Fragestellungen wurden Nachweismodelle entwickelt, mit denen das Tragverhalten der jeweiligen Anwendungssituation ausreichend genau abgeschätzt wird. Aus den beschriebenen Untersuchungen können aber auch offene Fragestellungen abgeleitet werden, um den Anwendungsbereich der jeweiligen Anschlusskonfigurationen erweitern zu können. Zudem lassen sich durch weitergehende Untersuchungen zum Tragverhalten bestimmter Einzelkomponenten Traglastreserven aktivieren und das Tragverhalten der Anschlüsse noch genauer abschätzen. Zusammenfassend können aus den Untersuchungen Fragestellungen abgeleitet werden, die teilweise schon in nachfolgenden Forschungsvorhaben bearbeitet werden.

- Die Entwicklung des analytischen Modells für die randnahen, liegenden Kopfbolzen erfolgte in der Arbeit für eine Zugbeanspruchung. Im Verbundträgerquerschnitt entstehen bei Randträgern zusätzlich Schubbeanspruchungen durch Längs- und Querschub, für die nach *DIN EN 1994-2 Anhang C* geeignete Widerstandsmodelle vorhanden sind. Für eine kombinierte Beanspruchung durch Zug- und Schubkräfte, z.B. bei einem Verbundträgerquerschnitt müssen Ansätze für die Interaktionsbedingungen überprüft werden und für eine normengerechte Implementierung abgeleitet werden. Für eine Zug- und Längsschubbeanspruchung konnte eine kombinierte Beanspruchung im Rahmen von Push-out-Versuchen nach *Kuhlmann, Stempniewski (2018)* untersucht werden.
- Die Untersuchungen der Anschlüsse mit großen Ankerplatten wurden in randferner Lage durchgeführt. In der Praxis können große Ankerplatten mit einer mehrreihigen Befestigungsmittelanordnung auch im randnahen Bereich z.B. bei Stützen eingebaut werden. Für große Ankerplatten im randnahen Bereich ergeben sich Fragestellungen z.B. zu möglichen Lastverteilungszuständen oder der Aktivierung der Bewehrung. Während für den randfernen Bereich eine Übereinstimmung der Nachweisverfahren nach *DIN EN 1992-4* und *CEN/TR 17081* auch bei 4-reihiger Anordnung überprüft werden konnte, ist eine Übertragung im randnahen Bereich insbesondere hinsichtlich der Ankerplattensteifigkeit zu überprüfen. Ferner wurden in den Anschlüssen ausschließlich Kopfbolzen verwendet, so dass der Einsatz anderer Befestigungsmittel mit anderen Tragverhalten und zusätzlich möglichen Versagensmechanismen zu überprüfen ist.
- In den Untersuchungen zu den Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung konnte ein großer Einfluss der Fixierung der Ankerplatte auf das Tragverhalten der Anschlüsse festgestellt werden. Über die Fixierung der Ankerplatte wird der Anschlussbereich durch die Rückstellkräfte

überdrückt und es werden Reibungskräfte aktiviert. Aus weiterführenden Untersuchungen zum Einfluss der Druckkraft können ggf. zusätzliche Traglaststeigerungen abgeleitet werden, da im Bereich von konzentrierten Lasteinleitungen i.d.R. hohe Auflagerlasten vorhanden sind. Für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung unter Verwendung von normalfesten Kopfbolzen wurden bereits Untersuchungen in *Kuhlmann, Ziwes (2021)* durchgeführt, über die der Einfluss der Auflast abgeschätzt wird. In den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung wurden teilweise Kopfbolzen mit einem höherfesten Bolzenwerkstoff eingesetzt. Für die Anwendung der höherfesten Kopfbolzen besteht noch Forschungs- und Entwicklungsbedarf, da in den Untersuchungen kein ausreichend duktiler Tragverhalten beobachtet werden konnte und Fragestellungen im Bereich der Verschweißung der Kopfbolzen offen waren.

- Für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton ist allgemein ein Nachweis über die Komponentemethode möglich, da die Versagensmechanismen im Bereich des Betons über die Ansätze der Befestigungstechnik integriert werden können. Neben der Abschätzung der Traglasten kann zudem das Last-Verformungsverhalten der Anschlüsse beurteilt werden, da im Rahmen von neueren Untersuchungen Last-Verformungsbeziehungen auch für die Betonkomponenten entwickelt wurden. Die vorhandenen Modelle, die zusammenfassend in *Kuhlmann u.a. (2018a)* dargestellt sind, wurden bisher vorwiegend für zugbeanspruchte Befestigungsmittel auch unter Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung hergeleitet. Weiterer Forschungsbedarf kann in diesem Bereich für die Querbewehrung der Betonkomponenten im randnahen- und randfernen Bereich abgeleitet werden. Über geeignete Steifigkeitsmodelle der Einzelkomponenten könnten so weitere Abschätzungen zu den Lastverteilungszuständen innerhalb der Anschlüsse auf Grundlage von bewertbaren mechanischen Modellen vorgenommen werden.
- Die in der Arbeit behandelten analytischen Modelle wurden für vorwiegend statische Beanspruchungen entwickelt. Der Einsatz der in dieser Arbeit entwickelten analytischen Modelle für zyklische und seismische Beanspruchungen, z.B. nach *DIN EN 1992-4* Anhang C erfordert zudem weiterführende Überlegungen z.B. bzgl. des Tragverhaltens des Betons unter Berücksichtigung der Entfestigung bei zyklischer Beanspruchung. Insbesondere für den Ansatz einer gemeinsamen Tragwirkung von Bewehrung und Beton kann hier durch die gezielte Anordnung einer Rückhängebewehrung eine Traglaststeigerung der Betonkomponenten erreicht werden und ein sprödes Versagen durch ein Fließen der Bewehrung verhindert werden. Hierfür sind allerdings weiterführende Untersuchungen zum Tragverhalten und der Steifigkeit der Einzelkomponenten, z.B. auch im Nachtraglastbereich von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton erforderlich. Für einen geeigneten Nachweis unter seismischer Beanspruchung muss das Last-Verformungsverhalten sowie das hysteretische Verhalten und die Wechselwirkung der unterschiedlichen Versagensmechanismen der Einzelkomponenten im analytischen Modell erfasst werden. Dieses Tragverhalten kann über rein kraftbasierte Modelle nicht abgebildet werden und erfordert weiterführende Untersuchungen, bei denen das reale Tragverhalten des Tragwerks unter Ansatz der Tragwirkung der Anschlüsse berücksichtigt wird.
- Fragestellungen bzgl. der Materialermüdung unter zyklischer Beanspruchung wurden in der Arbeit nicht behandelt. Es ist davon auszugehen, dass für das Ermüdungsverhalten der Anschlüsse die Verschweißung der Kopfbolzen i.d.R. maßgebend ist und unter Ermüdungsbeanspruchung keine grundlegend abweichenden Versagensmechanismen auftreten.

## 8 LITERATUR

### Normen und Richtlinien

- CEN/TR 17081 (Entwurf): *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton – Bemessung von Befestigungen mit Kopfbolzen und Dübeln nach der Plastizitätstheorie*, April 2019.
- DIN EN 1337-1 (Entwurf) *Lager im Bauwesen – Teil 1: Allgemeine Regelungen*, 2018.
- DIN EN 1990 Eurocode 0 – *Grundlagen der Tragwerksplanung*, Dezember 2010.
- 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*, April 2019.
- 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.
- prEN 1993-1-8 (Entwurf) Eurocode 3 – *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*, SC / N 3098, April 2020.
- 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 1994-2 mit nationalem Anhang DIN EN 1994-2/NA Eurocode 4 – *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken*, Dezember 2010.
- ETA-03/0039 Deutsches Institut für Bautechnik: *Europäische Technische Zulassung ETA-03/0039, KÖCO-Kopfbolzen*, Berlin, Juni 2013.
- ETAG 001 Leitlinie für die europäische technische Zulassung für Metalleidübel zur Verankerung im Beton, Teil 1 – 6 mit Anhang A – Anhang C., April 2013.
- fib Bulletin No. 58 fib-Design Guide: *Design of Anchorages in Concrete – Guide to Good Practice*, fib (Fédération internationale du béton), Lausanne, 2011.
- fib-Model Code 2010 fib-Model Code: *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2013.
- M/515 CEN TC250 N993 – Mandate M/515: *Mandate for amending existing Eurocodes and extending the scope of structural Eurocodes*, Brüssel, Mai 2013.
- Verbundträgerrichtlinie 1981 Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, Institut für Bautechnik, Berlin, März 1981
- Z-16.7-445 Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-16.7-445 der Firma Maurer Söhne GmbH und Co.KG, Frankfurter Ring 193, 80807 München – Zulassungsgegenstand: Ausstattung von Maurer-Brückenlagern mit CE-Kennzeichnung – Geltungsdauer bis 1. Oktober 2021.
- Z-14.4-585 Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-14.4-585 der Firma Köster & Co. GmbH., Spreeler Weg 32, 58256 Ennepetal– Zulassungsgegenstand: KÖCO Gewindebolzen K 800 – Geltungsdauer bis 5. Mai 2022.

**Fachbücher, Zeitschriften und Aufsätze in Tagungsbänden**

- Bode, Hanenkamp (1985) Bode, H.; Hanenkamp, W.: *Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung*, Bauingenieur 60, S. 361–367, Springer-Verlag, Düsseldorf, 1985.
- Couchaux u.a. (2015) Couchaux, M.; Demonceau, J.-F.; Weynand, K.: *Calcul d'un assemblage par platine comportant quatre boulons par rangée*; Revue Construction Métallique, Heft 2, Centre Technique Industriel de la Construction, Paris, 2015.
- DAfStb-Heft 615 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): *Erläuterungen zur DIN EN 1992-4 – Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton*, Beuth Verlag, Berlin, 2019.
- Eligehausen u.a. (1997) Eligehausen, R.; Mallée, R.; Rehm, G.: *Befestigungstechnik*; in: Beton-Kalender Teil II; S. 609; Ernst & Sohn, Berlin, 2000.
- Eligehausen, Fichtner (2003) Eligehausen, R.; Fichtner, S.: *Erforderliche Steifigkeit von Ankerplatten*, Deutsches Institut für Bautechnik (DiBt), Schlussbericht, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2003.
- Eligehausen u.a. (2006) Eligehausen, R.; Mallée, R.; Silva, J.-F.: *Befestigungstechnik im Beton und Mauerwerksbau*, Ernst & Sohn, Berlin, 2006.
- Fuchs, Eligehausen (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, Ernst & Sohn, Berlin, 1995.
- Kuhlmann u.a. (2018a) Kuhlmann, U.; Hofmann, J.; Ruopp, J.: *Anschlüsse zwischen Stahl und Beton*, in: Kuhlmann, U. (Hrsg.): *Stahlbau-Kalender 2018*, Ernst & Sohn, Berlin, 2018.
- Kuhlmann u.a. (2019) Kuhlmann, U.; Raichle, J.; Stempniewski, L.: *Verbundbrückenbau – neue Entwicklungen und Beispiele*, Stahlbau 88, S. 859 – 868 Ernst & Sohn, Berlin, 2019.
- Mallée, Riemann (1990) Mallée, R.; Riemann, H.: *Ankerplattenbefestigungen mit Hinterschnittdübeln*, Bauingenieur 65, S. 49–57, Springer-Verlag, Düsseldorf, 1990.
- Ožbolt u.a. (1999a) Ožbolt, J.; Mayer, U.; Vocke, H.; Eligehausen, R.: *Verschmierte Rißmethode – Theorie und Anwendung*, Beton- und Stahlbetonbau 94, S. 403–412, Ernst & Sohn, Berlin, 1999.
- Ožbolt u.a. (1999b) Ožbolt, J.; Li, Y.-J.; Kožar, I.: *Microplane Model for Concrete with Relaxed Kinematic Constraint*, International Journal of Solids and Structures, 1999.
- Pregartner (2009) Pregartner, T.: *Bemessung von Befestigungen in Beton – Einführung mit Beispielen*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2009.
- Sharma u.a. (2016) Sharma, A.; Eligehausen, R.; Asmus, J.: *Experimental investigation of concrete edge failure of multiple-row anchorages with supplementary reinforcement*; Structural Concrete 18, S. 153 – 163, Ernst & Sohn, Berlin, 2016.
- Sharma u.a. (2017) Sharma, A.; Eligehausen, R.; Asmus, J.: *A new model for concrete edge failure of multiple row anchorages with supplementary reinforcement –*

- Reinforcement failure*; Structural Concrete 18, S. 893 – 901, Ernst & Sohn, Berlin, 2017.
- Spaethe (1992) Spaethe, G.: *Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen*. 2. Neubearbeitete Auflage, Springer Verlag, Wien, 1992.
- Tschemmernegg u.a. (1997) Tschemmernegg, F.; Huber, G.; Huter, M.; Rubin, D.: *Komponentenmethode und Komponentenversuche zur Entwicklung von Baukonstruktionen in Mischbauweise*, Stahlbau 66, S. 624 – 639, Ernst & Sohn, Berlin, 1997.
- Trillmich u.a. (2014) Trillmich, R.; Welz, W.: *Bolzenschweißen – Grundlagen und Anwendung*, Fachbuchreihe Schweißtechnik, Band 133, DVS Media GmbH, Düsseldorf, 2014.
- Wald u.a. (2008) Wald, F.; Sokol, Z.; Jaspert, J. P.: *Base Plate in Bending and Anchor Bolts in Tension*, HERON Volume 53, No. 1/2, Delft University of Technology, 2008.
- Zoetemeijer (1974) Zoetemeijer, P.: *A design method for the tension side of statically loaded bolted beam-to-column connections*, HERON Volume 20; No. 1, Delft University of Technology, 1974.

#### Forschungs- und Versuchsberichte

- Bode (1987) Bode, H.: *Gutachterliche Stellungnahme vom November 1987. Betr.: Bemessungsgrundlagen für die Verankerung von Lagerplatten mit Hilfe von angeschweißten Kopfbolzen*, Kaiserslautern, 1987.
- Cook, Klingner (1989) Cook, A.; Klingner, R.: *Behavior and Design of ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections*, Research Report CTR 1126-3, University of Texas at Austin, 1989.
- Furche, Eligehausen (1991) Furche, J.; Eligehausen, R.: *Lateral Blow-Out Failure of Headed Studs Near the Free Edge*, in: *Anchors in Concrete, Design and Behaviour*, Senkiw, G.A.; Lancelot, H.B. (Hrsg.), American Concrete Institute, Detroit, 1991.
- INFASO (2012) Kuhlmann, U.; Hofmann, J.; Wald, F.; da Silva, 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, Rybinski (2007) Kuhlmann, U.; Rybinski, M.: *Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln in stabförmigen Bauteilen*. Schlussbericht, Forschungsvorhaben P 722, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA), 2007.
- Kuhlmann u.a. (2008) Kuhlmann, U.; Eligehausen, R.; Rybinski, M.; Fichtner, S.: *Modellierung biegeweicher Stützenfüße im Stahl – und Verbundbau als integriertes System von Tragwerk und Fundament*, Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG), Forschungsbericht, Nr. 2008-35X, Institut für Konstruktion und Entwurf und Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2008.
- Kuhlmann, Ozbolt (2013) Kuhlmann, U.; Ozbolt, A.: *Verbesserung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen in stabförmigen Stahlbetonbauteilen*, Schlussbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 17028 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt), 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.
- Kuhlmann, Ruopp (2016) Kuhlmann, U.; Ruopp, J.: *Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau unter Querkraftbeanspruchung*, Versuchsbericht, Mitteilung des Instituts Nr. 2015-79X, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 17654 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASSt), 2016 (nicht veröffentlicht).
- Kuhlmann, Ruopp (2018a) Kuhlmann, U.; Ruopp, J.: *Konzentrierte Lasteinleitung im Stahl- und Stahlverbundbau unter Verwendung von hochfesten Kopfbolzen*, Versuchsbericht, Mitteilung des Instituts Nr. 2018-14X, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 19179 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASSt), 2018 (nicht veröffentlicht).
- Kuhlmann, Stempniewski (2018) Kuhlmann, U.; Stempniewski, L.: *Bemessung von Kopfbolzen in Randlage unter Vermeidung eines Versagens infolge Herausziehen*, Schlussbericht, Forschungsprojekt FE 89.326/2017 im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (bast), 2018.
- Kuhlmann, Ruopp (2018b) Kuhlmann, U.; Ruopp, J.: *Validation of the  $\alpha_s$ -criterion as requirement for elastic load distribution on test results*, Mitteilung des Instituts Nr. 2018-71X, Hintergrunddokument zur fib Task Group 2.9 “Fastenings” – WP8: Required stiffness of baseplates, 2018 (nicht veröffentlicht).
- Kuhlmann, Ruopp (2019) Kuhlmann, U.; Ruopp, J.: *Konzentrierte Lasteinleitung im Stahl- und Stahlverbundbau unter Verwendung von hochfesten Kopfbolzen*, Schlussbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 19179 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASSt), 2019.
- Kuhlmann, Ziwes (2021) Kuhlmann, U.; Ziwes, M.: *Untersuchungen zum Tragverhalten von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton unter Auflast*, Schlussbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 20511 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASSt), 2021 (laufendes Vorhaben).
- 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, Scholz (2016) Kurz, W.; Scholz, J.: *Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau unter Zugbeanspruchung und Zwang*, Versuchsbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 17654 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASSt), 2016.
- Ungermann, Schneider (2014) Ungermann, D.; Schneider S.: *Aufgeschweißte Gewindebolzen der Festigkeitsklasse 800 MPa*, Schlussbericht FOSTA Forschungsvorhaben P787, 2014.

### Dissertationen und Abschlussarbeiten

- Asmus (1999) Asmus, J.: *Bemessung von zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons*, Dissertation, Nr. 2000-1, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1999.

- Bernhart (2016) Bernhart, A.: *Entwicklung eines FE-Modells für Ankerplatten mit mehrseitigem Randeinfluss*, Masterarbeit, Nr. 2016-43X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2016.
- Breuninger (2000) Breuninger, U.: *Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung*, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2000.
- Nguyen (2015) Nguyen, K. D.: *Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit großen Ankerplatten – Untersuchungen zum analytischen Bemessungsmodell*, Masterarbeit; Institut für Konstruktion und Entwurf, 2015-83X, Universität Stuttgart, 2015.
- Fichtner (2011) Fichtner, S.: *Untersuchungen zum Tragverhalten von Gruppenbefestigungen unter Berücksichtigung der Ankerplattendicke und einer Mörtelschicht*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2011.
- Fromknecht (2010) Fromknecht, S.: *Contribution to the Load-Bearing Capacity of Anchor Plates with Headed Studs in Reinforced Concrete Columns*, Dissertation, Universität Luxembourg, 2010.
- Furche (1994) Furche, J.: *Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1994.
- Hofmann (2004) Hofmann, J.: *Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastrung in ungerissenem Beton*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 2004.
- Jaspart (1991) Jaspart, J.-P.: *Étude de la semi-rigidité des noeuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier*. PhD thesis, University of Liège, 1991.
- Jörg (2016) Jörg, F.: *Vergleich und Validierung verschiedener Bemessungsansätze für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit großen Ankerplatten*, Masterarbeit, Nr. 2016-51X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2016.
- Jähring (2008) Jähring, A.: *Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton*, Dissertation, TU München, 2008.
- Konrad (2011) Konrad, M.: *Tragverhalten von Kopfbolzen in Verbundträgern bei senkrecht spannenden Trapezprofilblechen*, Dissertation, Nr. 2011-1, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2011.
- Kraus (2002) Kraus, J.: *Tragverhalten und Bemessung von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2002.
- Markovic (2017) Markovic, A.: *Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton bei konzentrierter Lasteinleitung*, Masterarbeit, Nr. 2017-69X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2017.
- Messner (2017) Messner, R.: *Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton bei konzentrierter Lasteinleitung*, Masterarbeit, Nr. 2017-28X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2017.

- Mishaxhiu (2015) Mishaxhiu, N.: *Steel-to-Concrete Joints – Development of a FE-Model for Large Anchor Plates with Concrete Failure Mechanisms*, Masterarbeit, Nr. 2015-10X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2015.
- Mühlbauer (2018) Mühlbauer, F.: *Untersuchungen zum analytischen Bemessungsmodell von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton bei konzentrierter Lasteinleitung*, Masterarbeit, Nr. 2018-40X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2018.
- Rybinski (2014) Rybinski, M.: *Komponentenmethode für Ankerplatten mit Kopfbolzen unter einachsiger Beanspruchung*, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2014-1, ISSN 1439-3751; 2014.
- Schmid (2009) Schmid, K.: *Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen am Bauteilrand mit Rückhängebewehrung unter Querlasten rechtwinklig zum Rand*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2009.
- Schmidt (2017) Schmidt, T.: *Tragverhalten von Ankerschienen unter Querlast in Schienenlängsrichtung*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2017.
- Schumacher (2017) Schumacher, J.: *Entwicklung eines FE-Modells für liegende Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung*, Masterarbeit, Nr. 2017-21X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2017.
- Zhao (1993) Zhao, G.: *Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1993.
- Ziwes (2018) Ziwes, M.: *Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung mit und ohne Auflast*, Masterarbeit, Nr. 2018-47X, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2018.
- Sonstiges**
- Krimpmann (2014) Krimpmann, M.: *Bemessungsprogramm für dünne Ankerplatten mit Kopfbolzen – momententragfähige Anschlüsse (Version 2.0)*, Electronic Tool im Rahmen des Vorhabens INFASO entwickelt, Report EUR 25100 EN, Research Fund for Coal and Steel (RFCS), European Commission, 2014.
- Ožbolt (2016) Ožbolt J.: *MASA – Microplane Analysis Program*, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Version 12/2016.
- FEMAP v11.1.0 FEMAP – Finite Element Modeling and Postprocessing. FEMAP Version 11.1.0, Siemens Product Lifecycle Management Software Inc., 2013.

### Bildquellen

- [I] Talbrücke St. Kilian © Institut für Konstruktion und Entwurf
- [II] Kraftwerk Neurath © R. Trillmich
- [III] Kampmannbrücke in Essen © schlaich bergemann partner
- [IV] Schaden am Lagersockel an der Traunbrücke in Gmunden © E. Brandner

## A VERSUCHSDATEN

### A.1 Allgemeines

Die Entwicklung der analytischen Modelle für die Anschlüsse mit randnahen, liegenden Kopfbolzen, Anschlüsse mit großen Ankerplatten sowie den konzentrierten Lasteinleitungen erfolgte mit der Komponentenmethode auf Grundlage von experimentellen und numerischen Untersuchungen. Für die Modellentwicklung ist eine ausreichend genaue Interpretation der Versuchsergebnisse erforderlich, um die möglichen Versagensmechanismen untereinander abgrenzen zu können und im Rahmen des Komponentenmodells berücksichtigen zu können.

Im Folgenden werden die vom Verfasser an der MPA Stuttgart durchgeführten Versuche dokumentiert. Fokus liegt auf der Darstellung der beobachteten Versagensmechanismen. Eine umfangreiche Dokumentation der Versuchsdurchführungen ist in *Kuhlmann, Ruopp (2018a)* und *Kuhlmann, Ruopp (2019)* gegeben.

## A.2 Versuche zu randnahen oder liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung

### Versuch R-01:

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Stahlprofil                     | Bewehrungsstahl                 | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 43,5 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 19/125                  | S355 J2                         | BSt 500 B                       | Beton: ungerissen |
| d = 41 Tage                         | $R_{p0,2} = 453 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 408 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 565 \text{ N/mm}^2$ | l = 1200 mm       |
| $c_{nom} = 25 \text{ mm}$           | $R_m = 543 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 498 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 634 \text{ N/mm}^2$      | b = 250 mm        |
| $c_1 = 125 \text{ mm}$              | $s_1 = 150 \text{ mm}$          | HEB200                          | Ø Stabb. = 10 mm                | h = 300 mm        |
| $c_2 = 375 \text{ mm}$              |                                 |                                 | Ø Bügel = 10 mm                 |                   |

Höchstlast:  $F_u = 306,1 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonversagen mit Ausbruch zwischen der Rückhängebewehrung/Verbundversagen.
- Aktivierung der Bewehrung und anschließende Traglaststeigerung ab ca. 3 mm Zylinderweg.
- Entfestigendes Materialverhalten nach dem Erreichen der Höchstlast.

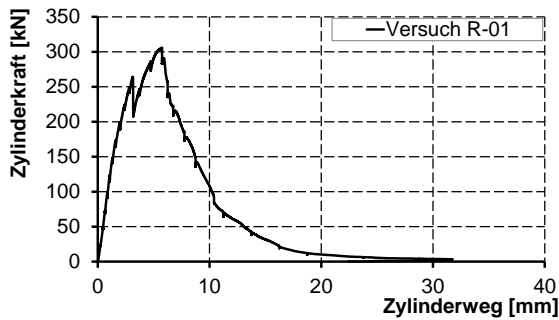


Bild A-1: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R-01

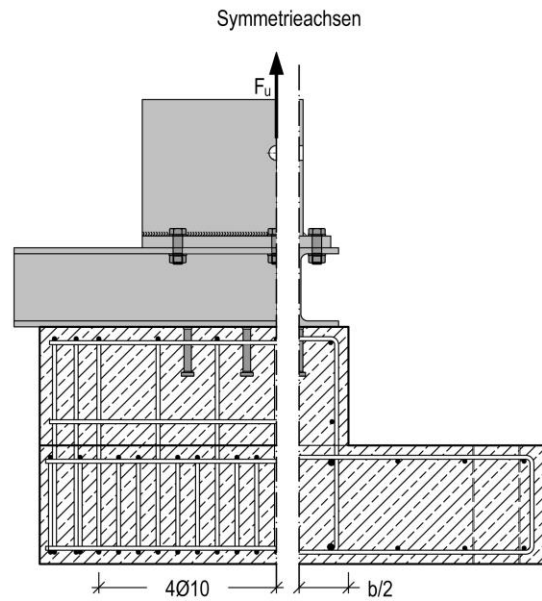


Bild A-2: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R-01

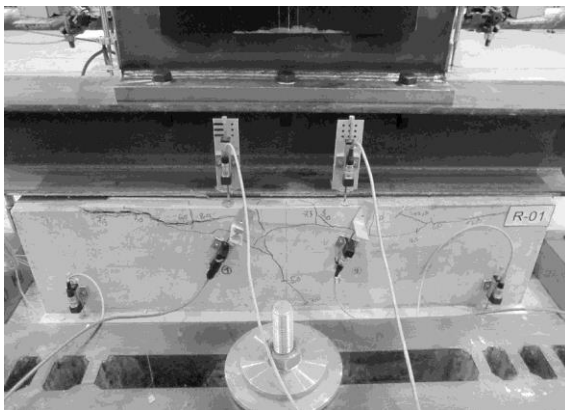


Bild A-3: Versuchsaufbau bei Höchstlast

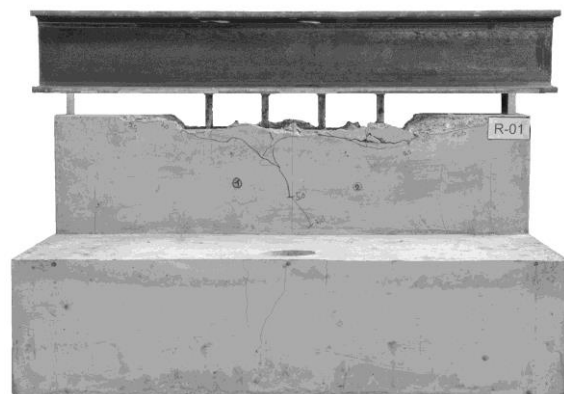


Bild A-4: Versuch R-01 nach Versuchsende

**Versuch R-02:**Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Stahlprofil                     | Bewehrungsstahl                 | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 43,5 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 19/125                  | S355 J2                         | BSt 500 B                       | Beton: ungerissen |
| d = 41 Tage                         | $R_{p0,2} = 453 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 408 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 565 \text{ N/mm}^2$ | l = 1200 mm       |
| $c_{nom} = 25 \text{ mm}$           | $R_m = 543 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 498 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 634 \text{ N/mm}^2$      | b = 250 mm        |
| $c_1 = 125 \text{ mm}$              | $s_1 = 150 \text{ mm}$          | HEB200                          | Ø Stabb. = 10 mm                | h = 300 mm        |
| $c_2 = 375 \text{ mm}$              |                                 |                                 | Ø Bügel = 10 mm                 |                   |

Höchstlast:  $F_u = 434,6 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonausbruch zwischen der Bewehrung, Verbundversagen mit Aktivierung der Bewehrung ab 3 mm Zylinderweg.
- Traglaststeigerung im Vergleich zu Versuch R-01 durch höheren Bewehrungsgrad.
- Entfestigendes Materialverhalten nach dem Erreichen der Höchstlast.

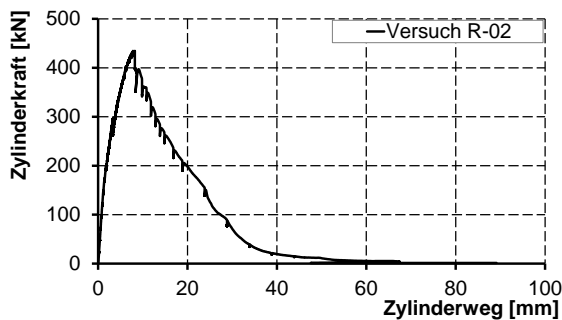


Bild A-5: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R-02

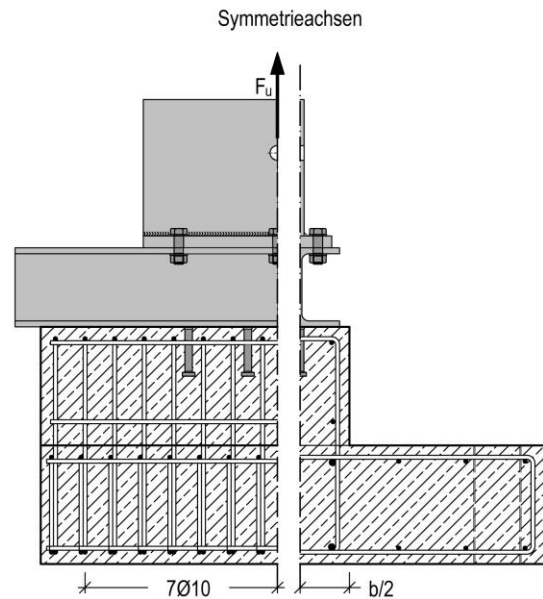


Bild A-6: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R-02

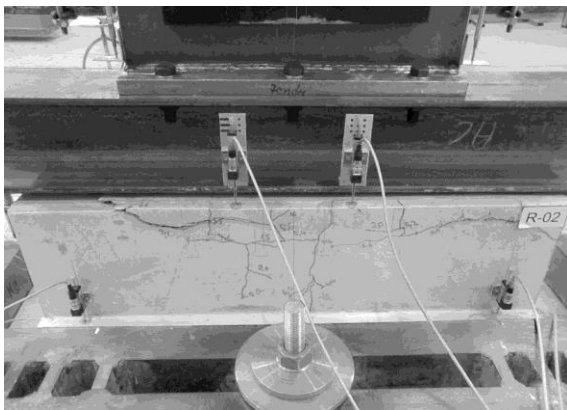


Bild A-7: Versuchsaufbau bei Höchstlast

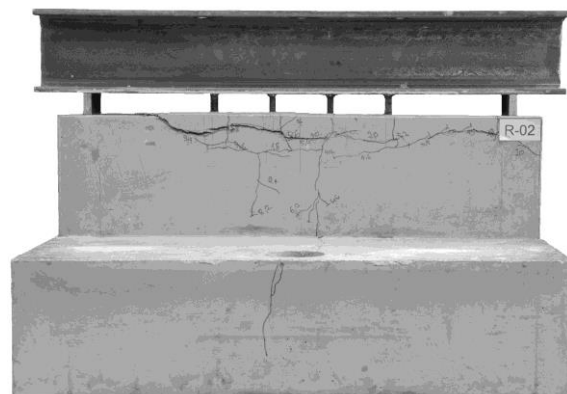


Bild A-8: Versuch R-02 nach Versuchsende

**Versuch R-03:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Stahlprofil                     | Bewehrungsstahl                 | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 44,0 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 19/200                  | S355 J2                         | BSt 500 B                       | Beton: ungerissen |
| d = 42 Tage                         | $R_{p0,2} = 412 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 408 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 565 \text{ N/mm}^2$ | l = 1200 mm       |
| $c_{nom} = 25 \text{ mm}$           | $R_m = 516 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 498 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 634 \text{ N/mm}^2$      | b = 250 mm        |
| $c_1 = 125 \text{ mm}$              | $s_1 = 150 \text{ mm}$          | HEB200                          | Ø Stabb. = 10 mm                | h = 300 mm        |
| $c_2 = 375 \text{ mm}$              |                                 |                                 | Ø Bügel = 10 mm                 |                   |

Höchstlast:  $F_u = 448,8 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Deutlicher Betonausbruchkegel unter Zug und Druckstrebenbruch zwischen der Bewehrung.
- Aktivierung der Bewehrung ab ca. 4 mm mit Traglaststeigerung durch Einhängen in die Bewehrung.
- Entfestigendes Materialverhalten nach dem Erreichen der Höchstlast.

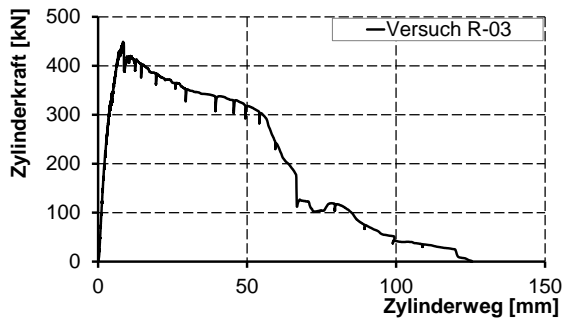


Bild A-9: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R-03

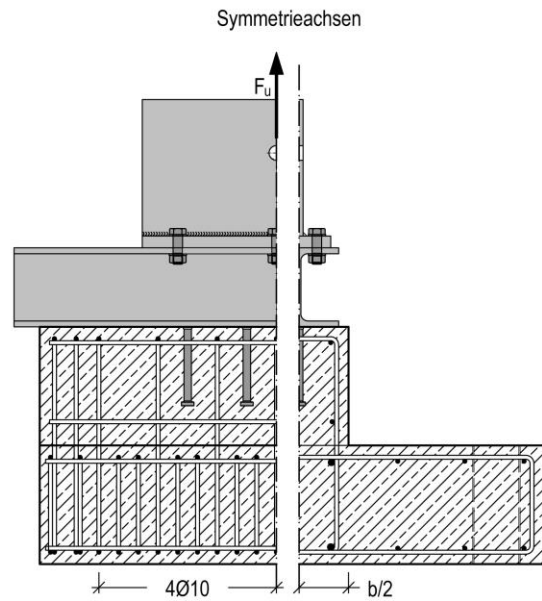


Bild A-10: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R-03

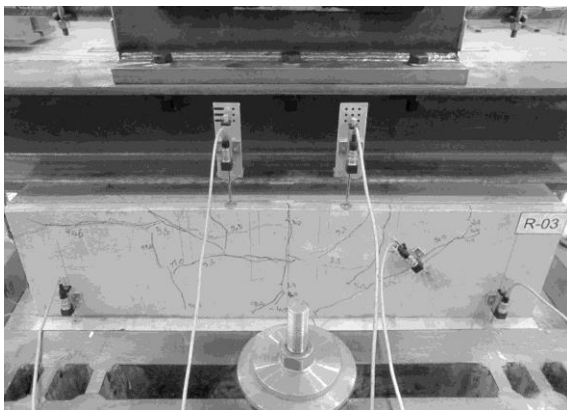


Bild A-11: Versuchsaufbau bei Höchstlast

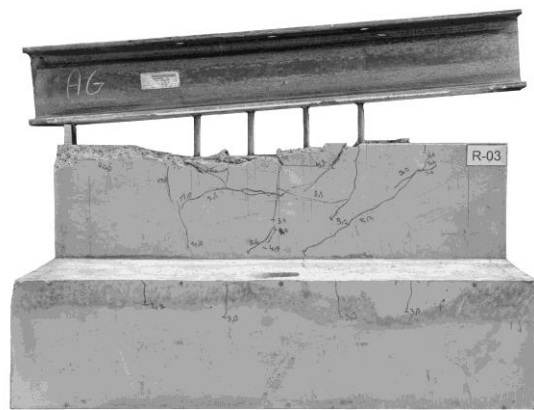


Bild A-12: Versuch R-03 nach Versuchsende

**Versuch R-04:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Stahlprofil                     | Bewehrungsstahl                 | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 44,0 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 19/200                  | S355 J2                         | BSt 500 B                       | Beton: ungerissen |
| d = 42 Tage                         | $R_{p0,2} = 412 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 408 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 565 \text{ N/mm}^2$ | l = 1200 mm       |
| $c_{nom} = 25 \text{ mm}$           | $R_m = 516 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 498 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 634 \text{ N/mm}^2$      | b = 300 mm        |
| $c_1 = 125 \text{ mm}$              | $s_1 = 150 \text{ mm}$          | HEB200                          | Ø Stabb. = 10 mm                | h = 300 mm        |
| $c_2 = 375 \text{ mm}$              |                                 |                                 | Ø Bügel = 10 mm                 |                   |

Höchstlast:  $F_u = 550,8 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versagen durch Stahlversagen beginnend mit dem Bruch des am Rand liegenden Kopfbolzens.
- Aktivierung der Bewehrung bei ca. 7 mm Zylinderweg und anschließende weitere Traglaststeigerung durch Einhängen in die Bewehrung.
- Duktileres Tragverhalten durch Fließen der Kopfbolzen bis zum Erreichen der Bruchdehnung.

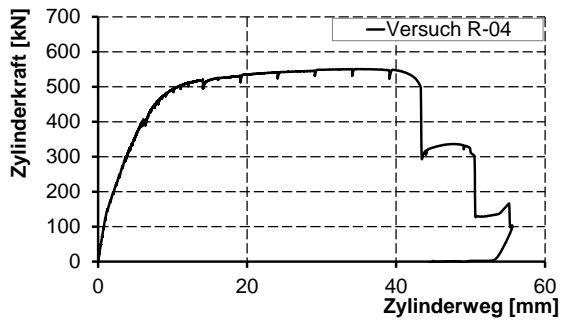


Bild A-13: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R-04

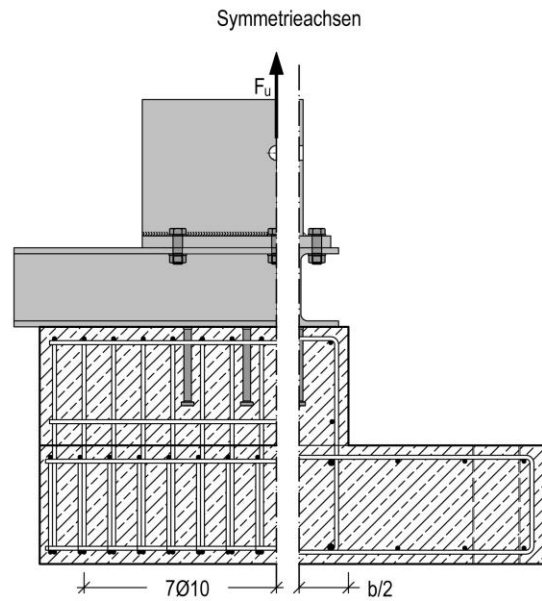


Bild A-14: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R-04

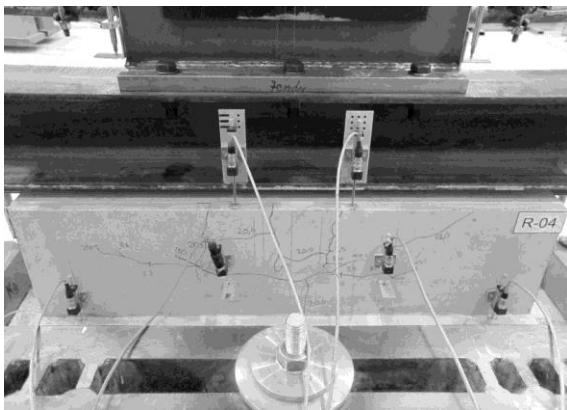


Bild A-15: Versuchsaufbau bei Höchstlast



Bild A-16: Versuch R-04 nach Versuchsende

**Versuch R-05:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Stahlprofil                     | Bewehrungsstahl                 | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 44,8 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 19/200                  | S355 J2                         | BSt 500 B                       | Beton: ungerissen |
| d = 43 Tage                         | $R_{p0,2} = 412 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 408 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 565 \text{ N/mm}^2$ | l = 1200 mm       |
| $c_{nom} = 25 \text{ mm}$           | $R_m = 516 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 498 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 634 \text{ N/mm}^2$      | b = 300 mm        |
| $c_1 = 150 \text{ mm}$              | $s_1 = 150 \text{ mm}$          | HEB200                          | Ø Stabb. = 10 mm                | h = 300 mm        |
| $c_2 = 375 \text{ mm}$              |                                 |                                 | Ø Bügel = 10 mm                 |                   |

Höchstlast:  $F_u = 484,2 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonversagen mit Betonausbruchkegel unter Zug und Druckstrebenbruch zwischen der Bewehrung.
- Aktivierung der Bewehrung ab ca. 5 mm mit Traglaststeigerung durch Einhängen des Betonausbruchkegels in die Bewehrung.
- Entfestigendes Materialverhalten nach dem Erreichen der Höchstlast.

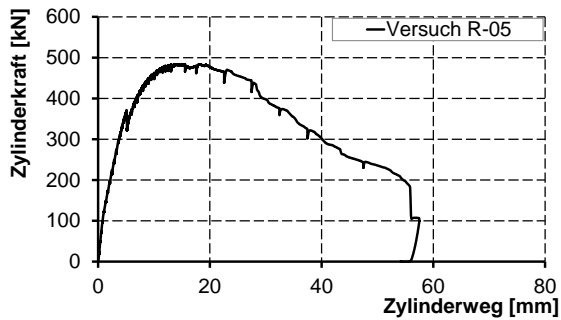


Bild A-17: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R-05

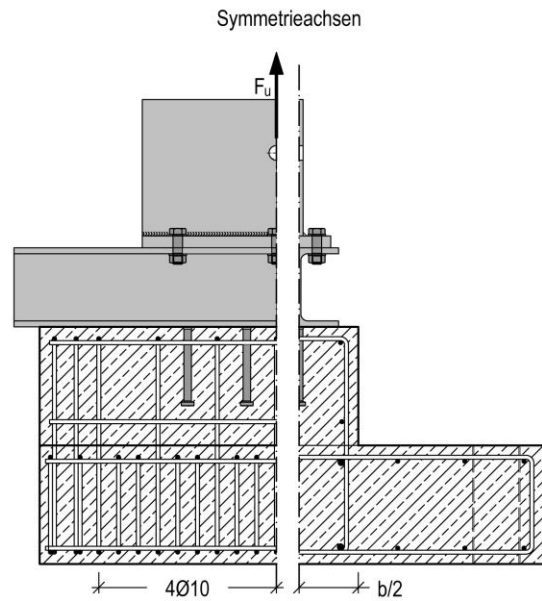


Bild A-18: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R-05

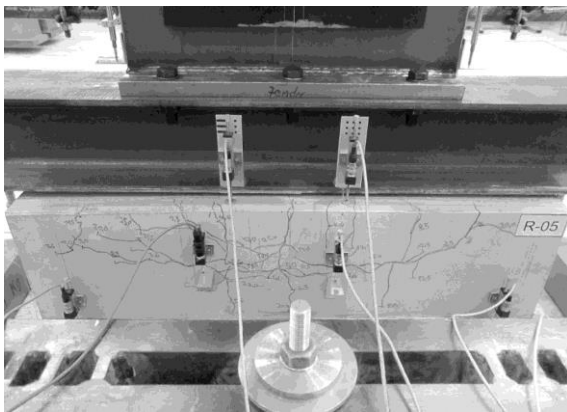


Bild A-19: Versuchsaufbau bei Höchstlast



Bild A-20: Versuch R-04 nach Versuchsende

**Versuch R-06:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Stahlprofil                     | Bewehrungsstahl                 | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 44,8 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 19/200                  | S355 J2                         | BSt 500 B                       | Beton: ungerissen |
| d = 43 Tage                         | $R_{p0,2} = 412 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 408 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 565 \text{ N/mm}^2$ | l = 1200 mm       |
| $c_{nom} = 25 \text{ mm}$           | $R_m = 516 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 498 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 634 \text{ N/mm}^2$      | b = 300 mm        |
| $c_1 = 150 \text{ mm}$              | $s_1 = 150 \text{ mm}$          | HEB200                          | Ø Stabb. = 10 mm                | h = 300 mm        |
| $c_2 = 375 \text{ mm}$              |                                 |                                 | Ø Bügel = 10 mm                 |                   |

Höchstlast:  $F_u = 562,9 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versagen durch Stahlversagen beginnend mit dem Bruch des am Rand liegenden Kopfbolzens.
- Aktivierung der Bewehrung bei ca. 8 mm Zylinderweg und anschließende weitere Traglaststeigerung durch Einhängen in die Bewehrung.
- Duktileres Tragverhalten durch das Fließen der Kopfbolzen bis zum Erreichen der Bruchdehnung.

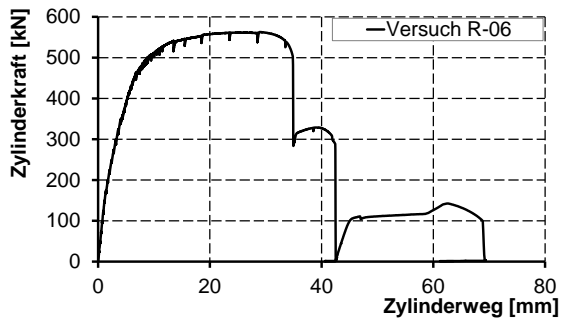


Bild A-21: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R-06

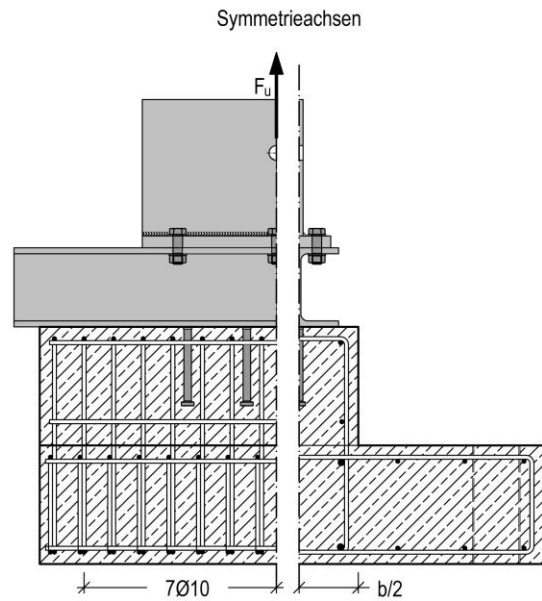


Bild A-22: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R-06

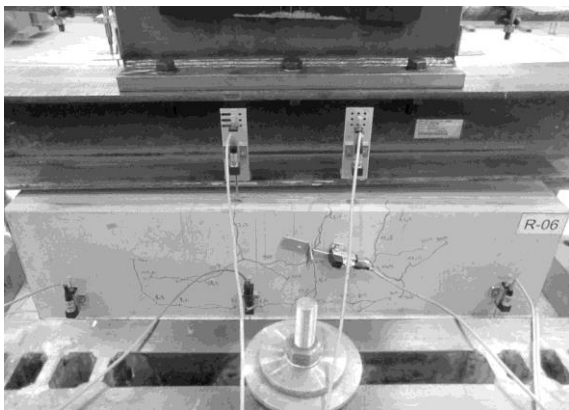


Bild A-23: Versuchsaufbau bei Höchstlast

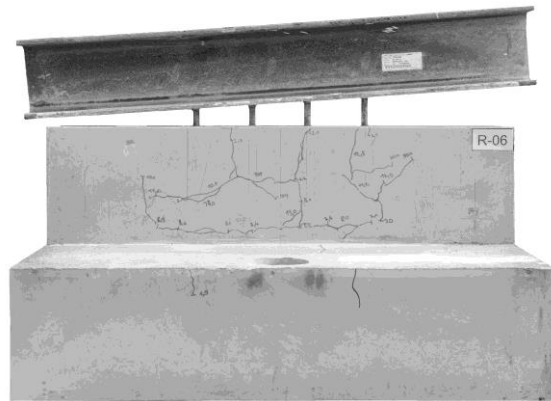


Bild A-24: Versuch R-06 nach Versuchsende

### A.3 Versuche zu großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung

#### Versuch B3-Q:

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 40,6 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/100                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 53 Tage                         | $R_{p0,2} = 493 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 381 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 581 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 547 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 40 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 1000,7 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Basisversuch mit geringem Bewehrungsgrad.
- Betonversagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite mit ausgeprägtem seitlichem Betonausbruch.
- Aktivierung der Bewehrung bei ca. 8 mm Zylinderweg und anschließende Traglaststeigerung.
- Betonversagen mit geringer Duktilität.

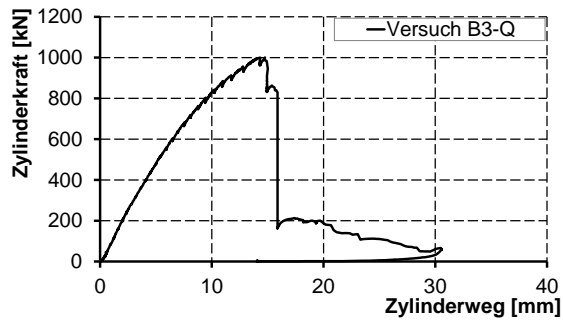


Bild A-25: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs B3-Q

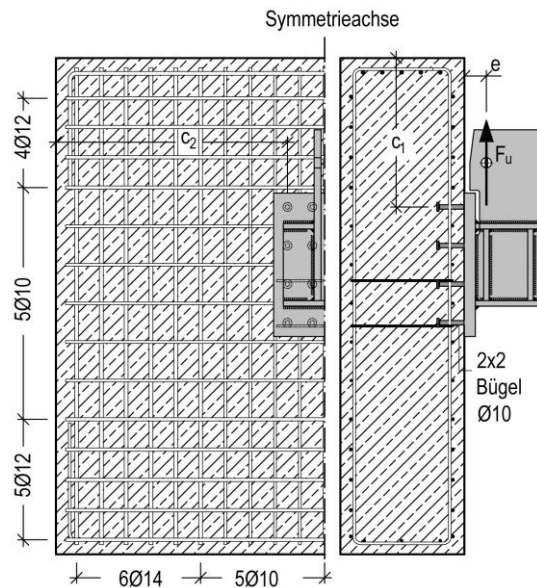


Bild A-26: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers B3-Q

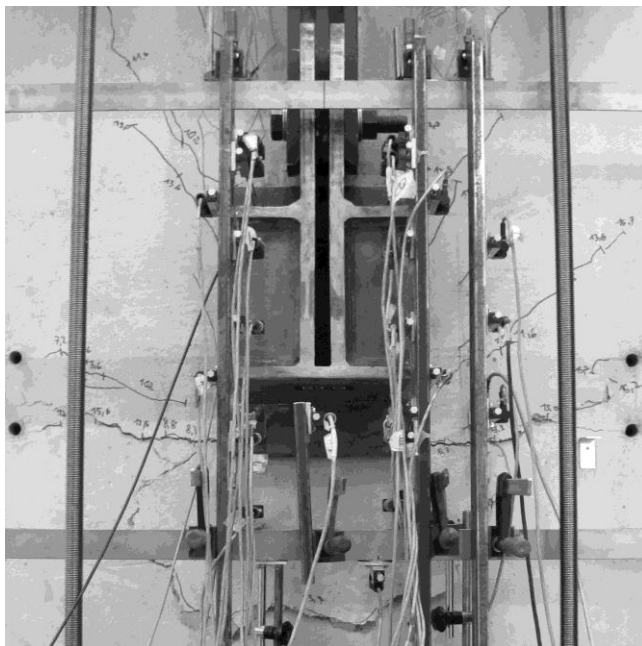


Bild A-27: Versuchsaufbau bei Höchstlast



Bild A-28: Versuch B3-Q nach Versuchsende

**Versuch R2-1Q:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 32,5 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/100                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 42 Tage                         | $R_{p0,2} = 493 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 381 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 581 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 547 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 40 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 166,3 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonversagen mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite mit Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung.
- Aktivierung der Bewehrung bei ca. 7 mm Zylinderweg und anschließende Traglaststeigerung.
- Entfestigendes Materialverhalten nach dem Erreichen der Höchstlast.

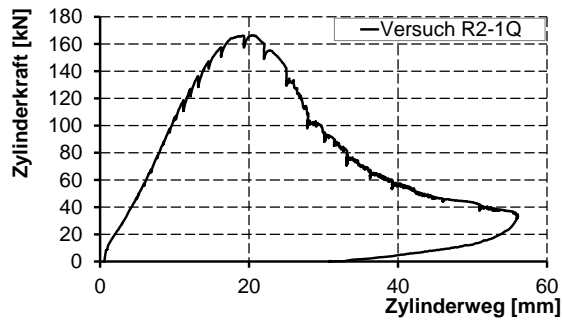


Bild A-29: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R2-1Q

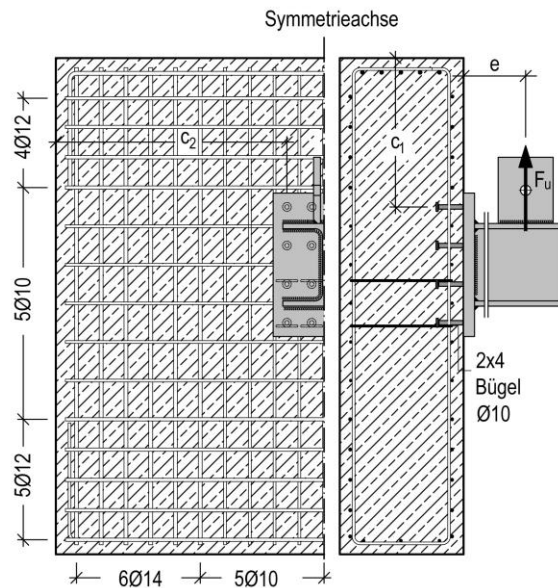


Bild A-30: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R2-1Q

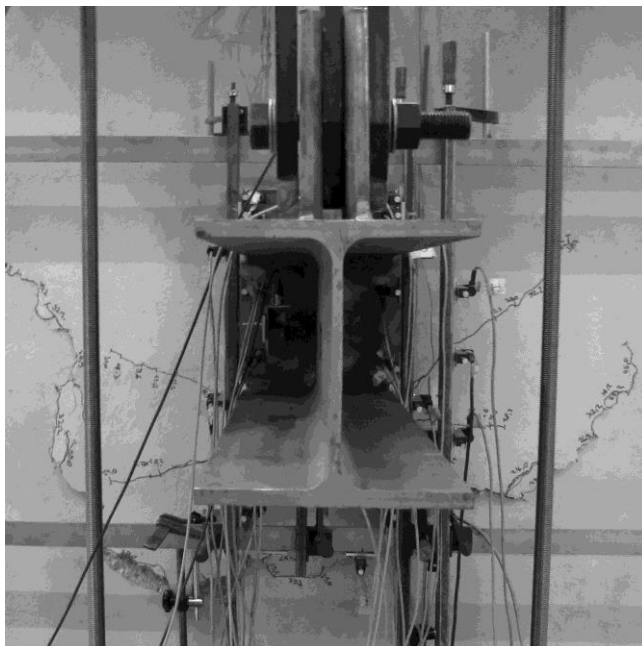


Bild A-31: Versuchsaufbau bei Höchstlast



Bild A-32: Versuch R2-1Q nach Versuchsende

**Versuch R2-2Q:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 39,7 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/100                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 51 Tage                         | $R_{p0,2} = 493 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 381 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 581 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 547 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 40 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 1128,9 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonversagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite mit ausgeprägtem seitlichem Betonausbruch.
- Traglaststeigerung durch höheren Bewehrungsgrad als im Basisversuch B3-Q mit Aktivierung der Bewehrung bei ca. 5 mm Zylinderweg.
- Betonversagen mit geringer Duktilität.

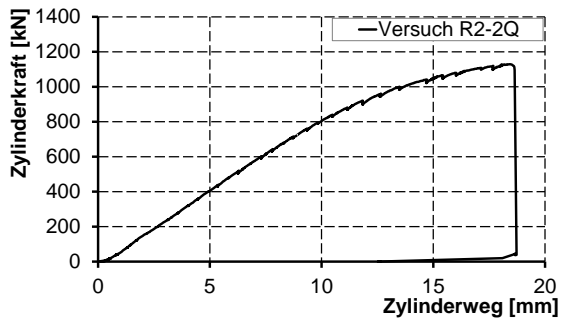


Bild A-33: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R2-2Q

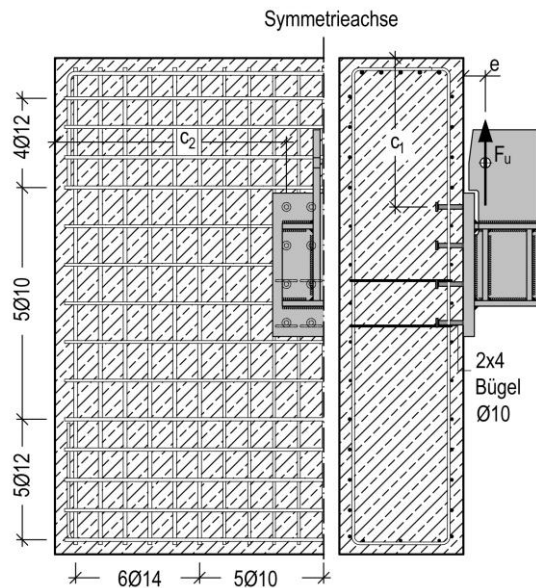


Bild A-34: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R2-2Q

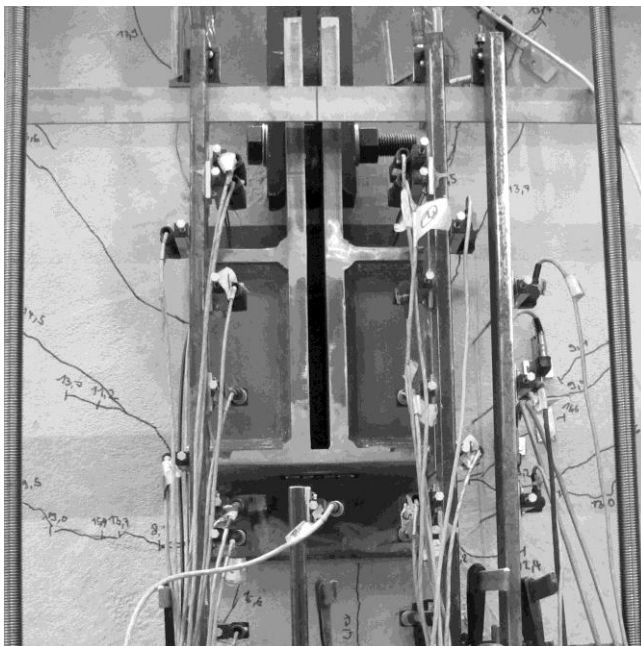


Bild A-35: Versuchsaufbau bei Höchstlast



Bild A-36: Versuch R2-2Q nach Versuchsende

**Versuch R2-3Q(1):**Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 31,4 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/100                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: gerissen   |
| d = 43 Tage                         | $R_{p0,2} = 493 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 381 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 581 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 547 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 40 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 138,7 \text{ kN}$ Geometrie des Versuchskörpers:Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versuch in gerissenem Beton mit Rissöffnung vor Versuchsbeginn von ca. 0,3 mm.
- Traglastreduktion durch Vorschädigung.
- Betonversagen mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite und Entfestigung nach Erreichen der Höchstlast.
- Aktivierung der Bewehrung ab Versuchsbeginn.

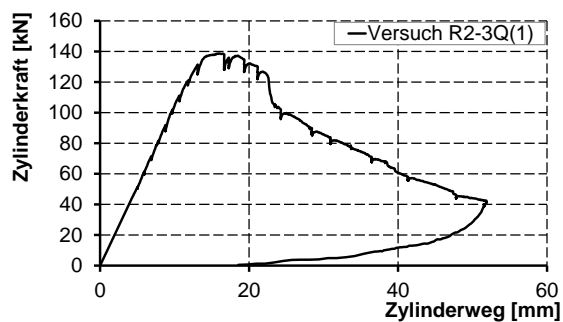


Bild A-37: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R2-3Q(1)

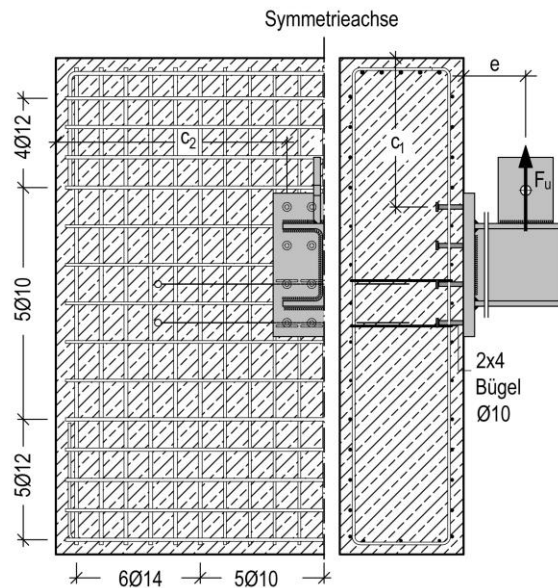


Bild A-38: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R2-3Q(1)

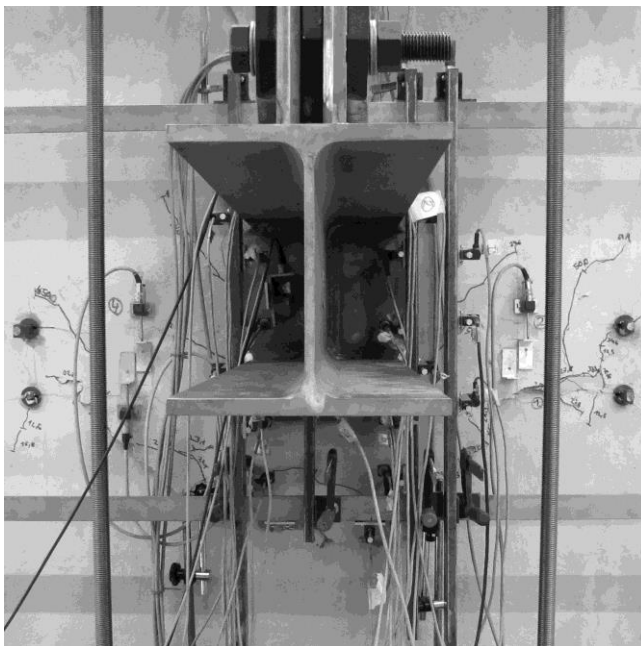


Bild A-39: Versuchsaufbau bei Höchstlast



Bild A-40: Versuch R2-3Q(1) nach Versuchsende

**Versuch R2-3Q(2):**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 34,1 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/100                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: gerissen   |
| d = 44 Tage                         | $R_{p0,2} = 493 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 381 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 581 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 547 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 40 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 142,4 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versuch in gerissenem Beton mit Rissöffnung vor Versuchsbeginn von ca. 0,2 mm.
- Traglastreduktion durch Vorschädigung.
- Betonversagen mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite und Entfestigung nach Erreichen der Höchstlast.
- Aktivierung der Bewehrung ab ca. 3 mm Zyl.weg.

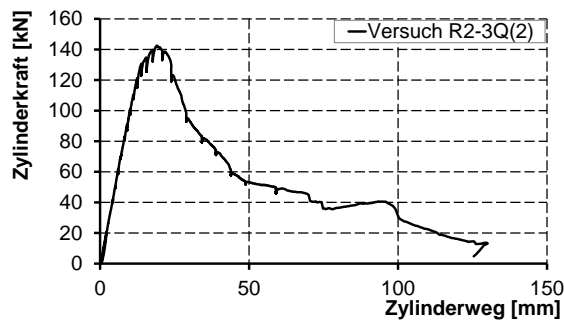


Bild A-41: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R2-3Q(2)

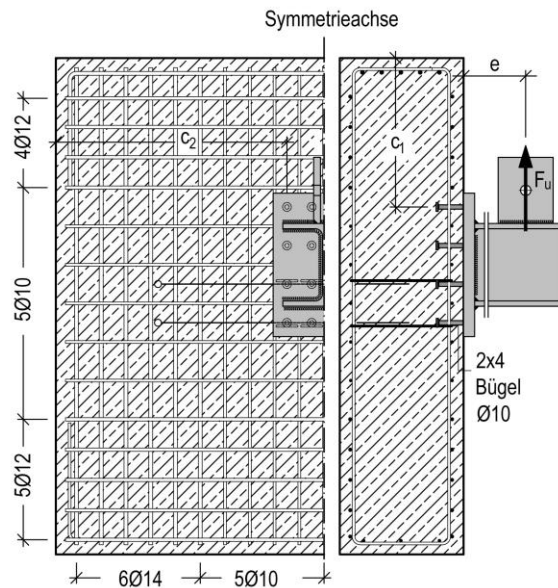


Bild A-42: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R2-3Q(2)

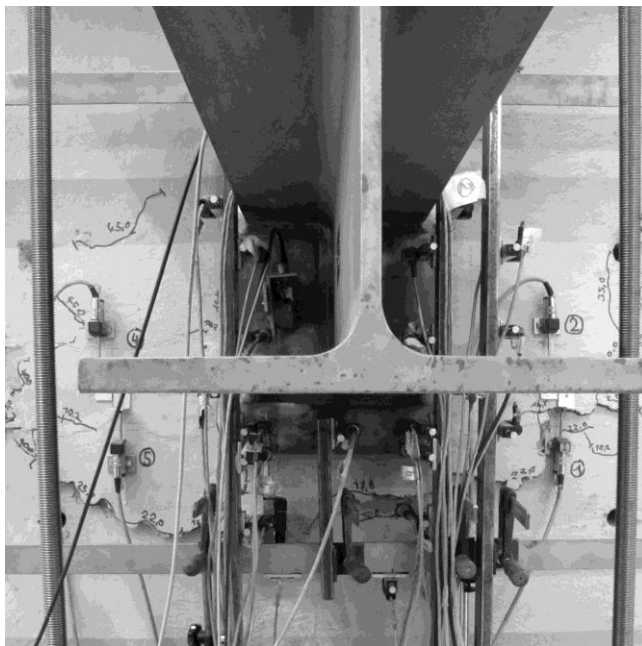


Bild A-43: Versuchsaufbau bei Höchstlast



Bild A-44: Versuch R2-3Q(2) nach Versuchsende

**Versuch R2-4Q(1):**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 39,5 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/100                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: gerissen   |
| d = 52 Tage                         | $R_{p0,2} = 493 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 381 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 581 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 547 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 40 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 940,0 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versuch in gerissenem Beton mit Rissöffnung vor Versuchsbeginn von ca. 0,2 mm.
- Traglastreduktion durch Vorschädigung.
- Betonversagen mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite und geringe Duktilität im Nachtraglastbereich.
- Aktivierung der Bewehrung ab Versuchsbeginn.

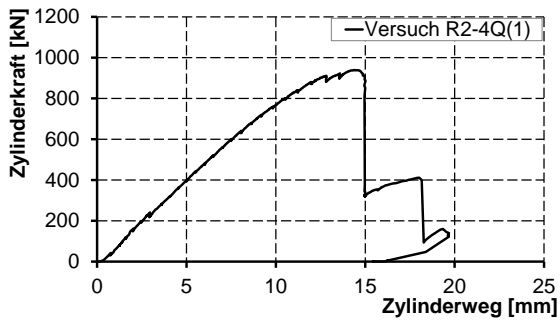


Bild A-45: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R2-4Q(1)

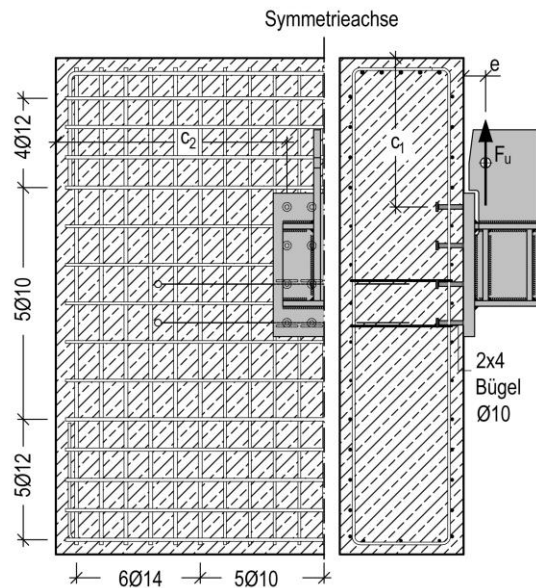


Bild A-46: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R2-4Q(1)

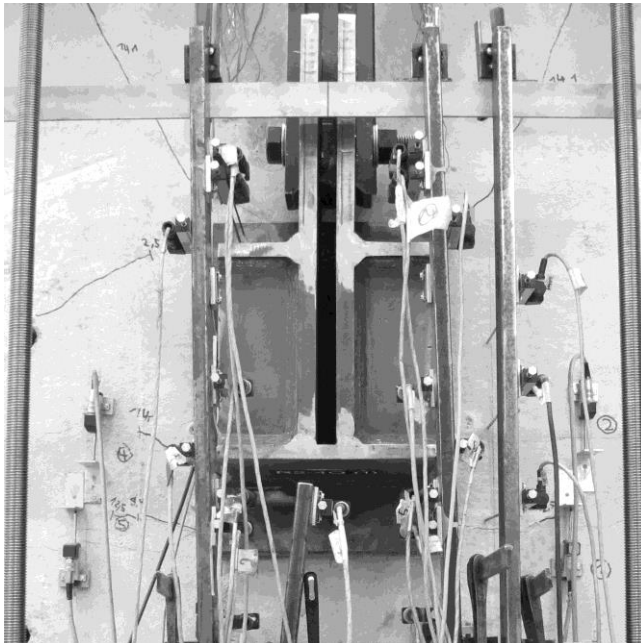


Bild A-47: Versuchsaufbau bei Höchstlast



Bild A-48: Versuch R2-4Q(1) nach Versuchsende

**Versuch R2-4Q(2):**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 40,9 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/100                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: gerissen   |
| d = 55 Tage                         | $R_{p0,2} = 493 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 381 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 581 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 547 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 40 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 977,8 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versuch in gerissenem Beton mit Rissöffnung vor Versuchsbeginn von ca. 0,2 mm.
- Traglastreduktion durch Vorschädigung.
- Betonversagen mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite und geringe Duktilität im Nachtraglastbereich.
- Aktivierung der Bewehrung ab ca. 3 mm Zyl.weg.

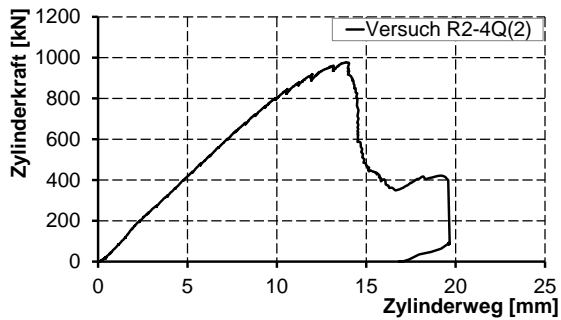


Bild A-49: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R2-4Q(2)

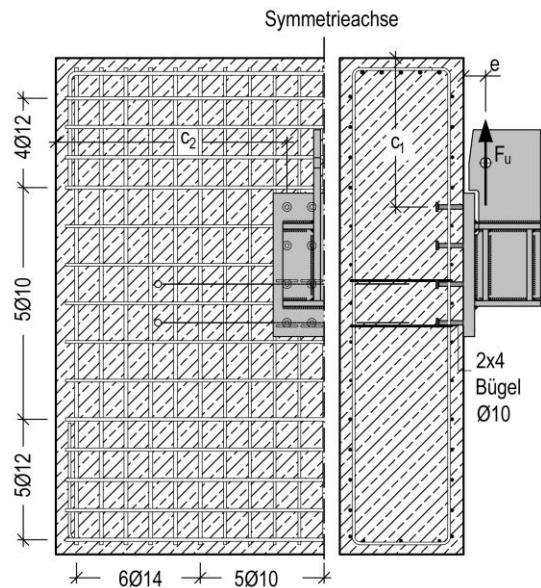


Bild A-50: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R2-4Q(2)

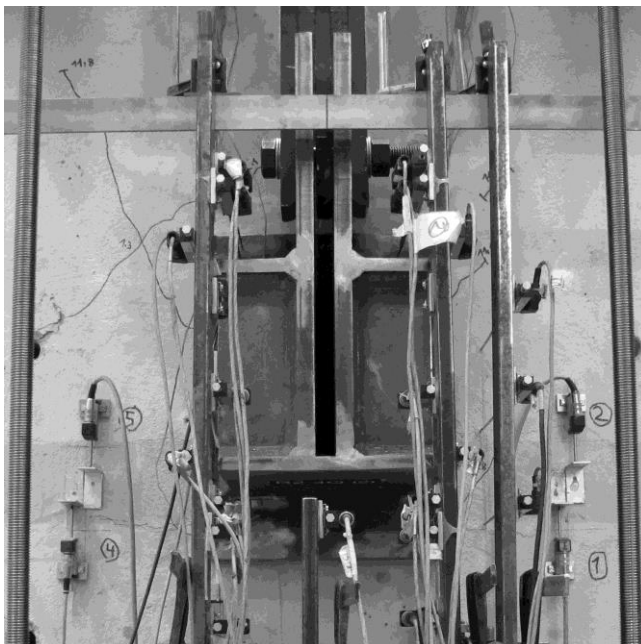


Bild A-51: Versuchsaufbau bei Höchstlast

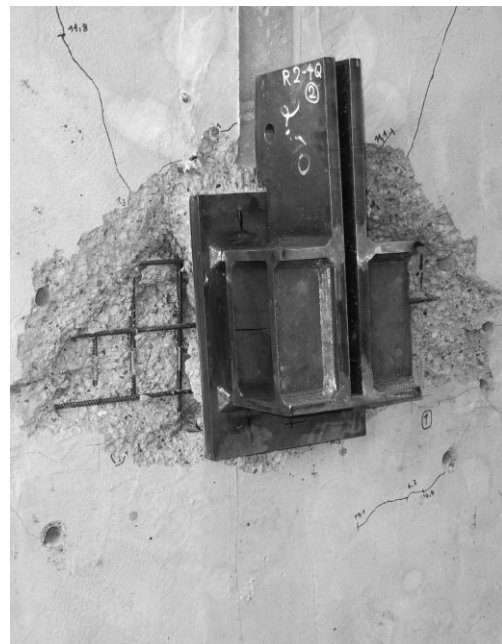


Bild A-52: Versuch R2-4Q(2) nach Versuchsende

**Versuch R3-1Q:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 40,2 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/250                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 49 Tage                         | $R_{p0,2} = 443 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 381 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 545 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 547 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 40 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 335,3 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonversagen mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.
- Aktivierung der Bewehrung bei ca. 7 mm Zylinderweg und anschließende Traglaststeigerung bis zum Bruch der Rückhängebewehrung.
- Dehnungen auf der Ankerplattenoberseite (Zugbereich) im elastischen Bereich.

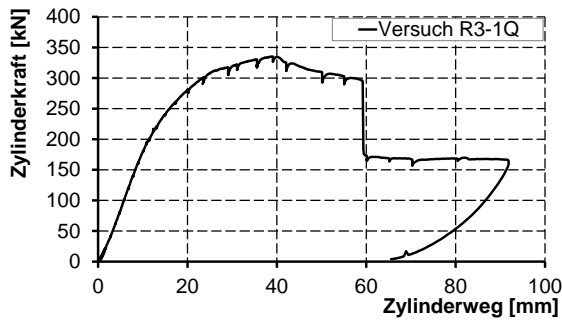


Bild A-53: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R3-1Q

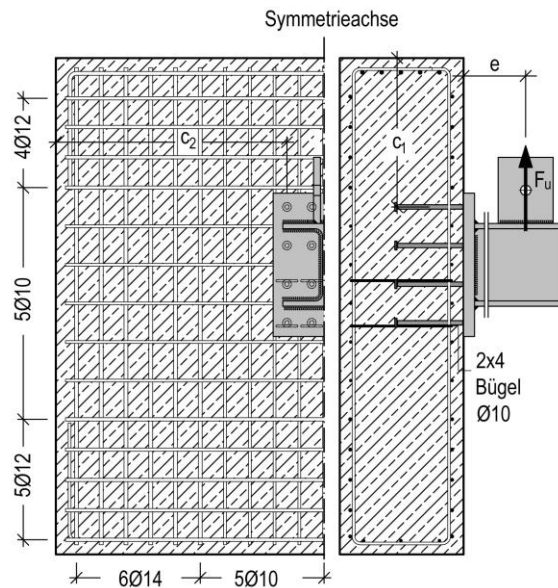


Bild A-54: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R3-1Q

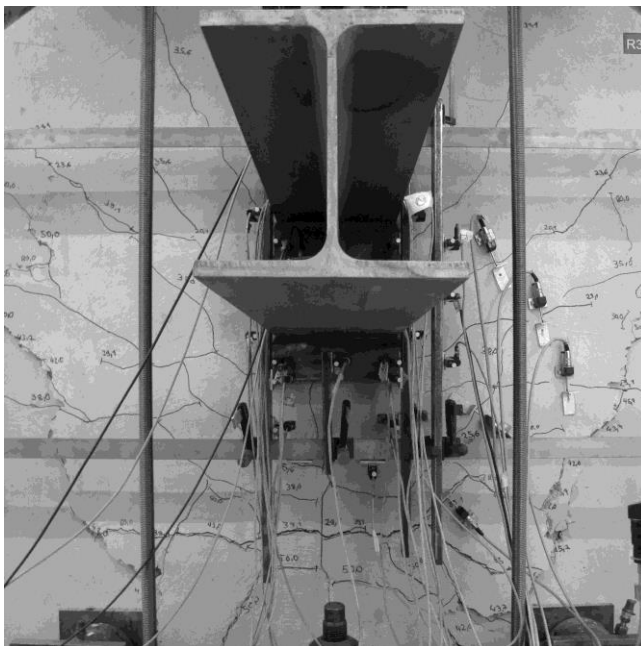


Bild A-55: Versuchsaufbau bei Höchstlast



Bild A-56: Versuch R3-1Q nach Versuchsende

**Versuch R3-2Q(1):**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 39,4 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/250                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 47 Tage                         | $R_{p0,2} = 443 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 381 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 545 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 547 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 40 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 342,5 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonversagen mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.
- Aktivierung der Bewehrung bei ca. 7 mm Zylinderweg und anschließende Traglaststeigerung bis zum Bruch der Rückhängebewehrung.
- Starres Tragverhalten der Ankerplatte mit Dehnungen im elastischen Bereich in der Zugzone

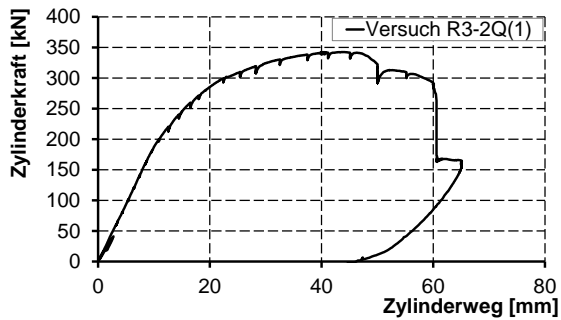


Bild A-57: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R3-2Q(1)

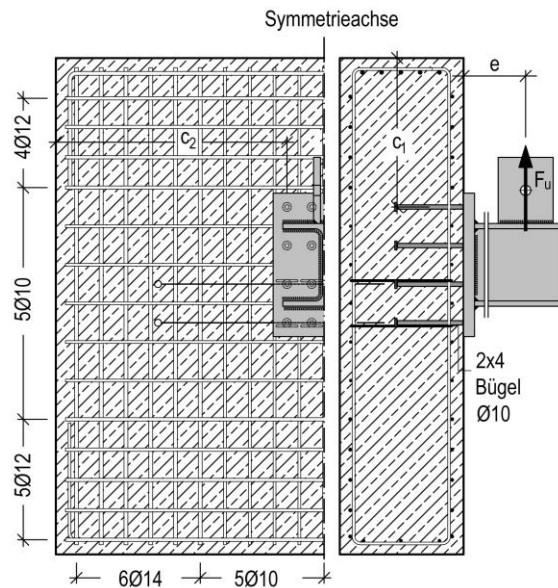


Bild A-58: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R3-2Q(1)

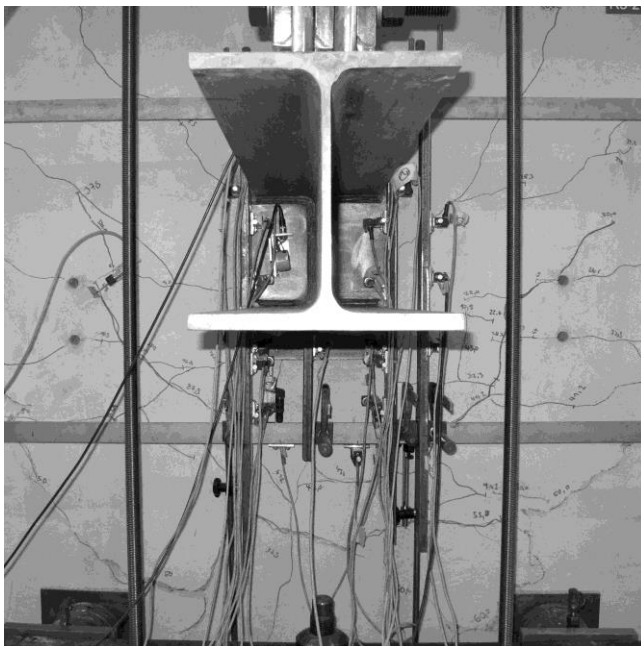


Bild A-59: Versuchsaufbau bei Höchstlast



Bild A-60: Versuch R3-2Q(1) nach Versuchsende

**Versuch R3-2Q(2):**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 39,5 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/250                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 48 Tage                         | $R_{p0,2} = 443 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 381 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 545 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 547 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 40 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 341,7 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versuch in gerissenen Beton mit Rissöffnung vor Versuchsbeginn von ca. 0,2 mm.
- Kein Einfluss der Rissöffnung auf die Höchstlast.
- Betonversagen mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite mit Bruch der Rückhängebewehrung.
- Aktivierung der Bewehrung bei ca. 7 mm Zylinderweg und anschließende Traglaststeigerung.

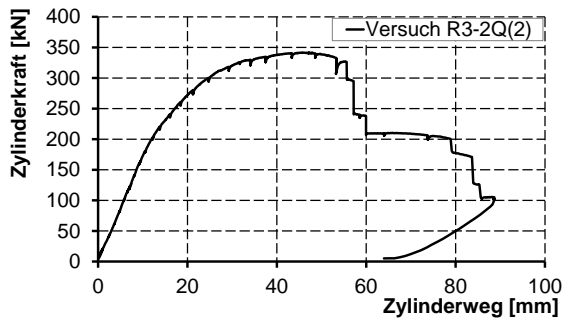


Bild A-61: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R3-2Q(2)

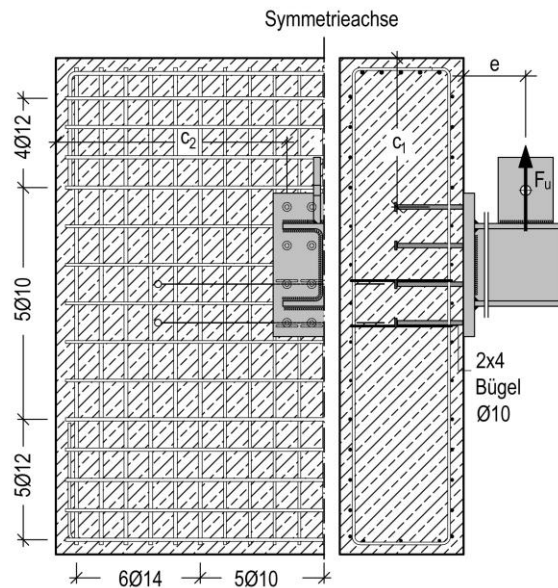


Bild A-62: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R3-2Q(2)

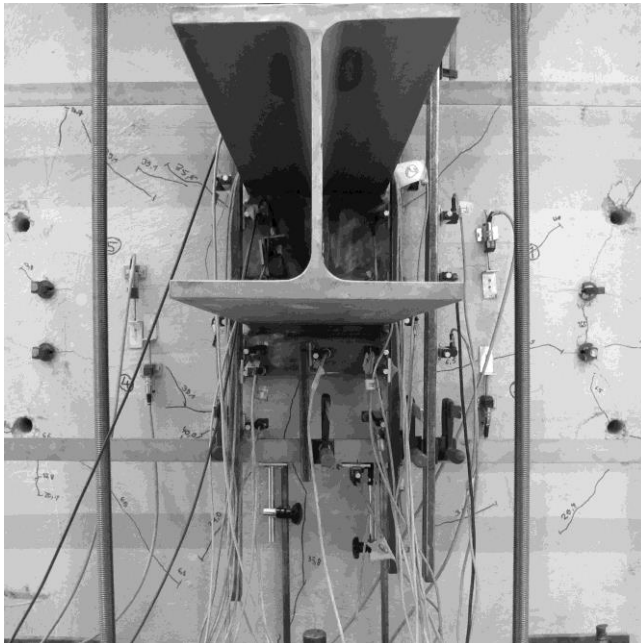


Bild A-63: Versuchsaufbau bei Höchstlast



Bild A-64: Versuch R3-2Q(2) nach Versuchs-ende

**Versuch R3-3Q:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 38,9 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/250                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 56 Tage                         | $R_{p0,2} = 443 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 381 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 545 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 547 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 40 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 1080,7 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versagen mit geringer Duktilität durch Abscheren aller Kopfbolzen.
- Aktivierung der Rückhängebewehrung bei ca. 4 mm Zylinderweg.
- Dehnungen der Ankerplatte im elastischen Bereich in der Druck- und Zugzone.

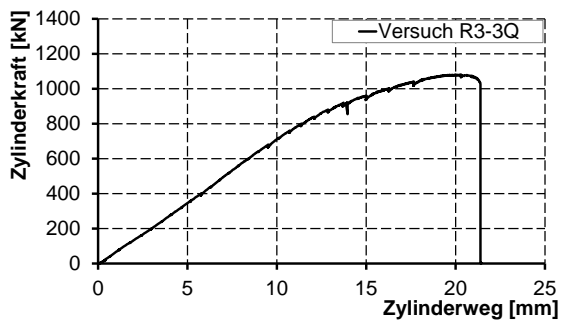


Bild A-65: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R3-3Q

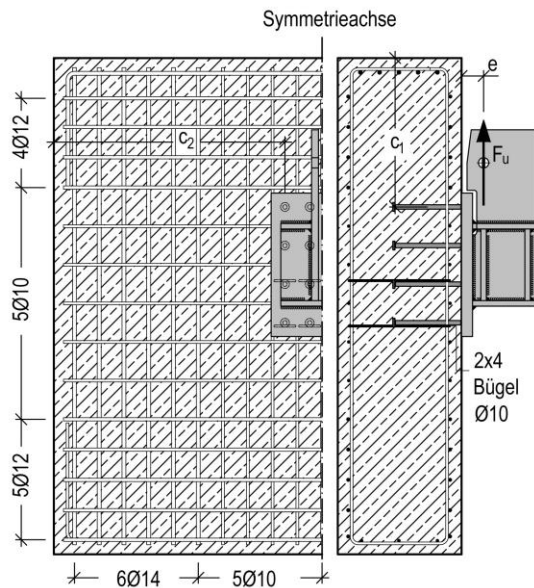


Bild A-66: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R3-3Q

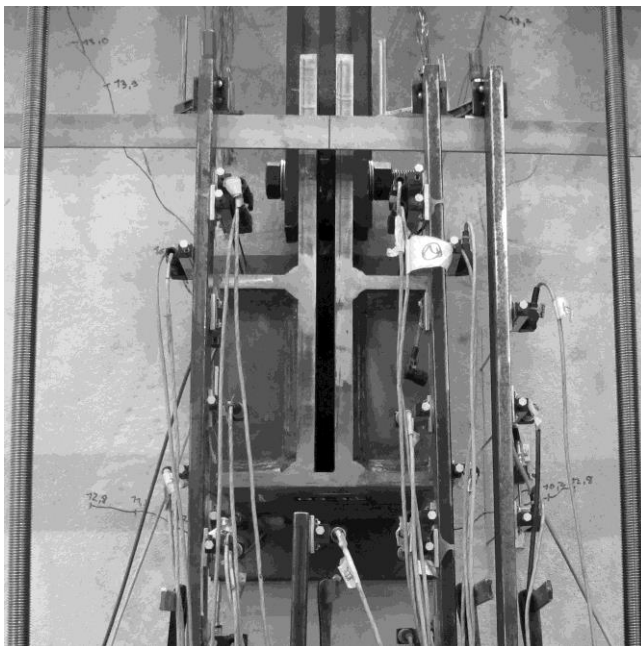


Bild A-67: Versuchsaufbau bei Höchstlast

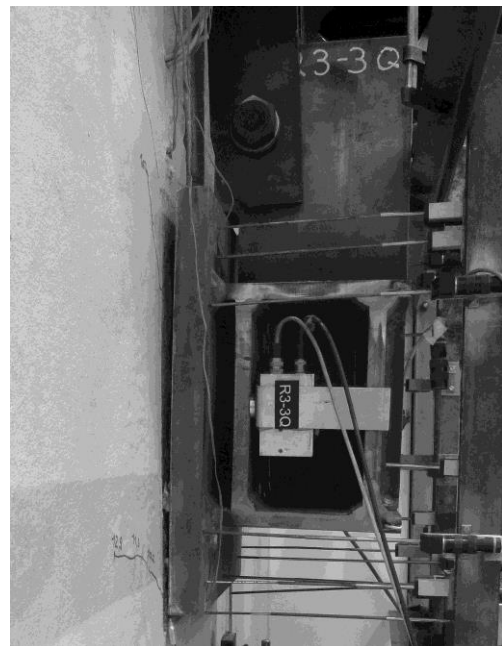


Bild A-68: Versuch R3-3Q nach Versuchsende

**Versuch R5-1Q:**Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 41,4 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/250                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 52 Tage                         | $R_{p0,2} = 443 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 370 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 545 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 556 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 15 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 265,8 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Duktileres Tragverhalten durch ausgeprägte Fließgelenkbildung in der Ankerplatte im Druck- und Zugbereich.
- Versagen durch Abscheren der Kopfbolzen im Zugbereich.
- Aktivierung der Rückhängebewehrung bei ca. 5 mm Zylinderweg.

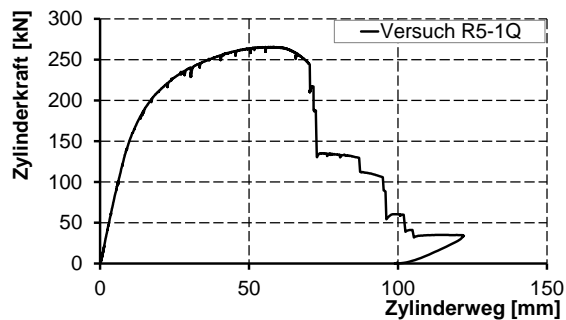


Bild A-69: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R5-1Q

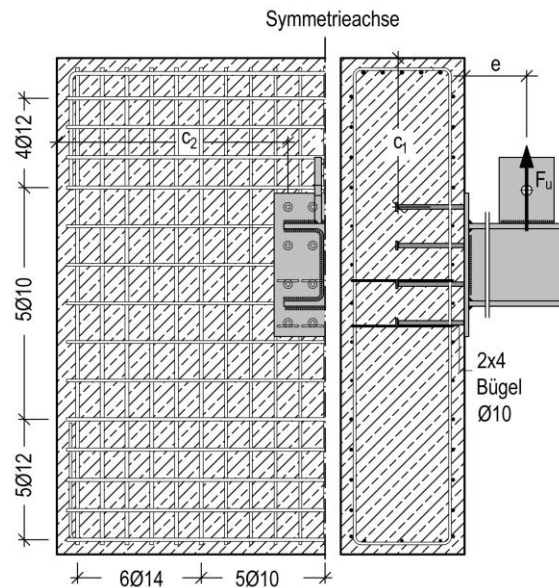


Bild A-70: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R5-1Q

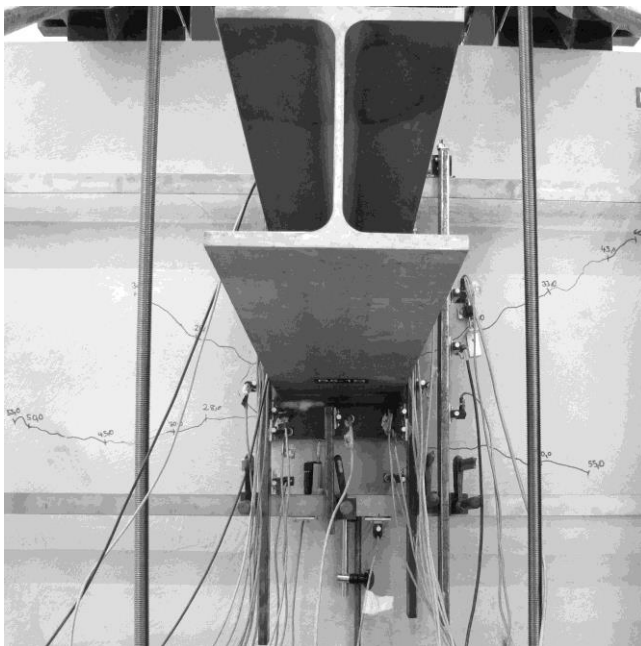


Bild A-71: Versuchsaufbau bei Höchstlast



Bild A-72: Versuch R5-1Q nach Versuchsende

**Versuch R5-2Q:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 39,5 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/250                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 48 Tage                         | $R_{p0,2} = 443 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 370 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 545 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 556 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 15 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 270,9 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Duktiles Tragverhalten durch ausgeprägte Fließgelenkbildung in der Ankerplatte im Druck- und Zugbereich.
- Versagen durch Abscheren der Kopfbolzen im Zugbereich.
- Aktivierung der Rückhängebewehrung ab Versuchsbeginn.

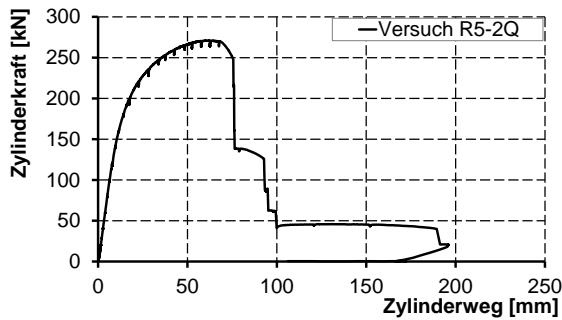


Bild A-73: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R5-2Q

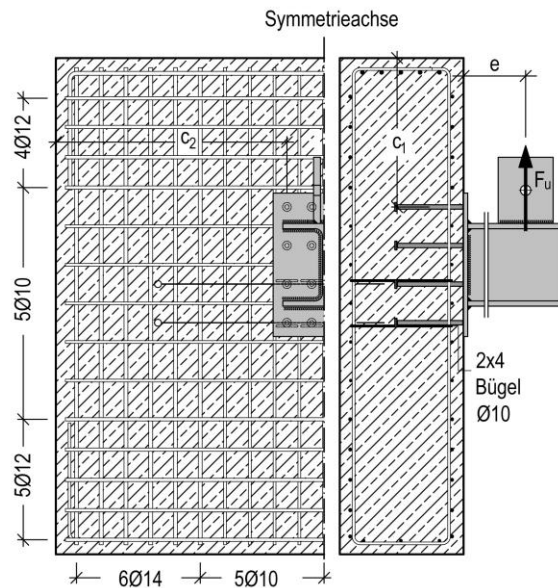


Bild A-74: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R5-2Q

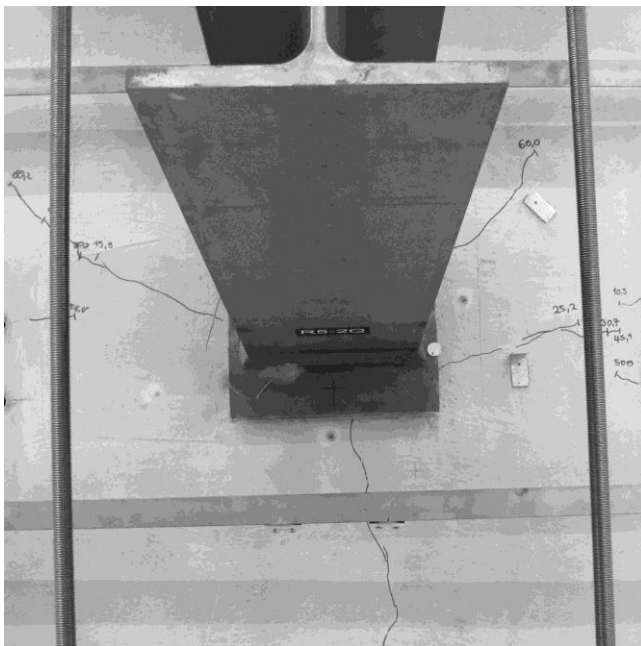


Bild A-75: Versuchsaufbau bei Höchstlast

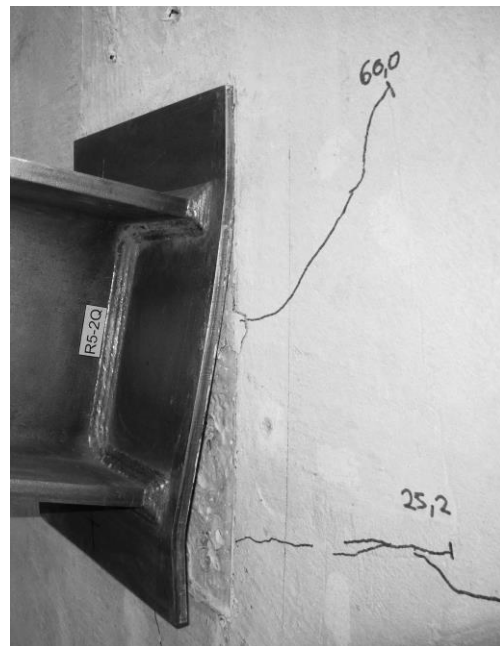


Bild A-76: Versuch R5-2Q nach Versuchsende

**Versuch R5-3Q:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                     | Bewehrungsstahl   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 16/250                  | S355 J2                         | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 55 Tage                         | $R_{p0,2} = 443 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 370 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 559 \text{ N/mm}^2$                         | l = 1950 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 545 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 556 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$                              | b = 1800 mm       |
| $c_1 = 540 \text{ mm}$              | $s_1 = 140 \text{ mm}$          | $l_a/b_a = 520/370 \text{ mm}$  | $\varnothing \text{ Stabb.} = 10\text{--}14 \text{ mm}$ | h = 450 mm        |
| $c_2 = 840 \text{ mm}$              | $s_2 = 90 \text{ mm}$           | $d_a = 15 \text{ mm}$           | $\varnothing \text{ Bügel} = 8 \text{ mm}$              |                   |

Höchstlast:  $F_u = 1099,2 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versagen mit geringer Duktilität durch Abscheren aller Kopfbolzen.
- Aktivierung der Rückhängebewehrung ab Versuchsbeginn.
- Dehnungen der Ankerplatte im elastischen Bereich in der Druck- und Zugzone.

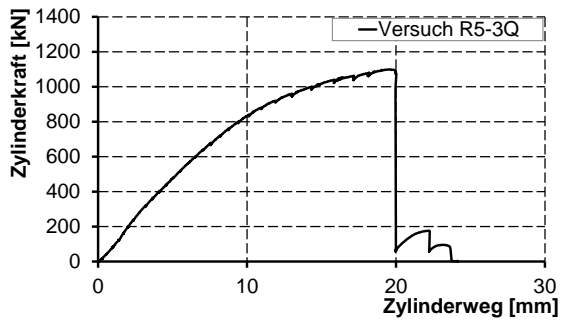


Bild A-77: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R5-3Q

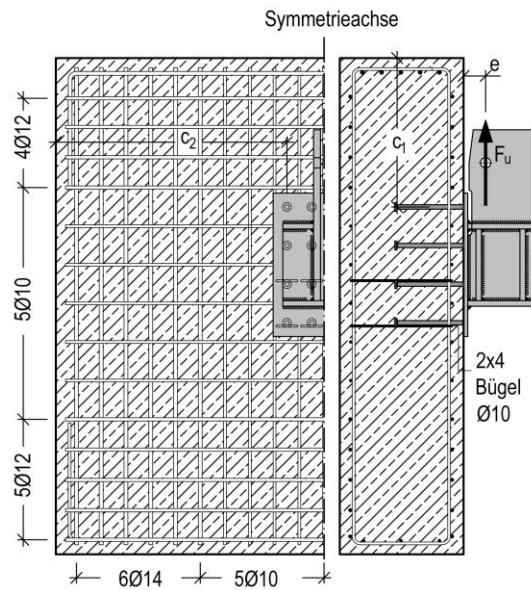


Bild A-78: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R5-3Q

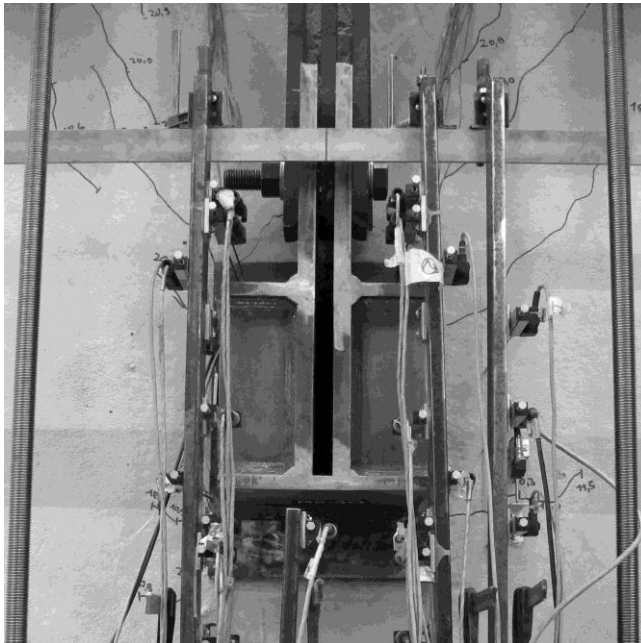


Bild A-79: Versuchsaufbau bei Höchstlast

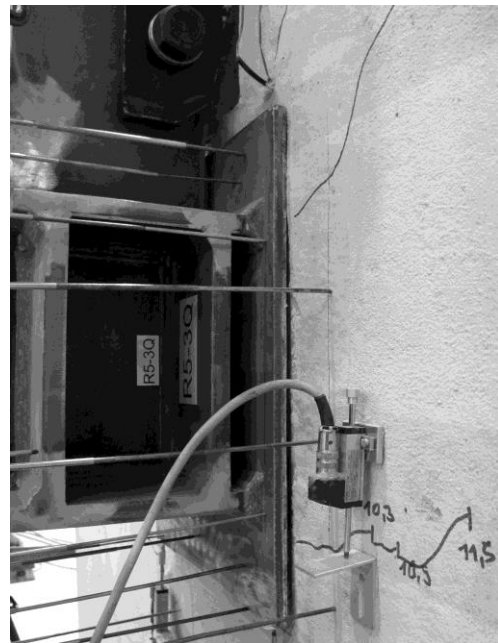


Bild A-80: Versuch R5-3Q nach Versuchsende

## A.4 Versuche zu Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung

### Versuch B1-1:

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                      | Bewehrungsstahl                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 32,0 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 19/150                  | S355 J2                          | BSt 500 B                         | Beton: ungerissen |
| d = 32 Tage                         | $R_{p0,2} = 522 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$  | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$   | l = 2400 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 542 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$       | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a$ und $b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing$ Stabb. = 12 / 25 mm | h = 400 mm        |
| $c_2 = 1100 \text{ mm}$             | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$            | $\varnothing$ Bügel = 12 mm       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 237,5 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Basisversuch mit geringem Bewehrungsgrad.
- Betonkantenbruch ab Reihe 1 mit Aktivierung der Bewehrung in der Achse der Reihe 1 ab ca. 1 mm Zylinderweg. Umlagerung durch Aktivierung der Bewehrung in Reihe 2 ab ca. 3 mm Zylinderweg.
- Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.

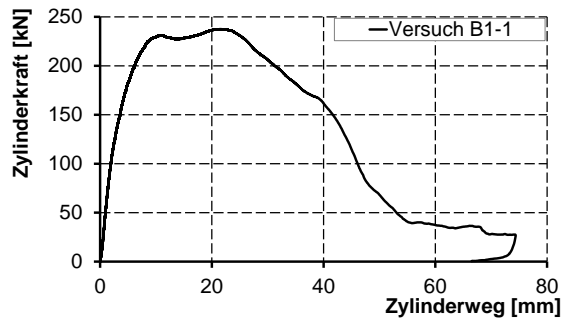


Bild A-81: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs B1-1

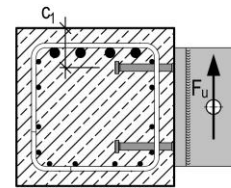
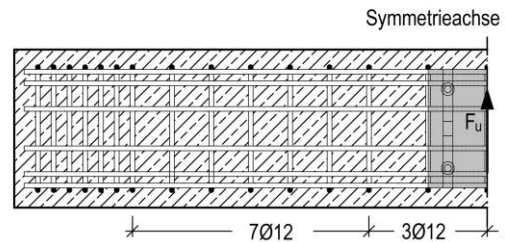


Bild A-82: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers B1-1

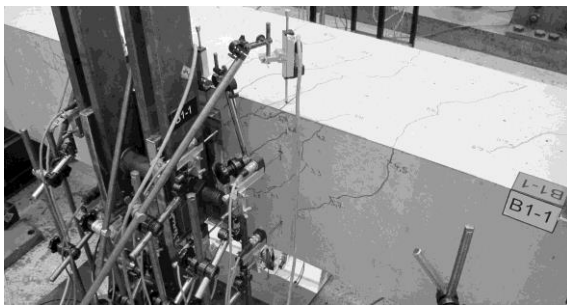


Bild A-83: Versuchsdurchführung Versuch B1-1

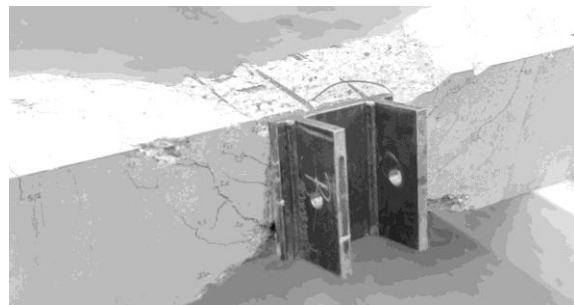


Bild A-84: Versuch B1-1 nach Versuchsende

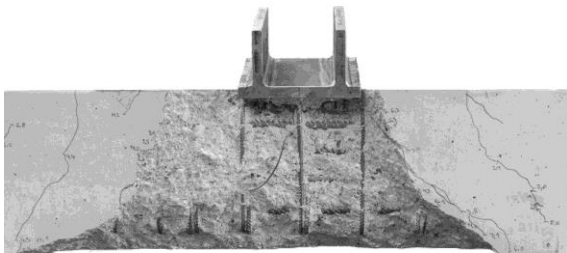


Bild A-85: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

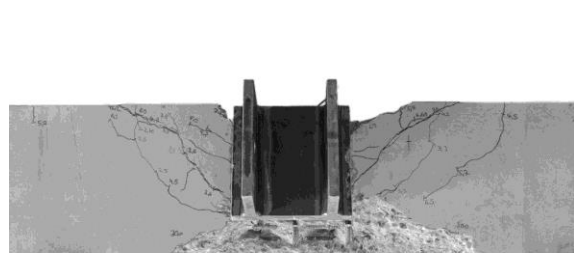


Bild A-86: Ankerplatte von oben

**Versuch B1-2:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 31,1 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 19/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 30 Tage                         | $R_{p0,2} = 522 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 542 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 100 \text{ mm}$              | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 203,6 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Basisversuch mit geringem Bewehrungsgrad.
- Betonkantenbruch ab Reihe 1 mit Lastumlagerung auf die randferne Kopfbolzenreihe 2.
- Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.
- Entfestigendes Materialverhalten nach dem Erreichen der Höchstlast.

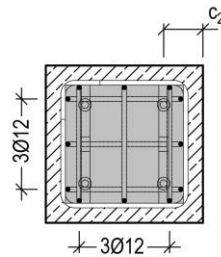
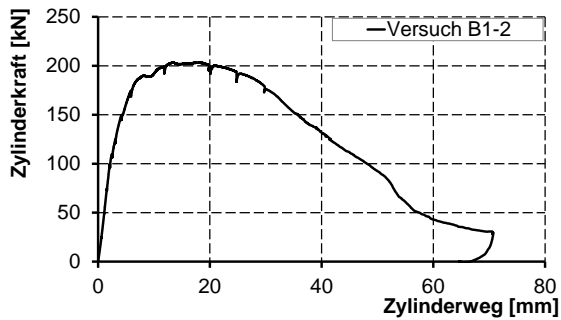
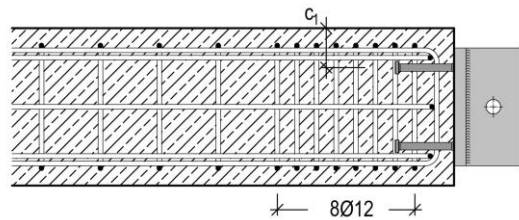


Bild A-87: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs B1-2

Bild A-88: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers B1-2



Bild A-89: Versuchsdurchführung Versuch B1-2

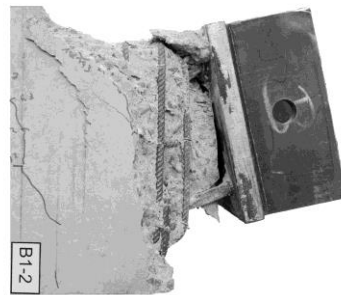


Bild A-90: Versuch B1-2 nach Versuchsende

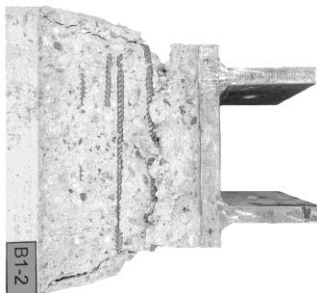


Bild A-91: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

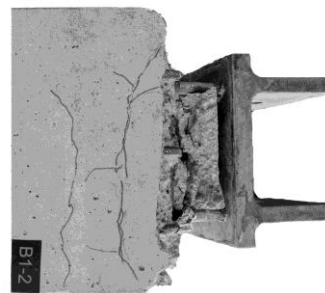


Bild A-92: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch B1-3:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 30,9 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 19/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 29 Tage                         | $R_{p0,2} = 522 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 542 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 100 \text{ mm}$              | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 0 mm          |

Höchstlast:  $F_u = 453,9 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Basisversuch mit geringem Bewehrungsgrad und Fixierung der Ankerplatte.
- Betonkantenbruch ab Reihe 1 mit Lastumlagerung auf die randferne Kopfbolzenreihe 2.
- Versagen durch Betonkantenbruch ab Reihe 2.
- Duktiles Tragverhalten der normalfesten Kopfbolzen und Entfestigung im Nachtraglastbereich.

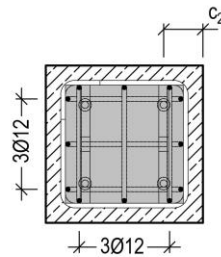
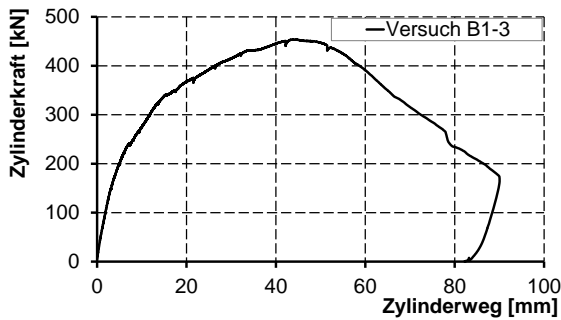
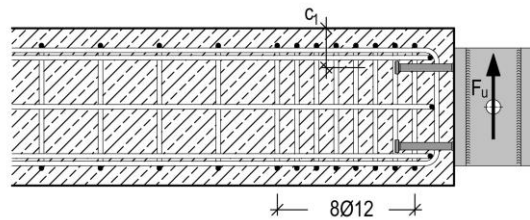


Bild A-93: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs B1-3

Bild A-94: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers B1-3

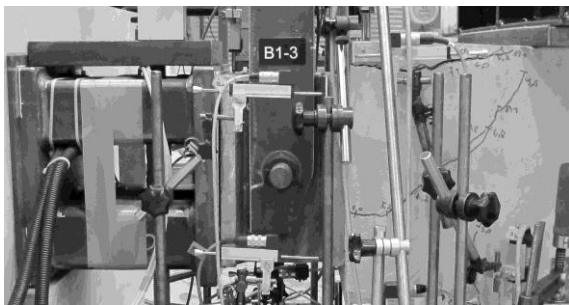


Bild A-95: Versuchsdurchführung Versuch B1-3

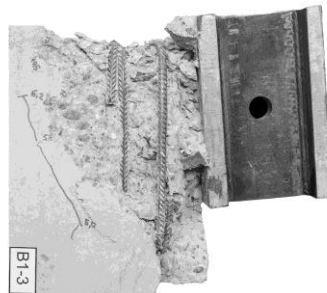


Bild A-96: Versuch B1-3 nach Versuchsende

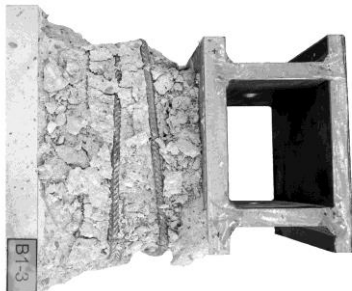


Bild A-97: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

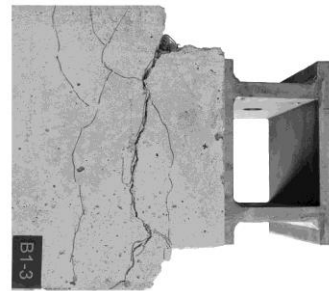


Bild A-98: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R2-1:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 33,6 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 39 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 2400 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 1100 \text{ mm}$             | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 260,3 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 ab ca. 1 mm Zylinderweg mit Umlagerung der Querlast auf Reihe 2 ab ca. 6 mm Zylinderweg.
- Versagen durch Stahlversagen bei Zug- und Querlastbeanspruchung in Reihe 2.
- Versuch mit härtesten Kopfbolzen mit geringer Duktilität aber ohne Porenbildung.

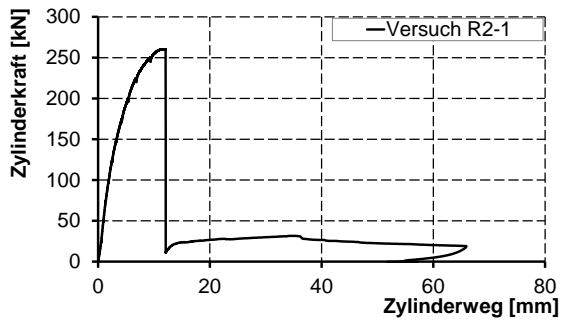


Bild A-99: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R2-1

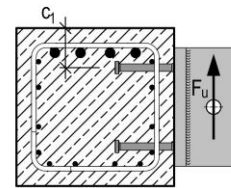
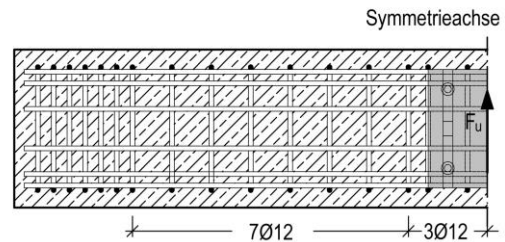


Bild A-100: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R2-1

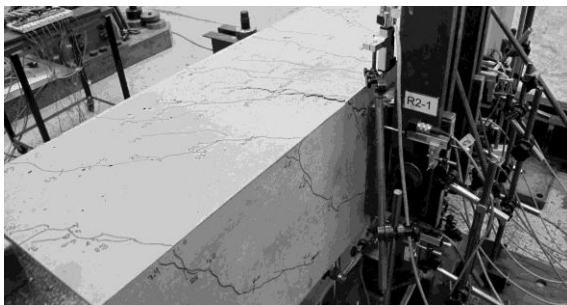


Bild A-101: Versuchsdurchführung Versuch R2-1

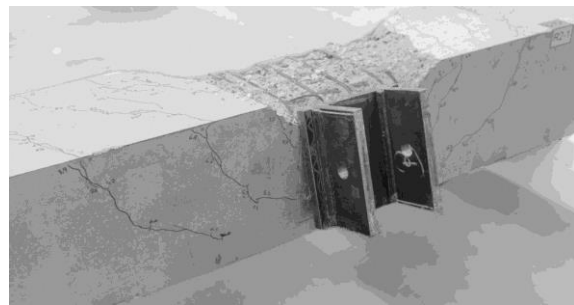


Bild A-102: Versuch R2-1 nach Versuchsende

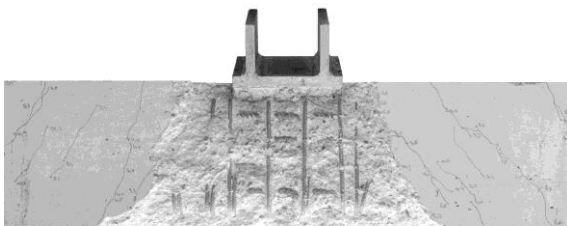


Bild A-103: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

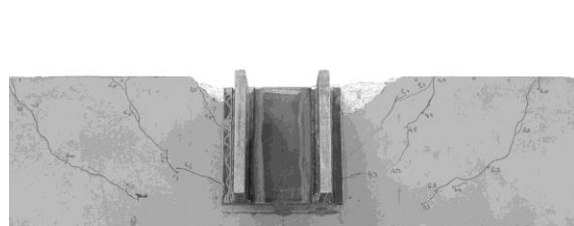


Bild A-104: Ansicht von oben

**Versuch R2-2:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 33,1 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 38 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 100 \text{ mm}$              | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 219,1 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 ab ca. 2 mm Zylinderweg mit Umlagerung der Querlast auf Reihe 2 ab ca. 4 mm Zylinderweg.
- Versagen durch Stahlversagen bei Zug- und Querlastbeanspruchung in Reihe 2.
- Versuch mit härtesten Kopfbolzen mit Porenbildung (19,65 % in Reihe 1 und 0,05 % in Reihe 2).

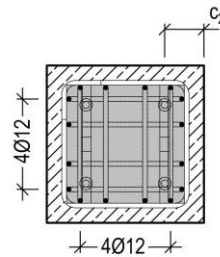
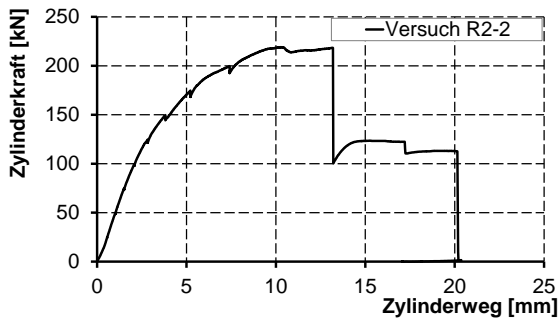
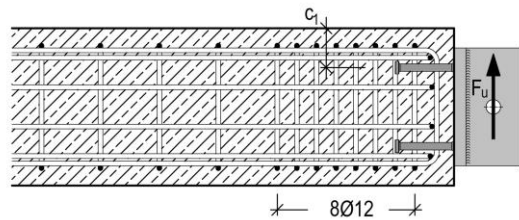


Bild A-105: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R2-2

Bild A-106: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R2-2

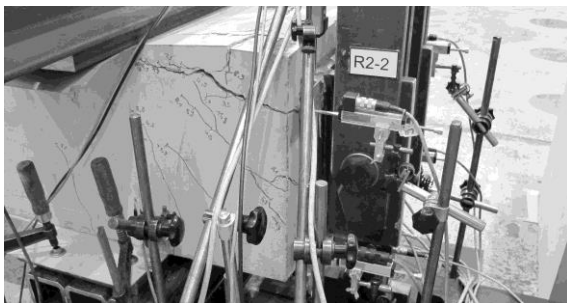


Bild A-107: Versuchsdurchführung Versuch R2-2

Bild A-108: Versuch R2-2 nach Versuchsende

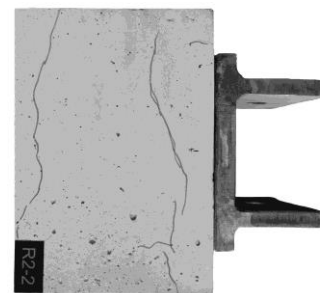
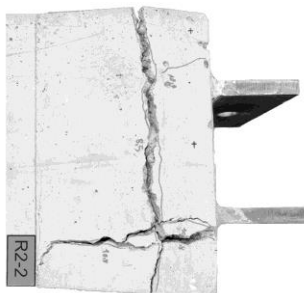


Bild A-109: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

Bild A-110: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R2-3:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 33,0 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 41 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 100 \text{ mm}$              | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 0 mm          |

Höchstlast:  $F_u = 329,3 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 ab ca. 2 mm Zylinderweg mit Umlagerung der Querlast auf Reihe 2 ab ca. 5 mm Zylinderweg.
- Sprödes Versagen durch sukzessives Abscheren der Kopfbolzen in Reihe 1 und in Reihe 2.
- Versuch mit höherfesten Kopfbolzen mit Porenbildung (11,55 % in Reihe 2).

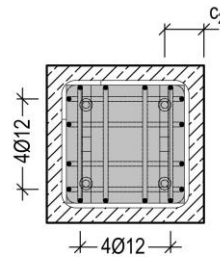
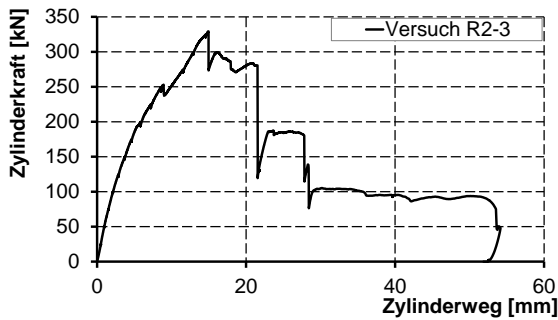
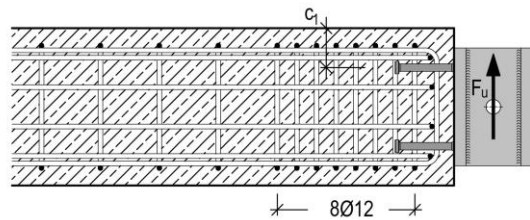


Bild A-111: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R2-3

Bild A-112: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R2-3

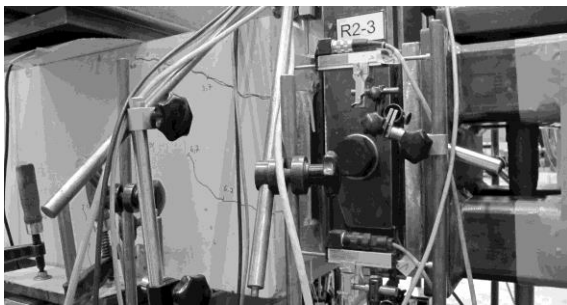


Bild A-113: Versuchsdurchführung Versuch R2-3

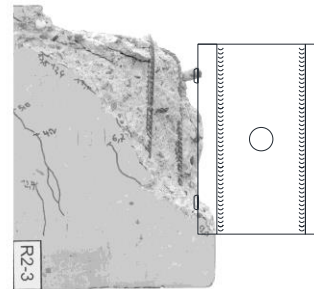


Bild A-114: Versuch R2-3 nach Versuchsende

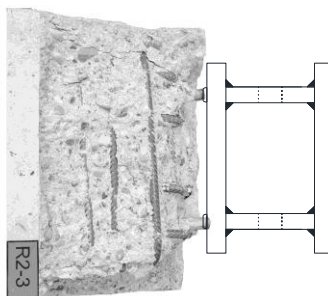


Bild A-115: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

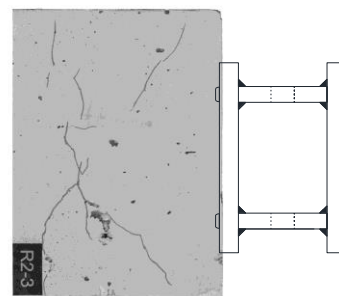


Bild A-116: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R3-1(1):**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 32,3 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: gerissen   |
| d = 33 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 2400 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 25 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 1100 \text{ mm}$             | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 241,3 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versuch in gerissenem Beton mit Einfluss der Vorschädigung auf die Anfangssteifigkeit.
- Gleichzeitige Rissentwicklung bei Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 und Reihe 2.
- Versagen durch Stahlversagen der härtesten Kopfbolzen bei Zug- und Querlastbeanspruchung in Reihe 2. Keine Porenbildung in der Verschweißung.

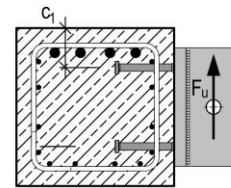
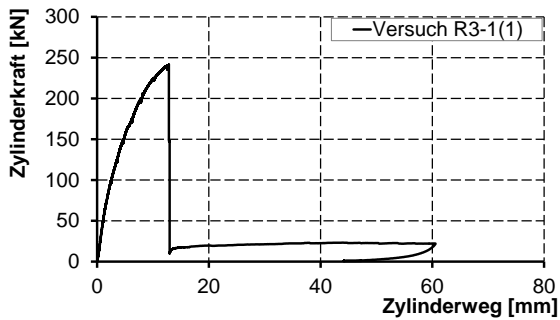
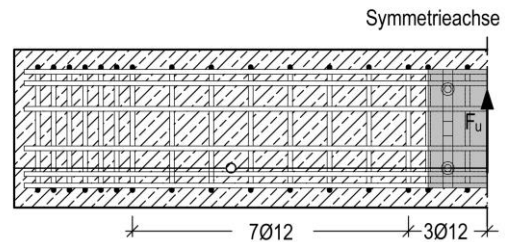


Bild A-117: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R3-1(1)

Bild A-118: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R3-1(1)

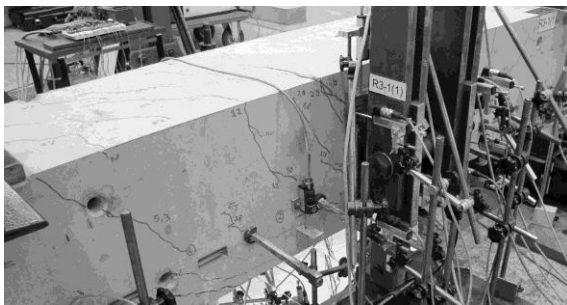


Bild A-119: Versuchsdurchführung Versuch R3-1(1)

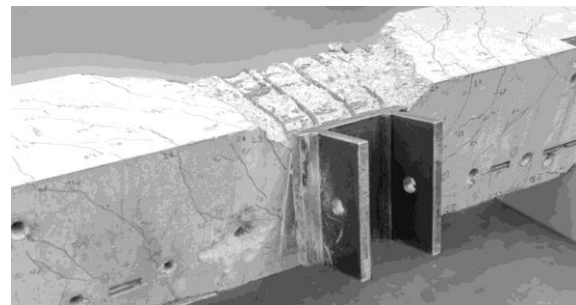


Bild A-120: Versuch R3-1(1) nach Versuchsende

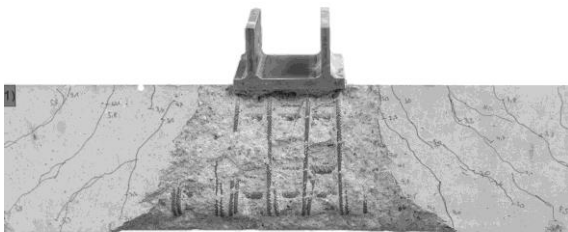


Bild A-121: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

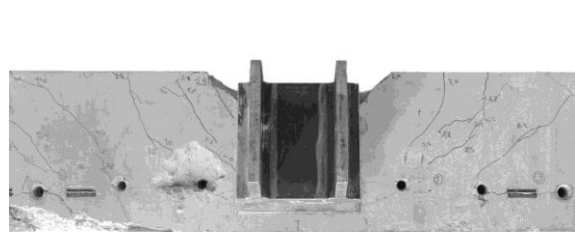


Bild A-122: Ankerplatte von oben

**Versuch R3-1(2):**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: gerissen   |
| d = 34 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 2400 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 25 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 1100 \text{ mm}$             | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 258,1 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versuch in gerissenem Beton mit Einfluss der Vorschädigung auf die Anfangssteifigkeit.
- Gleichzeitige Rissentwicklung bei Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 und Reihe 2.
- Versagen durch Stahlversagen der härtesten Kopfbolzen bei Zug- und Querlastbeanspruchung in Reihe 2. Keine Porenbildung in der Verschweißung.

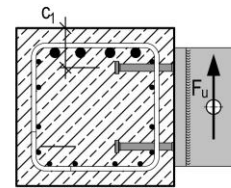
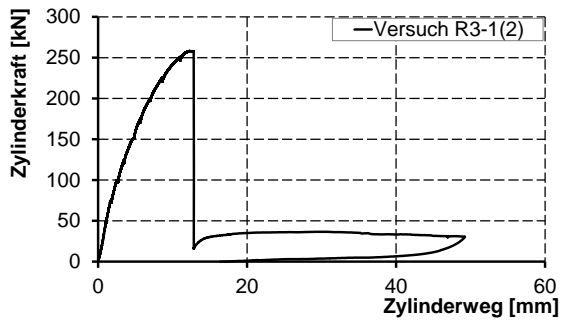
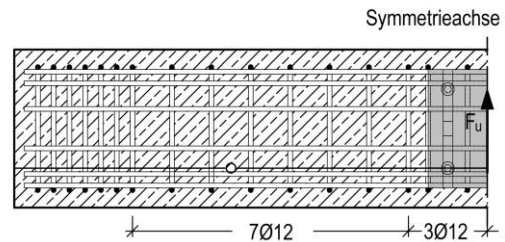


Bild A-123: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R3-1(2)

Bild A-124: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R3-1(2)

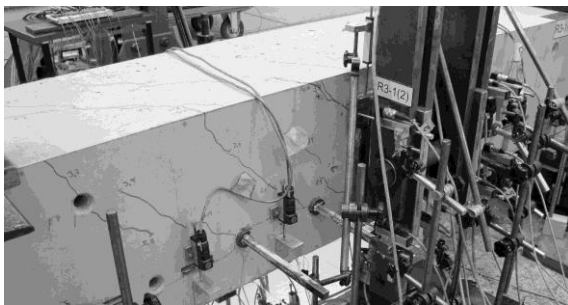


Bild A-125: Versuchsdurchführung Versuch R3-1(2)

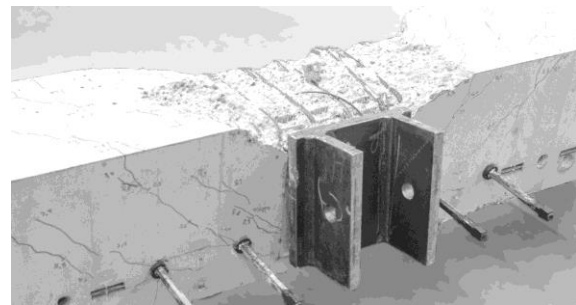


Bild A-126: Versuch R3-1(2) nach Versuchsende

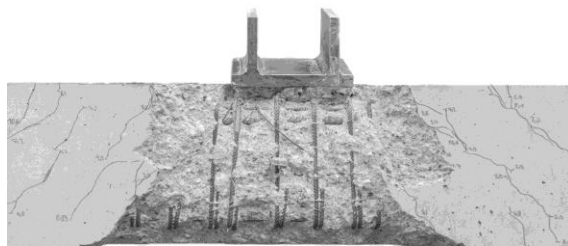


Bild A-127: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte



Bild A-128: Ankerplatte von oben

**Versuch R3-2(1):**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: gerissen   |
| d = 36 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 100 \text{ mm}$              | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 220,8 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versuch in gerissenem Beton mit Einfluss der Vorschädigung auf die Anfangssteifigkeit.
- Gleichzeitige Rissentwicklung bei Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 und Reihe 2.
- Versagen durch Stahlversagen der höherfesten Kopfbolzen in Reihe 2.
- Porenbildung (4,85 % Porenanteil in Reihe 2).

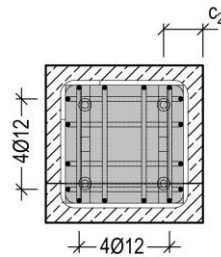
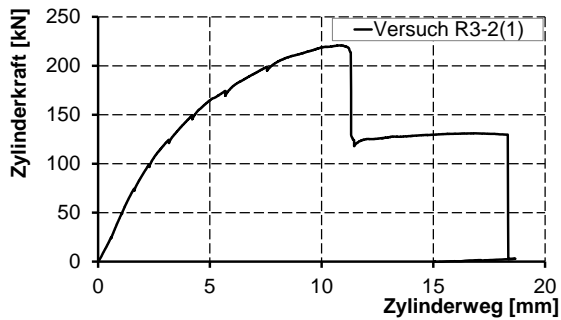
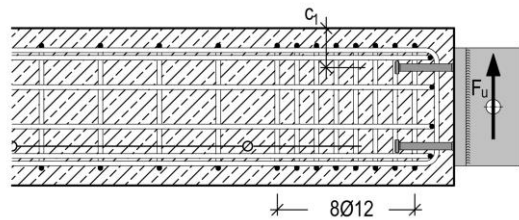


Bild A-129: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R3-2(1)

Bild A-130: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R3-2(1)

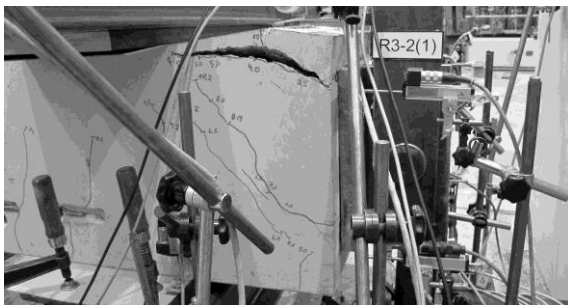


Bild A-131: Versuchsdurchführung Versuch R3-2(1)

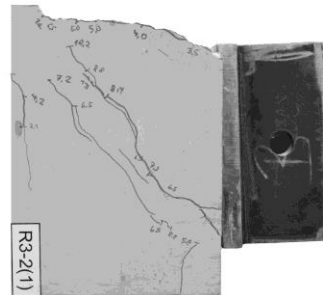


Bild A-132: Versuch R3-2(1) nach Versuchsende

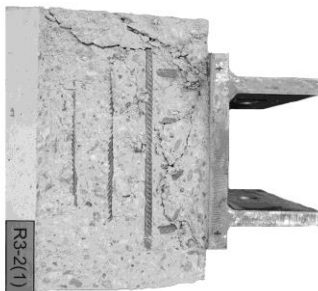


Bild A-133: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

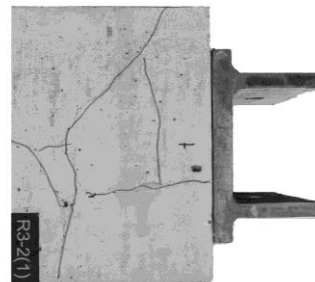


Bild A-134: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R3-2(2):**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 32,9 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: gerissen   |
| d = 37 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 100 \text{ mm}$              | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 238,4 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versuch in gerissenem Beton mit Einfluss der Vorschädigung auf die Anfangssteifigkeit.
- Gleichzeitige Rissentwicklung bei Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 und Reihe 2.
- Versagen durch Stahlversagen der höherfesten Kopfbolzen in Reihe 2.
- Keine Porenbildung in der Verschweißung.

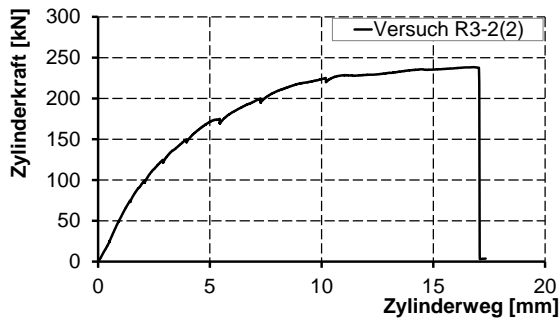
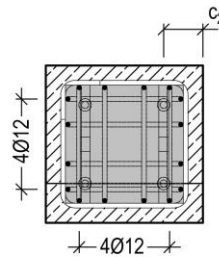
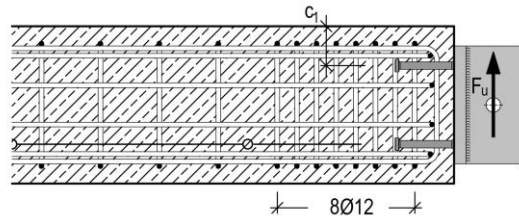


Bild A-135: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R3-2(2)

Bild A-136: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R3-2(2)

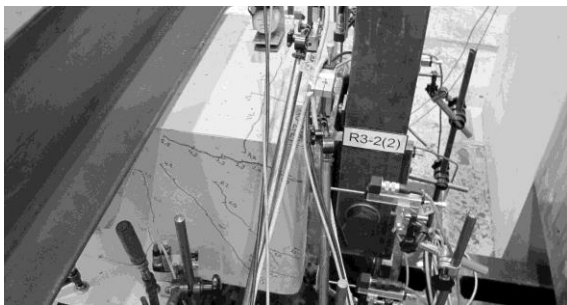


Bild A-137: Versuchsdurchführung Versuch R3-2(2)

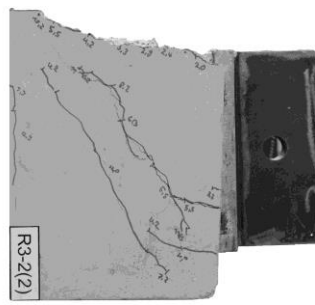


Bild A-138: Versuch R3-2(2) nach Versuchsende



Bild A-139: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

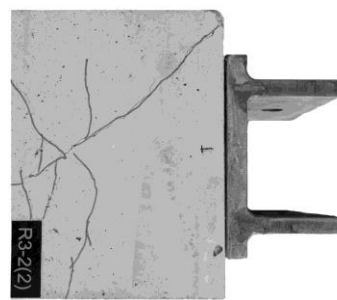


Bild A-140: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R4-1:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 32,3 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/100                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 33 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 2400 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 25 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 1100 \text{ mm}$             | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 196,8 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 mit Aktivierung der Bewehrung in der Achse der Reihe 1 ab ca. 1 mm Zylinderweg.
- Lastumlagerung und Aktivierung der Bewehrung in Reihe 2 ab ca. 4 mm Zylinderweg.
- Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.

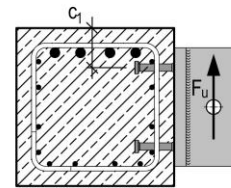
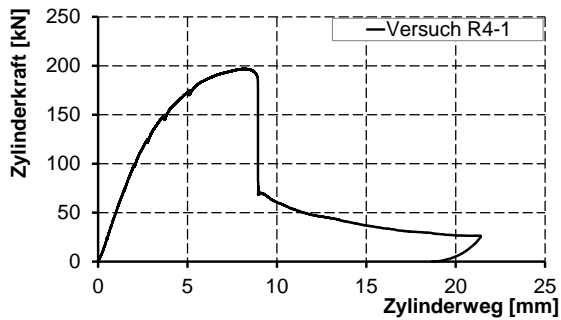
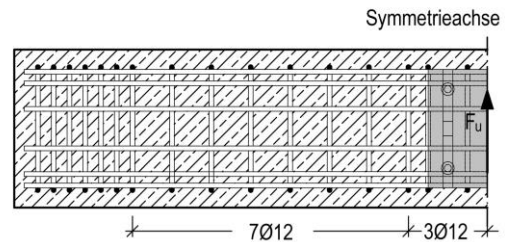


Bild A-141: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R4-1

Bild A-142: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R4-1

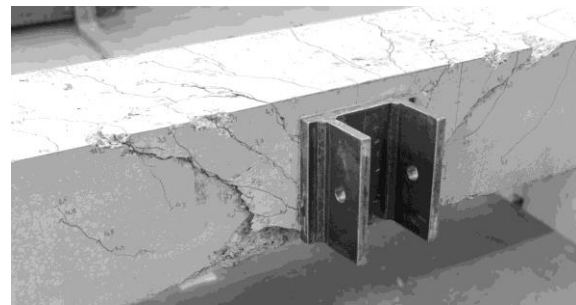
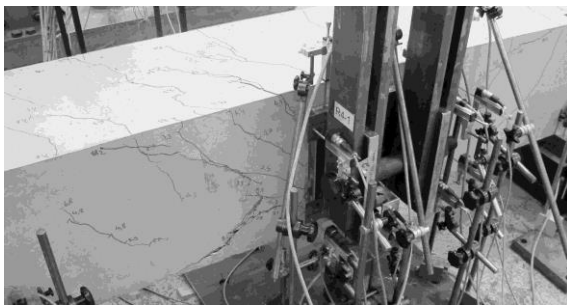


Bild A-143: Versuchsdurchführung Versuch R4-1

Bild A-144: Versuch R4-1 nach Versuchsende

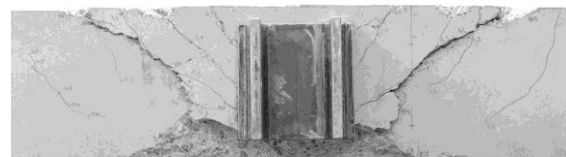
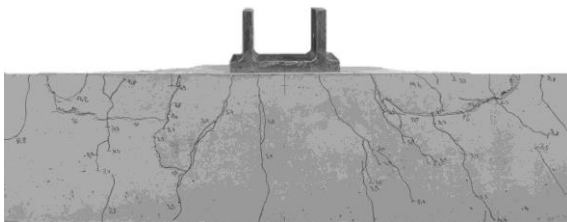


Bild A-145: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

Bild A-146: Ankerplatte von oben

**Versuch R4-2:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 31,4 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/100                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 31 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 100 \text{ mm}$              | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 160,3 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 mit Aktivierung der Bewehrung in der Achse der Reihe 1 ab ca. 3 mm Zylinderweg.
- Lastumlagerung und Aktivierung der Bewehrung in Reihe 2 ab ca. 4 mm Zylinderweg.
- Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.

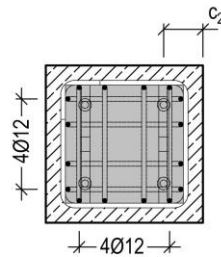
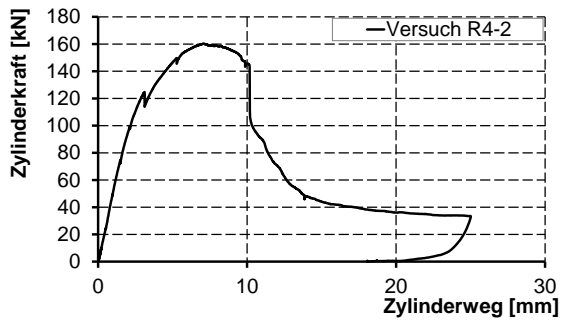
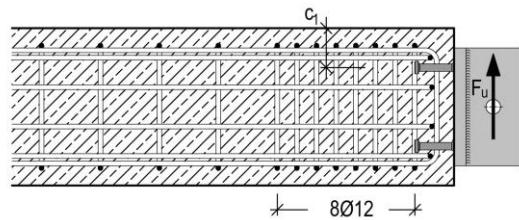


Bild A-147: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R4-2

Bild A-148: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R4-2

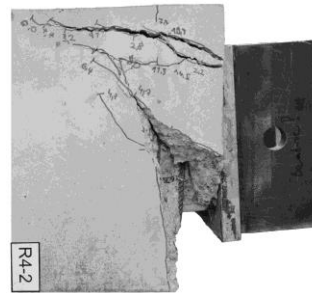
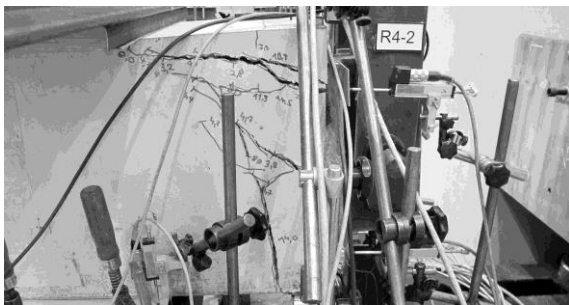


Bild A-149: Versuchsdurchführung Versuch R4-2

Bild A-150: Versuch R4-2 nach Versuchsende

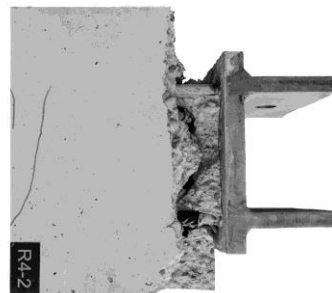
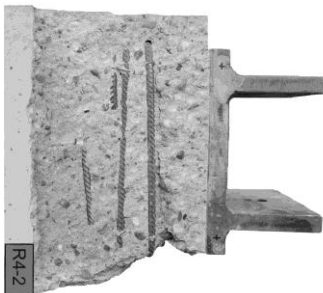


Bild A-151: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

Bild A-152: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R4-1-3:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 32,1 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/100                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 34 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 100 \text{ mm}$              | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 0 mm          |

Höchstlast:  $F_u = 298,0 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 mit Aktivierung der Bewehrung in der Achse der Reihe 1 ab ca. 3 mm Zylinderweg.
- Lastumlagerung und Aktivierung der Bewehrung in Reihe 2 ab ca. 4 mm Zylinderweg.
- Sprödes Versagen durch sukzessives Abscheren der Kopfbolzen (5,7 % Porenflächenanteil in Reihe 1).

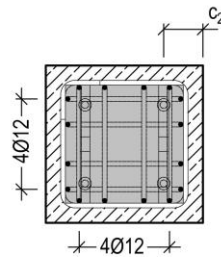
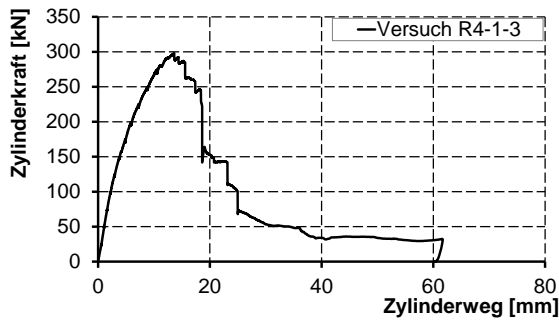
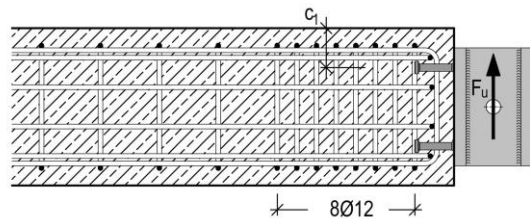


Bild A-153: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R4-1-3

Bild A-154: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R4-1-3



Bild A-155: Versuchsdurchführung Versuch R4-1-3

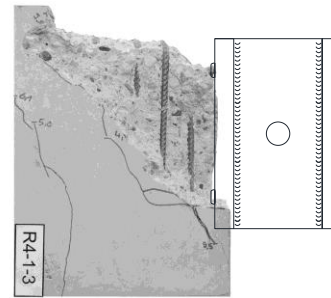


Bild A-156: Versuch R4-1-3 nach Versuchsende

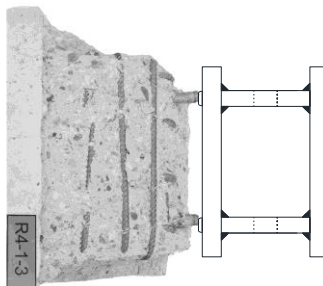


Bild A-157: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

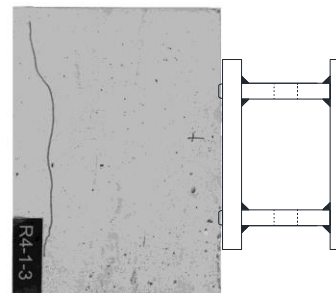


Bild A-158: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R4-2-3:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$ | SD – NF 19/100                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 35 Tage                         | $R_{p0,2} = 497 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 507 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 100 \text{ mm}$              | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 0 mm          |

Höchstlast:  $F_u = 376,1 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 mit Aktivierung der Bewehrung in der Achse der Reihe 1 ab ca. 4 mm Zylinderweg.
- Duktiles Tragverhalten durch Fließgelenkbildung in den Kopfbolzen und Betonkantenbruch ausgehend von der Kopfbolzenreihe 2.
- Entfestigung im Nachtraglastbereich.

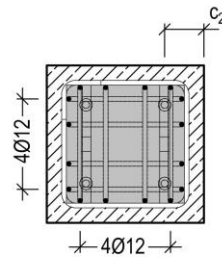
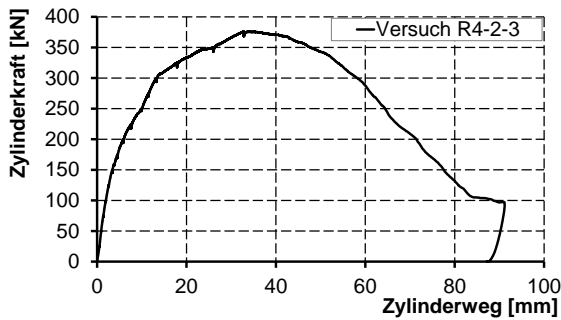
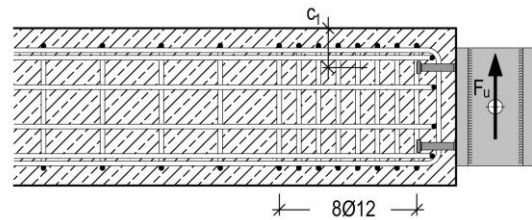


Bild A-159: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R4-2-3

Bild A-160: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R4-2-3



Bild A-161: Versuchsdurchführung Versuch R4-2-3

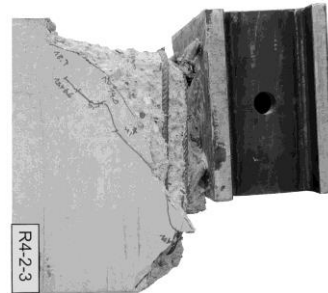


Bild A-162: Versuch R4-2-3 nach Versuchsende

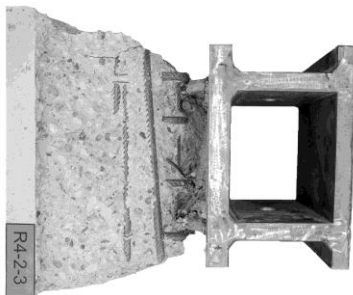


Bild A-163: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

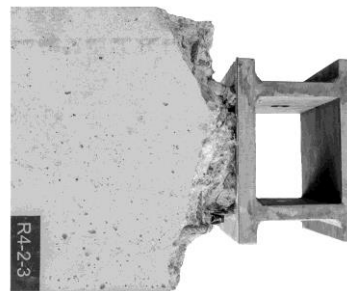


Bild A-164: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R5-1:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 33,7 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/200                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 39 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 2400 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 100 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 25 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 1100 \text{ mm}$             | $s_2 = 100 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 383,5 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 mit Aktivierung der Bewehrung in der Achse der Reihe 1 ab ca. 3 mm Zylinderweg.
- Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.
- Deutliche Torsionsbeanspruchung des Betonquerschnitts.

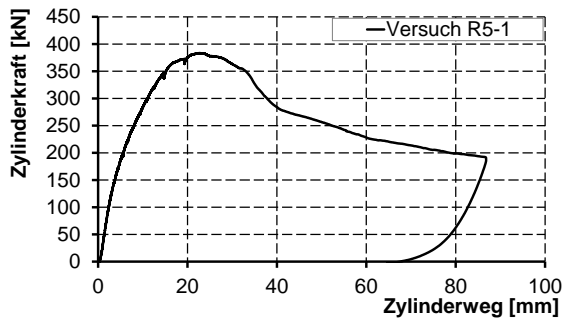


Bild A-165: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R5-1

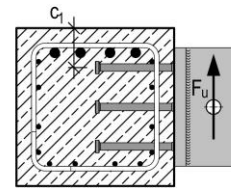
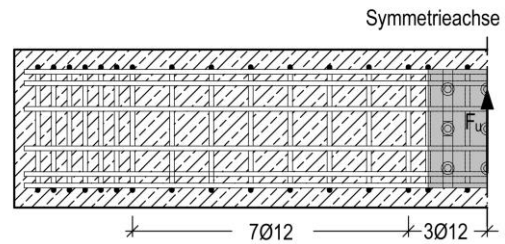


Bild A-166: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R5-1



Bild A-167: Versuchsdurchführung Versuch R5-1

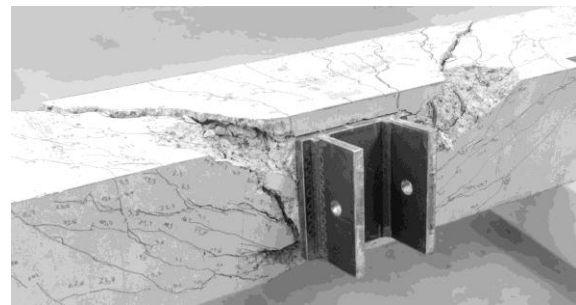


Bild A-168: Versuch R5-1 nach Versuchsende

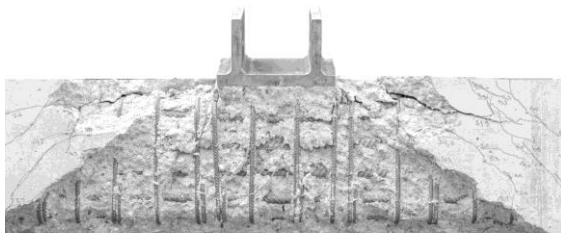


Bild A-169: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

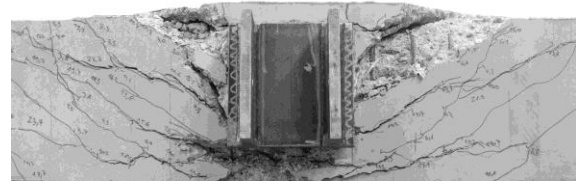


Bild A-170: Ankerplatte von oben

**Versuch R5-2:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 32,3 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/200                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 42 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 100 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 100 \text{ mm}$              | $s_2 = 100 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 396,4 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 mit Aktivierung der Bewehrung in der Achse der Reihe 1 ab ca. 4 mm Zylinderweg.
- Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite mit Entfestigung im Nachtraglastbereich.
- Elastische Verformung der Kopfbolzen.

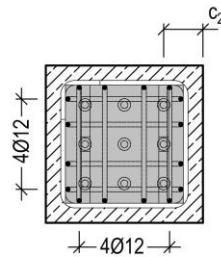
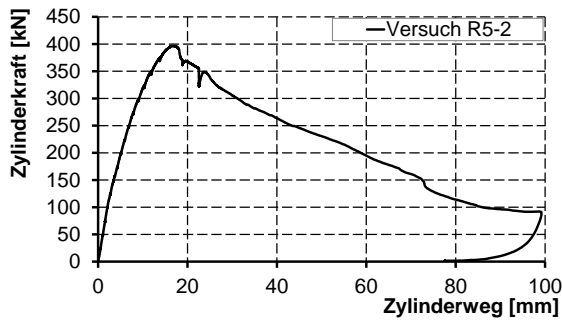
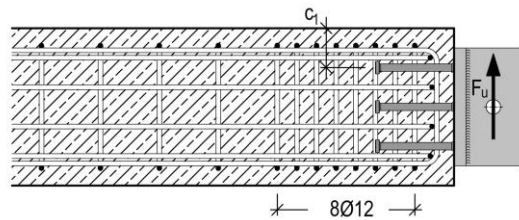


Bild A-171: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R5-2

Bild A-172: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R5-2

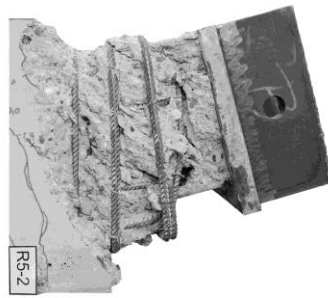


Bild A-173: Versuchsdurchführung Versuch R5-2

Bild A-174: Versuch R5-2 nach Versuchsende

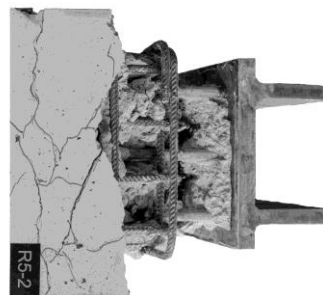


Bild A-175: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

Bild A-176: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R5-3:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 31,6 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/200                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 43 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 400 mm        |
| $c_1 = 100 \text{ mm}$              | $s_1 = 100 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 400 mm        |
| $c_2 = 100 \text{ mm}$              | $s_2 = 100 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 0 mm          |

Höchstlast:  $F_u = 683,6 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versuch mit Fixierung der Ankerplatte.
- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 ab ca. 3 mm Zylinderweg.
- Sprödes Versagen durch sukzessives Abscheren der Kopfbolzen in Reihe 1 bis Reihe 2.
- Versuch mit höherfesten Kopfbolzen mit Porenbildung (14,1 % in Reihe 3 und 25,2 % in Reihe 2).

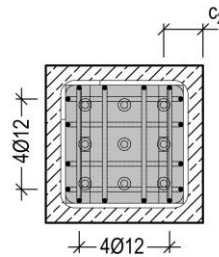
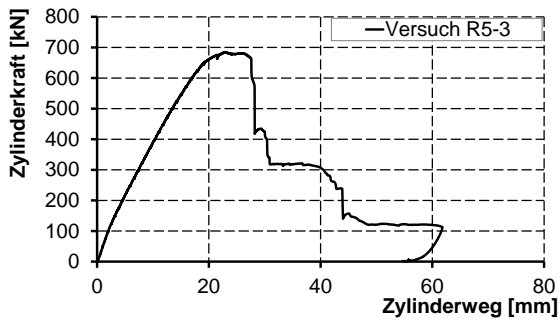
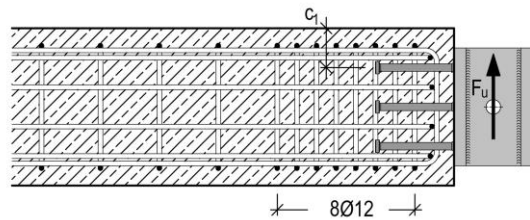


Bild A-177: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R5-3

Bild A-178: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R5-3

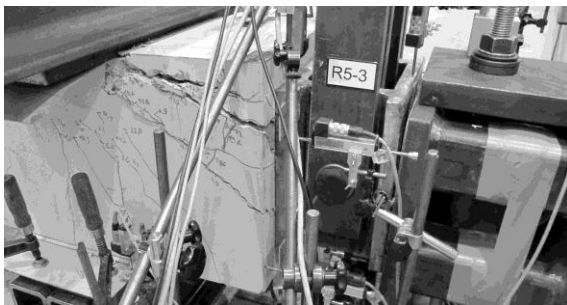


Bild A-179: Versuchsdurchführung Versuch R5-3

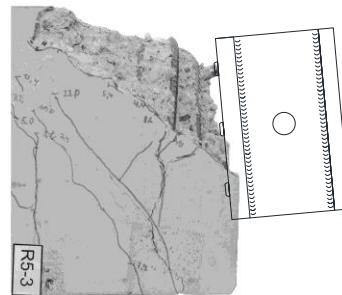


Bild A-180: Versuch R5-3 nach Versuchsende

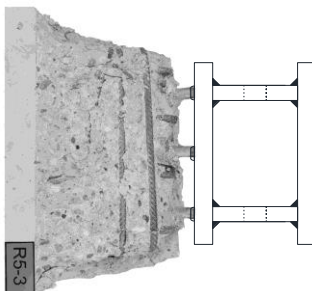


Bild A-181: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

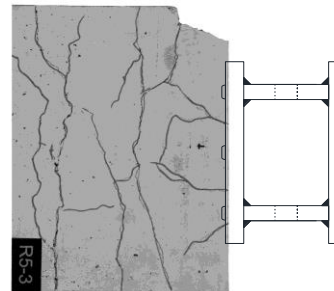


Bild A-182: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R6-1-1:**Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter     |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-----------------------|
| $f_{cm,cube} = 31,9 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen     |
| $d = 31 \text{ Tage}$               | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | $l = 2400 \text{ mm}$ |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | $b = 350 \text{ mm}$  |
| $c_1 = 75 \text{ mm}$               | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 25 \text{ mm}$ | $h = 350 \text{ mm}$  |
| $c_2 = 1100 \text{ mm}$             | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | $e = 100 \text{ mm}$  |

Höchstlast:  $F_u = 237,8 \text{ kN}$ Geometrie des Versuchskörpers:Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 ab ca. 2 mm Zylinderweg mit Umlagerung der Querlast auf Reihe 2 ab ca. 6 mm Zylinderweg.
- Versagen durch Stahlversagen bei Zug- und Querlastbeanspruchung in Reihe 2.
- Versuch mit härtesten Kopfbolzen mit geringer Duktilität aber ohne Porenbildung.

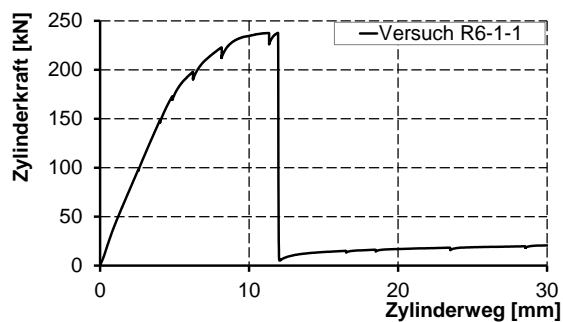


Bild A-183: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R6-1-1

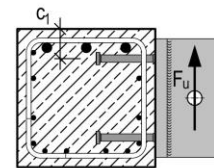
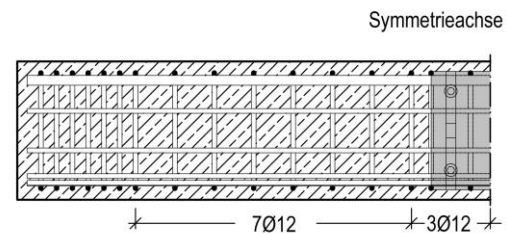


Bild A-184: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R6-1-1

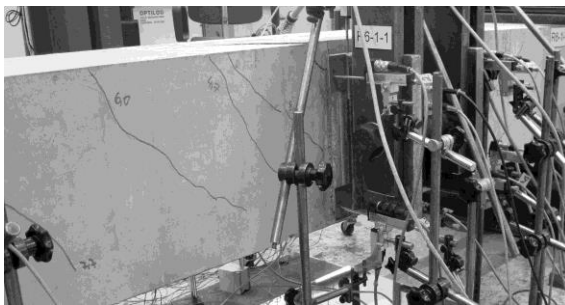


Bild A-185: Versuchsdurchführung Versuch R6-1-1

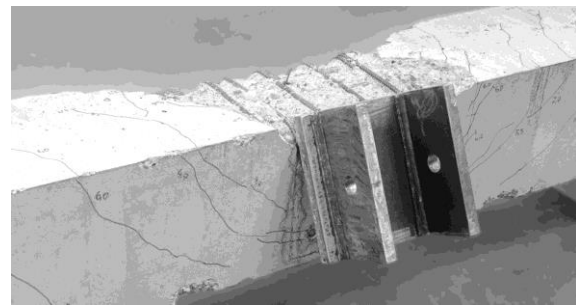


Bild A-186: Versuch R6-1-1 nach Versuchsende

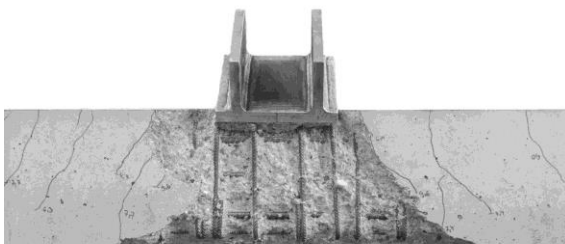


Bild A-187: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

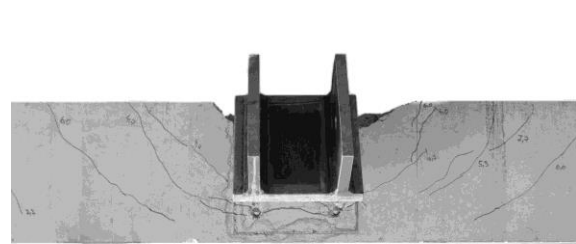


Bild A-188: Ankerplatte von oben

**Versuch R6-2-1:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 73,5 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 40 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 2400 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 600 mm        |
| $c_1 = 200 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 25 \text{ mm}$ | h = 600 mm        |
| $c_2 = 1100 \text{ mm}$             | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 477,0 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Gleichmäßige Bildung von Betonkantenbrüchen ausgehend von Reihe 1 und Reihe 2 mit Aktivierung der Bewehrung ab ca. 3 mm Zylinderweg.
- Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.
- Entfestigung im Nachtraglastbereich.

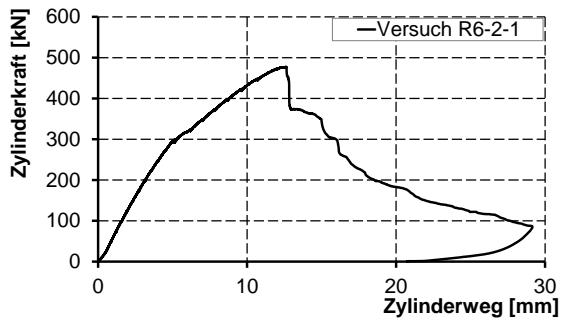


Bild A-189: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R6-2-1

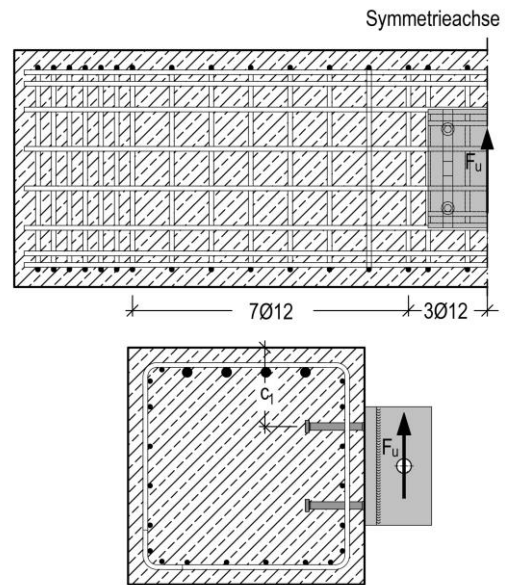


Bild A-190: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R6-2-1



Bild A-191: Versuchsdurchführung Versuch R6-2-1

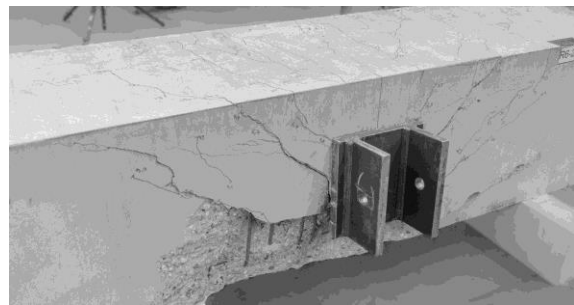


Bild A-192: Versuch R6-2-1 nach Versuchsende

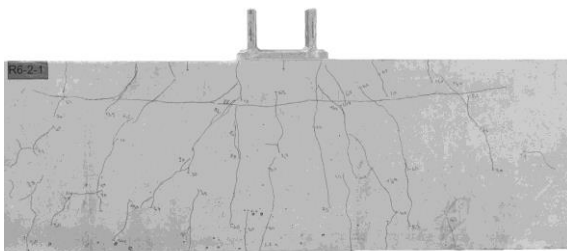


Bild A-193: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

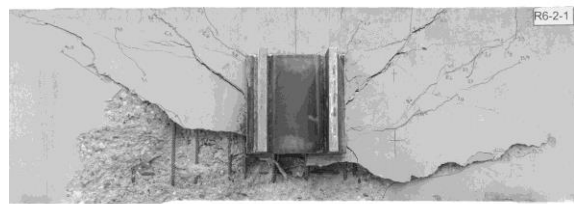


Bild A-194: Ankerplatte von oben

**Versuch R6-1-2:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 30,4 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 27 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 350 mm        |
| $c_1 = 75 \text{ mm}$               | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 350 mm        |
| $c_2 = 75 \text{ mm}$               | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 212,8 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 ab ca. 2 mm Zylinderweg mit Umlagerung der Querlast auf Reihe 2.
- Versagen durch Stahlversagen bei Zug- und Querlastbeanspruchung in Reihe 2.
- Versuch mit härtesten Kopfbolzen mit Porenbildung (9,15% Porenanteil in Reihe 2).

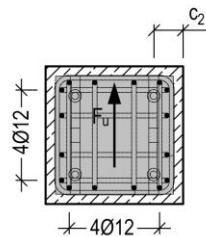
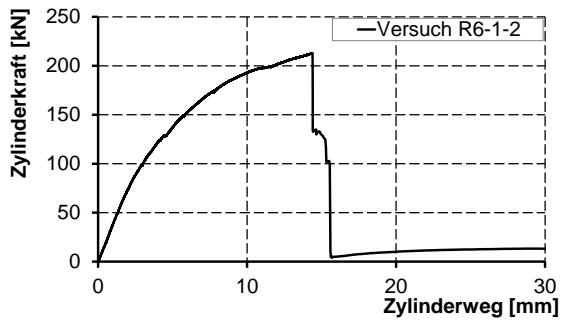
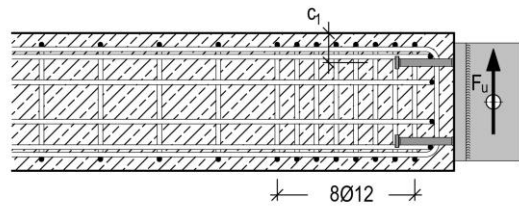


Bild A-195: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R6-1-2

Bild A-196: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R6-1-2



Bild A-197: Versuchsdurchführung Versuch R6-1-2

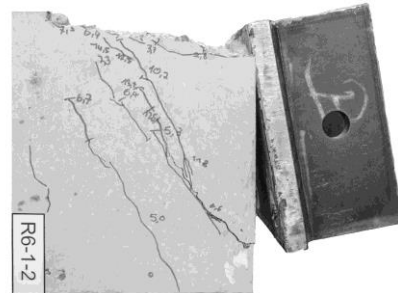


Bild A-198: Versuch R6-1-2 nach Versuchsende



Bild A-199: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

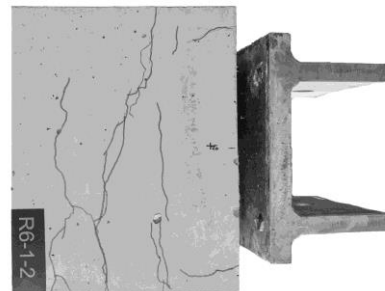


Bild A-200: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R6-2-2:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 64,7 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 44 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 600 mm        |
| $c_1 = 200 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 600 mm        |
| $c_2 = 200 \text{ mm}$              | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 100 mm        |

Höchstlast:  $F_u = 414,7 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Gleichmäßige Bildung von Betonkantenbrüchen ausgehend von Reihe 1 und Reihe 2 mit Aktivierung der Bewehrung ab ca. 3 mm Zylinderweg.
- Anfängliches Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite allerdings Stahlversagen auf Grund der Porenbildung in Reihe 2 (11,86% Porenanteil in der Reihe 2).

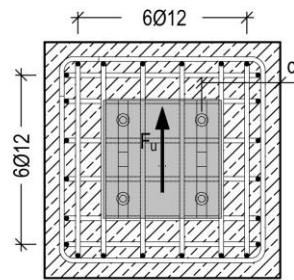
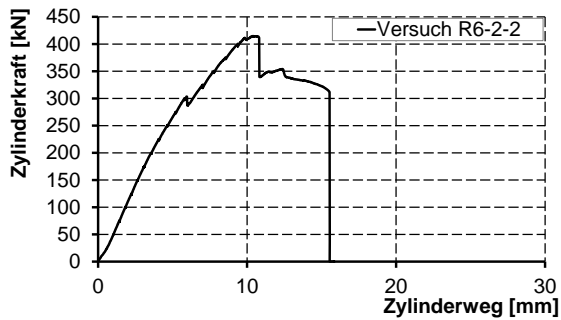
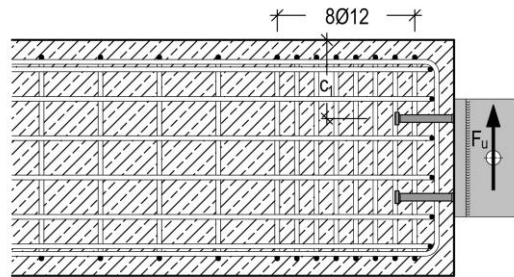


Bild A-201: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R6-2-2

Bild A-202: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R6-2-2

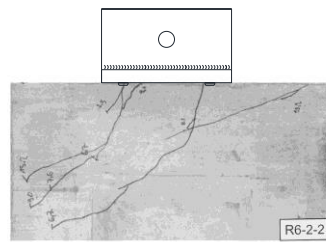
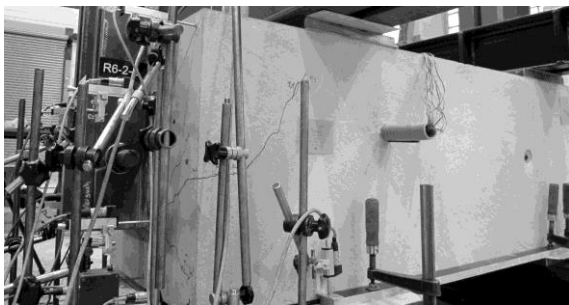


Bild A-203: Versuchsdurchführung Versuch R6-2-2

Bild A-204: Versuch R6-2-2 nach Versuchsende

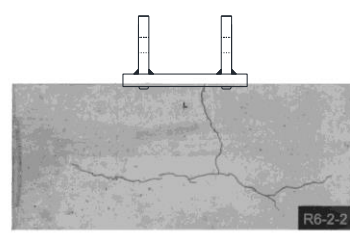
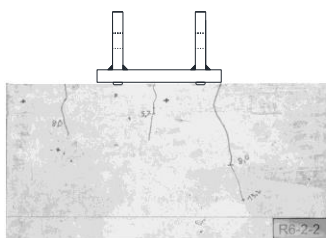


Bild A-205: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

Bild A-206: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R6-1-3:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 30,6 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 28 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 350 mm        |
| $c_1 = 75 \text{ mm}$               | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 350 mm        |
| $c_2 = 75 \text{ mm}$               | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 0 mm          |

Höchstlast:  $F_u = 302,3 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Versuch mit Fixierung der Ankerplatte.
- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 Versuchsbeginn mit Umlagerung der Querlast.
- Sprödes Versagen durch sukzessives Abscheren der Kopfbolzen in Reihe 1 und in Reihe 2.
- Versuch mit höherfesten Kopfbolzen mit Porenbildung (5,5 % in Reihe 1).

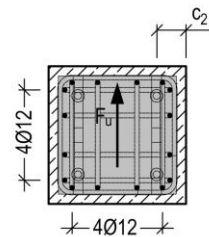
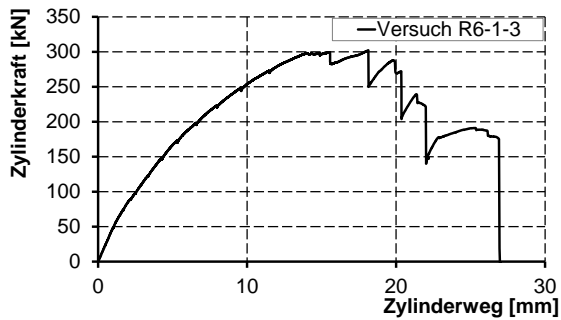
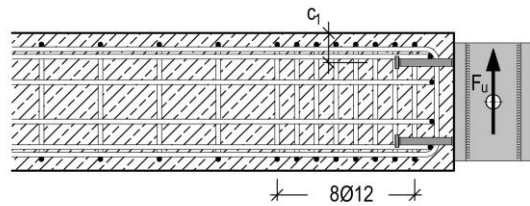


Bild A-207: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R6-1-3

Bild A-208: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R6-1-3



Bild A-209: Versuchsdurchführung Versuch R6-1-3

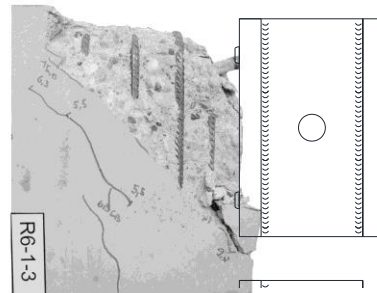


Bild A-210: Versuch R6-1-3 nach Versuchsende

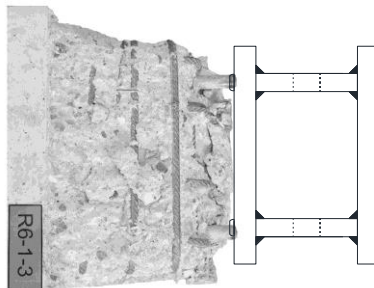


Bild A-211: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

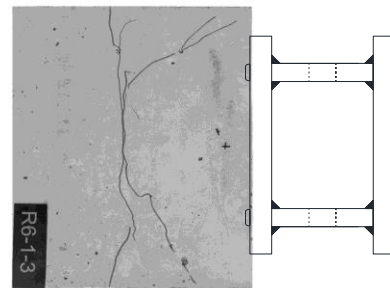


Bild A-212: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R6-2-3:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 65,0 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/150                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 45 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 600 mm        |
| $c_1 = 200 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 600 mm        |
| $c_2 = 200 \text{ mm}$              | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 0 mm          |

Höchstlast:  $F_u = 634,2 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Gleichmäßige Bildung von Betonkantenbrüchen ausgehend von Reihe 1 und Reihe 2 mit Aktivierung der Bewehrung ab ca. 4 mm Zylinderweg.
- Versagen durch Abscheren der Kopfbolzen.
- Versuch mit härtesten Kopfbolzen mit geringer Duktilität aber ohne Porenbildung.

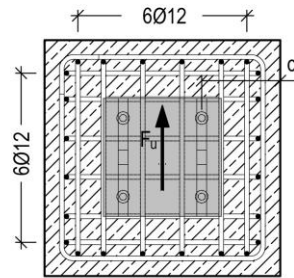
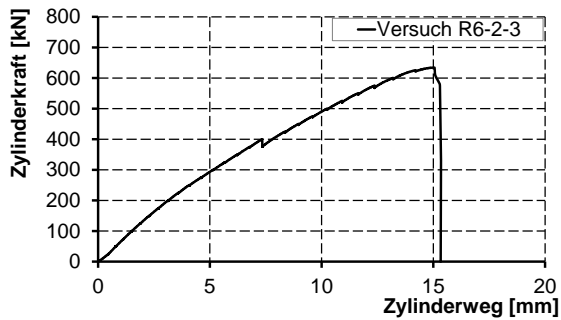
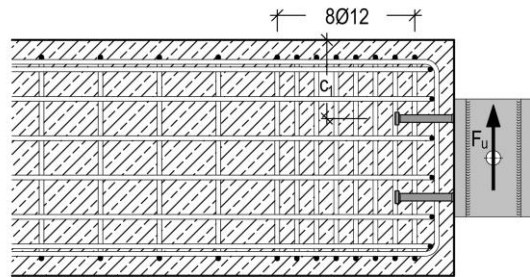


Bild A-213: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R6-2-3

Bild A-214: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R6-2-3

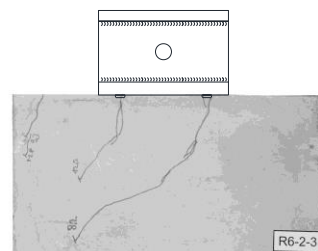
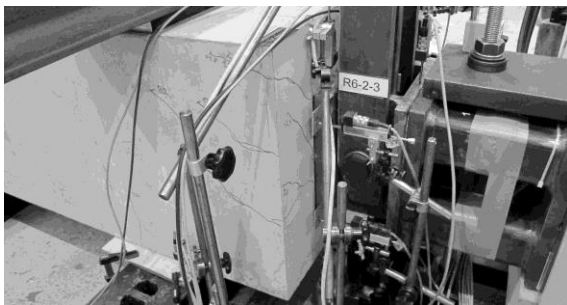


Bild A-215: Versuchsdurchführung Versuch R6-2-3

Bild A-216: Versuch R6-2-3 nach Versuchsende

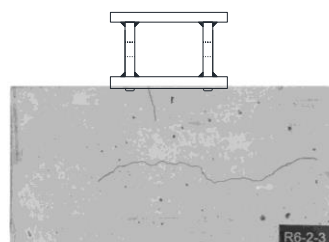
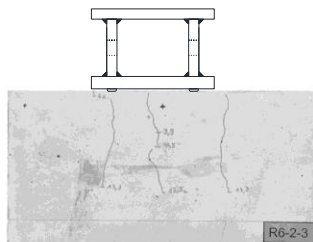


Bild A-217: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

Bild A-218: Ansicht von der lastabgewandten Seite

**Versuch R6-3-3:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 67,0 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/200                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 50 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 35 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 350 mm        |
| $c_1 = 75 \text{ mm}$               | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 350 mm        |
| $c_2 = 75 \text{ mm}$               | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 0 mm          |

Höchstlast:  $F_u = 351,0 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 1 ab ca. 3 mm Zylinderweg mit Umlagerung der Querlast auf Reihe 2 ab ca. 5 mm Zylinderweg.
- Sprödes Versagen durch sukzessives Abscheren der Kopfbolzen in Reihe 1 und in Reihe 2.
- Versuch mit höherfesten Kopfbolzen ohne Porenbildung.

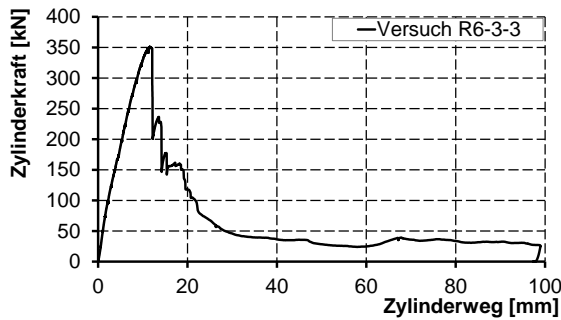
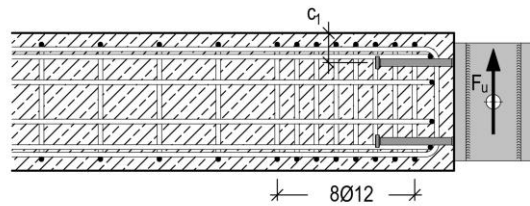


Bild A-219: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R6-3-3

Bild A-220: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R6-3-3

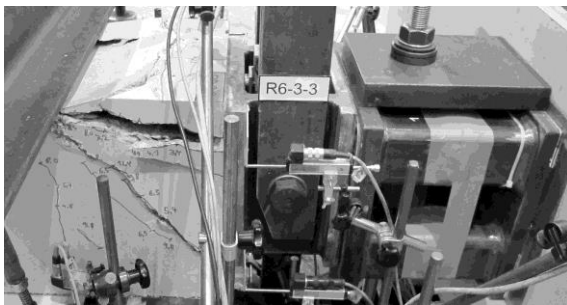


Bild A-221: Versuchsdurchführung Versuch R6-3-3

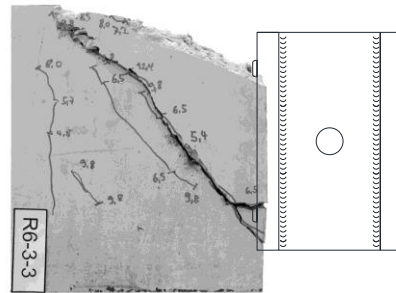


Bild A-222: Versuch R6-3-3 nach Versuchsende

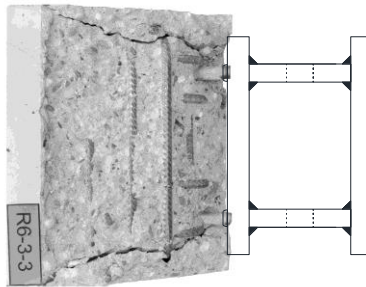


Bild A-223: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

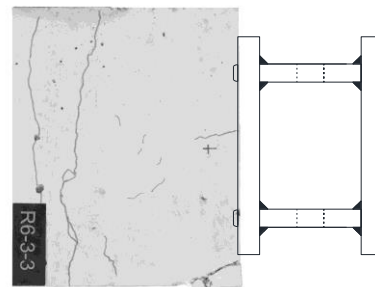


Bild A-224: Ankerplatte von oben

**Versuch R6-4-3:**

Materialdaten:

| Beton                               | Kopfbolzen                      | Ankerplatte                             | Bewehrungsstahl                                   | Weitere Parameter |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|---|-------------------|
| $f_{cm,cube} = 66,2 \text{ N/mm}^2$ | SD – HF 18/200                  | S355 J2                                 | BSt 500 B   | Beton: ungerissen |
| d = 49 Tage                         | $R_{p0,2} = 680 \text{ N/mm}^2$ | $R_{p0,2} = 407 \text{ N/mm}^2$         | $R_{p0,2} = 535 \text{ N/mm}^2$                   | l = 1550 mm       |
| $c_{nom} = 50 \text{ mm}$           | $R_m = 797 \text{ N/mm}^2$      | $R_m = 549 \text{ N/mm}^2$              | $R_m = 615 \text{ N/mm}^2$                        | b = 600 mm        |
| $c_1 = 200 \text{ mm}$              | $s_1 = 200 \text{ mm}$          | $l_a \text{ und } b_a = 300 \text{ mm}$ | $\varnothing \text{ Stabb.} = 12 / 20 \text{ mm}$ | h = 600 mm        |
| $c_2 = 200 \text{ mm}$              | $s_2 = 200 \text{ mm}$          | $d_a = 30 \text{ mm}$                   | $\varnothing \text{ Bügel} = 12 \text{ mm}$       | e = 0 mm          |

Höchstlast:  $F_u = 621,3 \text{ kN}$

Geometrie des Versuchskörpers:

Beurteilung des Tragverhaltens:

- Gleichmäßige Bildung von Betonkantenbrüchen ausgehend von Reihe 1 und Reihe 2 mit Aktivierung der Bewehrung ab ca. 4 mm Zylinderweg.
- Versagen durch Abscheren der höherfesten Kopfbolzen mit geringer ohne Porenbildung.
- Geringer Einfluss der Kopfbolzenlänge auf das Tragverhalten im Vergleich zum Versuch R6-2-3.

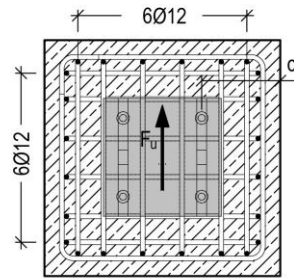
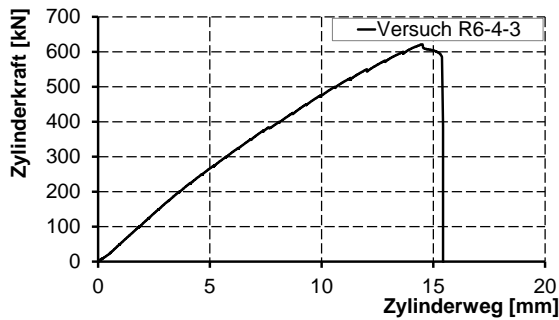
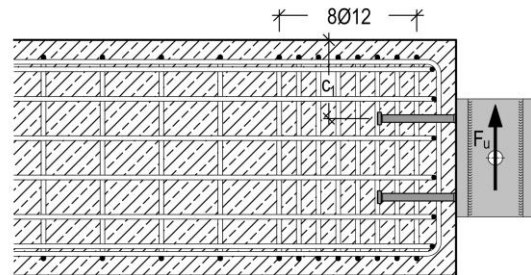


Bild A-225: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs R6-4-3

Bild A-226: Schematischer Bewehrungsplan des Versuchskörpers R6-4-3

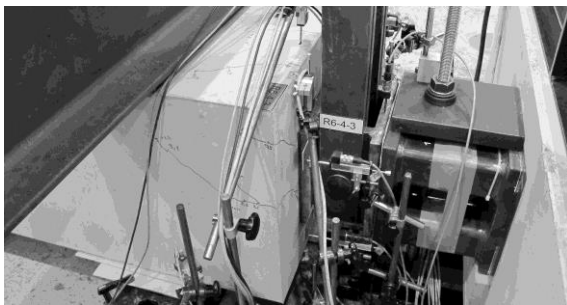


Bild A-227: Versuchsdurchführung Versuch R6-4-3

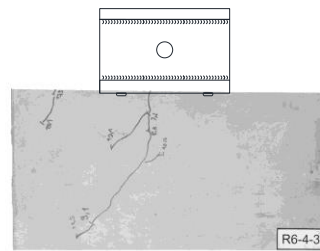


Bild A-228: Versuch R6-4-3 nach Versuchsende

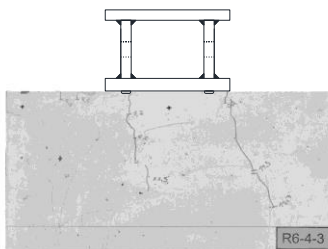


Bild A-229: Betonkantenbruch vor der Ankerplatte

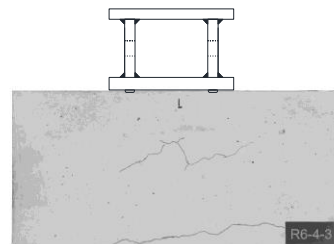


Bild A-230: Ankerplatte von oben

## B DOKUMENTATION DER PARAMETEREINSTELLUNGEN UND DER ERGEBNISSE DER NUMERISCHEN UNTERSUCHUNGEN

### B.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Parametereinstellungen sowie die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen dokumentiert. Aufbauend auf der Modellentwicklung nach *Mishaxhiu (2015)*, *Bernhart (2016)*, *Markovic (2017)*, *Messner (2017)*, *Schumacher (2017)* und *Ziwes (2018)* wurden für die Nachrechnung der Versuche die Modelle überarbeitet sowie weiter vereinheitlicht. Zudem wurden weiterführende Parameterstudien durchgeführt, die im Folgenden dokumentiert sind.

### B.2 Numerische Untersuchungen zu randnahen oder liegenden Kopfbolzen

| Nr.   | Bez.        | Geometrische Parameter |                     |                  |                      | Numerische Einstellungen sowie Materialkennwerte |                               |                            |                               |                            |                               |                            |             | Höchstlast im Versuch [kN] | Höchstlast mit Symmetrie [kN] | $F_{u,FE}/F_{u,Versuch}$ |
|-------|-------------|------------------------|---------------------|------------------|----------------------|--|-------------------------------|----------------------------|-------------------------------|----------------------------|-------------------------------|----------------------------|-------------|----------------------------|-------------------------------|--------------------------|
|       |             |                        |                     |                  |                      | Beton  |                               | Kopfbolzen                 |                               | Bewehrung                  |                               | Ankerplatte                |             |                            |                               |                          |
|       |             | Einbindlänge [mm]      | Bewehrungsgrad [mm] | Randabstand [mm] | Kopfbolzenanzahl [-] | Modellierung <sup>o)</sup>                       | Material [N/mm <sup>2</sup> ] | Modellierung <sup>o)</sup> | Material [N/mm <sup>2</sup> ] | Modellierung <sup>o)</sup> | Material [N/mm <sup>2</sup> ] | Modellierung <sup>o)</sup> | Reibung [-] |                            |                               |                          |
| $h_n$ | $\emptyset$ | c                      | n                   | -                | $f_{c,m}$            | -  | $R_m$                         | -                          | $R_m$                         | -                          | $\mu$                         | $F_{u,V}$                  | $F_{u,FE}$  | -                          |                               |                          |
| 1     | R-01        | 125                    | 2Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 35,2                          | BL                         | 532                           | TL                         | 634                           | L                          | 0,2         | 306,1                      | 327,0                         | 1,07                     |
| 2     | R-02        | 125                    | 4Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 35,2                          | BL                         | 532                           | TL                         | 634                           | L                          | 0,2         | 434,6                      | 385,7                         | 0,89                     |
| 3     | R-03        | 125                    | 2Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 35,7                          | BL                         | 535                           | TL                         | 634                           | L                          | 0,2         | 448,8                      | 474,5                         | 1,06                     |
| 4     | R-04        | 125                    | 4Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 35,7                          | BL                         | 535                           | TL                         | 634                           | L                          | 0,2         | 550,8                      | 540,8                         | 0,98                     |
| 5     | R-05        | 200                    | 2Ø10                | 150              | 4                    | MP   | 36,3                          | BL                         | 535                           | TL                         | 634                           | L                          | 0,2         | 484,2                      | 508,3                         | 1,05                     |
| 6     | R-06        | 200                    | 4Ø10                | 150              | 4                    | MP   | 36,3                          | BL                         | 535                           | TL                         | 634                           | L                          | 0,2         | 562,9                      | 552,0                         | 0,98                     |
| 7     | P-01-1      | 125                    | 2Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 28                            | BL                         | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 283,2                         | -                        |
| 8     | P-02-1      | 125                    | 4Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 28                            | BL                         | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 323,3                         | -                        |
| 9     | P-03-1      | 125                    | 2Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 28                            | BL                         | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 406,5                         | -                        |
| 10    | P-04-1      | 125                    | 4Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 28                            | BL                         | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 405,8                         | -                        |
| 11    | P-05-1      | 200                    | 2Ø10                | 150              | 4                    | MP   | 28                            | BL                         | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 404,8                         | -                        |
| 12    | P-06-1      | 200                    | 4Ø10                | 150              | 4                    | MP   | 28                            | BL                         | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 405,6                         | -                        |
| 13    | P-01-2      | 125                    | 2Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 28                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 284,1                         | -                        |
| 14    | P-02-2      | 125                    | 4Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 28                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 322,6                         | -                        |
| 15    | P-03-2      | 125                    | 2Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 28                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 421,8                         | -                        |
| 16    | P-04-2      | 125                    | 4Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 28                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 593,4                         | -                        |
| 17    | P-05-2      | 200                    | 2Ø10                | 150              | 4                    | MP   | 28                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 470,0                         | -                        |
| 18    | P-06-2      | 200                    | 4Ø10                | 150              | 4                    | MP   | 28                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 622,1                         | -                        |
| 19    | P-01-3      | 125                    | 2Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 344,0                         | -                        |
| 20    | P-02-3      | 125                    | 4Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 409,7                         | -                        |
| 21    | P-03-3      | 125                    | 2Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 489,0                         | -                        |
| 22    | P-04-3      | 125                    | 4Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 690,2                         | -                        |
| 23    | P-05-3      | 200                    | 2Ø10                | 150              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 500,9                         | -                        |
| 24    | P-06-3      | 200                    | 4Ø10                | 150              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 736,4                         | -                        |
| 25    | P-01-4      | 125                    | 2Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 58                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 405,0                         | -                        |
| 26    | P-02-4      | 125                    | 4Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 58                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 499,0                         | -                        |
| 27    | P-03-4      | 125                    | 2Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 58                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 477,4                         | -                        |
| 28    | P-04-4      | 125                    | 4Ø10                | 125              | 4                    | MP   | 58                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 808,2                         | -                        |
| 29    | P-05-4      | 200                    | 2Ø10                | 150              | 4                    | MP   | 58                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 519,0                         | -                        |
| 30    | P-06-4      | 200                    | 4Ø10                | 150              | 4                    | MP   | 58                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 874,6                         | -                        |
| 31    | P-01-5      | 125                    | -                   | 125              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 244,0                         | -                        |
| 32    | P-02-5      | 125                    | -                   | 125              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 245,0                         | -                        |
| 33    | P-03-5      | 125                    | -                   | 125              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 267,0                         | -                        |
| 34    | P-04-5      | 125                    | -                   | 125              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 268,0                         | -                        |
| 35    | P-05-5      | 200                    | -                   | 150              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 302,0                         | -                        |
| 36    | P-06-5      | 200                    | -                   | 150              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 301,0                         | -                        |
| 37    | P-01-6      | 125                    | 2Ø8                 | 125              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 320,9                         | -                        |
| 38    | P-02-6      | 125                    | 4Ø8                 | 125              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 379,4                         | -                        |
| 39    | P-03-6      | 125                    | 2Ø8                 | 125              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 434,8                         | -                        |
| 40    | P-04-6      | 125                    | 4Ø8                 | 125              | 4                    | MP   | 38                            | L                          | 470                           | TL                         | 540                           | L                          | 0,2         | -                          | 581,9                         | -                        |

B.2 Dokumentation der Parametereinstellungen und der Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

|     |         |     |      |     |   |    |    |    |     |    |     |   |     |   |        |   |
|-----|---------|-----|------|-----|---|----|----|----|-----|----|-----|---|-----|---|--------|---|
| 41  | P-05-6  | 200 | 2Ø8  | 150 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 439,1  | - |
| 42  | P-06-6  | 200 | 4Ø8  | 150 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 637,6  | - |
| 43  | P-01-7  | 125 | 2Ø12 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 352,4  | - |
| 44  | P-02-7  | 125 | 4Ø12 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 410,2  | - |
| 45  | P-03-7  | 125 | 2Ø12 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 527,4  | - |
| 46  | P-04-7  | 125 | 4Ø12 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 722,6  | - |
| 47  | P-05-7  | 200 | 2Ø12 | 150 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 553,3  | - |
| 48  | P-06-7  | 200 | 4Ø12 | 150 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 787,0  | - |
| 49  | P-01-8  | 125 | 2Ø14 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 361,3  | - |
| 50  | P-02-8  | 125 | 4Ø14 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 418,6  | - |
| 51  | P-03-8  | 125 | 2Ø14 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 559,0  | - |
| 52  | P-04-8  | 125 | 4Ø14 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 781,9  | - |
| 53  | P-05-8  | 200 | 2Ø14 | 150 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 585,9  | - |
| 54  | P-06-8  | 200 | 4Ø14 | 150 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 894,6  | - |
| 55  | P-01-9  | 125 | 2Ø16 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 369,0  | - |
| 56  | P-02-9  | 125 | 4Ø16 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 431,7  | - |
| 57  | P-03-9  | 125 | 2Ø16 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 568,3  | - |
| 58  | P-04-9  | 125 | 4Ø16 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 848,9  | - |
| 59  | P-05-9  | 200 | 2Ø16 | 150 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 610,8  | - |
| 60  | P-06-9  | 200 | 4Ø16 | 150 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 982,7  | - |
| 61  | P-01-10 | 125 | 2Ø20 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 378,7  | - |
| 62  | P-02-10 | 125 | 4Ø20 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 452,3  | - |
| 63  | P-03-10 | 125 | 2Ø20 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 577,3  | - |
| 64  | P-04-10 | 125 | 4Ø20 | 125 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 903,5  | - |
| 65  | P-05-10 | 200 | 2Ø20 | 150 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 622,8  | - |
| 66  | P-06-10 | 200 | 4Ø20 | 150 | 4 | MP | 38 | L  | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 1005,9 | - |
| 67  | P-07-1  | 100 | 4Ø10 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 48,5   | - |
| 68  | P-08-1  | 100 | 4Ø10 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 46,4   | - |
| 69  | P-09-1  | 150 | 4Ø10 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 104,3  | - |
| 70  | P-10-1  | 150 | 4Ø10 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 102,6  | - |
| 71  | P-11-1  | 200 | 4Ø10 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 134,2  | - |
| 72  | P-12-1  | 200 | 4Ø10 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 143,1  | - |
| 73  | P-07-2  | 100 | 4Ø10 | 125 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 57,0   | - |
| 74  | P-08-2  | 100 | 4Ø10 | 150 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 53,1   | - |
| 75  | P-09-2  | 150 | 4Ø10 | 125 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 131,9  | - |
| 76  | P-10-2  | 150 | 4Ø10 | 150 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 130,5  | - |
| 77  | P-11-2  | 200 | 4Ø10 | 125 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 149,5  | - |
| 78  | P-12-2  | 200 | 4Ø10 | 150 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 178,5  | - |
| 79  | P-07-3  | 100 | 4Ø10 | 125 | 1 | MP | 58 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 72,5   | - |
| 80  | P-08-3  | 100 | 4Ø10 | 150 | 1 | MP | 58 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 71,2   | - |
| 81  | P-09-3  | 150 | 4Ø10 | 125 | 1 | MP | 58 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 151,1  | - |
| 82  | P-10-3  | 150 | 4Ø10 | 150 | 1 | MP | 58 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 147,2  | - |
| 83  | P-11-3  | 200 | 4Ø10 | 125 | 1 | MP | 58 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 160,9  | - |
| 84  | P-12-3  | 200 | 4Ø10 | 150 | 1 | MP | 58 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 166,1  | - |
| 85  | P-07-4  | 100 | -    | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 42,306 | - |
| 86  | P-08-4  | 100 | -    | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 42,712 | - |
| 87  | P-09-4  | 150 | -    | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 58,162 | - |
| 88  | P-10-4  | 150 | -    | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 61,87  | - |
| 89  | P-11-4  | 200 | -    | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 60,858 | - |
| 90  | P-12-4  | 200 | -    | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 68,192 | - |
| 91  | P-07-5  | 100 | 2Ø10 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 43,566 | - |
| 92  | P-08-5  | 100 | 2Ø10 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 44,1   | - |
| 93  | P-09-5  | 150 | 2Ø10 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 75,5   | - |
| 94  | P-10-5  | 150 | 2Ø10 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 73,2   | - |
| 95  | P-11-5  | 200 | 2Ø10 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 79,2   | - |
| 96  | P-12-5  | 200 | 2Ø10 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 82,2   | - |
| 97  | P-07-6  | 100 | 2Ø12 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 43,9   | - |
| 98  | P-08-6  | 100 | 2Ø12 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 44,3   | - |
| 99  | P-09-6  | 150 | 2Ø12 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 78,3   | - |
| 100 | P-10-6  | 150 | 2Ø12 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 76,8   | - |
| 101 | P-11-6  | 200 | 2Ø12 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 85,2   | - |
| 102 | P-12-6  | 200 | 2Ø12 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 88,0   | - |
| 103 | P-07-7  | 100 | 4Ø12 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 50,1   | - |
| 104 | P-08-7  | 100 | 4Ø12 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 48,3   | - |
| 105 | P-09-7  | 150 | 4Ø12 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 104,5  | - |
| 106 | P-10-7  | 150 | 4Ø12 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 102,2  | - |
| 107 | P-11-7  | 200 | 4Ø12 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 117,3  | - |
| 108 | P-12-7  | 200 | 4Ø12 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 140,5  | - |
| 109 | P-07-8  | 100 | 2Ø16 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 44,502 | - |
| 110 | P-08-8  | 100 | 2Ø16 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 44,516 | - |
| 111 | P-09-8  | 150 | 2Ø16 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 83,6   | - |

|     |         |     |      |     |   |    |    |    |     |    |     |   |     |   |        |   |
|-----|---------|-----|------|-----|---|----|----|----|-----|----|-----|---|-----|---|--------|---|
| 112 | P-10-8  | 150 | 2Ø16 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 82,31  | - |
| 113 | P-11-8  | 200 | 2Ø16 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 91,2   | - |
| 114 | P-12-8  | 200 | 2Ø16 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 88,84  | - |
| 115 | P-07-9  | 100 | 4Ø16 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 52,0   | - |
| 116 | P-08-9  | 100 | 4Ø16 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 50,682 | - |
| 117 | P-09-9  | 150 | 4Ø16 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 110,27 | - |
| 118 | P-10-9  | 150 | 4Ø16 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 109,32 | - |
| 119 | P-11-9  | 200 | 4Ø16 | 125 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 138,9  | - |
| 120 | P-12-9  | 200 | 4Ø16 | 150 | 1 | MP | 28 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 140,6  | - |
| 121 | P-07-10 | 100 | -    | 125 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 49,432 | - |
| 122 | P-08-10 | 100 | -    | 150 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 50,184 | - |
| 123 | P-09-10 | 150 | -    | 125 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 63,2   | - |
| 124 | P-10-10 | 150 | -    | 150 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 61,158 | - |
| 125 | P-11-10 | 200 | -    | 125 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 68,21  | - |
| 126 | P-12-10 | 200 | -    | 150 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 68,738 | - |
| 127 | P-07-11 | 100 | 4Ø12 | 125 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 58,62  | - |
| 128 | P-08-11 | 100 | 4Ø12 | 150 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 53,274 | - |
| 129 | P-09-11 | 150 | 4Ø12 | 125 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 128,2  | - |
| 130 | P-10-11 | 150 | 4Ø12 | 150 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 125,21 | - |
| 131 | P-11-11 | 200 | 4Ø12 | 125 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 152,63 | - |
| 132 | P-12-11 | 200 | 4Ø12 | 150 | 1 | MP | 38 | BL | 470 | TL | 540 | L | 0,2 | - | 172,31 | - |

°) MP = Microplane Materialmodell, L = Linear-elastische Modellierung, BL = Bilineare Modellierung mit Abbruchkriterium, TL = Trilineare Modellierung mit Verfestigung

### B.3 Numerische Untersuchungen zu großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung

| Nr. | Bez.     | Geometrische Parameter |                        |                   |                     | Numerische Einstellungen sowie Materialkennwerte |                               |                 |                               |                 |                               |                 |                               |                  |                   | Höchstlast im Versuch [kN] | Höchstlast mit Symmetrie [kN] | F <sub>u,FE</sub> /F <sub>u,Versuch</sub> |
|-----|----------|------------------------|------------------------|-------------------|---------------------|--|-------------------------------|-----------------|-------------------------------|-----------------|-------------------------------|-----------------|-------------------------------|------------------|-------------------|----------------------------|-------------------------------|---|
|     |          | Exzentrizität [mm]     | Ankerplattendicke [mm] | Einbindlänge [mm] | Bewehrungsgrad [mm] | Beton  |                               | Kopfbolzen      |                               | Bewehrung       |                               | Ankerplatte     |                               | Profil           |                   |                            |                               |   |
|     |          |                        |                        |                   |                     | Modellierung °)                                  | Material [N/mm <sup>2</sup> ] | Modellierung °) | Material [N/mm <sup>2</sup> ] | Modellierung °) | Material [N/mm <sup>2</sup> ] | Modellierung °) | Material [N/mm <sup>2</sup> ] | Reibung [-]      | Modellierung °)   |                            |                               |   |
| e   | t        | h <sub>n</sub>         | Ø                      | -                 | f <sub>c,m</sub>    | -  | R <sub>m</sub>                | -               | R <sub>m</sub>                | -               | R <sub>m</sub>                | μ               | -                             | F <sub>u,V</sub> | F <sub>u,FE</sub> | -                          |                               |   |
| 1   | B3-Q     | 80                     | 40                     | 100               | 1Ø8                 | MP   | 32,9                          | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | 1000,7                     | 1001,0                        | 1,00                                      |
| 2   | R2-1Q    | 1000                   | 40                     | 100               | 2Ø8                 | MP   | 26,3                          | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | 166,3                      | 164,8                         | 0,99                                      |
| 3   | R2-2Q    | 80                     | 40                     | 100               | 2Ø8                 | MP   | 32,2                          | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | 1128,9                     | 1035,1                        | 0,92                                      |
| 4   | R2-3Q(1) | 1000                   | 40                     | 100               | 2Ø8                 | MP   | 25,4                          | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | 138,7                      | 127,9                         | 0,92                                      |
| 5   | R2-3Q(2) | 1000                   | 40                     | 100               | 2Ø8                 | MP   | 27,6                          | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | 142,4                      | 132,7                         | 0,93                                      |
| 6   | R2-4Q(1) | 80                     | 40                     | 100               | 2Ø8                 | MP   | 32,0                          | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | 940                        | 898,1                         | 0,96                                      |
| 7   | R2-4Q(2) | 80                     | 40                     | 100               | 2Ø8                 | MP   | 33,1                          | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | 977,8                      | 907,2                         | 0,93                                      |
| 8   | R3-1Q    | 1000                   | 40                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 32,6                          | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | 335,3                      | 344,8                         | 1,03                                      |
| 9   | R3-2Q(1) | 1000                   | 40                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 31,9                          | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | 342,5                      | 335,3                         | 0,98                                      |
| 10  | R3-2Q(2) | 1000                   | 40                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 32,0                          | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | 341,7                      | 386,0                         | 1,13                                      |
| 11  | R3-3Q    | 80                     | 40                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 31,5                          | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | 1080,7                     | 1068,2                        | 0,99                                      |
| 12  | R5-1Q    | 1000                   | 15                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 33,5                          | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 556                           | 0,2              | L                 | 265,8                      | 298,3                         | 1,12                                      |
| 13  | R5-2Q    | 1000                   | 15                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 32,0                          | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 556                           | 0,2              | L                 | 270,9                      | 295,5                         | 1,09                                      |
| 14  | R5-3Q    | 80                     | 15                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 31,3                          | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 556                           | 0,2              | L                 | 1099,2                     | 1050,5                        | 0,96                                      |
| 15  | P1-1     | 1320                   | 40                     | 100               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | -                          | 152,5                         | -   |
| 16  | P1-2     | 1000                   | 40                     | 100               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | -                          | 180,4                         | -   |
| 17  | P1-3     | 680                    | 40                     | 100               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | -                          | 288,6                         | -   |
| 18  | P1-4     | 340                    | 40                     | 100               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | -                          | 530,2                         | -   |
| 19  | P1-5     | 80                     | 40                     | 100               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | -                          | 1073,1                        | -   |
| 20  | P1-6     | 40                     | 40                     | 100               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 581                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | -                          | 1109,9                        | -   |
| 21  | P1-7     | 1360                   | 40                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | -                          | 298,3                         | -   |
| 22  | P1-8     | 1000                   | 40                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | -                          | 347,7                         | -   |
| 23  | P1-9     | 640                    | 40                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | -                          | 500,0                         | -   |
| 24  | P1-10    | 360                    | 40                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | -                          | 841,1                         | -   |
| 25  | P1-11    | 80                     | 40                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | -                          | 1068,7                        | -   |
| 26  | P1-12    | 40                     | 40                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 547                           | 0,2              | L                 | -                          | 1053,6                        | -   |
| 27  | P1-13    | 1320                   | 15                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 556                           | 0,2              | L                 | -                          | 218,5                         | -   |
| 28  | P1-14    | 1000                   | 15                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 556                           | 0,2              | L                 | -                          | 301,0                         | -   |
| 29  | P1-15    | 680                    | 15                     | 250               | 2Ø8                 | MP   | 33                            | BL              | 545                           | BL              | 637                           | BL              | 556                           | 0,2              | L                 | -                          | 435,0                         | -   |

B.3 Dokumentation der Parametereinstellungen und der Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

|     |       |      |    |     |      |    |    |    |     |    |     |    |     |     |   |   |        |   |
|-----|-------|------|----|-----|------|----|----|----|-----|----|-----|----|-----|-----|---|---|--------|---|
| 30  | P1-16 | 320  | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 804,3  | - |
| 31  | P1-17 | 80   | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 1066,7 | - |
| 32  | P1-18 | 15   | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 1036,8 | - |
| 33  | P2-1  | 1000 | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 180,4  | - |
| 34  | P2-2  | 1000 | 40 | 175 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 281,5  | - |
| 35  | P2-3  | 1000 | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 347,7  | - |
| 36  | P2-4  | 80   | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 1073,1 | - |
| 37  | P2-5  | 80   | 40 | 175 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 1069,6 | - |
| 38  | P2-6  | 80   | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 1068,7 | - |
| 39  | P3-1  | 1000 | 40 | 250 | Ø8   | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 304,9  | - |
| 40  | P3-2  | 1000 | 40 | 250 | 1Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 349,4  | - |
| 41  | P3-3  | 1000 | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 355,7  | - |
| 42  | P3-4  | 1000 | 40 | 250 | 4Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 364,8  | - |
| 43  | P3-5  | 1000 | 15 | 250 | Ø8   | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 276,4  | - |
| 44  | P3-6  | 1000 | 15 | 250 | 1Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 288,5  | - |
| 45  | P3-7  | 1000 | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 301,0  | - |
| 46  | P3-8  | 1000 | 15 | 250 | 4Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 321,2  | - |
| 47  | P3-9  | 80   | 15 | 250 | Ø8   | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 1057,8 | - |
| 48  | P3-10 | 80   | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 1066,7 | - |
| 49  | P3-11 | 80   | 15 | 250 | 4Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 1065,0 | - |
| 50  | P4-1  | 1000 | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 347,7  | - |
| 51  | P4-2  | 1000 | 40 | 250 | 2Ø10 | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 352,1  | - |
| 52  | P4-3  | 1000 | 40 | 250 | 2Ø12 | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 362,1  | - |
| 53  | P4-4  | 1000 | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 301,0  | - |
| 54  | P4-5  | 1000 | 15 | 250 | 2Ø10 | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 332,5  | - |
| 55  | P4-6  | 1000 | 15 | 250 | 2Ø12 | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 340,6  | - |
| 56  | P4-7  | 80   | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 1066,7 | - |
| 57  | P4-8  | 80   | 15 | 250 | 2Ø10 | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 1062,6 | - |
| 58  | P4-9  | 80   | 15 | 250 | 2Ø12 | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 1066,1 | - |
| 59  | P5-1  | 1000 | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 24 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 137,4  | - |
| 60  | P5-2  | 1000 | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 28 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 140,5  | - |
| 61  | P5-3  | 1000 | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 180,4  | - |
| 62  | P5-4  | 1000 | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 53 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 206,6  | - |
| 63  | P5-5  | 80   | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 24 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 820,0  | - |
| 64  | P5-6  | 80   | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 28 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 952,1  | - |
| 65  | P5-7  | 80   | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 1073,1 | - |
| 66  | P5-8  | 80   | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 53 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 1201,4 | - |
| 67  | P5-9  | 80   | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 24 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 898,4  | - |
| 68  | P5-10 | 80   | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 28 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 984,9  | - |
| 69  | P5-11 | 80   | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 1070,8 | - |
| 70  | P5-12 | 80   | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 53 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 982,9  | - |
| 71  | P5-13 | 1000 | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 24 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 282,4  | - |
| 72  | P5-14 | 1000 | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 28 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 303,7  | - |
| 73  | P5-15 | 1000 | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 347,7  | - |
| 74  | P5-16 | 1000 | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 53 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 348,4  | - |
| 75  | P5-17 | 80   | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 24 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 1067,4 | - |
| 76  | P5-18 | 80   | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 28 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 1071,9 | - |
| 77  | P5-19 | 80   | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 1068,7 | - |
| 78  | P5-20 | 80   | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 53 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 547 | 0,2 | L | - | 1070,6 | - |
| 79  | P5-21 | 1000 | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 24 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 229,5  | - |
| 80  | P5-22 | 1000 | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 28 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 257,0  | - |
| 81  | P5-23 | 1000 | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 301,0  | - |
| 82  | P5-24 | 1000 | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 53 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 305,4  | - |
| 83  | P5-25 | 80   | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 24 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 984,7  | - |
| 84  | P5-26 | 80   | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 28 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 1037,4 | - |
| 85  | P5-27 | 80   | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 1066,7 | - |
| 86  | P5-28 | 80   | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 53 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 556 | 0,2 | L | - | 1068,4 | - |
| 87  | P6-1  | 1000 | 10 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 254,1  | - |
| 88  | P6-2  | 1000 | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 298,3  | - |
| 89  | P6-3  | 1000 | 25 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 307,8  | - |
| 90  | P6-4  | 1000 | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 347,7  | - |
| 91  | P6-5  | 1000 | 50 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 351,8  | - |
| 92  | P6-6  | 80   | 10 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 860,6  | - |
| 93  | P6-7  | 80   | 15 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 1062,1 | - |
| 94  | P6-8  | 80   | 30 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 1073,6 | - |
| 95  | P6-9  | 80   | 40 | 250 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 545 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 1068,7 | - |
| 96  | P6-10 | 1000 | 10 | 100 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 173,7  | - |
| 97  | P6-11 | 1000 | 20 | 100 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 166,4  | - |
| 98  | P6-12 | 1000 | 40 | 100 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 180,3  | - |
| 99  | P6-13 | 1000 | 50 | 100 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 206,9  | - |
| 100 | P6-14 | 80   | 10 | 100 | 2Ø8  | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 1082,2 | - |

|     |       |    |    |     |     |    |    |    |     |    |     |    |     |     |   |   |        |   |
|-----|-------|----|----|-----|-----|----|----|----|-----|----|-----|----|-----|-----|---|---|--------|---|
| 101 | P6-15 | 80 | 20 | 100 | 2Ø8 | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 1069,3 | - |
| 102 | P6-16 | 80 | 40 | 100 | 2Ø8 | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 1071,8 | - |
| 103 | P6-17 | 80 | 50 | 100 | 2Ø8 | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 1104,8 | - |
| 104 | P6-18 | 80 | 10 | 100 | 1Ø8 | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 1068,2 | - |
| 105 | P6-19 | 80 | 20 | 100 | 1Ø8 | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 1091,0 | - |
| 106 | P6-20 | 80 | 40 | 100 | 1Ø8 | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 1067,0 | - |
| 107 | P6-21 | 80 | 50 | 100 | 1Ø8 | MP | 33 | BL | 581 | BL | 637 | BL | 490 | 0,2 | L | - | 1103,1 | - |

°) MP = Microplane Materialmodell, L= Linear-elastische Modellierung, BL= Bilineare Modellierung mit Abbruchkriterium

### B.4 Numerische Untersuchungen von Ankerplatten unter konzentrierter Lasteinleitung

| Nr. | Bez.      | Geometrische Parameter   |                |                   |                  |                  |            |                     | Numerische Einstellungen sowie Materialkennwerte |                               |                 |                               |                 |                               |                       |                               | Höchstlast im Versuch [kN] | Höchstlast mit Symmetrie [kN] | F <sub>u,FE</sub> /F <sub>u,Versuch</sub> |             |
|-----|-----------|--------------------------|----------------|-------------------|------------------|------------------|------------|---------------------|--|-------------------------------|-----------------|-------------------------------|-----------------|-------------------------------|-----------------------|-------------------------------|----------------------------|-------------------------------|---|-------------|
|     |           | Anzahl Bauteilränder [-] | Lagerung       | Einbindlänge [mm] | Randabstand [mm] | Kopfbolzenanzahl | Sockelhöhe | Bewehrungsgrad [mm] | Beton  |                               | Kopfbolzen      |                               | Bewehrung       |                               | Ankerplatte u. Profil |                               |                            |                               |   |             |
|     |           |                          |                |                   |                  |                  |            |                     | Modellierung °)                                  | Material [N/mm <sup>2</sup> ] | Modellierung °) | Material [N/mm <sup>2</sup> ] | Modellierung °) | Material [N/mm <sup>2</sup> ] | Modellierung °)       | Material [N/mm <sup>2</sup> ] |                            |                               |   | Reibung [-] |
| -   | -         | h <sub>n</sub>           | c <sub>1</sub> | -                 | -                | Ø                | -          | f <sub>c,m</sub>    | -  | R <sub>m</sub>                | -               | R <sub>m</sub>                | -               | R <sub>m</sub>                | μ                     | F <sub>u,V</sub>              | F <sub>u,FE</sub>          | -                             |   |             |
| 1   | B1-1      | 2                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø12                | MP   | 25,9                          | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 237,4                         | 231,9                                     | 0,98        |
| 2   | B1-2      | 4                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø12                | MP   | 25,2                          | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 203,6                         | 186,3                                     | 0,92        |
| 3   | B1-3      | 4                        | geh.           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø12                | MP   | 25,0                          | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 453,9                         | 345,4                                     | 0,76        |
| 4   | R2-1      | 2                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 27,2                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 260,3                         | 264,4                                     | 1,02        |
| 5   | R2-2      | 4                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 26,8                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 219,1                         | 222,1                                     | 1,01        |
| 6   | R2-3      | 4                        | geh.           | 150               | 100              | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 26,7                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 329,3                         | 364,9                                     | 1,11        |
| 7   | R4-1      | 2                        | frei           | 100               | 100              | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 26,2                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 196,8                         | 189,7                                     | 0,96        |
| 8   | R4-2      | 4                        | frei           | 100               | 100              | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 25,4                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 160,4                         | 156,7                                     | 0,98        |
| 9   | R4-1-3    | 4                        | geh.           | 100               | 100              | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 26,4                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 298,0                         | 336,5                                     | 1,13        |
| 10  | R4-2-3    | 4                        | geh.           | 100               | 100              | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 26,2                          | BL              | 483                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 376,1                         | 365,6                                     | 0,97        |
| 11  | R5-1      | 2                        | frei           | 200               | 100              | 9                | 250        | 4Ø12                | MP   | 27,2                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 383,5                         | 337,8                                     | 0,88        |
| 12  | R5-2      | 4                        | frei           | 200               | 100              | 9                | 250        | 4Ø12                | MP   | 26,2                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 396,4                         | 341,9                                     | 0,86        |
| 13  | R5-3      | 4                        | geh.           | 200               | 100              | 9                | 250        | 4Ø12                | MP   | 25,6                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 683,6                         | 574,2                                     | 0,84        |
| 14  | R6-1-1    | 2                        | frei           | 150               | 75               | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 26,2                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 237,8                         | 244,5                                     | 1,03        |
| 15  | R6-1-2    | 4                        | frei           | 150               | 75               | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 27,2                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 212,8                         | 194,7                                     | 0,91        |
| 16  | R6-1-3    | 4                        | geh.           | 150               | 75               | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 26,2                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 302,3                         | 337,8                                     | 1,12        |
| 17  | R6-3-3    | 4                        | geh.           | 200               | 75               | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 25,6                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 351,0                         | 341,4                                     | 0,97        |
| 18  | R6-2-1    | 2                        | frei           | 150               | 200              | 4                | 250        | 6Ø12                | MP   | 25,8                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 477,0                         | 513,6                                     | 1,08        |
| 19  | R6-2-2    | 4                        | frei           | 150               | 200              | 4                | 250        | 6Ø12                | MP   | 24,6                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 414,8                         | 453,2                                     | 1,09        |
| 20  | R6-2-3    | 4                        | geh.           | 150               | 200              | 4                | 250        | 6Ø12                | MP   | 24,8                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 634,2                         | 561,3                                     | 0,89        |
| 21  | R6-4-3    | 4                        | geh.           | 200               | 200              | 4                | 250        | 6Ø12                | MP   | 59,5                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 621,3                         | 550,4                                     | 0,89        |
| 22  | R3-1(1)   | 2                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 26,2                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 241,3                         | 265,1                                     | 1,10        |
| 23  | R3-1(2)   | 2                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 26,4                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 258,1                         | 264,8                                     | 1,03        |
| 24  | R3-2(1)   | 4                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 26,4                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 220,8                         | 220,5                                     | 1,00        |
| 25  | R3-2(2)   | 4                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 4Ø12                | MP   | 26,6                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        | 238,4                         | 220,8                                     | 0,93        |
| 26  | P1-1(1)   | 2                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø8                 | MP   | 25,9                          | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 220,3                                     |             |
| 27  | P1-1(2)   | 2                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø10                | MP   | 25,9                          | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 237,9                                     |             |
| 28  | P1-1(3)   | 2                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø14                | MP   | 25,9                          | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 243,1                                     |             |
| 29  | P1-1(4)   | 2                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø16                | MP   | 25,9                          | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 247,7                                     |             |
| 30  | P1-2(1)   | 4                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø8                 | MP   | 25,2                          | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 176,0                                     |             |
| 31  | P1-2(2)   | 4                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø10                | MP   | 25,2                          | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 192,1                                     |             |
| 32  | P1-2(3)   | 4                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø14                | MP   | 25,2                          | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 198,2                                     |             |
| 33  | P1-2(4)   | 4                        | frei           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø16                | MP   | 25,2                          | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 201,9                                     |             |
| 34  | P1-3(1)   | 4                        | geh.           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø8                 | MP   | 25                            | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 319,4                                     |             |
| 35  | P1-3(2)   | 4                        | geh.           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø10                | MP   | 25                            | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 344,1                                     |             |
| 36  | P1-3(3)   | 4                        | geh.           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø14                | MP   | 25                            | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 350,5                                     |             |
| 37  | P1-3(4)   | 4                        | geh.           | 150               | 100              | 4                | 250        | 3Ø16                | MP   | 25                            | BL              | 519                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 358,0                                     |             |
| 38  | P6-2-1(1) | 2                        | frei           | 150               | 200              | 4                | 250        | 6Ø8                 | MP   | 25,8                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 459,1                                     |             |
| 39  | P6-2-1(2) | 2                        | frei           | 150               | 200              | 4                | 250        | 6Ø10                | MP   | 25,8                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 542,6                                     |             |
| 40  | P6-2-1(3) | 2                        | frei           | 150               | 200              | 4                | 250        | 6Ø14                | MP   | 25,8                          | BL              | 835                           | BL              | 615                           | L                     | 549                           | 0,3                        |                               | 554,8                                     |             |

B.4 Dokumentation der Parametereinstellungen und der Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

|    |           |   |                     |     |     |    |      |      |    |       |    |     |    |     |   |     |     |  |        |        |
|----|-----------|---|---------------------|-----|-----|----|------|------|----|-------|----|-----|----|-----|---|-----|-----|--|--------|--------|
| 41 | P6-2-1(4) | 2 | frei                | 150 | 200 | 4  | 250  | 6Ø16 | MP | 25,8  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 574,8  |        |
| 42 | P6-2-2(1) | 4 | frei                | 150 | 200 | 4  | 250  | 6Ø8  | MP | 24,6  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 401,2  | 401,2  |
| 43 | P6-2-2(2) | 4 | frei                | 150 | 200 | 4  | 250  | 6Ø10 | MP | 24,6  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 478,54 | 430,54 |
| 44 | P6-2-2(3) | 4 | frei                | 150 | 200 | 4  | 250  | 6Ø14 | MP | 24,6  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 509,58 | 471,58 |
| 45 | P6-2-2(4) | 4 | frei                | 150 | 200 | 4  | 250  | 6Ø16 | MP | 24,6  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 522,42 | 484,42 |
| 46 | P6-4-3(1) | 4 | geh.                | 200 | 200 | 4  | 250  | 6Ø8  | MP | 59,5  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 560,6  | 794,82 |
| 47 | P6-4-3(2) | 4 | geh.                | 200 | 200 | 4  | 250  | 6Ø10 | MP | 59,5  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 572,4  | 800,88 |
| 48 | P6-4-3(3) | 4 | geh.                | 200 | 200 | 4  | 250  | 6Ø14 | MP | 59,5  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 556,3  | 878,76 |
| 49 | P6-4-3(4) | 4 | geh.                | 200 | 200 | 4  | 250  | 6Ø16 | MP | 59,5  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 560,2  | 934,56 |
| 50 | B1-2-P(1) | 4 | frei                | 150 | 100 | 4  | 1000 | 3Ø12 | MP | 25,2  | BL | 519 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 106,6  |        |
| 51 | B1-2-P(2) | 4 | frei                | 150 | 100 | 4  | 700  | 3Ø12 | MP | 25,2  | BL | 519 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 137,9  |        |
| 52 | B1-2-P(3) | 4 | frei                | 150 | 100 | 4  | 550  | 3Ø12 | MP | 25,2  | BL | 519 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 167,4  |        |
| 53 | B1-2-P(4) | 4 | frei                | 150 | 100 | 4  | 400  | 3Ø12 | MP | 25,2  | BL | 519 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 180,6  |        |
| 54 | R2-2-P(1) | 4 | frei                | 150 | 100 | 4  | 1000 | 4Ø12 | MP | 26,8  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 117,2  |        |
| 55 | R2-2-P(2) | 4 | frei                | 150 | 100 | 4  | 700  | 4Ø12 | MP | 26,8  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 182,9  |        |
| 56 | R2-2-P(3) | 4 | frei                | 150 | 100 | 4  | 550  | 4Ø12 | MP | 26,8  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 206,3  |        |
| 57 | R2-2-P(4) | 4 | frei                | 150 | 100 | 4  | 400  | 4Ø12 | MP | 26,8  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 208,0  |        |
| 58 | R4-2-P(1) | 4 | frei                | 100 | 100 | 4  | 1000 | 4Ø12 | MP | 25,4  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 114,8  |        |
| 59 | R4-2-P(2) | 4 | frei                | 100 | 100 | 4  | 700  | 4Ø12 | MP | 25,4  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 136,1  |        |
| 60 | R4-2-P(3) | 4 | frei                | 100 | 100 | 4  | 550  | 4Ø12 | MP | 25,4  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 141,6  |        |
| 61 | R4-2-P(4) | 4 | frei                | 100 | 100 | 4  | 400  | 4Ø12 | MP | 25,4  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 148,6  |        |
| 62 | R5-2-P(1) | 4 | frei                | 200 | 100 | 4  | 1000 | 4Ø12 | MP | 26,16 | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 120,4  |        |
| 63 | R5-2-P(2) | 4 | frei                | 200 | 100 | 4  | 700  | 4Ø12 | MP | 26,16 | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 189,9  |        |
| 64 | R5-2-P(3) | 4 | frei                | 200 | 100 | 4  | 550  | 4Ø12 | MP | 26,16 | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 227,8  |        |
| 65 | R5-2-P(4) | 4 | frei                | 200 | 100 | 4  | 400  | 4Ø12 | MP | 26,16 | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 280,7  |        |
| 66 | B1-2-L(1) | 4 | 25% F <sub>u</sub>  | 150 | 100 | 4  | 250  | 3Ø12 | MP | 25,2  | BL | 519 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 528,0  |        |
| 67 | B1-2-L(2) | 4 | 50% F <sub>u</sub>  | 150 | 100 | 4  | 250  | 3Ø12 | MP | 25,2  | BL | 519 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 579,0  |        |
| 68 | B1-2-L(2) | 4 | 75% F <sub>u</sub>  | 150 | 100 | 4  | 250  | 3Ø12 | MP | 25,2  | BL | 519 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 630,0  |        |
| 69 | B1-2-L(4) | 4 | 100% F <sub>u</sub> | 150 | 100 | 4  | 250  | 3Ø12 | MP | 25,2  | BL | 519 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 681,0  |        |
| 70 | B1-2-L(5) | 4 | 200% F <sub>u</sub> | 150 | 100 | 4  | 250  | 3Ø12 | MP | 25,2  | BL | 519 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 884,0  |        |
| 71 | R2-2-L(1) | 4 | 25% F <sub>u</sub>  | 150 | 100 | 4  | 250  | 4Ø12 | MP | 26,8  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 477,0  |        |
| 72 | R2-2-L(2) | 4 | 50% F <sub>u</sub>  | 150 | 100 | 4  | 250  | 4Ø12 | MP | 26,8  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 532,0  |        |
| 73 | R2-2-L(3) | 4 | 75% F <sub>u</sub>  | 150 | 100 | 4  | 250  | 4Ø12 | MP | 26,8  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 587,0  |        |
| 74 | R2-2-L(4) | 4 | 100% F <sub>u</sub> | 150 | 100 | 4  | 250  | 4Ø12 | MP | 26,8  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 643,0  |        |
| 75 | R2-2-L(5) | 4 | 200% F <sub>u</sub> | 150 | 100 | 4  | 250  | 4Ø12 | MP | 26,8  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 863,0  |        |
| 76 | R4-2-L(1) | 4 | 25% F <sub>u</sub>  | 100 | 100 | 4  | 250  | 4Ø12 | MP | 25,4  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 540,0  |        |
| 77 | R4-2-L(2) | 4 | 50% F <sub>u</sub>  | 100 | 100 | 4  | 250  | 4Ø12 | MP | 25,4  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 580,0  |        |
| 78 | R4-2-L(3) | 4 | 75% F <sub>u</sub>  | 100 | 100 | 4  | 250  | 4Ø12 | MP | 25,4  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 620,0  |        |
| 79 | R4-2-L(4) | 4 | 100% F <sub>u</sub> | 100 | 100 | 4  | 250  | 4Ø12 | MP | 25,4  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 660,0  |        |
| 80 | R4-2-L(5) | 4 | 200% F <sub>u</sub> | 100 | 100 | 4  | 250  | 4Ø12 | MP | 25,4  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 821,0  |        |
| 81 | R5-2-L(1) | 4 | 25% F <sub>u</sub>  | 200 | 100 | 9  | 250  | 4Ø12 | MP | 25,6  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 692,0  |        |
| 82 | R5-2-L(2) | 4 | 50% F <sub>u</sub>  | 200 | 100 | 9  | 250  | 4Ø12 | MP | 25,6  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 791,0  |        |
| 83 | R5-2-L(3) | 4 | 75% F <sub>u</sub>  | 200 | 100 | 9  | 250  | 4Ø12 | MP | 25,6  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 890,0  |        |
| 84 | R5-2-L(4) | 4 | 100% F <sub>u</sub> | 200 | 100 | 9  | 250  | 4Ø12 | MP | 25,6  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 989,0  |        |
| 85 | R5-2-L(5) | 4 | 200% F <sub>u</sub> | 200 | 100 | 9  | 250  | 4Ø12 | MP | 25,6  | BL | 835 | BL | 615 | L | 549 | 0,3 |  | 1386,0 |        |
| 86 | P7-1(1)   | 4 | geh.                | 150 | 150 | 1  | 250  | Ø12  | MP | 28    | BL | 470 | BL | 600 | L | -   | 0,3 |  | 42,1   |        |
| 87 | P7-1(2)   | 4 | geh.                | 150 | 150 | 4  | 250  | Ø12  | MP | 28    | BL | 470 | BL | 600 | L | -   | 0,3 |  | 179,9  |        |
| 88 | P7-1(3)   | 4 | geh.                | 150 | 150 | 9  | 250  | Ø12  | MP | 28    | BL | 470 | BL | 600 | L | -   | 0,3 |  | 450,5  |        |
| 89 | P7-1(4)   | 4 | geh.                | 150 | 150 | 16 | 250  | Ø12  | MP | 28    | BL | 470 | BL | 600 | L | -   | 0,3 |  | 830,9  |        |
| 90 | P7-2(1)   | 4 | geh.                | 150 | 225 | 1  | 250  | Ø12  | MP | 28    | BL | 470 | BL | 600 | L | -   | 0,3 |  | 73,6   |        |
| 91 | P7-2(2)   | 4 | geh.                | 150 | 225 | 4  | 250  | Ø12  | MP | 28    | BL | 470 | BL | 600 | L | -   | 0,3 |  | 299,5  |        |
| 92 | P7-2(3)   | 4 | geh.                | 150 | 225 | 9  | 250  | Ø12  | MP | 28    | BL | 470 | BL | 600 | L | -   | 0,3 |  | 626,4  |        |
| 93 | P7-2(4)   | 4 | geh.                | 150 | 225 | 16 | 250  | Ø12  | MP | 28    | BL | 470 | BL | 600 | L | -   | 0,3 |  | 950,0  |        |

) MP = Microplane Materialmodell, L= Linear-elastische Modellierung, BL= Bilineare Modellierung mit Abbruchkriterium

## C EINORDNUNG DER BEMESSUNGSWERTE DER ANALYTISCHEN MODELLE

Für die in der Arbeit untersuchten Anschlüsse werden für die Berechnung der Bemessungswerte die vorhandenen Nachweiskonzepte der Einzelkomponenten angewendet. Bei der Berechnung der charakteristischen Widerstände der Normal- und Querkraftkomponenten nach Tabelle 6-11 und Tabelle 6-12 werden die Teilsicherheitsbeiwerte für die Stahl- und Betonversagensmechanismen nach *DIN EN 1992-4* und *DIN EN 1993-1-8* berücksichtigt. Die abgeleiteten Bemessungswerte auf Grundlage der oben beschriebenen normativen Regelungen werden in Kapitel 6.6 im Rahmen einer Auswertung nach *DIN EN 1990 Anhang D* eingeordnet.

Im Folgenden sind die in Bild 6-42 und Bild 6-43 dargestellten Berechnungswerte für die analytischen Modelle in Tabelle C-1 bis C-3 dokumentiert. Die Streugröße  $\delta_i$  der analytischen Modelle wurde nach Gleichung (C.1) aus *DIN EN 1990 Anhang D7* unter Berücksichtigung der Mittelwertabweichung berechnet.

$$\delta_i = \frac{F_{u,\text{Versuch}}}{b \cdot F_{u,\text{Modell}}} \quad (\text{C.1})$$

Mit:

$F_{u,\text{Versuch}}$             Höchstlast im Versuch [kN];

$F_{u,\text{Modell}}$             Höchstlast im Modell [kN];

Mittelwertabweichung mit Hilfe des Minimums der Abweichungsquadrate nach *DIN EN 1990 Anhang D7*:

$$b = \frac{\sum F_{u,\text{Versuch}} \cdot F_{u,\text{Modell}}}{\sum F_{u,\text{Modell}}^2}$$

*Tabelle C-1: Experimentelle und analytische Widerstände auf Traglastniveau der Anschlüsse mit randnahen, liegenden Kopfbolzen und Gruppierung bzgl. Versagensart*

| Versuch                     | R-01  | R-02  | R-03  | R-04  | R-05  | R-06  |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $F_{u,\text{Versuch}}$ [kN] | 306,1 | 434,6 | 448,8 | 550,8 | 484,3 | 562,9 |
| $F_{u,\text{Modell}}$ [kN]  | 262,2 | 435,3 | 385,6 | 584,8 | 524,1 | 584,8 |
| Streugröße $\delta$         | 0,91  | 0,78  | 0,91  | 0,94  | 0,72  | 0,96  |
| Versagen <sup>o)</sup>      | B     | B     | B     | S     | B     | S     |

<sup>o)</sup> B = Betonversagen, S = Stahlversagen der Kopfbolzen

*Tabelle C-2: Experimentelle und analytische Widerstände auf Traglastniveau der Anschlüsse mit großen Ankerplatten und Gruppierung bzgl. Versagensart*

| Versuch                     | B3-Q   | R2-2Q  | R2-4Q(1) | R2-4Q(2) | R3-3Q  | R5-3Q  | R2-1Q | R2-3Q(1) | R2-3Q(2) | R3-1Q | R3-2Q(1) | R3-2Q(2) | R5-1Q | R5-2Q |
|-----------------------------|--------|--------|----------|----------|--------|--------|-------|----------|----------|-------|----------|----------|-------|-------|
| $F_{u,\text{Versuch}}$ [kN] | 1000,6 | 1128,9 | 940,0    | 977,0    | 1080,6 | 1099,2 | 170,1 | 138,7    | 142,4    | 335,3 | 344,9    | 341,6    | 265,7 | 270,9 |
| $F_{u,\text{Modell}}$ [kN]  | 681,0  | 851,0  | 611,0    | 621,0    | 1131,0 | 1111,0 | 151,0 | 111,0    | 111,0    | 316,0 | 311,0    | 311,0    | 216,0 | 216,0 |
| Streugröße $\delta$         | 1,14   | 1,03   | 1,20     | 1,23     | 0,96   | 0,99   | 0,88  | 0,97     | 1,00     | 1,06  | 1,00     | 1,00     | 1,23  | 1,26  |
| Versagen <sup>o)</sup>      | B      | B      | B        | B        | S      | S      | B     | B        | B        | S     | R        | R        | S     | S     |

<sup>o)</sup> B = Betonversagen, S = Stahlversagen der Kopfbolzen, R = Versagen der Bewehrung

Tabelle C-3: Experimentelle und analytische Widerstände auf Traglastniveau der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung und Gruppierung bzgl. Versagensart

| Versuch                     | B1-1  | B1-2  | B1-3  | R2-1  | R2-2  | R2-3  | R3-1(1) | R3-1(2) | R3-2(1) | R3-2(2) | R4-1  | R4-2  | R4-1-3 | R4-2-3 |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|---------|---------|---------|-------|-------|--------|--------|
| F <sub>u,Versuch</sub> [kN] | 237,5 | 203,6 | 453,9 | 260,3 | 219,1 | 329,3 | 241,3   | 258,1   | 220,8   | 238,4   | 196,8 | 160,4 | 298,0  | 376,1  |
| F <sub>u,Modell</sub> [kN]  | 206,0 | 216,0 | 359,0 | 254,0 | 261,0 | 295,0 | 249,0   | 250,0   | 249,0   | 261,0   | 149,0 | 141,0 | 346,0  | 357,0  |
| Streugröße δ                | 0,90  | 0,73  | 0,99  | 1,03  | 0,84  | 1,12  | 0,97    | 1,03    | 0,89    | 0,91    | 1,03  | 0,89  | 0,86   | 1,06   |
| Versagen <sup>o)</sup>      | B     | B     | B     | S     | S     | S     | S       | S       | S       | S       | B     | B     | S      | S      |

| Versuch                     | R5-1  | R5-2  | R5-3  | R6-1-1 | R6-2-1 | R6-1-2 | R6-2-2 | R6-1-3 | R6-2-3 | R6-3-3 | R6-4-3 |
|-----------------------------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| F <sub>u,Versuch</sub> [kN] | 383,5 | 396,4 | 683,6 | 237,8  | 477,0  | 212,8  | 414,8  | 302,3  | 634,2  | 351,0  | 621,3  |
| F <sub>u,Modell</sub> [kN]  | 439,0 | 347,0 | 515,0 | 261,0  | 431,0  | 237,0  | 402,0  | 321,0  | 580,0  | 294,0  | 566,0  |
| Streugröße δ                | 0,68  | 0,89  | 1,03  | 0,91   | 1,11   | 0,90   | 1,03   | 0,94   | 1,10   | 1,20   | 1,10   |
| Versagen <sup>o)</sup>      | B     | B     | B     | S      | S      | S      | S      | S      | S      | S      | S      |

<sup>o)</sup> B = Betonversagen, S = Stahlversagen der Kopfbolzen

Für die Gruppen Stahlversagen und Betonversagen werden mit den Gleichungen (6.36) und (6.37) die 5% Fraktilwerte nach Tabelle 6-10 bestimmt. Mit den Fraktilwerten und den Werten nach Tabelle C-4 kann für die Berechnung der Bemessungswerte nach Gleichung (6.34) eine obere Schranke berechnet werden. Der erforderliche Variationskoeffizient  $V_\delta$  der Streugröße  $\delta$  wird über die Gleichungen (C.2) bis (C.4) nach *DIN EN 1990 Anhang D8* berechnet.

$$\Delta_i = \ln(\delta_i) \quad (C.2)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (C.3)$$

$$s_\Delta^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2 \quad (C.4)$$

$$V_\delta = \sqrt{\exp(s_\Delta^2) - 1} \quad (C.5)$$

Mit:

$\delta_i$  Streugröße für die entwickelten Modelle nach Gleichung (C.1);

$\Delta_i$  Schätzwert von  $V_\delta$ ;

$\bar{\Delta}$  Schätzwert für den Mittelwert von  $\Delta$ ;

$s_\Delta$  Schätzwert für die Standardabweichung von  $\Delta$ ;

$V_\delta$  Variationskoeffizient für die Streugröße  $\delta$ .

Tabelle C-4: Statistische Kenngrößen nach *DIN EN 1990 Anhang D*

| Gruppe            | $m_x$ | n  | $V_\delta$ | $k_n$ |
|-------------------|-------|----|------------|-------|
| Stahlversagen     | 1,002 | 24 | 0,110      | 1,748 |
| Betonversagen     | 0,779 | 19 | 0,166      | 1,776 |
| Fließen Bewehrung | 0,906 | 2  | 0,110      | -     |

Bei der Berechnung der Bemessungswerte der analytischen Modelle werden die Modelle für die charakteristischen Widerstände der Einzelkomponenten unter Normalkraftbeanspruchung und Querkraftbeanspruchung angewendet. Die charakteristischen Materialkennwerte werden nach Gleichung (6.38)

für die Betonversagensmechanismen und für das Stahlversagen nach Gleichung (6.39) berechnet. Die Bemessungswerte der analytischen Modelle sind in den Tabellen C-5 bis C-7 angegeben. Mit der Berechnung der Bemessungswerte kann ein Betonversagen für Versuche maßgebend werden, bei denen auf charakteristischem Niveau ein Stahlversagen maßgebend wird. Dieser Effekt ist in Kapitel 6.6 näher beschrieben.

*Tabelle C-5: Widerstände auf Bemessungsniveau der Anschlüsse mit randnahen, liegenden Kopfbolzen und maßgebender Versagensmechanismus*

| Versuch                     | R-01 | R-02 | R-03 | R-04 | R-05 | R-06 |
|-----------------------------|------|------|------|------|------|------|
| F <sub>Rd,Modell</sub> [kN] | 107  | 176  | 171  | 272  | 233  | 329  |
| Versagen <sup>o)</sup>      | B    | B    | B    | B    | B    | B    |

<sup>o)</sup> B = Betonversagen

*Tabelle C-6: Widerstände auf Bemessungsniveau der Anschlüsse mit großen Ankerplatten und maßgebender Versagensmechanismus*

| Versuch                     | B3-Q | R2-2Q | R2-4Q(1) | R2-4Q(2) | R3-3Q | R5-3Q | R2-1Q | R2-3Q(1) | R2-3Q(2) | R3-1Q | R3-2Q(1) | R3-2Q(2) | R5-1Q | R5-2Q |
|-----------------------------|------|-------|----------|----------|-------|-------|-------|----------|----------|-------|----------|----------|-------|-------|
| F <sub>Rd,Modell</sub> [kN] | 221  | 221   | 161      | 161      | 371   | 421   | 61    | 41       | 51       | 51    | 51       | 51       | 61    | 61    |
| Versagen <sup>o)</sup>      | B    | B     | B        | B        | B     | B     | B     | B        | B        | B     | B        | B        | S     | S     |

<sup>o)</sup> B = Betonversagen, S = Stahlversagen der Kopfbolzen

*Tabelle C-7: Widerstände auf Bemessungsniveau der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung und maßgebender Versagensmechanismus*

| Versuch                     | B1-1 | B1-2 | B1-3 | R2-1 | R2-2 | R2-3 | R3-1(1) | R3-1(2) | R3-2(1) | R3-2(2) | R4-1 | R4-2 | R4-1-3 | R4-2-3 |
|-----------------------------|------|------|------|------|------|------|---------|---------|---------|---------|------|------|--------|--------|
| F <sub>Rd,Modell</sub> [kN] | 71   | 70   | 210  | 68   | 67   | 164  | 66      | 66      | 66      | 67      | 54   | 51   | 192    | 238    |
| Versagen <sup>o)</sup>      | B    | B    | B    | B    | B    | S    | B       | B       | B       | B       | B    | B    | S      | S      |

| Versuch                     | R5-1 | R5-2 | R5-3 | R6-1-1 | R6-2-1 | R6-1-2 | R6-2-2 | R6-1-3 | R6-2-3 | R6-3-3 |
|-----------------------------|------|------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| F <sub>Rd,Modell</sub> [kN] | 117  | 82   | 244  | 62     | 174    | 48     | 160    | 178    | 322    | 163    |
| Versagen <sup>o)</sup>      | B    | B    | B    | B      | B      | B      | B      | S      | S      | S      |

<sup>o)</sup> B = Betonversagen, S = Stahlversagen der Kopfbolzen



## D BEMESSUNGSBEISPIELE

### D.1 Bemessungsbeispiel zu randnahen oder liegenden Kopfbolzen

Im Folgenden wird die Berechnung der Zugtragfähigkeit von liegenden Kopfbolzen exemplarisch an einem Anwendungsbeispiel gezeigt. Der Nachweis stellt eine Alternative zu den vorhandenen, konservativen geometrischen Anforderungen an die erforderliche Einbindelänge der Kopfbolzen nach *DIN EN 1994-2 Anhang C* dar. Zu berücksichtigen ist, dass die Zugtragfähigkeit der Kopfbolzen zudem über die Schubbeanspruchung in der Verbundträgerfuge abgemindert wird. Für die kombinierte Beanspruchung wird auf das Bemessungsmodell von *Kuhlmann, Stempniewski (2018)* verwiesen. Das folgende Anwendungsbeispiel bezieht sich z.B. auf den Nachweis der Zugbeanspruchungen eines Verbundträgers in Randlage mit vernachlässigbaren Schubbeanspruchungen, wie z.B. in Verbundträgermitte.

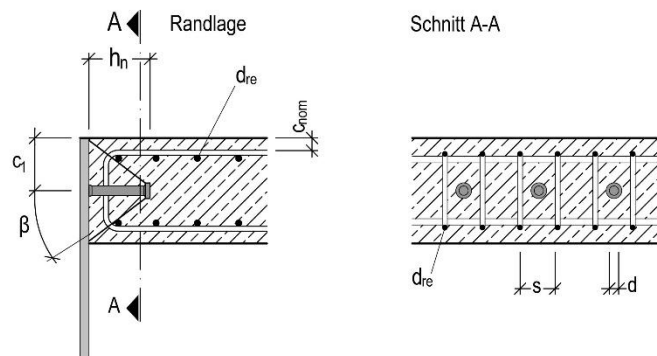


Bild D-1: Praxisbeispiel für randnahe, liegende Kopfbolzen in einem Verbundträgerquerschnitt

Geometrieparameter im Verbundträgerquerschnitt:

|                   |          |                       |
|-------------------|----------|-----------------------|
| Anzahl Kopfbolzen | n        | 8 Kopfbolzen pro m    |
| Dübeltyp          | [-]      | SD 19/150             |
| Bolzenwerkstoff   | [-]      | S235J2+C470           |
| Zugfestigkeit     | $f_{uk}$ | 470 N/mm <sup>2</sup> |
| Länge SD          | $h_n$    | 150 mm                |
| Achsabstand       | $s_1$    | 125 mm                |
| Randabstand       | $c_1$    | 125 mm                |
| Belastung:        |          |                       |
| Normalkraft       | $N_{Ed}$ | 250 kN/m              |

|                          |           |          |
|--------------------------|-----------|----------|
| Betongrund               | [-]       | gerissen |
| Betongüte                | [-]       | C30/37   |
| Betondeckung             | $c_{nom}$ | 35 mm    |
| Bewehrung                | [-]       | B500A    |
| Rückhängebewehrung       | $d_{re}$  | 8 mm     |
| Bewehrungsbügel Abstände | $s_{re}$  | 16 Ø8 /m |
|                          |           |          |
|                          |           |          |
|                          |           |          |

#### Tragfähigkeit eines einzelnen Kopfbolzen bei linearer Anordnung

Versagensart Stahlversagen:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \cdot n = 1066 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,50$$

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 708 \text{ kN}$$

Versagensart Herausziehen:

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_n \cdot f_{ck} \cdot n = 937 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,5$$

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}} = 874 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,4 \text{ nach DIN EN 1992-4 Tabelle 4.1}$$

Annahme für gerissenen Beton mit  $k_2 = 7,5$

Versagensart seitlicher Betonausbruch:

Nachweis gegen seitlichen Betonausbruch ist erforderlich, wenn der Randabstand zu gering ist.

$$c_1 \leq 0,5 \cdot h_{ef} \rightarrow 125 \text{ mm} > 70 \text{ mm} \rightarrow \text{Nachweis nicht erforderlich}$$

Berechnung des Widerstands wird dennoch im Folgenden exemplarisch gezeigt:

$$N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{g,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb} = 564 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,cb}^0 = k_5 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 153 \text{ kN}$$

$$A_{c,Nb}^0 = (4 \cdot c_1)^2 = 250\,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,Nb} = (4 \cdot c_1) \cdot s_1 = 437\,500 \text{ mm}^2$$

Versagensart Spalten des Betons:

Nachweis gegen Spalten ist erforderlich, wenn folgende Bedingung nicht eingehalten ist:

$$c_1 \leq 1,2 \cdot c_{cr,sp} \rightarrow 125 \text{ mm} < 252 \text{ mm} \rightarrow \text{Nachweis ist erforderlich!}$$

$$A_{s,re} = k_4 \cdot \frac{\sum N_{Ed}}{f_{yk,re} / \gamma_{Ms,re}} = 5,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \leq A_{s,re,vorh} = 16,1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Vorhandener Bewehrungsquerschnitt der Bügelbewehrung ist ausreichend, um die Spaltzugkräfte aufzunehmen.

Versagensart Betonausbruch:

$$\text{Randabstand: } c_1 = 125 \text{ mm} \leq c_{cr} = 1,5 \cdot h_{ef} = 210 \text{ mm}$$

→ Randeinfluss ist zu berücksichtigen!

$$\text{Achsabstand: } s_1 = 125 \text{ mm} \leq s_{cr} = 3,0 \cdot h_{ef} = 420 \text{ mm}$$

→ Gruppeneinfluss ist zu berücksichtigen!

Grundwert des charakt. Widerstands:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 35 \text{ kN}$$

$$h'_{ef} = \max \left\{ \frac{c_{max}}{c_{cr,N}} \cdot h_{ef}; \frac{s_{max}}{s_{cr,N}} \cdot h_{ef} \right\} = 83,3 \text{ mm}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{M,N} \cdot \psi_{ec,N} = 129 \text{ kN}$$

Berechnung der projizierten Flächen:

$$A_{c,N}^0 = 9 \cdot h_{ef}^2 = 62\,500 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,N} = (2 \cdot c_1) \cdot (n \cdot s_1) = 250\,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Einfluss Bauteilrand: } \psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_1}{c'_{cr,N}} = 1,0 \leq 1,0$$

$$\text{Dichte Bewehrung: } \psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} = 0,92 \leq 1,0$$

$$\text{Kein Einfluss der Druckkraft auf den Zugbereich: } \psi_{M,N} = 1,0$$

$$\text{Keine Exzentrizität: } \psi_{ec,N} = 1,0$$

$$\gamma_{Mc} = 1,5$$

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{1,5} = 86 \text{ kN}$$

Versagensart Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung:

$$x^{(1)} = 31 \text{ mm}$$

$$\psi_{supp} = 4 - 3,3 \cdot \frac{x}{h'_{ef}} = 296$$

$$N_{Rk,cs} = \psi_{supp} \cdot N_{Rk,c} = 384 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,5$$

$$N_{Rd,cs} = \frac{N_{Rk,cs}}{1,5} = 256 \text{ kN/m}$$

Wirksame Verankerungstiefe  
 $h_{ef} = h_n - h_3$

$\Psi$ -Beiwerte nach *DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.18*

Annahme für gerissenen Beton mit  $k_2 = 8,7$

Vorfaktor nach *DIN EN 1992-4* für Kopfbolzen mit  $k_4 = 0,5$

Vorfaktor nach *ETA-03/0039* für Kopfbolzen in gerissenem Beton mit  $k_1 = 8,5$

Berechnung mit fiktivem Rand, da mit zunehmender Verankerungslänge die Bruchfläche konstant ist (vgl. Bild 6-14).

Widerstand der Zugkomponente bei Bildung eines Betonausbruchkegels

Abstand  $x^{(1)}$  auf der Betonoberfläche nach Bild 6-16

Versagensart Fließen der Rückhängebewehrung:

Charakt. Widerstand beim Fließen der Rückhängebewehrung:

$$N_{Rk,s,re} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,k} = 804 \text{ kN/m,}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,5$$

$$N_{Rd,s,re} = \frac{N_{Rk,s,re}}{1,15} = 699 \text{ kN/m}$$

Versagensart Verbundversagen der Rückhängebewehrung:

Charakt. Widerstand beim Verbundversagen:

$$N_{Rk,b,re} = \sum_{n,re} \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bk}}{\alpha} = 765 \text{ kN}$$

$$l_1 = h_{ef} - c_{nom} - 4 \cdot d_{re} = 105 \text{ mm}$$

$$f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctm} = 6,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,5$$

$$N_{Rd,re,2} = \frac{N_{Rk,re,2}}{1,5} = 510 \text{ kN}$$

Bemerkung:

Die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton nach Kapitel 6.2.9 wird bei den liegenden Kopfbolzen unter Zug im Verbundträger nicht angesetzt, da der Beton mit der Aktivierung der Rückhängebewehrung bereits vollständig gerissen ist.

Im Bemessungsbeispiel wird ein ausreichend steifes Tragverhalten des Verbundträgerstegs vorausgesetzt und kein separates Stahlversagen nachgewiesen.

Erhöhung des Widerstands durch Haken-tragwirkung der Rückhängebewehrung nach *DIN EN 1992-4* mit Faktor  $\alpha$

Verbundfestigkeit des Betons nach *DIN EN 1992-1-1 Abs. 8.42*

Zusammenfassung der Bemessungswerte:

| Versagensart   | Einwirkung   | Nachweis<br>Gruppe/Einzel-<br>dübel | Widerstand | Auslastung |
|--|--|-------------------------------------|------------|------------|
|  | [kN/m]   |                                     | [kN/m]     | [-]        |
| Stahlversagen $N_{Rd,s}$   | 250  | Gruppe pro m                        | 708        | 0,35       |
| Herausziehen $N_{Rd,p}$  | 250  | Einzeldübel                         | 875        | 0,28       |
| Versagen seitlicher Betonausbruch $N_{Rd,cb}$                      | Nicht erforderlich, da ausreichender Randabstand   |                                     |            |            |
| Versagen Spalten des Betons $N_{Rd,sp}$                            | Nicht zu berücksichtigen, da mit gerissenem Beton gerechnet wird und ausreichend Bewehrung gegen Spaltversagen eingelegt wird. |                                     |            |            |
| Versagen Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung $N_{Rd,cs}$ | 250  | Gruppe pro m                        | 256        | 0,97       |
| Fließen der Rückhängebewehrung $N_{Rd,s,re}$                       | 250  | Gruppe pro m                        | 699        | 0,35       |
| Verbundversagen der Rückhängebewehrung $N_{Rd,b,re}$               | 250  | Gruppe pro m                        | 510        | 0,49       |

## D.2 Bemessungsbeispiel zu Ankerplatten mit mehrreihiger Kopfbolzenanordnung

Für die Ankerplatten mit einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung wird im Folgenden exemplarisch der Nachweis eines Anwendungsfalls aus der Praxis nach Bild D-2 dargestellt. Es werden neuere Ansätze zur Berücksichtigung der Tragwirkung einer Rückhängebewehrung verwendet. Zudem wird nach *CEN/TR 17081* ein plastischer Bemessungsansatz angewendet, bei dem z.B. die auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihen vorteilhaft voll angesetzt werden können.

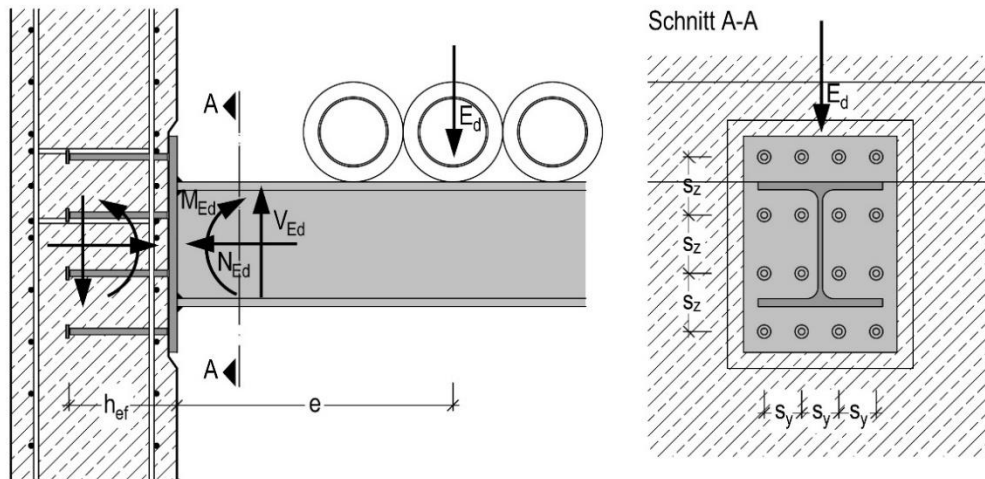


Bild D-2: Praxisbeispiel für einen Anschluss mit großer Ankerplatte

Übersicht zur Befestigungssituation:

|                   |          |                                      |
|-------------------|----------|--------------------------------------|
| Anzahl Kopfbolzen | n        | 16                                   |
| Dübeltyp          | [-]      | SD 16/250                            |
| Bolzenwerkstoff   | [-]      | S235J2+C470                          |
| Zugfestigkeit     | $f_{uk}$ | 470 N/mm <sup>2</sup>                |
| Länge SD          | $h_n$    | 250 mm                               |
| Achsabstand       | $s_y$    | 90 mm                                |
|                   | $s_z$    | 140 mm                               |
| Randabstand       | c        | $c > c_{cr}$<br>$= 1,5 \cdot h_{ef}$ |
| Belastung:        |          |                                      |
| Normalkraft       | $N_{Ed}$ | 0 kN                                 |
| Querkraft         | $V_{Ed}$ | 120 kN                               |
| Moment            | $M_{Ed}$ | 120 kNm                              |

|                               |           |            |
|-------------------------------|-----------|------------|
| Betongrund                    | [-]       | ungerissen |
| Betongüte                     | [-]       | C30/37     |
| Betondeckung                  | $c_{nom}$ | 45 mm      |
| Anbauteil                     | [-]       | HE 300 B   |
| Wurzemaß                      | $a_w$     | 8 mm       |
| Ankerplatte                   | [-]       | S355J2     |
| Dicke Ankerplatte             | $t_{ap}$  | 20 mm      |
| Länge Ankerplatte             | $l_y$     | 370 mm     |
| Breite Ankerplatte            | $l_z$     | 520 mm     |
| Bewehrung                     | [-]       | B500A      |
| Rückhängebewehrung            | $d_{re}$  | 12 mm      |
| Bewehrungsbügel in y-Richtung | $n_y$     | 4          |
| Bewehrungsbügel in z-Richtung | $n_z$     | 2          |

### Tragfähigkeit der Einzelkomponenten bei Zugbelastung:

Versagensart Stahlversagen:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \cdot n_y = 377 \text{ kN}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,50$$

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 251 \text{ kN}$$

Versagensart Herausziehen:

$$N_{Rk,p} = 10,5 \cdot A_h \cdot f_{ck} \cdot n_y = 760 \text{ kN}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,5$$

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}} = 506 \text{ kN}$$

Versagensart Betonausbruch:

$$\text{Randabstand: } c_{min} = 1,00 \text{ m} \geq c_{cr} = 1,5 \cdot h_{ef} = 393 \text{ mm}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,4 \text{ nach DIN EN 1992-4 Tabelle 4.1}$$

Wirksame Verankerungstiefe

→ kein Randienfluss

Achsabstand:  $s_{\max} = 140 \text{ mm} \leq s_{\text{cr}} = 1,5 \cdot h_{\text{ef}} = 786 \text{ mm}$

→ Gruppeneinfluss in beide Richtungen

Grundwert des charakt. Widerstands:

$$N_{\text{Rk},c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot h_{\text{ef}}^{1,5} = 12,7 \cdot \sqrt{30} \cdot 262^{1,5} = 294 \text{ kN}$$

Berechnung der projizierten Flächen:

$$A_{c,N}^0 = 9 \cdot h_{\text{ef}}^2 = 9 \cdot 262^2 = 617796 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,N} = (2 \cdot 1,5 \cdot h_{\text{ef}} + s_z) \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{\text{ef}} + 3 \cdot s_y) = 977856 \text{ mm}^2$$

Kein Randeinfluss:  $\psi_{s,N} = 1,0$

Keine dichte Bewehrung:  $\psi_{\text{re},N} = 1,0$

Einfluss der Druckkraft auf den Zugbereich:

$$\psi_{M,N} = 2 - 0,67 \cdot \frac{z}{h_{\text{ef}}} = 1,2$$

Keine Exzentrizität:  $\psi_{\text{ec},N} = 1,0$

$$N_{\text{Rk},c} = N_{\text{Rk},c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{\text{re},N} \cdot \psi_{M,N} \cdot \psi_{\text{ec},N} = 587 \text{ kN}$$

$\gamma_{\text{Mc}} = 1,5$

$$N_{\text{Rd},c} = \frac{N_{\text{Rk},c}}{1,5} = 391 \text{ kN}$$

Versagensart Spalten:

$1,00 \text{ m} = c \geq 1,2 \cdot c_{\text{cr}} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot h_{\text{ef}} = 471 \text{ mm}$

$450 \text{ mm} = h \geq h_{\text{min}} = h_{\text{ef}} + k + c_{\text{nom}} + t_{\text{ap}} = 295 \text{ mm}$

$$A_s = k_4 \cdot \frac{\sum N_{\text{Ed}}}{f_{y,k} / \gamma_{\text{Ms}}} = 0,5 \cdot \frac{478}{43,5} = 5,5 \text{ cm}^2$$

Versagensart Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung:

$$A_{c,N,2} = s_z \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{\text{ef}} + 3 \cdot s_y) = 147840 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,N,1} + A_{c,N,3} = 2 \cdot 1,5 \cdot h_{\text{ef}} \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{\text{ef}} + 3 \cdot s_y) = 830016 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{d_s}{2} + d_{s,a} + \frac{c_{\text{nom}}}{\tan 35^\circ} = 84 \text{ mm}$$

$$\psi_{\text{supp}} = 2,75 - 1,17 \cdot \frac{x}{h_{\text{ef}}} = 2,37$$

$$N_{\text{Rk},cs} = \frac{A_{c,N,2}}{A_{c,N}} \cdot N_{\text{Rk},c} + \frac{A_{c,N,1} + A_{c,N,3}}{A_{c,N}} \cdot \psi_{\text{supp}} \cdot N_{\text{Rk},c} = 1272 \text{ kN}$$

$\gamma_{\text{Mc}} = 1,5$

$$N_{\text{Rd},cs} = \frac{N_{\text{Rk},cs}}{1,5} = 848 \text{ kN}$$

Versagensart Fließen der Rückhängebewehrung:

Charakt. Widerstand beim Fließen der Rückhängebewehrung:

$$N_{\text{Rk},s, \text{re}} = n_{\text{re}} \cdot A_{s, \text{re}} \cdot f_{y,k} = 904 \text{ kN}$$

Verformungen beim Fließen der Rückhängebewehrung:

$$\delta_{u, \text{re}, 1} = \frac{2 \cdot N_{\text{Rk},s, \text{re}}^2}{\alpha_s \cdot f_{\text{cm}} \cdot d_{\text{re}}^4 \cdot n_{\text{re}}^2} = 0,8 \text{ mm}$$

$$k_c = a_c \cdot \sqrt{f_{\text{cm}}} \cdot \sqrt{h_{\text{ef}}} \cdot \psi_{A,N} = -88 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$N_{\text{Rk}, \text{re}, 1} = N_{\text{Rk},c} + N_{\text{Rk},s, \text{re}} + \delta_{u, \text{re}, 1} \cdot k_{c, \text{de}} = 1484 \text{ kN}$$

$\gamma_{\text{Mc}} = 1,5$

$$h_{\text{ef}} = h_n - h_3 + t_{\text{ap}}$$

Charakteristischer Widerstand eines Kopfbolzens nach *DIN EN 1992-4*

Innerer mittlerer Hebelarm  $z$  aus iterativer Berechnung

Widerstand der Zugkomponente bei Bildung eines Betonausbruchkegels

Spalten muss nicht berücksichtigt werden, da die Grenzbedingungen für den Randabstand und die Bauteildicke eingehalten sind sowie ausreichend Bewehrung gegen Spalten im Bereich der Ankerplatte nach *DIN EN 1992-4* eingelegt wird.

Berechnung der projizierten Flächen nach Bild 6-29

Berücksichtigung der gemeinsamen Tragwirkung der Rückhängebewehrung und des Betons nach *INFASO (2012)*

$$N_{Rd, re, 1} = \frac{N_{Rk, re, 1}}{1,5} = 989 \text{ kN}$$

Versagensart Verbundversagen der Rückhängebewehrung:

Charakt. Widerstand beim Verbundversagen:

$$N_{Rk, b, re} = \sum_{n, re} \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bk}}{\alpha} = 1357 \text{ kN}$$

$$l_1 = h_{ef} - c_{nom} - 4 \cdot d_{re} = 169 \text{ mm}$$

$$f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctm} = 6,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\delta_{u, re, 2} = \frac{2 \cdot N_{Rk, b, re}^2}{\alpha_s \cdot f_{cm} \cdot d_{re}^4 \cdot n_{re}^2} = 1,9 \text{ mm}$$

$$N_{Rk, re, 2} = N_{Rk, c} + N_{Rk, b, re} + \delta_{u, re, 2} \cdot k_{c, de} = 1928 \text{ kN}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,5$$

$$N_{Rd, re, 2} = \frac{N_{Rk, re, 2}}{1,5} = 1285 \text{ kN}$$

Versagensart Fließgelenkbildung in der Ankerplatte:

Nachweis über äquivalenten T-Stummel der Reihe 4:

$$m_x = \frac{s_z}{2} - \frac{t_f}{2} - 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot a_w = 48 \text{ mm}$$

$$n = e_x = e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$e_1 = w = 90 \text{ mm}$$

$$l_{eff, cp} = \min(4 \cdot \pi \cdot m_x; \pi \cdot m_x + w + 2 \cdot e_1; 2 \cdot \pi \cdot m_x + 2 \cdot e_1; \pi \cdot m_x + 2 \cdot e_1 + 2 \cdot e_2) = 423 \text{ mm}$$

$$l_{eff, ncp} = \min(2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x + e_1 + e_2; 4 \cdot m_x + 1,25 \cdot e_x + e_1; 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x + e_1 + 0,5 \cdot w; 0,5(2 \cdot e_1 + 2 \cdot e_2 + w); 8 \cdot m_x + 2,5 \cdot e_x) = 185 \text{ mm}$$

$$l_{eff, 1} = \min(l_{eff, cp}, l_{eff, ncp}) = 185 \text{ mm}$$

$$\rightarrow M_{pl, 1, u} = \frac{1}{4} \cdot l_{eff, 1} \cdot t_{ap}^2 \cdot f_u = 6,38 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$l_{eff, 2} = l_{eff, ncp} = 185 \text{ mm} \rightarrow M_{pl, 2, u} = \frac{1}{4} \cdot l_{eff, 2} \cdot t_{ap}^2 \cdot f_u = 6,38 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$N_{T, 1, Rk} = i \cdot \frac{M_{pl, 1, Rk}}{m_x} = 524 \text{ kN (Bildung einer Fließgelenkkette)}$$

$$N_{T, 2, Rk} = \frac{2 \cdot M_{pl, 2, Rk} + n \cdot \sum F_{t, Rk}}{m_x + n} = 192 \text{ kN (Gemischtes Versagen)}$$

$$N_{T, 3, Rd} = N_{Rd, s} = 251 \text{ kN}$$

Nachweis über äquivalenten T-Stummel der Reihe 3:

$$m_2 = m_x = \frac{s_z}{2} - \frac{t_f}{2} - 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot a_w = 48 \text{ mm}$$

$$m_1 = \frac{s_y - t_f}{2} = 39,5 \text{ mm}$$

$$e'_1 = 90 \text{ mm} ; e'_2 = 50 \text{ mm} ; e = e'_1 + e'_2 = 140 \text{ mm}$$

$$n_1 = e'_1 = 90 \text{ mm} ; n_2 = \min(e'_2; 1,25 \cdot (m_1 + n_1)) = 50 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m_1}{(m_1 + e)} = 0,22 ; \lambda_2 = \frac{m_2}{(m_1 + e)} = 0,27 \rightarrow \alpha = 8,2$$

$$l_{eff, cp} = 4 \cdot \pi \cdot m_1 = 496 \text{ mm}$$

$$l_{eff, nc} = \alpha \cdot m_1 = 323 \text{ mm}$$

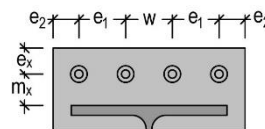
$$l_{eff, 1} = \min(l_{eff, cp}, l_{eff, ncp}) = 323 \text{ mm}$$

$$\rightarrow M_{pl, 1, u} = \frac{1}{4} \cdot l_{eff, 1} \cdot t_{ap}^2 \cdot f_u = 11,17 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Erhöhung des Widerstands durch Haken-tragwirkung der Rückhängebewehrung nach *DIN EN 1992-4* mit Faktor  $\alpha$

Verbundfestigkeit des Betons nach *DIN EN 1992-1-1 Abs. 8.42*

Berücksichtigung der Fließgelenkbildung im Zugbereich der Ankerplatte nach *Coucaux u.a. (2015)*

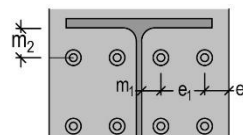


Überprüfung ob Abstützkräfte auftreten können nach *DIN EN 1993-1-8*:

$$h_{ef} = 242 \text{ mm} \leq \frac{8,8 \cdot m_x^2 \cdot A_s \cdot n_y}{l_{eff, 1} \cdot t_{ap}^2} = 649 \text{ mm}$$

→ Abstützkräfte können auftreten

Modus 3 ist über die Komponente Stahl-versagen im Komponentenmodell be-rücksichtigt.



Faktor  $\alpha$  für ausgesteiften T-Stummel-flansch nach *DIN EN 1993-1-8 Bild 6.11*

$$l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 323 \text{ mm}$$

$$\rightarrow M_{\text{pl},2,u} = \frac{1}{4} \cdot l_{\text{eff},2} \cdot t_{\text{ap}}^2 \cdot f_u = 11,17 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$N_{\text{T},1,\text{Rk}} = i \cdot \frac{M_{\text{pl},1,\text{Rk}}}{m_x} = 1131 \text{ kN}$$

$$N_{\text{T},2\text{p},\text{Rk}} = \frac{2 \cdot M_{\text{pl},2,\text{Rk}} + 0,5 \cdot \sum F_{t,\text{Rk}} \cdot \frac{n_1^2 + 2 \cdot n_2^2 + 2 \cdot n_1 \cdot n_2}{n_1 + n_2}}{m_1 + n_1 + n_2} = 235 \text{ kN}$$

$$N_{\text{T},2\text{np},\text{Rk}} = \frac{2 \cdot M_{\text{pl},2,\text{Rk}} + 0,5 \cdot \sum F_{t,\text{Rk}} \cdot n_1}{m_1 + n_1} = 259 \text{ kN}$$

$$N_{\text{T},3,\text{Rd}} = N_{\text{Rd},s} = 251 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Rk},\text{T}} = \min(N_{\text{T},1,\text{Rk}}; N_{\text{T},2,\text{Rk}}) = 235 \text{ kN}$$

$$\gamma_{\text{Ms}} = 1,0$$

$$N_{\text{Rd},\text{T}} = \frac{N_{\text{Rk},\text{T}}}{1,0} = 234 \text{ kN}$$

### Tragfähigkeit der Einzelkomponenten bei Querbelastung:

#### Versagensart Stahlversagen:

$$V_{\text{Rk},s} = 0,6 \cdot N_{\text{Rk},s} = 226 \text{ kN}$$

$$\gamma_{\text{Ms}} = 1,25$$

$$V_{\text{Rd},s} = \frac{V_{\text{Rk},s}}{1,25} = 180 \text{ kN}$$

#### Versagensart Betonkantenbruch:

→ Nicht zu berücksichtigen, da ausreichende Randabstände vorhanden

#### Versagensart Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite:

$$N_{\text{Rk},c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot h_{\text{ef}}^{1,5} = 12,7 \cdot \sqrt{30} \cdot 262^{1,5} = 294 \text{ kN}$$

$$A_{\text{c},N}^0 = 9 \cdot h_{\text{ef}}^2 = 9 \cdot 262^2 = 617796 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{c},N} = (2 \cdot 1,5 \cdot h_{\text{ef}} + 3 \cdot s_z) \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{\text{ef}} + 3 \cdot s_y) = 1273540 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kein Randeinfluss: } \psi_{s,N} = 1,0$$

$$\text{Keine dichte Bewehrung: } \psi_{\text{re},N} = 1,0$$

$$\text{Einfluss der Druckkraft auf den Zugbereich: } \psi_{\text{M},N} = 2 - 0,67 \cdot \frac{z}{h_{\text{ef}}} = 1,2$$

$$\text{Keine Exzentrizität: } \psi_{\text{ec},N} = 1,0$$

$$N_{\text{Rk},c} = N_{\text{Rk},c}^0 \cdot \frac{A_{\text{c},N}}{A_{\text{c},N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{\text{re},N} \cdot \psi_{\text{M},N} \cdot \psi_{\text{ec},N} = 962 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Rk},\text{cp}} = 2 \cdot N_{\text{Rk},c} = 1925 \text{ kN}$$

$$\gamma_{\text{Mc}} = 1,5$$

$$V_{\text{Rd},\text{cp}} = \frac{V_{\text{Rk},\text{cp}}}{1,5} = 1283 \text{ kN}$$

### Abgrenzung elastische – plastische Bemessung

Überrüfung, ob plastisches Nachweiskonzept zulässig ist:

$$377 \text{ kN} = N_{\text{Rk},s} \leq 0,7 \cdot \frac{N_{\text{Rk},\text{p}}}{\gamma_{\text{inst}}} = 532 \text{ kN}$$

$$754 \text{ kN} = N_{\text{Rk},s} \cdot n_{\text{zug}} \leq 0,7 \cdot \frac{\min(N_{\text{Rk},\text{cs}}; N_{\text{Rk},\text{re},1}; N_{\text{Rk},\text{re},2})}{\gamma_{\text{inst}}} = 890 \text{ kN}$$

$$904 \text{ kN} = V_{\text{Rk},s}^g \leq 0,7 \cdot V_{\text{Rk},\text{cp}} = 1347$$

### Einwirkungen – Normalkraftbeanspruchung:

#### Annahme der Druckzone am Ankerplattenrand:

Annahme der Druckzonenhöhe zu  $x_c = 54 \text{ mm}$

Tragfähigkeit des äquivalenten T-Stummels mit vier Kopfbolzen bei Bildung von Abstützkräften

Tragfähigkeit des äquivalenten T-Stummels mit vier Kopfbolzen ohne Ausbildung von Abstützkräften

$$\gamma_{\text{Ms}} = 1,0 \cdot \frac{f_{\text{uk}}}{f_{\text{yk}}} \geq 1,25$$

für  $f_{\text{uk}} \leq 800 \text{ N/mm}^2$  und  $\frac{f_{\text{yk}}}{f_{\text{uk}}} \leq 0,8$   
nach Tabelle 4.1 *DIN EN 1992-4*

Ansatz aller Dübelreihen trotz Druckbeanspruchung der vorderen Dübelreihe

Der Querkraftwiderstand wird als Gruppenversagen errechnet und mit der einwirkenden Querkraft verglichen, die nach Abzug des Reibungsanteils verbleibt.

Neben den Normalkraft- und Querkraftkomponenten ist des Weiteren im Druckbereich der äquivalente T-Stummel mit Druckbeanspruchung nach *DIN EN 1993-1-8 Abs. 6.2.5* nachzuweisen.

Das plastische Nachweiskonzept kann angewendet werden, da Stahlversagen der Kopfbolzen sowohl bei Zug als auch bei Querlast maßgebend ist

$$N_{Ed,4}^h = \frac{V_{Ed} \cdot (e + d) + C_{Ed} \cdot \frac{x_c}{2} - \mu \cdot d \cdot C_{Ed}}{(z_3 + z_4)} = 170 \text{ kN}$$

$$340 \text{ kN} = N_{Ed,4}^h \cdot 2 \cdot C_{Ed} = x_c \cdot l_z \cdot 3 \cdot f_{cd} = 339 \text{ kN}$$

Überprüfung ob im Druckbereich eine starre Ankerplatte vorhanden ist.

$$1239 \text{ kNcm} = f_{yd} \cdot \frac{l_z \cdot t_{ap}^2}{4} = f_{yd} \cdot W_y = M_{yd} \leq C_{Ed} \cdot a_4 = 2822 \text{ kNcm}$$

→ Neue Annahme für den inneren statischen Hebelarm, da sich im Druckbereich ein Fließgelenk bildet

Annahme der Druckzone im Bereich des Druckflansches

Annahme der Druckzonenhöhe zu  $x_c = 62 \text{ mm}$

$$N_{Ed,4}^h = \frac{V_{Ed} \cdot (e + d) + C_{Ed} \cdot \frac{x_c}{2} - \mu \cdot d \cdot C_{Ed}}{(z_3 + z_4)} = 197 \text{ kN}$$

$$389 \text{ kN} = N_{Ed,4}^h \cdot 2 \cdot C_{Ed} = x_c \cdot l_z \cdot 3 \cdot f_{cd} = 388 \text{ kN}$$

**Einwirkungen – Querkraftbeanspruchung:**

$$e_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n_a} z_i}{n_a \cdot \mu + \varphi} = 313 \text{ mm} \leq e = 1000 \text{ mm}$$

Da die Exzentrizität ausreichend groß ist, wird die Querkraft bei Stahlversagen über den Reibungsanteil und die erste Kopfbolzenreihe übertragen. Bei Betonversagen wird der verbleibende Querkraftanteil zwischen allen Kopfbolzenreihen verteilt.

Zusammenfassung der Bemessungswerte:

| Versagensart   | Einwirkung | Nachweis Gruppe/Einzeldübel | Widerstand | Auslastung |
|--|------------|-----------------------------|------------|------------|
|  | [kN]       |                             | [kN]       | [%]        |
| Stahlversagen $N_{Rd,s}$                             | 187        | Einzeldübel                 | 251        | 0,74       |
| Herausziehen $N_{Rd,p}$                              | 389        | Einzeldübel                 | 506        | 0,37       |
| Stahlversagen der Rückhängebewehrung $N_{Rd,re,1}$   | 389        | Gruppe                      | 989        | 0,38       |
| Verbundversagen der Rückhängebewehrung $N_{Rd,re,2}$ | 389        | Gruppe                      | 1285       | 0,29       |
| Betonausbruch zw. Bewehrung $N_{Rd,cs}$              | 389        | Gruppe                      | 848        | 0,44       |
| Ankerplatte auf Biegung $N_{Rd,T}$                   | 187        | Einzelkomponente            | 192        | 0,98       |
| Stahlversagen $V_{Rd,s}$                             | –          | Einzeldübel                 | 180        | –          |
| Betonversagen $V_{Rd,cp}$                            | 45         | Gruppe                      | 1283       | 0,09       |

Die Normalkraft  $N_{Ed,4}^h$  folgt aus dem Momentengleichgewicht im Bereich des Druckpunktes der Ankerplatte.

Verifizierung der Druckzonenhöhe durch vertikales Kräftegleichgewicht. Iteration bis die Normalkraftbeanspruchung in den hinteren beiden Dübelreihen der Druckbeanspruchung entspricht.

Auf der konservativen Seite liegend wird in den hier durchgeführten Nachweisen ein Reibungskoeffizient von  $\mu = 0,2$  angesetzt.

Grenzexzentrizität nach Gleichung (2.8)

### D.3 Bemessungsbeispiel von Ankerplatten unter konzentrierter Lasteinleitung

Im Folgenden wird der Nachweis für ein einseitig bewegliches Kalottenlager für den Anschlussbereich zwischen unterer Lagerplatte und dem Lagersockel exemplarisch ausgeführt (vgl. Bild D-3). Der Nachweis des Lagers und der Schraubengarnituren ist zusätzlich zu führen und wird in diesem Bemessungsbeispiel nicht im Detail ausgeführt. Die Berechnung erfolgt unter Annahme einer starren Ankerplatte.

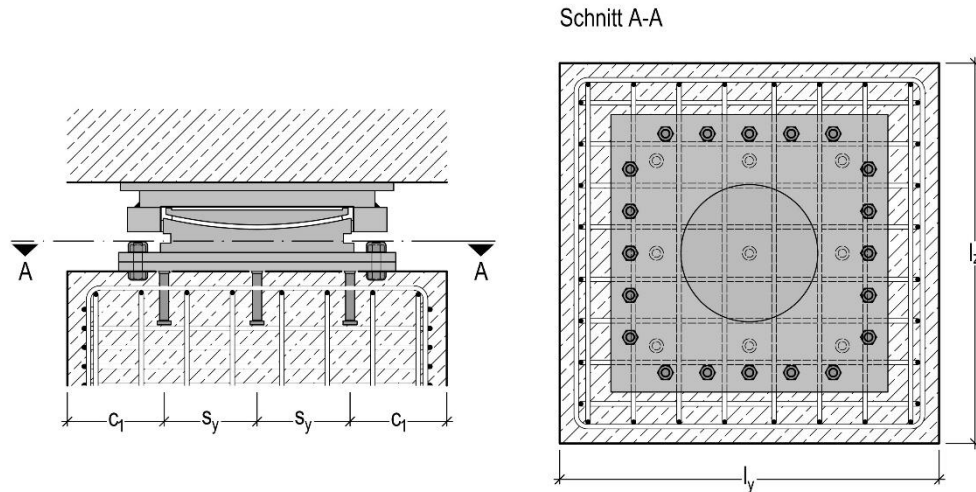


Bild D-3: Praxisbeispiel für einen Lageranschluss

Übersicht zur Befestigungssituation:

|                   |               |                       |
|-------------------|---------------|-----------------------|
| Anzahl Kopfbolzen | n             | 9                     |
| Dübeltyp          | [-]           | SD 22/150             |
| Bolzenwerkstoff   | [-]           | S235J2+C470           |
| Zugfestigkeit     | $f_{uk}$      | 470 N/mm <sup>2</sup> |
| Länge SD          | $h_n$         | 150 mm                |
| Achsabstand       | $s_y$         | 245 mm                |
|                   | $s_z$         | 245 mm                |
| Randabstand       | $c_1$         | 255 mm                |
| Belastung:        |               |                       |
| Normalkraft       | max $N_{S,d}$ | 5000 kN               |
|                   | min $N_{S,d}$ | 1400 kN               |
| Querkraft         | $V_{y,d}$     | 1300 kN               |
| Moment            | $M_{Ed}$      | 0 kNm                 |

|                               |           |            |
|-------------------------------|-----------|------------|
| Betongrund                    | [-]       | ungerissen |
| Betongüte                     | [-]       | C30/37     |
| Betondeckung                  | $c_{nom}$ | 35 mm      |
| Ankerplatte                   | [-]       | S355J2     |
| Dicke Ankerplatte             | $t_{ap}$  | 25 mm      |
| Länge Ankerplatte             | $l_y$     | 730 mm     |
| Breite Ankerplatte            | $l_z$     | 730 mm     |
| Bewehrung                     | [-]       | B500B      |
| Rückhängebewehrung            | $d_{re}$  | 14 mm      |
| Bewehrungsbügel in y-Richtung | $n_y$     | 8          |
| Bewehrungsbügel in x-Richtung | $n_x$     | 8          |
|                               |           |            |
|                               |           |            |

#### Nachweis der Horizontalkraftbeanspruchung des Lagersockels Tragfähigkeit der Einzelkomponenten bei Querbelastung:

Versagensart Stahlversagen:

$$V_{u,s}^{l,h} = n_z \cdot 0,6 \cdot N_{Rk,s} = 321 \text{ kN}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{1,25} = 257 \text{ kN}$$

Versagensart Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung:

Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe im Zustand I:

$$V_{Rk,c}^{l,1} = V_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{f,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{re,V} = 126,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c}^{l,1} = \frac{V_{Rk,c}^{l,1}}{\gamma_{Mc}} = 82,7 \text{ kN}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,0 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,25$$

für  $f_{uk} \leq 800 \text{ N/mm}^2$  und  $\frac{f_{yk}}{f_{uk}} \leq 0,8$  nach  
Tabelle 4.1 DIN EN 1992-4

$$\gamma_{Mc} = 1,5 \text{ nach DIN EN 1992-4}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} = 66,2 \text{ kN}$$

Mit:

$$\text{Vorfaktor: } k_9 = 2,4$$

$$\text{Randabstand: } c'_1 = \max\left\{\frac{c_{2,max}}{1,5}; \frac{h}{1,5}; \frac{s_{2,max}}{3}\right\} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Durchmesser des Kopfbolzens: } d_{nom} = 22 \text{ mm}$$

Faktor, für Verhältnis von Einbindelänge zu Randabstand:

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{c'_1}\right)^{0,5} = 0,08$$

Faktor, für Verhältnis von Durchmesser zu Randabstand:

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c'_1}\right)^{0,2} = 0,06$$

$$A_{c,v}^0 = 4,5 \cdot c_1'^2 = 180000 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,v} = (1,5 \cdot c_1') \cdot (2 \cdot c_1' + 2 \cdot s_2) = 300000 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{s,v} = 0,7 + 0,3 \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1'} = 0,96 \leq 1,0$$

$$\psi_{f,v} = 1,2$$

$$\psi_{h,v} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1'}{h}\right)^{0,5} = 1,0 \geq 1$$

$$\psi_{re,v} = 1,0$$

Betonkantenbruch ausgehend von mittleren Reihe im Zustand II:

$$V_{Rk,c}^{II,2} = 126,3 \text{ kN}; V_{Rd,c}^{II,2} = 82,7 \text{ kN}$$

Betonkantenbruch ausgehend von hinteren Reihe im Zustand III:

$$V_{Rk,c}^{III,3} = 126,3 \text{ kN}; V_{Rd,c}^{III,3} = 82,7 \text{ kN}$$

Versagensart Verbundversagen der Bewehrung:

Verbundversagen ausgehend von der randnahen Reihe im Zustand I:

$$\min l_1 = 4 \cdot d_s = 56 \text{ mm} \rightarrow \text{vorhanden: } 225 \text{ mm} \checkmark$$

$$V_{Rd,b,re}^{I,1} = \sum_{n_{re}} \frac{l_1^{I,1} \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{b,d}}{\alpha} = 519,3 \text{ kN}$$

$$l_1^{I,1} = 1968 \text{ mm}$$

$$d_{s,re} = 14 \text{ mm}$$

$$f_{b,d} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_{Mc}} = 1,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha = 0,7 \cdot 0,7 \approx 0,5$$

Verbundversagen ausgehend von der zweiten Reihe im Zustand II:

$$\min l_1 = 4 \cdot d_s = 56 \text{ mm} \rightarrow \text{vorhanden: } 245 \text{ mm} \checkmark$$

$$V_{Rd,b,re}^{II,2} = \sum_{n_{re}} \frac{l_1^{II,2} \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{b,d}}{\alpha} = 391 \text{ kN}$$

$$l_1^{II,2} = 2964 \text{ mm}$$

$$\alpha = 1,0$$

Verbundversagen ausgehend von der dritten Reihe im Zustand III:

$$\min l_1 = 4 \cdot d_s = 56 \text{ mm} \rightarrow \text{vorhanden: } 245 \text{ mm} \checkmark$$

$$V_{Rd,b,re}^{III,3} = \sum_{n_{re}} \frac{l_1^{III,3} \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{b,d}}{\alpha} = 386 \text{ kN}$$

Widerstand eines Kopfbolzens bei Betonkantenbruch nach Gl. (6.27)

Nach *DIN EN 1992-4* für ungerissenen Beton

Randabstand unter Berücksichtigung des Einflusses eines fiktiven Randes

Nach *DIN EN 1992-4*

Nach *DIN EN 1992-4*

Faktor, der den Einfluss der Störung des Spannungszustandes im Beton durch die Bauteilränder erfasst

Faktor nach *Hofmann (2004)*, zur Berücksichtigung der Einspannwirkung am Dübelkopf

Faktor, der berücksichtigt, dass der Widerstand gegen Betonkantenbruch nicht – wie beim Verhältnis  $A_{c,v}/A_{c,v}^0$  angenommen – proportional zur Bauteildicke abnimmt.

Faktor, zur Berücksichtigung der Bewehrung, wird hier zu 1,0 angenommen, da Bewehrung im analytischen Modell berücksichtigt ist.

Berechnungsansätze wie bei Nachweis für Betonkantenbruch im Zustand I.

Berechnungsansätze wie bei Nachweis für Betonkantenbruch im Zustand I.

Erforderliche Verankerungslänge nach *DIN EN 1992-4*

Berechnung der Verankerungslänge unter Annahme eines Ausbruchwinkels von  $35^\circ$

Verbundfestigkeit nach *DIN EN 1992-1-1*

Faktor zur Berücksichtigung der Hakentragwirkung und einer großen Betondeckung auf den Verbund

Verankerungslänge der Bewehrungsstäbe zwischen Betonausbruchkegel im Zustand I und im Zustand II

$$l_1^{I,1} = 2928 \text{ mm}$$

$$\alpha = 1,0$$

Versagensart Stahlversagen der Bewehrung:

Stahlversagen ausgehend von der ersten Reihe im Zustand I:

$$V_{Rk,s,re}^{I,1} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} = 612 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,re}^{I,1} = \frac{V_{Rk,s,re}^{I,1}}{\gamma_M} = 532 \text{ kN}$$

$$n_{re} = 8$$

$$A_{s,re} = 153 \text{ mm}^2$$

$$f_{y,re} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stahlversagen ausgehend von der zweiten Reihe im Zustand II:

$$V_{Rk,s,re}^{II,2} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} = 1224 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,re}^{II,2} = \frac{V_{Rk,s,re}^{II,2}}{\gamma_M} = 1064 \text{ kN}$$

$$n_{re} = 16$$

Stahlversagen ausgehend von der dritten Reihe im Zustand III:

$$V_{Rk,s,re}^{III,3} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} = 1224 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,re}^{III,3} = \frac{V_{Rk,s,re}^{III,3}}{\gamma_M} = 1064 \text{ kN}$$

$$n_{re} = 16$$

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite:

Widerstand bei Gruppenversagen im Zustand I:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 115,2 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c}^{I,g} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 540,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,cp,c}^{I,g} = \frac{k_3 \cdot N_{u,c}^0}{\gamma_{Mc}} = 721,1 \text{ kN}$$

Mit:

$$k_3 = 2$$

$$k_1 = 12,7$$

$$h_{ef} = \max \left\{ \frac{c_{max}}{c_{cr,N}} \cdot h_{ef}, \frac{s_{2,max}}{s_{cr,N}} \cdot h_{ef} \right\} = 140 \text{ mm}$$

$$A_{c,N}^0 = 9 \cdot h_{ef}^2 = 176400 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,N} = (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} + 2 \cdot s_y) \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} + 2 \cdot s_z) = 828100 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{s,N} = \psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{c,N}} = 1,06 \leq 1 \rightarrow 1,0$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} = 1,25 \leq 1 \rightarrow 1,0$$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_N / s_{cr,Np}} = 1,0$$

$$\psi_{M,N} = 1,0, \text{ da Randeinfluss}$$

Einwirkende Querlasten auf die Kopfbolzenreihen in den verschiedenen Zuständen:

Annahme der Lastverteilung im Zustand I:

Einwirkungen:

$$V_{Ei}^{I,1} = \frac{V_{y,d} - V_f}{n_y} = 200 \text{ kN}$$

Berücksichtigung der Zugtragfähigkeit aller Reihen

Widerstand eines Kopfbolzens bei Herausziehen

$\gamma_{Mc} = 1,5$  nach *DIN EN 1992-4*

Vorfaktor für den Widerstand bei Betonversagen auf der lastabgewandten Seite nach *DIN EN 1992-4*

Vorfaktor für den Widerstand bei Betonversagen nach *DIN EN 1992-4*

Berücksichtigung mehrerer Bauteilränder über fiktiven Rand nach *DIN EN 1992-4*

Beiwert zur Berücksichtigung der Störung des Spannungszustandes im Beton durch Bauteilränder nach *DIN EN 1992-4*

Schalenabplatzbeiwert zur Berücksichtigung einer dichten Bewehrungslage nach *DIN EN 1992-4*

Beiwert zur Berücksichtigung der Lastexzentrizität nach *DIN EN 1992-4*, wird hier nicht angesetzt, da keine exzentr. Zuglast

Beiwert zur Berücksichtigung einer Druckkraft nach *DIN EN 1992-4*

Gleichmäßige Verteilung der Querbeanspruchung zwischen den Kopfbolzenreihen

Reibungsanteil:

$$V_f = \frac{H_k}{\gamma_M} \cdot \min N_{S,d} = 0,5 \cdot \min N_{S,d} = 700 \text{ kN}$$

Anzahl an mitwirkenden Kopfbolzenreihen in y-Richtung:  $n_y = 3$

Annahme der Lastverteilung im Zustand II:

$$V_{Ei}^{II,2} = \frac{V_{y,d} - V_f}{n_y} = 300 \text{ kN}$$

Anzahl an mitwirkenden Kopfbolzenreihen in y-Richtung:  $n_y = 2$

Annahme der Lastverteilung im Zustand III:

$$V_{Ei}^{III,3} = \frac{V_{y,d} - V_f}{n_y} = 600 \text{ kN}$$

Anzahl an mitwirkenden Kopfbolzenreihen in y-Richtung:  $n_y = 1$

Aktivierter Reibungsanteil mit Reibungskoeffizient nach *DIN EN 1337*

Umlagerung der Kräfte auf die hinteren beiden Kopfbolzenreihen

Umlagerung der Kräfte auf die hintere Kopfbolzenreihe

Überprüfen der Ausnutzungsgrade:

Schrittweises Vorgehen: Zunächst wird überprüft, ob im Zustand I die Ausnutzungsgrade eingehalten sind. Wenn die Nachweise nicht eingehalten sind, werden die Zustände I und II weiter nachgewiesen.

Zustand I:

| Versagensart                                | Einwirkung   | Nachweis Gruppe/Einzeldübel | Widerstand                           | Ausnutzungsgrad                 |
|---|--|-----------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|
|   | [kN]   |                             | [kN]                                 | [%]                             |
| Stahlversagen                               | $V_{Ei}^{lh} = 200 \text{ kN}$   | Einzeldübel/Reihe           | $V_{Rd,s}^{lh} = 257$                | $\eta_{V,Rd,s}^{lh} = 0,78$     |
| Betonversagen                               | Betonkantenbruch muss nicht überprüft werden, da eine ausreichende Verankerungslänge der Bewehrung vorhanden ist und die Rückhängebewehrung rechnerisch angesetzt werden kann. |                             |                                      |                                 |
| Verbundversagen der Rückhängebewehrung      | $V_{Ei}^{l,1} = 200 \text{ kN}$  | Gruppenversagen der Reihe   | $V_{Rd,b,re}^{l,1} = 519 \text{ kN}$ | $\eta_{V,Rd,b,re}^{l,1} = 0,38$ |
| Stahlversagen der Rückhängebewehrung        | $V_{Ei}^{l,1} = 200 \text{ kN}$  | Gruppenversagen der Reihe   | $V_{Rd,s,re}^{l,1} = 612 \text{ kN}$ | $\eta_{V,Rd,s,re}^{l,1} = 0,32$ |
| Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite | $V_{Ei}^{lg} = 600 \text{ kN}$   | Gruppenversagen             | $V_{Rd,cp,c}^{lg} = 721 \text{ kN}$  | $\eta_{V,Rd,cp}^{lg} = 0,83$    |

Die Nachweise der Ausnutzungsgrade sind für die möglichen Versagensmechanismen im Zustand I eingehalten. Ein Verbund- oder Stahlversagen ausgehend von der randnahen Reihe wird nicht maßgebend, so dass von einer gleichmäßigen Verteilung der Querlast zwischen den Kopfbolzenreihen ausgegangen wird.

## Lebenslauf

|                        |   |
|------------------------|---|
| Name:                  | Johannes Jakob Ruopp  |
| Geburtsdatum und -ort: | 21.03.1986 in Blaubeuren  |
| Familienstand:         | Verheiratet, eine Tochter   |
| 2005                   | Allgemeine Hochschulreife   |
| 2005–2007              | Ausbildung zum Beton- und Stahlbetonbauer<br>bei der Leonhard Weiss GmbH & Co. KG                       |
| 2007                   | Gesellenprüfung   |
| 2007–2013              | Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart   |
| 2010–2011              | Auslandsstudium an der University of Calgary<br>(DAAD-Stipendium)                                       |
| 2013–2018              | Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Universität Stuttgart<br>am Institut für Konstruktion und Entwurf |
| 2018–2019              | Elternzeit  |
| Seit 2019              | Mitarbeiter bei schlaich bergemann partner  |