# Bemessung von zugbeanspruchten kombinierten Übergreifungsstößen aus Glatt- und Rippenstählen beim Bauen im Bestand

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

## Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte

## DISSERTATION

von


## Uwe Angnes

aus Ingelheim am Rhein


| | |
|---|---|
| Dekan: | Prof. Dr. Robert Jüpner |
| 1.Berichterstatter: | Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell |
| 2. Berichterstatter: | Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann |
| Tag der mündlichen Prüfung: | 22.03.2016 |


Kaiserslautern 2016

(D386)

# Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern. Ausgangspunkt war das mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung geförderte Forschungsvorhaben „Optimierte Übergreifungsstöße von Betonstahl unterschiedlicher Güte beim Bauen im Bestand“.

Mein besonderer Dank gilt dem Leiter des Fachgebiets und meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell. Ihm danke ich sehr herzlich für das mir entgegengebrachte Vertrauen und für seine wertvollen Denkanstöße sowie seine stete und zielorientierte Diskussionsbereitschaft. Durch seine Unterstützung meiner wissenschaftlichen Tätigkeit und Forschung gelangen mir Einstieg und Weiterentwicklung des Themas meiner Arbeit.

Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann vom Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig bedanke ich mich herzlich für die Übernahme des Korreferats und für seine vielfältigen Hinweise und Anregungen als Mitglied der Arbeitsgruppe des genannten Forschungsvorhabens. In diesem Zusammenhang möchte ich mich ebenfalls sehr bei Herrn Dr.-Ing. Frank Fingerloos vom Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein e.V. in Berlin bedanken. Herrn Prof.-Dr.-Ing. Wolfgang Kurz gilt mein Dank für die konstruktiven Diskussionen und Gespräche zum Thema sowie für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission. Ein weiterer Dank gilt Frau Jun.-Prof. Dr.-Ing. Catherina Thiele für die Hinweise und Anregungen bezüglich der statistischen Auswertung der Versuche.

Allen Mitarbeitern des Labors für konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern danke ich für die Herstellung der zahlreichen Versuchskörper und die Unterstützung bei der Versuchsdurchführung. Dabei gilt mein besonderer Dank Herrn Dipl.-Ing. Michael Zacher, der mich anfangs als Hilfswissenschaftler und später als Mitarbeiter des Fachgebiets sowohl bei der Versuchsdurchführung und -auswertung als auch bei der FE-Modellierung bestens unterstützt hat. Ebenfalls danken möchte ich den Herren Markus Kiemen und Christian Weisgerber für die Versuchsdurchführungen im Zuge ihrer jeweiligen Studienarbeiten.

Bei meinen Kolleginnen und Kollegen des Fachgebiets und Fachbereichs, besonders bei Herrn Dipl.-Ing. Florian Stauder, bedanke ich mich für die angenehme Zusammenarbeit, die ständige Diskussionsbereitschaft und die vielen konstruktiven Gespräche.

Ebenfalls danken möchte ich meinem Geschäftspartner Herrn Dipl.-Ing. Stefan Meister und den Mitarbeitern der von uns gemeinsam geführten Ingenieurgesellschaft TRAGWERK Angnes + Meister mbH für die Unterstützung und deren Verständnis in dieser schwierigen, aber aufgrund des Einsatzes aller trotzdem erfolgreichen Zeit.

Ganz besonders bedanke ich mich bei meiner Frau Heike und meinem Sohn Niklas für deren Unterstützung und Verständnis, aber auch dafür, dass sie mir jeden Tag schöner und lebenswerter machen. Meinen Eltern danke ich ebenfalls für die Unterstützung und den unerschütterlichen Glauben an einen erfolgreichen Abschluss dieser Arbeit.

Ingelheim, Oktober 2015

Uwe Angnes

Uwe Angnes

# Bemessung von zugbeanspruchten kombinierten Übergreifungsstößen aus Glatt- und Rippenstählen beim Bauen im Bestand

# Inhaltsverzeichnis

Seite

**Kurzfassung ..... XIII**

**Abkürzungs- und Formelzeichenverzeichnis ..... XV**

**1 Einleitung ..... 1**

1.1 Motivation und Ziele ..... 1

1.2 Vorgehensweise und Arbeitsprogramm ..... 2

**2 Grundsätzliches zur Berechnung von Übergreifungsstößen ..... 5**

2.1 Historische Grundlagen ..... 5

2.1.1 Vorbemerkungen ..... 5

2.1.2 Die Historie des Übergreifungsstoßes in Deutschland ..... 6

2.2 Der Verbund zwischen Stahl und Beton ..... 13

2.2.1 Der Verbund als Grundlage der Stahlbetonbauweise ..... 13

2.2.2 Wirkungsweise des Verbunds ..... 13

2.2.3 Ursachen von Verbundbeanspruchungen ..... 18

2.2.4 Mechanismen des Verbunds ..... 18

2.2.5 Einflussgrößen auf das Verbundverhalten des Stahlbetons ..... 26

2.2.6 Zulässige Verbundspannungen für die Bemessung ..... 29

2.3 Werkstoffeigenschaften historischer Betonstähle ..... 31

2.3.1 Vorbemerkungen ..... 31

2.3.2 Werkstoffkennwerte glatter Betonstähle ..... 32

2.3.3 Werkstoffkennwerte von Betonformstählen ..... 32

2.3.4 Werkstoffkennwerte von Betonrippenstählen ..... 33

2.3.5 Charakteristische Werte der Streckgrenze historischer Betonstähle ..... 33

2.4 Verankerung glatter Betonstähle ..... 35

2.4.1 Der Nachweis der Haftspannungen am Anfang des Stahlbetonbaus ..... 35

2.4.2 Die Tragkraft von Glattstahlverankerungen mit Haken nach *Bach 1911* ..... 36

*2.4.3* Das Prinzip der Seilreibung an Haken von Glattstählen nach *Bauer 1949* ....37
2.4.4 Ingenieurmodell zur Berechnung von Seilreibung und Haltekraft am Haken....45
2.4.5 Der Schlupf am Hakenende als Kenngröße für die Gebrauchstauglichkeit....49
2.4.6 Die Verankerung glatter Stähle nach *DIN 1045 1972 und 1978*....49
2.4.7 Die Verankerung glatter Stähle nach *ENV 1992 1991* ....50
2.4.8 Berechnung der Verankerungslänge glatter Betonrundstähle....51
2.5 Verankerung gerippter Betonstähle....54
2.5.1 Der Scherverbund als Entwicklungshelfer der Rippenstähle....54
2.5.2 Der quergerippte Betonformstahl mit baupolizeilicher Zulassung....55
2.5.3 Die Verankerung des Betonrippenstahls mit geraden Stabenden....56
2.5.4 Die Verankerung von Betonrippenstahl nach DIN 1045 und Eurocode 2 ....57
2.5.5 Der Einfluss der bezogenen Rippenfläche $f_R$ ....59
2.5.6 Berechnung der Verankerungslänge gerippter Betonrundstähle....62
2.6 Tragverhalten von Übergreifungsstößen mit glatten Betonstählen ....66
2.6.1 Tragkraft von Übergreifungsstößen mit Glattstählen nach *DAfStb 14* ...66
2.6.2 Das Tragverhalten von Glattstahl-Übergreifungsstößen mit Haken ....70
2.6.3 Entwicklung der Spannungen zwischen Haken von Glattstahlstößen ...72
2.6.4 Berechnung der Übergreifungslänge von Glattstahlstößen mit Haken ..76
2.7 Tragverhalten von Übergreifungsstößen gerippter Betonstähle....78
2.7.1 Erforschung des Tragverhaltens in den 1970-er und 1980-er Jahren ...78
2.7.2 Versagensmechanismen für Rippenstahlstöße mit geraden Enden....78
2.7.3 Lastübertragungsmodell für Rippenstahlstöße mit geraden Enden....80
2.7.4 Tragfähigkeit von Rippenstahlstößen mit geraden Enden....84
2.7.5 Die Gebrauchstauglichkeit von Rippenstahlstößen mit geraden Enden 91
2.7.6 Übergreifungsstöße gerippter Stähle mit Haken ....94
2.7.7 Berechnung der Übergreifungslänge von Rippenstahlstößen ....96
2.8 Die genormten Konstruktionsregeln für Übergreifungsstöße ....99
2.8.1 Die Konstruktionsregeln der frühen Jahre von 1925 bis 1972....99
2.8.2 Die Konstruktionsregeln der 1970-er Jahre....99
2.8.3 Die Konstruktionsregeln von heute ....103

**3 Tastversuche mit kombinierten Übergreifungsstößen .....105**

3.1 Programm der eigenen experimentellen Untersuchungen .....105

3.2 Referenz- und Tastversuche .....106

3.2.1 Herstellung der Probekörper .....106
3.2.2 Messtechnik und Versuchsdurchführung .....107
3.2.3 Versuchsverlauf .....108
3.2.4 Vergleichsberechnung und Bewertung .....114

3.3 Ergänzende Tastversuche .....116

3.3.1 Herstellung der Probekörper .....116
3.3.2 Messtechnik und Versuchsdurchführung .....118
3.3.3 Versuchsergebnisse .....119
3.3.4 Messung der Spannungsverläufe mit DMS .....122
3.3.5 Vergleichsberechnungen und Bewertung .....124

**4 Systematische Versuchsreihen.....127**

4.1 Entwicklung der systematischen Versuchsreihen .....127

4.1.1 Definition der Randbedingungen .....127
4.1.2 Vordimensionierung der kombinierten Übergreifungsstöße .....129
4.1.3 Wahl der Prüfkörperabmessungen .....134
4.1.4 Wahl von Bewehrung und Beton .....136

4.2 Versuchsdurchführung .....140

4.2.1 Versuchsaufbau und Messtechnik .....140
4.2.2 Festlegung der Einwirkung für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit .....141

4.3 Versuchsergebnisse.....142

4.3.1 Betonkennwerte und Traglasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT).....142
4.3.2 Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG).....146

4.4 Versagensmechanismen kombinierter Übergreifungsstöße.....149

4.4.1 Kombinierte Übergreifungsstöße Typ I (glatt, Haken und gerippt, gerade) .....149

4.4.2 Kombinierte Übergreifungsstöße Typ II (glatt, Haken und gerippt, Haken) .....152

4.5 Zuggliedversuche .....154

4.5.1 Entwicklung .....154
4.5.2 Versuchsdurchführung .....157
4.5.3 Versuchsergebnisse .....158
4.5.4 Messung der Spannungsverläufe mit DMS .....160

4.6 Lastübertragungsmodell für kombinierte Übergreifungsstöße Typ I .....162

4.7 Tastversuche mit variierter Stoßausbildung .....164

4.7.1 Veranlassung .....164
4.7.2 Versuchsdurchführung und -ergebnisse .....164

**5 Ingenieurmodell zur Bemessung kombinierter Übergreifungsstöße .....167**

5.1 Entwicklung eines Ingenieurmodells für Kombi-Stöße Typ I .....167

5.1.1 Vergleichsberechnungen zu den systematischen Versuchsreihen .....167
5.1.2 Einführung der bezogenen kombinierten Übergreifungslänge $\alpha_{com}$ .....168
5.1.3 Bemessungsdiagramm für kombinierte Übergreifungsstöße des Typs I .....173
5.1.4 Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_{0,com,I}$ des Kombi-Stoßes Typs I .....180
5.1.5 Vergleich der Kombi-Stöße Typ I mit Übergreifungsstößen nach *EC2 2011* .....186
5.1.6 Kombi-Stöße Typ I mit ungleicher Ausnutzung der Streckgrenzen .....187
5.1.7 Kombi-Stöße des Typs I mit verminderter seitlicher Betondeckung .....189

5.2 Die Tragfähigkeit weiterer untersuchter Kombi-Stöße .....190

5.2.1 Kombi-Stöße des Typs II (Haken, glatt – Haken, gerippt) .....190
5.2.2 Kombi-Stöße mit gleichen Durchmessern und ungleicher Stabanzahl 191

5.3 Konstruktionsregeln für kombinierte Übergreifungsstöße .....192

5.3.1 Anforderungen an die bauliche Durchbildung der Stöße .....192
5.3.2 Querbewehrung kombinierter zugbeanspruchter Übergreifungsstöße 194

5.4 Vergleichsberechnungen mit dem FE-Programm ATENA 3D .....195

5.4.1 Entwicklung der berechneten FE-Modelle .....195

5.4.2 Zusammenfassung der erzielten Rechenergebnisse .....198
5.4.3 Bewertung der Ergebnisse .....201

**6 Zusammenfassung und Ausblick .....205**

**Literaturverzeichnis .....209**

**Tabellenverzeichnis .....219**

**Lebenslauf .....221**

**Anhang 1 Historische Übergreifungsstöße - Beispielrechnungen .....A.1-1**

A.1.1 Historische Entwicklung des Übergreifungsstoßes .....A.1-3
A.1.2 Historie der Biegerollenradien von Haken in der DIN 1045.....A.1-32

**Anhang 2 Experimentelle Untersuchungen.....A.2-1**

A.2.1 Vorbemerkungen .....A.2-3
A.2.2 Auswertung der Versuche Nr.1-55 mit Tabelle A2-1.....A.2-4

**Anhang 3 Finite – Elemente – Berechnungen mit ATENA 3D .....A.3-1**

A.3.1 Modell GG-1.....A.3-2
A.3.2 Modell GG-2.....A.3-7
A.3.3 Modell RR-1.....A.3-12
A.3.4 Modell RR-2.....A.3-17
A.3.5 Modell RG-1.....A.3-22
A.3.6 Modell RG-2.....A.3-27
A.3.7 Modell RG-3.....A.3-32
A.3.8 Modell RG-4.....A.3-37

**Ausführliche Inhaltsverzeichnisse der Anhänge siehe Seiten A.1-1; A.2-1 und A.3-1**

**Hinweis zum Anhang**

Der Anhang zu dieser Arbeit ist im vorliegenden Exemplar nicht abgedruckt. Die vollständige Dissertation ist in elektronischer Form auf dem Dokumentenserver der Technischen Universität Kaiserslautern abrufbar (https://kluedo.ub.uni-kl.de).

# Kurzfassung

Beim Bauen im Bestand werden häufig neue Stahlbetonbauteile kraftschlüssig an bestehene Tragstrukturen angeschlossen. Dies wird bei Ortbetonbauteilen günstig mit dem Übergreifungsstoß realisiert.

Bis Ende der 1950-er Jahre wurden im Stahlbetonbau überwiegend glatte Betonstähle verwendet, bevor sie mit einer Übergangszeit bis Ende der 1970-er Jahre von den heute eingesetzten gerippten Betonstählen abgelöst wurden. Im Gegensatz zu den seit 1925 genormten Übergreifungsstößen mit Betonstählen gleicher Art und Güte sind kombinierte Übergreifungsstöße von Glatt- und Rippenstählen jedoch bis heute nicht geregelt.

Zur Beseitigung dieses Defizits wurden im Rahmen dieser Arbeit differenzierte Bewehrungsregeln hergeleitet, die wissenschaftlich abgesicherte und gleichzeitig wirtschaftliche Lösungen für kombinierte Übergreifungsstöße ermöglichen, denn unter Einbeziehung des Rückbaus bestehender Altbetonsubstanz verlangt eine ökonomische Bauweise für Übergreifungsstöße von freigelegten historischen Glattstählen mit aktuell verwendeten Rippenstählen nach Vollstößen mit kleinstmöglichen Übergreifungslängen. Dabei sind die Anforderungen nach heute gültigem Regelwerk an die Zuverlässigkeit gegen Versagen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und die Sicherstellung der vorgegebenen Nutzung durch Begrenzung der Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) zu beachten.

Für verschiedene kombinierte Übergreifungsstöße von mit Endhaken versehenen glatten Betonstählen BStI und gerippten Betonstählen B500 mit geraden Stabenden oder Endhaken wurden die erforderlichen Übergreifungslängen anhand systematisch aufgebauter Versuchsreihen empirisch ermittelt. Dabei wurde ein grundlegendes Verständnis für die Tragwirkung kombinierter Übergreifungsstöße gewonnen und ein allgemeingültiges Lastübertragungsmodell erarbeitet.

Zur Bemessung kombinierter Übergreifungsstöße wurde weiter ein Ingenieurmodell abgeleitet, welches die Tragwirkung derartiger Stöße zuverlässig beschreibt und die experimentell ermittelten Übergreifungslängen bestätigt. Dabei wurde unter Berücksichtigung der für den Verbund maßgebenden Betonzugfestigkeit, der Stahlspannungen und den Stabdurchmessern auf Basis statistischer Methoden ein Bemessungsdiagramm für die erforderliche Übergreifungslänge bestimmter Stoßkombinationen erarbeitet und eine ergänzende FE-Modellierung durchgeführt.

Darauf aufbauend werden allgemeingültige Gleichungen zur Ermittlung der Bemessungswerte der Übergreifungslängen kombinierter Übergreifungsstöße mit Glattstahl BStI und Rippenstahl B500 angegeben und Konstruktionsregeln für in der Praxis regelmäßig vorkommende Kombinationen von Stabdurchmessern, Betongüten und Verbundbedingungen erarbeitet, die für Kombi-Stöße gleichwertig zu den Regeln des EC2 für den Neubaufall angewendet werden können.

## Abstract

In design and construction of existing buildings new reinforced concrete components often are connected to existing support structures. At in situ concrete structures this is beneficial realized with lapped joints.

Until the late 1950’s in reinforced concrete predominantly smooth reinforcing bars were used. After this until the 1970's they were step by step replaced by ribbed reinforcing bars as used today. In contrast to lapped joints with equal steel grade at each bar, as they have been standardized since 1925, combined lapped joints of smooth and ribbed steel, however, are not regulated until now.

To eliminate this deficit, in this work reinforcement regulations were differentiated, that allow scientifically verified and simultaneously economical solutions for combined lapped joints. The involved dismantling of existing concrete requires an economical design for lapped joints of exposed historical smooth steels with modern ribbed steels with the smallest possible overlap length. Thereby current requirements according to applicable rules and regulations on the reliability against failure in the ultimate limit state (ULS) and ensuring the predetermined usage by limiting the crack widths in the serviceability limit state (SLS) must be observed.

For several combined lapped joints of smooth steel BStI with hooks and ribbed reinforcing steel B500 with straight bar ends or hook the necessary overlap lengths were empirically determined based on systematically constructed experimental series. Thereby a basic understanding of the structural behavior of combined lapped joints was recovered and a universal load transfer model could be developed.

Furthermore for design of combined lapped joints an engineering model has been derived, which reliably describes the supporting effect of such joints and confirms the experimentally determined overlap lengths. Based on modern statistical methods and a supplemental finite element modeling there was developed a design diagram for the required lap length of certain lapped combinations taking into account the composite strength of concrete, which is mainly affected by the tensile strength of concrete, the steel stresses and the bar diameters.

Building on this general equations and design rules for in practice regularly occurring combinations of bar diameters, concrete qualities and bond conditions were developed and specified for determining the design values of the lap lengths of combined overlapped joints with smooth steel BStI and ribbed steel B500, that can be applied equivalent to the rules of EC2 in the case of new building.

# Abkürzungs- und Formelzeichenverzeichnis

### Lateinische Großbuchstaben

| | |
|---|---|
| $A_c$ | Querschnittsfläche Beton |
| $A_{cc}$ | Druckzonenfläche |
| $A_s$ | Querschnittsfläche Betonstahl |
| $A_{s,erf}$; $A_{s,vorh}$ | Fläche der erforderl. / vorhand. Bewehrung nach *DIN 1045 1978* |
| $A_{s,req}$ | Fläche der erforderlichen Bewehrung nach *ENV 1992 1991* |
| $A_{s,pro}$ | Fläche der vorhandenen Bewehrung nach *ENV 1992 1991* |
| $D$ | Biegerollendurchmesser |
| $D$ | Druckkraft |
| $D$ | Hakendurchmesser nach *Bauer 1949* |
| $D_{min}$ | Mindestbiegerollendurchmesser |
| $D'$ | bezogener Hakendurchmesser nach *Bauer 1949* |
| $D_{\parallel}$ | parallel zur Stabkraft verlaufende Druckkraft |
| $D_{\perp}$ | senkrecht zur Stabkraft verlaufende Druckkraft |
| $D_{Res}$ | Resultierende Druckkraft |
| $D_r$ | Druckkraft nach *Bauer 1949* |
| $E_d$ | Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkung im GZT |
| $E_{d,perm}$ | Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkung im GZG |
| $E_s$ | E-Modul Stahl |
| $E_c$ | E-Modul Beton |
| $F$ | Zugkraft in *Bilder 2.6 + 2.7*; Einzellast in *Bild 2.8* |
| $F_e$ | Querschnittsfläche nach *DIN 1045 1972* |
| $F_H$ | aufnehmbare Hakentragkraft |
| $F_h$ | verbleibende Stabkraft (Haltekraft) nach Abbau der Seilreibung |

| | |
|---|---|
| $F_R$ | Rippenfläche |
| $F_M$ | Mantelfläche |
| $F_{u,\,cal}$ | berechnete Traglast |
| $F_{u,\,exp}$ | experimentell ermittelte Traglast |
| $F_v$ | Klemmkraft am Hakenende |
| $F_q$ | Querzugkraft am Übergreifungsstoß |
| $F_{SR}$ | Seilreibungskraft |
| $F_y$ | Stabkraft |
| $F_{yt}$ | Stahlzugkraft |
| $F_{TV}$ | experimentell ermittelte Tragkraft |
| $F_z$ | Zugkraft am Hakenanfang |
| $F_{z,k}$ | maximale charakteristische Stabzugkraft (in Abhängigkeit von $f_{yk}$) |
| $G_k$ | charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung |
| $K_{bz}$ | Biegezugfestigkeit Beton nach *Bauer 1949* |
| $K_z$ | Zugfestigkeit Beton nach *Bauer 1949* |
| $M$ | Biegemoment |
| $N$ | Lastwechselzahl |
| $P_g$ | Gleitwiderstand der geraden Stabstrecke nach *Bauer 1949* |
| $P_h$ | Tragkraft des Hakens nach *Bauer 1949* |
| $Q_k$ | charakteristischer Wert einer veränderlichen Einwirkung |
| $R_e$ | Streckgrenze nach *DIN 488 2009* |
| $R_m$ | Zugfestigkeit (Bruchgrenze) nach *DIN 488 2009* |
| $S_{xy}$ | Summe der miteinander multiplizierten Einzelwerte $x_i$ und $y_i$ |
| $U_s$ | Stabumfang Betonstahl |
| $V$ | Variationskoeffizient |
| $V_{Ed}$ | Bemessungswert der Querkraft |

| | |
|---|---|
| $W_{b28}$ | Würfeldruckfestigkeit nach *Bauer 1949* (Kantenlänge 20cm) |
| $Z$ | Zugkraft |

**Lateinische Kleinbuchstaben**

| | |
|---|---|
| $a$ | Rippenhöhe Betonstahl |
| $a$ | lichter Stoßabstand nach *EC2 2011* |
| $a$ | verkleinertes Grundmaß nach *DIN 1045 1972* |
| $a_1$ | Grundmaß der Verankerungslänge nach *DIN 1045 1972* |
| $a_0$ | Grundmaß nach *DIN 1045 1972* |
| $a_0$‘ | Hakenabzug nach *DIN 1045 1972* |
| $b$ | Querschnittsbreite Bauteil |
| $b$ | Ordinatenabschnitt (lineare Funktion) |
| $c$ | vertikale bzw. innere / äußere Betondeckung nach *EC2 2011* |
| $c_1$ | seitliche Betondeckung nach *EC2 2011* |
| $c_{cor}$ | Korrekturbeiwert zur Bemessung der kombinierten Übergreifungslänge |
| $c_l$ | lichter Rippenabstand in Stablängsrichtung (Betonstahl) |
| $c_m$ | Achsabstand der Rippen in Stablängsrichtung (Betonstahl) |
| $c_x$ | seitliche Betondeckung nach *DAfStb 301* |
| $c_y$ | vertikale Betondeckung nach *DAfStb 301* |
| $d$ | Stabdurchmesser nach *Bauer 1949* |
| $d$ | statische Nutzhöhe |
| $d_B$ | Biegerollendurchmesser nach *DIN 1045 1972* |
| $d_{br}$ | Biegerollendurchmesser nach *DIN 1045 1978* |
| $d_e$ | Nenndurchmesser des Stabes nach *DIN 1045 1972* |
| $d_k$ | Kerndurchmesser des Stabes |
| $d_s$ | Nenndurchmesser des Stabes nach *DIN 1045 1978 ff.* |
| $e_s$ | Breite der Spaltfläche, vgl. *DAfStb 301* |

| | |
|---|---|
| $e_s$ | lichter Stoßabstand nach *Ferguson 1969* |
| $f_{ctd,pl}$ | Betonzugspannungen im unbewehrten Beton nach *EC2 2011* |
| $f_{bd}$ | Bemessungswert der Verbundspannung |
| $f_{bd,0}$ | Grundwert des Bemessungswerts der Verbundspannung nach *MC 2010* |
| $f_c$ | Betondruckfestigkeit, einaxial |
| $f_{cm,\ cube}$ | mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons |
| $f_{ck}$ | charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen |
| $f_{ct}$ | Betonzugfestigkeit, zentrisch |
| $f_{ctk;\ 0,05}$ | charakteristische Betonzugfestigkeit, zentrisch |
| $f_{ctm}$ | mittlere Betonzugfestigkeit, zentrisch |
| $f_{ctd}$ | Bemessungswert der zentrischen Betonzugfestigkeit |
| $f_R$ | bezogene Rippenfläche |
| $f_{R,upd}$ | bez. Rippenfläche $f_R$ des älteren Rippenstahls nach *SIA 269-2 2011* |
| $f_{yk}$ | charakteristische Streckgrenze des Betonstahls |
| $f_{yd}$ | Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls |
| $f_{y,G}$ | Streckgrenze für Glattstahl |
| $f_{y,R}$ | Streckgrenze für Rippenstahl |
| $k$ | Beiwert zur Ermittlung der Übergreifungslänge nach *DIN 1045 1972* |
| $k$ | Faktor zur Berücksichtigung der Verbundversagensart (Kap. 2.2.5) |
| $k_d,\ k_q,\ k_v$ | Faktoren zur Berücksichtigung von Durchmesser, Querkraft und Verbund in Gl. (2.55) nach *DAfStb 301* |
| $k_t$ | Faktor zur Berücksichtigung von Kriechverformungen in Gl. (2.11) |
| $k_N$ | Faktor zur Berücksichtigung der Lastwechselzahl in Gl. (2.12) |
| $l_b$ | Grundmaß der Verankerungslänge nach *ENV 1992 1991* |
| $l_{b,min}$ | Mindestwert der Verankerungslänge |
| $l_{b,net}$ | erforderliche Verankerungslänge für Zugstäbe nach *ENV 1992 1991* |
| $l_{b,rqd}$ | Grundwert der Verankerungslänge nach *EC2 2011* |

| | |
|---|---|
| $l_ü$ | Grundmaß der Übergreifungslänge nach *DIN 1045 1972 / 1978* |
| $l_0$ | Übergreifungslänge nach *EC2 2011* |
| $l_{0,com}$ | Übergreifungslänge bei kombinierten Stößen |
| $l_1$ | Verankerungslänge nach *DIN 1045 1978* |
| $l_n$‘ | Länge $l_n$ einer geraden Strecke n dividiert durch den Stabdurchmesser *d* $(l_n \div d)$ nach *Bauer 1949* |
| $l_s$ | Übergreifungslänge nach *DIN 1045-1 2001* |
| *m* | Steigung (lineare Funktion) |
| *n* | Anzahl der Einzelwerte, Stichprobenumfang |
| *p, $p_R$* | Pressungen, radial |
| *p* | Abdeckung (Anteil an der Grundgesamtheit) |
| *p* | Querdruck in Gl.(2.17) |
| *s* | Relativverschiebung (Schlupf) |
| *s*‘ | bezogene kleinste seitliche Betondeckung *s* nach *Bauer 1949* |
| $s_1$‘ | bezogene größere seitliche Betondeckung *s* nach *Bauer 1949* |
| $s_x^2$, $s_y^2$ | Varianzen |
| $s_{xy}$ | Kovarianz |
| $u_s$ | Verschiebung des Stahls |
| $u_c$ | Verschiebung des Betons |
| *ü* | gerader Überstand nach dem Bogen am Haken |
| $w_{pl}$ | plastisches Widerstandsmoment |
| $w_{max}$ | Maximal zulässige Rissbreite |
| $\bar{x}$ | Mittelwert in Abszissenrichtung |
| $x_i$ | Einzelwert eines Wertes auf der Abszisse |
| $\bar{y}$ | Mittelwert in Ordinatenrichtung |
| $y_i$ | Einzelwert eines Wertes auf der Ordinate |
| *z* | innerer Hebelarm |

**Griechische Buchstaben**

| | |
|---|---|
| *1- α* | Vertrauensniveau |
| *α* | Biegewinkel |
| *α* | Umschlingungswinkel im Bogenmaß [-] |
| $\alpha_{\mathrm{com}}$ | bezogene kombinierte Übergreifungslänge |
| $\alpha_2$ | Übergreifungslänge nach *DIN 1045 1943* bis *DIN 1045 1959* |
| $\alpha_1$ bis $\alpha_6$ | Beiwerte zur Ermittlung der Übergreifungslänge nach u.a. *EC2 2011* |
| $\alpha_{\mathrm{a}}$ | Beiwert zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der Verankerung nach *ENV 1992 1991* |
| $\alpha_{\mathrm{pl}}$ | plastischer Formbeiwert |
| $\beta_{\mathrm{s}}$ | Stahlstreckgrenze nach *DIN 1045 1972 / 1978* |
| $\beta_{\mathrm{W}}$ | Würfeldruckfestigkeit (Würfel a = 200 mm); $\beta_w \approx 1{,}05 \cdot f_{c,\mathrm{cube}}$ |
| $\gamma_{\mathrm{Bt}}$ | Teilsicherheitsbeiwert für die Summe der Bauteilwiderstände |
| $\gamma_{\mathrm{C}}$ | Teilsicherheitsbeiwert für Beton |
| $\gamma_{\mathrm{E}}$ | Teilsicherheitsbeiwert für die Summe der Einwirkungen |
| $\gamma_{\mathrm{Gl}}$ | globaler Sicherheitsbeiwert |
| $\gamma_{\mathrm{S}}$ | Teilsicherheitsbeiwert für Stahl |
| $\Delta$ | Relativverschiebung (Schlupf) |
| $\Delta F_{\mathrm{r}}$ | zusätzliche Tragkraft aus Reibung |
| $\delta$ | Relativverschiebung (Schlupf) |
| $\varepsilon_{\mathrm{c}}$ | Dehnung des Betons |
| $\varepsilon_{\mathrm{s}}$ | Dehnung des Stahls |
| $\zeta$ | Abminderungsbeiwert |
| $\eta$ | Beiwert zur Berücksichtigung der Oberflächenstruktur |
| $\eta_1$ | Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen |
| $\eta_2$ | Beiwert zur Berücksichtigung der Stabdurchmesser |

| | |
|---|---|
| $\eta_3$ | Beiwert zur Berücksichtigung der Stabdurchmesser |
| $\eta_4$ | Beiwert zur Berücksichtigung der Stahlfließgrenze |
| $\eta_{B500}$ | Ausnutzung des gerippten Stahls B500 |
| $\eta_{BStI}$ | Ausnutzung des glatten Stahls BStI |
| $\mu$ | Reibungsbeiwert |
| $\mu$ | Querbewehrung im Hakenbereich in % $(\frac{f_e}{F_b} \cdot 100)$ nach *Bauer 1949* |
| $\mu$ | bezogenes Biegemoment |
| $\mu_G$ | Reibungskoeffizient Glattstahl auf Beton [-] |
| $\sigma_b$ | Betonspannung quer zum Haken nach *Bauer 1949* |
| $\sigma_c$ | Betonspannungen |
| $\sigma_e^Q$ | Bruchstahlspannung aufgrund wirksamer Querbewehrung (*DAfStb 301*) |
| $\sigma_{eu}$ | Im Bruchzustand übertragbare Stahlspannung gestoßener Stäbe |
| $\sigma_g$ | Spannung aufgrund des Gleitwiderstands nach *Bauer 1949* |
| $\sigma_F$ | Fließspannung des Betonstahls nach *Bauer 1949* |
| $\sigma_h$ | Spannung aufgrund Hakentragkraft nach *Bauer 1949* |
| $\sigma_{max}$ | maximale Spannung im Rundstahl nach *Bauer 1949* |
| $\sigma_s$ | Stahlspannung |
| $\sigma_{s,B500}$ | Stahlspannung im gerippten Stahl B500 |
| $\sigma_{s,BStI}$ | Stahlspannung im glatten Stahl BStI |
| $\sigma_{sm}$ | mittlere Stahlspannung |
| *zul* $\sigma_e$ | zulässige Stahlspannung |
| $\tau$ | Schubspannung |
| $\tau'$ | Adhäsionsspannung |
| $\tau_1$ | zulässige Haftspannung oder Gleitwiderstand nach *Bauer 1949* |
| $\tau_{1_n}$ | Gleit- bzw. Scherwiderstand auf der Stabstrecke n *Bauer 1949* |
| $\tau_b$ | Verbundspannung |

| | |
|---|---|
| $\tau_{bm}$ | mittlere Verbundspannung |
| $\tau_{b,max}$ | maximale Verbundspannung |
| $\tau_{cp}$ | Spannung im unbewehrten Beton aus Schub nach *EC2 2011* |
| $zul.\ \tau_1$ | zulässiger Rechenwert der Verbundspannung nach *DIN 1045 1972, 78* |
| $\phi$ | Stabdurchmesser |
| $\phi_{B500}$ | Stabdurchmesser des Betonstahls B500 |
| $\phi_{BStI}$ | Stabdurchmesser des Betonstahls BStI |
| $\phi_R$ | Stabdurchmesser des gerippten Stahls |
| $\phi_G$ | Stabdurchmesser des glatten Stahls |
| $\chi$ | Faktor für Kombi-Stöße mit verminderter seitlicher Betondeckung |
| $\psi_{i,i}$ | Kombinationsbeiwerte für Hochbauten nach *EC0* |

**Abkürzungen**

| | |
|---|---|
| Const. | Konstante nach *Bauer 1949* |
| DGL | Differenzialgleichung des verschieblichen Verbundes |
| DMS | Dehnmessstreifen |
| GZG | Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit |
| GZT | Grenzzustand der Tragfähigkeit |
| KMD | Kraftmessdose |
| Kap. | Kapitel |
| NA | Nationaler Anhang |
| WV | Wegaufnehmer, vertikal |

# 1 Einleitung

## 1.1 Motivation und Ziele

Beim Bauen im Bestand werden im Massivbau vielfach Eingriffe in das Tragwerk vorgenommen, die Ausführende und Planer vor große Herausforderungen stellen. Häufig können aktuell gültige Bewehrungs- und Konstruktionsregeln trotz baurechtlicher Forderung bei bestehenden Tragwerken nur eingeschränkt angewendet werden. Obwohl das Mischen unterschiedlicher Normengenerationen vermieden werden soll und die Nachweisformate nur in Verbindung mit den zugehörigen Bewehrungs- und Konstruktionsregeln gelten, sind in der Praxis oft Sonderlösungen gefordert.

Insbesondere an der Schnittstelle zwischen alten und neuen Bauteilen ergeben sich Fragen außerhalb geltender Regeln, die gleichzeitig sichere und wirtschaftliche Lösungen fordern. Ein solches Problem stellt das Einbinden historischer Glattstahlbewehrung einer bestehenden Tragstruktur in ein neu anzuschließendes Stahlbetontragelement in Ortbeton dar, welches mit heute üblichem gerippten Betonstahl bewehrt wird. Da der Übergreifungsstoß für den kraftschlüssigen Anschluss die zweckmäßigste Lösung darstellt, stellt sich regelmäßig die Frage nach der zu wählenden Übergreifungslänge für solche Stöße von Betonstabstählen mit unterschiedlichen Eigenschaften und Tragmechanismen. Eine typische Anschlussituation ist in *Bild 1.1* dargestellt.

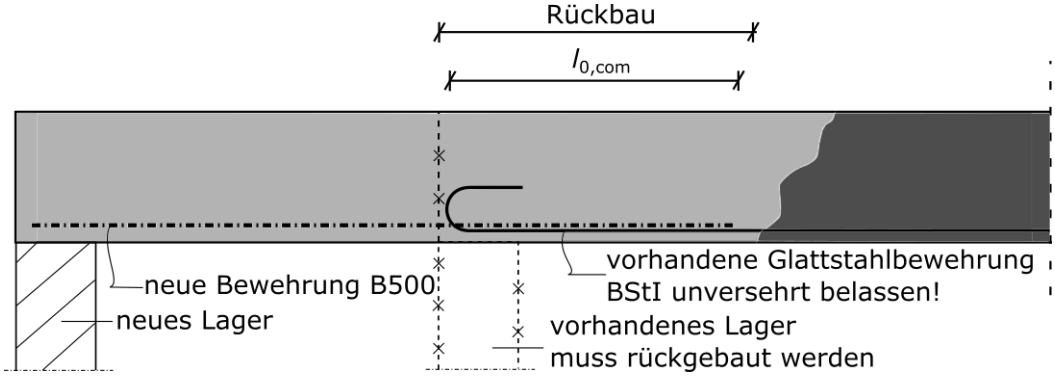



**Bild 1.1:** Typische Anschlusssituation beim Bauen im Bestand

Bis Ende der 1950-er Jahre wurden überwiegend glatte Betonstähle mit geringen Streckgrenzen verwendet. Erst seit 1972 sind die in den 1950-er Jahren über bauaufsichtliche Zulassungen eingeführten höherfesten Betonrippenstähle in der einschlägigen Bemessungsnorm DIN 1045 geregelt. Während Übergreifungsstöße von Glattstählen nur mit Haken und weiteren Einschränkungen hinsichtlich maximaler Stoßanteile und Stahlspannungen möglich waren, durften einlagige Übergreifungsstöße mit Rippenstählen bereits in den 1970-er Jahren bei voller Ausnutzung des Materials komplett mit geraden Stabenden gestoßen werden.

Im Gegensatz zu den bereits seit 1925 genormten Übergreifungsstößen von Betonstählen gleicher Art und Güte wurde das Tragverhalten kombinierter Übergreifungsstöße aus historischen Betonglattstählen mit Haken, wie u.a. BSt 220/340 (Betonstahl BStI), und aktuell zu verwendenden Betonrippenstählen B500 nach *DIN 488 2009* bisher nicht wissenschaftlich erforscht und der Fachwelt standen keine Ausführungsregeln zur Verfügung. Aus diesem

Defizit resultierten regelmäßig „Vor-Ort-Lösungen“, die entweder unwirtschaftlich waren oder die geforderte Bauwerkssicherheit unterschritten.

Zur Beseitigung dieser Wissenslücke und Verwirklichung einer möglichst ökonomischen sowie gleichzeitig nachhaltigen Bauweise werden in dieser Arbeit anhand eines auf Basis systematischer Versuchsreihen abgeleiteten und durch eine ergänzende FE-Modellierung bestätigten Ingenieurmodells differenzierte Bewehrungsregeln für kombinierte Vollstöße von historischen Glattstählen mit modernen Rippenstählen erarbeitet, die wissenschaftlich abgesichert sind und kleinstmögliche Übergreifungslängen verlangen. Dabei werden die aktuellen Anforderungen an die Zuverlässigkeit gegen Versagen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und die Sicherstellung der vorgegebenen Nutzung durch Begrenzung der Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) für den üblichen Hochbau unter vorwiegend ruhender Belastung eingehalten.

Die in dieser Arbeit angegebenen Bewehrungsregeln für kombinierte Übergreifungsstöße beim Bauen im Bestand können gleichwertig zu den Regeln nach *EC2 2011* für den Neubaufall angewendet werden.

## 1.2 Vorgehensweise und Arbeitsprogramm

Nach der Einleitung folgt im zweiten Abschnitt die Zusammenstellung der Grundlagen zur Berechnung von Übergreifungsstößen. Nach einer kurzen Darstellung der historischen Entwicklung des Übergreifungsstoßes im Stahlbetonbau in Deutschland, vgl. auch *Bild 1.2*, werden die Grundlagen der Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton sowie die Werkstoffeigenschaften der verschiedenen Betonstähle und die differente Verankerung von glatten und gerippten Stählen im Beton erläutert, bevor das abweichende Tragverhalten von historischen Übergreifungsstößen mit glatten Betonstählen gegenüber zeitgemäßen Stößen mit gerippten Betonstählen beschrieben wird.

Daran anschließend werden die experimentellen Untersuchungen zur Erforschung des Tragverhaltens kombinierter Übergreifungsstöße in zwei Abschnitten vorgestellt.

Nach einer Zusammenfassung des gesamten Versuchsprogramms werden in Abschnitt 3 die anfangs durchgeführten Referenz- und Tastversuche inklusive der Ergänzungsversuche beschrieben. Nach Erörterung der Wahl von Probekörperabmessungen, Stoßausbildungen und Messtechnik sowie Beschreibung der Versuchsdurchführung folgt die Analyse der Ergebnisse anhand von Vergleichsberechnungen.

Darauf aufbauend werden in Abschnitt 4 die systematisch aufgebauten Versuchsreihen erläutert und das Tragverhalten von kombinierten Übergreifungsstößen des Typs 1 aus Betonglattstahl BStI mit Haken und Betonrippenstahl B500 mit geraden Stabenden charakterisiert. Abschließend wird ein qualitatives Tragmodell für Kombi-Stöße des Typs 1 abgeleitet. Ergänzend wird das davon abweichende Versagen kombinierter Übergreifungsstöße des Typs 2 aus Betonglattstahl BStI mit Haken und Betonrippenstahl B500 mit Haken behandelt.

Kern der Arbeit bildet die in Abschnitt 5 dargelegte Entwicklung eines Ingenieurmodells zur Bemessung kombinierter Übergreifungsstöße von glatten Betonstählen mit Haken und gerippten Stählen mit geraden Stabenden (Typ 1). Mit diesem Modell kann, unter Berücksichtigung

der Versuchsergebnisse für Kombi-Stöße des Typs 1, der Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_{0,com}$ mittels der empirisch gewonnenen, bezogenen charakteristischen Übergreifungslänge $\alpha_{com,k}$ unter Zuhilfenahme statistischer Methoden analytisch in Abhängigkeit von den wesentlichen Einflussparametern Betonzugfestigkeit $f_{ct}$, Stahlspannung $\sigma_s$ und Stabdurchmesser $\phi$ ermittelt werden.

Auf Grundlage dieses Modells wird eine Bemessungsformel in Anlehnung an *EC2 2011* für bis zur Streckgrenze ausgenutzte kombinierte Übergreifungsstöße von glatten Betonstählen BStI mit Haken und gerippten Betonstählen B500 mit geraden Stabenden (Typ 1) und unterschiedlichen Stabdurchmessern $\phi_{BStI}$ und $\phi_{B500}$ abgeleitet sowie anschließend für andere Ausnutzungsgrade und Stabkombinationen durch Modifikation mit Korrekturbeiwerten umgeformt. Die zugehörigen Randbedingungen werden definiert und ergänzend werden für kombinierte Übergreifungsstöße von glatten Betonstählen mit Haken und gerippten Betonstählen mit Haken (Typ 2) unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse ebenfalls Bemessungsformeln abgeleitet.

Abgerundet wird dieser fünfte Abschnitt mit einer zusammenfassenden Erläuterung der durchgeführten dreidimensionalen FE-Berechnungen mit dem Programm ATENA 3D zur Bestätigung des entwickelten Ingenieurmodells und der Ergebnisse der durchgeführten Versuche.

Abschließend folgt in Abschnitt 6 eine kurze Zusammenfassung der Arbeit mit einem Ausblick auf die verbleibende Forschung im Zusammenhang mit kombinierten Übergreifungsstößen beim Bauen im Bestand.

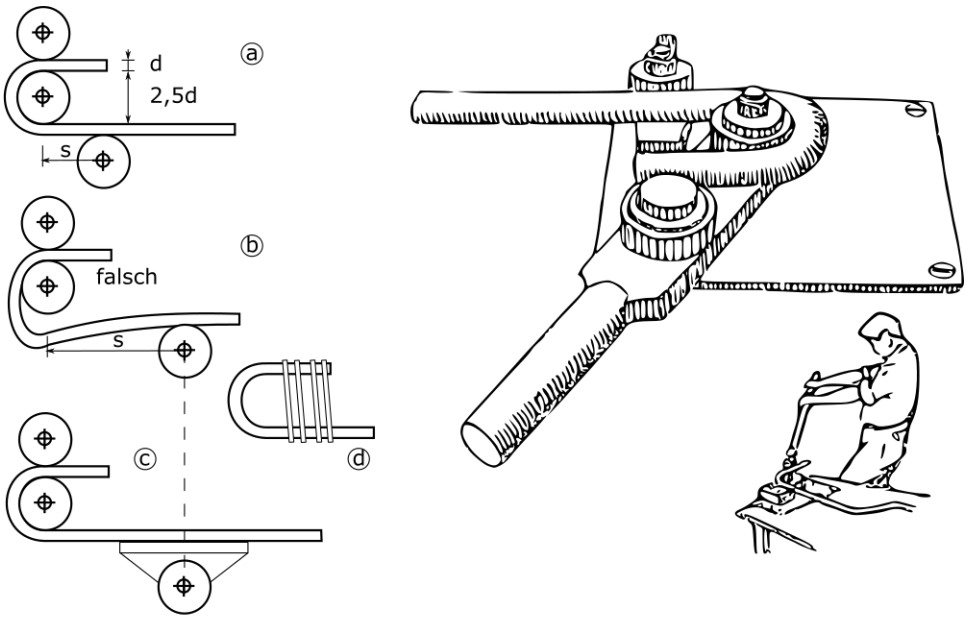



**Bild 1.2:** Herstellung historischer Haken (Quelle: *Kersten 1940*)

# 2 Grundsätzliches zur Berechnung von Übergreifungsstößen

## 2.1 Historische Grundlagen

### 2.1.1 Vorbemerkungen

Für die Planung und Berechnung kombinierter Übergreifungsstöße ist die richtige Bewertung der im Bestand vorhandenen Bewehrung von großer Bedeutung. Liegen zur Bewehrungsführung in Bestandsbauteilen nur ungenügende Informationen vor, helfen häufig, in Ergänzung zur Bestandsaufnahme am Bauwerk, die zum Zeitpunkt der Errichtung gültigen Bewehrungsregeln weiter. Durch Zuordnung bestehender Tragwerke zu einer bestimmten Normengeneration und Kenntnis der jeweiligen Regeln können Erkenntnisse über vorhandene Stoßausbildungen und deren potenzielle Defizite bereits im Vorfeld identifiziert und bewertet werden.

Zur Dimensionierung kombinierter Übergreifungsstöße unter Verwendung historischer Glattstähle sind, neben den am Bauteil vorhandenen Betondeckungen, vor allem Kenntnisse zu folgenden Einflussgrößen von Interesse:

- Werkstoffeigenschaften der Glattstähle, insbesondere
  - Streckgrenze und Zugfestigkeit zur Bemessung
  - Duktilität, falls kein Haken vorhanden und durch Biegen herzustellen ist
  - Schweißeignung, falls kein Haken vorhanden und Biegen nicht möglich ist
- Verankerungsart, insbesondere Ausbildung der Endhaken der Glattstähle hinsichtlich
  - Biegerollendurchmesser $D$ bzw. $d_B$ oder $d_{br}$
  - Biegewinkel $\alpha$ (vgl. *Bild 2.1*)
  - gerader Überstand $\ddot{u}$ nach dem Bogen (vgl. *Bild 2.1*)

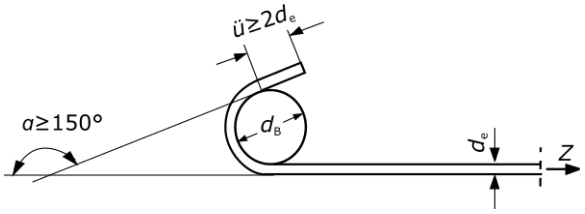



**Bild 2.1:** Verankerung mit Haken nach *DIN 1045 1972*

Detaillierte Angaben zur Historie der Betonstähle mit Angaben zu den wesentlichen Werkstoffeigenschaften enthalten u.a. *Schnell 2011, DBV 2008, Bindseil 2002* und *Rußwurm 2000*.

Zur Geschichte der Übergreifungsstöße und zur Ausbildung der Hakenenden historischer Glattstähle im Stahlbetonbau in Deutschland gibt der nachfolgende Abschnitt einen kurzen Überblick. Weiterführende Angaben mit Berechnungsbeispielen können Anlage 1 entnommen werden, die sich mit der Historie der Berechnung von Übergreifungsstößen beschäftigt.

Ausführliche Auskunft zu historischen Bewehrungsregeln gibt ebenfalls *BK 2015 1-II*.

### 2.1.2 Die Historie des Übergreifungsstoßes in Deutschland

Zu Beginn des Stahlbetonbaus führte man in Deutschland nach *DBV 2008* die Bewehrung der Bauteile regelmäßig mit glatten Rundstählen aus. Nach anfänglich unterschiedlicher Handhabung - in den vorläufigen *Leitsätzen 1904* wurde ein Umbiegen der auf Zug beanspruchten Eiseneinlagen empfohlen, während diese Empfehlung in den *Bestimmungen 1907* fehlte - wurde an den Stabenden von auf Zug beanspruchten Glattstählen zur Vermeidung eines plötzlichen Versagens durch Auszug des Stabs ab dem Erscheinen der Bestimmungen *DAfEb 1916* spitzwinklige oder halbkreisförmige Haken mit einen Biegerollendurchmesser ≥ 2,5$\phi$ gefordert. Die Biegerollendurchmesser wurden später in Abhängigkeit zu den Stahlsorten ebenso wie die Ausbildung der Haken variiert. *Tab. 2-1* enthält alle für die Bemessung der Kombi-Stöße relevanten Informationen zu den normativ geforderten Hakenformen historischer Glattstabstähle.

Bis zum Erscheinen von *DIN 1045 1925* war für die Zugbewehrung generell die genügende Endverankerung durch das Einhalten zulässiger Haftspannungen nachzuweisen. Anschließend benötigte man den Nachweis aufgrund der verbindlichen Forderung nach den Endhaken bis einschließlich *DIN 1045 1959* nur noch für Stäbe $\phi \geq 25$ bzw. 26 mm.

Obwohl der Anteil der ab den 1950-er Jahren über baupolizeiliche Zulassungen auf Basis der Richtlinien *DAfStb 1952* und *DAfStb 1954* eingeführten Betonrippenstähle stetig anwuchs, blieben Glattstähle bis *DIN 1045 1978* genormt, bevor sie ab *DIN 1045 1988* vollends durch die Rippenstähle ersetzt wurden.

Erste Regelungen für Übergreifungsstöße beschrieb, nachdem in den vorläufigen *Leitsätzen 1904* sowie den *Bestimmungen 1907* und *DAfEb 1916* keine Angaben zu finden waren, die Erstausgabe der *DIN 1045 1925,* die neben Stößen mit Spannschlössern oder durch Schweißungen seinerzeit als Überdeckungsstöße bezeichnete Stoßverbindungen von Zugeiseneinlagen erwähnte. Stöße sollten nach Möglichkeit vermieden werden. In Zuggliedern war kein sowie in Balken unabhängig von der Stabanzahl maximal ein Stoß mit Zugeisen $\phi \leq 20$ mm erlaubt. Für Stähle aus Handelseisen mit einer Zugfestigkeit von 3.700 kg/cm² (St 37) wurden an den zu stoßenden Enden Rundhaken und pauschale Überdeckungslängen von 40$\phi$ gefordert.

Die ausreichende Dimensionierung der Stöße und die besondere Eignung der Rundhaken, die nach *Mörsch 1922* von Considere im Jahr 1906 entwickelt wurden, bestätigten die 1914 durchgeführten und in *DAfStb 14* beschriebenen Versuche von Scheit. Während Haken an Enden von Zugeiseneinlagen außerhalb des Stoßbereichs lediglich Biegerollendurchmesser $D_{min} \geq 2{,}5\ \phi$ besitzen mussten, vgl. *Bild 2.3*, wiesen die bis *DIN 1045 1959* für Stoßverbindungen geforderten Rundhaken gemäß *Bild 2.2* Biegerollendurchmesser $D_{min} \geq 5\phi$ auf.




**Bild 2.2:** Warm gebogene Rundhaken nach *Considere* aus *DAfStb 14*

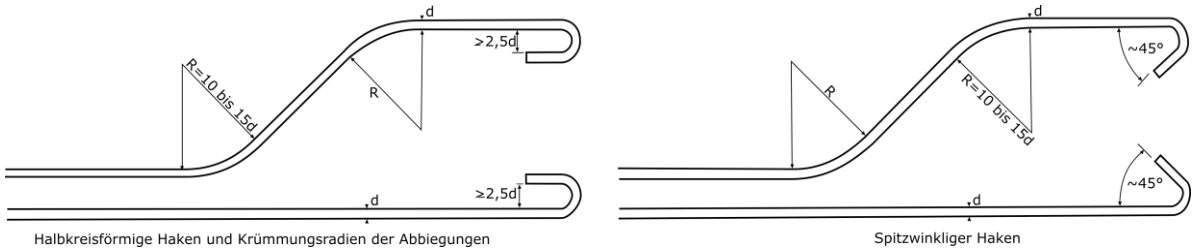



**Bild 2.3:** Hakengeometrien zur Endverankerung von Glattstählen aus *Franz 1966*

In *DIN 1045 1932* wurde statt des in *DIN 1045 1925* geregelten Stahls St 48 in Ergänzung zum üblichen Handelseisen hochwertiger Stahl St 52 eingeführt. Während die Überdeckungen von Handelseisen St 37 unverändert blieben, wurden für Glattstähle aus hochwertigem Stahl nun pauschal 50$\phi$ verlangt. Für Balken war fortan ein Stoß mit Zugeisen $\phi \leq 25$ mm erlaubt.

Nachdem die Regeln in *DIN 1045 1937* unverändert blieben, erfolgte ab *DIN 1045 1943* die Bestimmung der Übergreifungslänge in Abhängigkeit von Stabdurchmesser und zulässiger Stahl- sowie Haftspannung unter Einbeziehung der Betonfestigkeit. Die Norm beinhaltete erstmals die vier Betonstahlgruppen I, II, III, IV mit unterschiedlichen Streckgrenzen und Zugfestigkeiten. Überdeckungsstöße waren in Zuggliedern weiterhin nicht und in Balken nur für Zugeisen $\phi \leq 26$ mm erlaubt. In einem Querschnitt von Balken bzw. Zuggliedern sollte weiterhin nur ein Stoß ausgeführt werden, generell durfte aber von jeweils fünf Stäben maximal einer ohne Versatz gestoßen werden, was den Stoßanteil auf ≤ 20% begrenzte.

Vergleichsberechnungen in Anlage 1 zeigen, dass *DIN 1045 1943* für einen glatten Betonstahl I ($f_{yk} \leq 220$ N/mm²) mit einem Stabdurchmesser $\phi = 10$ mm und Rundhaken bei Ausnutzung seiner Streckgrenze unter Verwendung eines Betons B 300 eine Überdeckung von $\alpha_2 = 29$ cm forderte, während für B 225 $\alpha_2 = 39$ cm und B 160 $\alpha_2 = 47$ cm genügten. Die Vorgängernormen wiesen demgegenüber unabhängig vom Beton pauschal eine Überdeckung von 40 cm aus.

Nachdem diese Regelungen in *DIN 1045 1952* und *DIN 1045 1959* für Glattstahlstöße unverändert blieben und Stöße von Betonrippenstählen durch die Richtlinien *DAfStb 1952, DAfStb 1954 und DAfStb 1960* in Verbindung mit baupolizeilichen Zulassungen geregelt waren, folgte mit der Veröffentlichung von *DIN 1045 1972* eine vollständige Überarbeitung der Bewehrungsregeln. Erstmals waren in einer Norm gleichzeitig Vorschriften für glatte und gerippte Betonstähle unterschiedlicher Materialgüten enthalten. Die Stöße wurden fortan als Übergreifungsstöße bezeichnet und glatte Rundstähle durften nun mit den regelmäßig für Verankerungen geforderten spitzwinkligen Haken übergreifen. Ihre Übergreifungslänge wurde jetzt unter Beachtung des Anteils gestoßener Bewehrung und des lichten Stababstands in Abhängigkeit von der ebenfalls nach neuen Regeln unter Berücksichtigung von Stabdurchmesser, Streckgrenze bzw. Stahlspannung, Verbundfestigkeit und Verbundlage zu berechnenden Verankerungslänge *a* ermittelt.

Für Glattstahl bot *DIN 1045 1972* zum ersten und einzigen Mal bei vorwiegend ruhender Belastung, Stabdurchmessern $\phi \leq 14$ mm und Stahlspannungsausnutzungen ≤ 50% im Stoßbereich die Möglichkeit eines Vollstoßes.

Vergleichsberechnungen in Anlage 1 ermitteln für einen Glattstahl BStI mit Stabdurchmesser $\phi = 10$ mm und Haken bei einem lichten Stababstand < 10$\phi$ sowie einem Stoßanteil ≤ 20% für

Beton Bn 250 in guter Verbundlage B nach *DIN 1045 1972* eine mit den Forderungen der älteren *DIN 1045 1943* ($\alpha_2$ = 29 cm) durchaus vergleichbare Übergreifungslänge von $l_ü$ = 33 cm.

Allerdings ergaben sich bei der Berechnung der Übergreifungslängen nach *DIN 1045 1972* vor allem durch die Anwendung des oftmals zu großzügigen Hakenabzugs viele Widersprüche, was nach *DAfStb 300* bereits mit Ausgabe der *DIN 1045 1978* zu einer kompletten Überarbeitung der Bewehrungsregeln führte. Da die Glattstähle baupraktisch nur noch von untergeordneter Bedeutung waren, vgl. *Leonhardt 1977,* folgte eine deutliche Straffung der Regeln für Übergreifungsstöße mit glatten Betonstählen. Ergänzend erhöhte man zur Verminderung des Hakeneinflusses bzw. des Schlupfs am Hakenende die geforderten Vorlängen. Der Hakenabzug wurde im Fall ausreichender seitlicher Betondeckung ($c \geq 3\phi$) durch den pauschalen Formbeiwert $\alpha_1$ = 0,7 ersetzt und der maximale Stoßanteil wurde für Glattstahl auf 33% festgeschrieben. Des Weiteren wurde fortan bei der Bemessung der Übergreifungslänge zwischen dicken Stäben $\phi \geq 16$ mm und günstigeren dünnen Stäben $\phi < 16$ mm unterschieden.

Mit Ausgabe von *DIN 1045 1988* entfielen die Regeln zu Betonglattstählen, da sich die Betonrippenstähle im Neubau wegen der besseren Verbundeigenschaften durchsetzten. In *Tab.2-2* werden für historische Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Glattstähle BSt I (G) mit Haken die Bemessungsregeln und Randbedingungen der einschlägigen Normengenerationen zusammenfassend dargestellt.

Die Historie der Übergreifungsstöße mit gerippten Betonstählen ist für die Dimensionierung kombinierter Übergreifungsstöße von geringerer Bedeutung, da zu den historischen Glattstählen aus dem Bestand neue gerippte Bewehrungen B500 nach *EC2 2011* eingebaut werden. Dennoch wird die Geschichte dieser Stöße ebenfalls kurz erläutert, weil die Bemessung heute ausgeführter Übergreifungsstöße auf den Erfahrungen aus der Vergangenheit aufbaut.

Übergreifungsstöße mit gerippten Betonstählen besitzen aufgrund der kontinuierlichen Lastübertragung durch den Scherverbund gegenüber Glattstahlstößen den Vorteil, dass sie ohne Haken mit geraden Stabenden ausgeführt werden können, was bereits bei ihrer Einführung in den 1950-er Jahren praktiziert wurde.

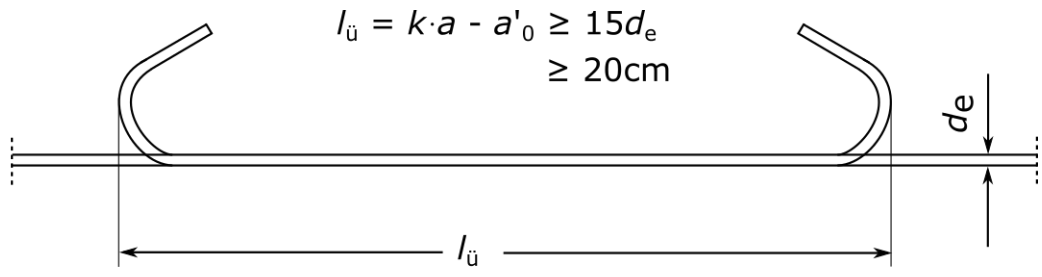
Die Überdeckungslängen für quergerippte Betonformstähle mit geraden Stabenden waren in den Richtlinien *DAfStb 1952, 1954 und 1960* in Abhängigkeit von der Betongüte tabelliert. Ein Vergleich der dort angegebenen Überdeckungslängen mit den späteren Normen und den heutigen Vorschriften zeigt, dass die Tragwirkung der Stöße mit gerippten Stählen anfangs überschätzt wurde, vgl. *BK 2015 1-II.* Mit *DIN 1045 1972* wurde für Rippenstähle gegenüber den 1950-er Jahren die erforderliche Übergreifungslänge deutlich angehoben und gleichzeitig der zulässige Stoßanteil erhöht. Stöße aus Rippenstählen mit $\phi \geq 16$ mm durften nun zu 50% und mit $\phi < 16$ mm sogar zu 100% in einem Schnitt gestoßen werden. Ab *DIN 1045 1978* konnten dann bei einlagiger Bewehrung 100% aller gerippten Stähle gestoßen werden. Gleichzeitig veränderten sich die Übergreifungslängen von Stäben mit $\phi \geq 16$ mm deutlich gegenüber Stäben mit $\phi < 16$ mm. Ab 1978 ergaben sich gemäß *DAfStb 300* für Stöße mit gerade Stabenden bei dünnen Stäben um ca. 25% kürzere Längen als zuvor, während die Stoßlängen bei dicken Stäben unverändert blieben.

Für Stöße von gerippten Betonstählen mit Haken bzw. Winkelhaken sind wiederum abweichende historische Regeln zu beachten. Während nach den Richtlinien *DAfStb 1952, 1954* und *1960* bei Rippenstählen für mindestens rechtwinklig abgebogene Stabenden die aus heutiger Sicht zu geringe Übergreifungslänge nochmals um 1/3 reduziert werden durfte, konnte bei Rippenstählen nach *DIN 1045 1972* der Hakenabzug aus der Berechnung der Verankerungslänge auf die Länge des Übergreifungsstoßes angerechnet werden. Dieser ebenfalls häufig zu günstige Ansatz wurde in *DIN 1045 1978* zugunsten des pauschalen Formbeiwerts $\alpha_1$ = 0,7 verändert, der nur bei seitlichen Betondeckungen ≥ 3$\phi$ im Krümmungsbereich des Hakens angesetzt werden durfte.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Bewehrungsregeln für Übergreifungsstöße gerippter Stähle mit geraden Stabenden seit *DIN 1045 1972* und die Regeln für Übergreifungsstöße gerippter Stähle mit Haken bzw. Winkelhaken seit *DIN 1045 1978* trotz geringer Verschiebungen aufgrund veränderter Regeln zu Teilsicherheitsbeiwerten, Stoßanteilen, Stabdurchmessern und Verbundbereichen den heutigen Anforderungen nach *EC2 2011* weitgehend entsprechen.

In *Tab. 2-3* werden für historische Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstähle BSt IV mit geraden Stabenden alle von 1954 bis zur Einführung von *DIN 1045-1 2001* geltenden Bemessungsregeln und Randbedingungen der jeweiligen Richtlinie bzw. Normgeneration zusammenfassend dargestellt.

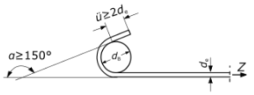
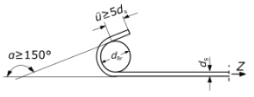
In Anhang 1 werden die in diesem Abschnitt vorgetragenen Aspekte im Detail ergänzt und durch Vergleichsberechnungen belegt. Dort wird die Entwicklung des Übergreifungsstoßes und der Endverankerungen von Zugbewehrungen detailliert anhand der in *Fingerloos 2009* zusammengestellten, jeweils gültigen Baubestimmungen für die Bemessung im Stahlbetonbau aufgezeigt.




Übergreifungsstoß mit Haken (Ansicht)

**Bild 2.4:** Übergreifungsstoß nach *DIN 1045 1972*

**Tabelle 2-1:** Genormte Mindestbiegerollendurchmesser $D_{min}$ ($d_B$; $d_{br}$) für Glattstahlhaken (Zugeisen)

| | 1 | 2 | 3 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|
| | **Norm** | $\phi$ [mm] | **BSt I (G)** ($f_{yk}$ ≥ 220 N/mm²) | **BSt II** [1] ($f_{yk}$ ≥ 340 N/mm²) | **Details**<br>· Verankerung<br>· Übergreifungsstoß |
| 1 | *Leitsätze 1904* | – | – [2] | – | – [2] |
| 2 | *Bestimmungen 1907* | | – [3] | | – [3] |
| 3 | *Bestimm. DAfEb1916* | | 2,5$\phi$ [4] | | ▪ Haken spitzwinklig oder halbkreisförmig |
| 4 | *DIN 1045 1925* | – | | 2,5$\phi$ [5] | ▪ Haken spitzwinklig oder halbkreisförmig<br>▪ Stoß mit Rundhaken $D_{min}$ ≥ 5$\phi$ |
| 5 | *DIN 1045 1932* | – | | 2,5$\phi$ [6] | |
| 6 | *DIN 1045 1937* | – | | 2,5$\phi$ [4] | |
| 7 | *DIN 1045 1943* | – | 2,5$\phi$ | 5$\phi$ | ▪ Haken halbkreisförmig<br>▪ Stoß mit Rundhaken $D_{min}$ ≥ 5$\phi$ |
| 8 | *DIN 1045 1959* | | | | |
| 12 | *DIN 1045 1972* | < 20 | 2,5$\phi$ | – |  |
| 13 | | 20-28 | 5$\phi$ | | |
| 14 | | > 28 | – | | |
| 15 | *DIN 1045 1978* | < 20 | 2,5$\phi$ | – |  |
| 16 | | 20-28 | 5$\phi$ | | |

[1] Hochwertiger Stahl St 48 (*DIN 1045 1925*) bzw. St 52 (*DIN 1045 1932*) und Betonstahl II a (naturhart) nach *DIN 1045 1943 / 1959:* Streckgrenze: bei $\phi \leq 18$ mm $f_{yk}$ = 360 N/mm² und bei $\phi > 18$ mm $f_{yk}$ = 340 N/mm²

[2] „Es wird empfohlen, die auf Zug beanspruchten Eiseneinlagen an den freien Enden umzubiegen oder derart zu gestalten, dass dadurch ein Gleiten der Eisen im Beton erschwert wird. Die zulässige Adhäsionsspannung von 7,5 kg/cm² soll nicht überschritten werden."

[3] Kein Hinweis zur Ausbildung der Stabenden, aber: „Die Haftspannung darf die zulässige Schubspannung von 4,5 kg/cm² nicht überschreiten"

[4] Hochwertiger Stahl mit $f_{yk}$ ≥ 340 N/mm² (in Abhängigkeit von $\phi$), anhand $f_{yk}$ dem Betonstahl II zugeordnet

[5] Hochwertiger Stahl St 48

[6] Hochwertiger Stahl St 52

**Tabelle 2-2:** Genormte Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Glattstähle BSt I (22/34) mit Haken

| | 1 | 2 | 3 | | 4 | | | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Norm** | **Stoßanteil maximal** | **Verbund-spannung** zul $\tau_1$ [kg/cm²] | | **Beiwerte** $k$ / $\alpha_ü$ | | | **Veranke-rungslänge** | **Übergrei-fungs-länge** |
| 1 | *DIN 1045*<br>*1925*<br>*1932*<br>*1937* | in Balken und Zuggliedern max. ein Stoß (Zugglieder kein Ü-Stoß) | ohne Einfluss | | ohne Einfluss | | | ohne Einfluss | 40 $\phi$ |
| 2 | *DIN 1045*<br>*1943*<br>*1952*<br>*1959* | in Balken und Zuggliedern max. ein Stoß, höchstens von je 5 Stäben einer (≤ 20 %) (in Zuggliedern kein Ü-Stoß) | B120<br>B160<br>B225<br>B300 | 4,0<br>5,0<br>6,0<br>8,0 | ohne Einfluss | | | ohne Einfluss | $\alpha_2 = \frac{\phi \cdot \sigma_{e\,zul}}{6 \cdot \tau_1}$<br>$\sigma_{e,zul}$ = 140 N/mm² |
| 3 | *DIN 1045*<br>*1972* | 50 % [1]<br>(für $\phi \le 14$ mm)<br>25 % [1]<br>(für $\phi > 14$ mm) | Bn 150<br>Bn 250<br>Bn 350<br>Bn 450<br>Bn 600 | 3,0 [2]<br>3,5 [2]<br>4,0 [2]<br>4,5 [2]<br>5,0 [2] | Stoßanteil<br>≤ 20 %<br>≤ 25 %<br>≤ 33 %<br>≤ 50 %<br>> 50 % | $k$ < 10$\phi$<br>1,4<br>1,6<br>1,8<br>2,0<br>2,2 | $k$ ≥ 10$\phi$<br>1,2<br>1,3<br>1,4<br>1,5<br>1,6 | $a_1$ [4] =<br>$a - 30\phi =$<br>$\frac{\phi \cdot f_{yk}}{7 \cdot \text{zul}\tau_1} - 30\phi$<br>$\ge D_{min}/2 + \phi$<br>$f_{yk}$ = 220 N/mm² | $l_ü$ =<br>$k \cdot a - 30\phi$<br>$\ge 15\phi$<br>≥ 20 cm |
| 4 | *DIN 1045*<br>*1978* | 33 % | *B 15*<br>*B 25*<br>*B 35*<br>*B 45*<br>*B 55* | *6,0* [3]<br>*7,0* [3]<br>*8,0* [3]<br>*9,0* [3]<br>*10,0* [3] | Stoßanteil<br>≤ 20 %<br>≤ 50 %<br>> 50 % | $\alpha_ü$ [5,6]<br>$\phi$ < 16<br>1,2<br>1,4<br>1,6 | $\alpha_ü$ [5,6]<br>$\phi \ge 16$<br>1,4<br>1,8<br>2,2 | $l_1$ [4] =<br>$\alpha_1$ [7] $\cdot\ l_0 =$<br>$0{,}7 \cdot \frac{\phi \cdot f_{yk}}{7 \cdot \text{zul}\tau_1}$<br>$\ge D_{min}/2 + \phi$<br>$f_{yk}$ = 220N/mm² | $l_ü = \alpha_ü \cdot l_1$<br>$\ge 1{,}5 D_{min}$<br>≥ 20 cm |

[1] Werte gelten für vorwiegend ruhende Belastung und vorh $F_e$ < 2 erf $F_e$. Bei vorh $F_e \ge 2$ erf $F_e$ und vorwiegend ruhender Belastung beträgt der max. Stoßanteil 100% für $\phi \le 14$ mm und 50% für $\phi > 14$ mm. Bei nicht vorwiegend ruhender Belastung gilt: vorh $F_e \ge 2$ erf $F_e$ und max. Stoßanteil 50% für $\phi \le 14$ mm sowie 25% für $\phi > 14$ mm.

[2] Werte gelten für Verbundlage A (mäßig). Für Verbundlage B (gut) darf zul $\tau_1$ verdoppelt werden.

[3] Werte gelten für Verbundbereich (VB) I (gut). Für VB II (mäßig) zul $\tau_1$ halbieren (zul $\tau_1$ aus 1972 unverändert).

[4] Werte gelten bei voller Ausnutzung der Stahlspannungen, ansonsten Abminderung mit erf. As / vorh. As (Mindestwerte für a ≥ 1/3 $a_0$ bzw. ≥ 10 $\phi$).

[5] Werte gelten für Verbundbereich I (gut). Für VB II (mäßig) $\alpha_ü$ = 75 % der Werte für Verbundbereich I

[6] Werte gelten für Stababstand < 10$\phi$ bzw. Randabstand < 5$\phi$. Falls Abstände größer, Werte mit 0,7 multiplizieren.

[7] Wert $\alpha_1$ = 0,7 nur bei seitlicher Betondeckung ≥ 3$\phi$. Ansonsten gilt $\alpha_1$ = 1,0.

**Tabelle 2-3:** Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstähle BSt IV (50/55), gerade Enden

| 1 | 2 | 3 | | | 4 | | | 5 | 6 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Norm Regelwerk** | **max. Stoßanteil** | **Verbundspannung zul $\tau_1$** [N/mm²] | | | **Beiwerte $k$ / $\alpha_ü$** | | | **Verankerungslänge** | **Übergreifungslänge** | | |
| Betonrippenstahl nach Richtlinie 1954 [1] und Zulassung | nach DIN 1045: 1943, §14 | Beton | Gut | Rest | ohne Einfluss | | | ≥ 6 $\phi$ [2] (VB Gut) ≥ 12 $\phi$ [2] (VB Rest) oder Nachweis Haftspannung: $\tau_1 = Q/(u \cdot z)$ zul $\tau_1$ s. Sp. 3 | $a_7 = a_6 + 10\text{cm} \geq 20\text{cm}$ | | |
| | | | | | | | | | Beton | $a_6$ G | $a_6$ R |
| | | B160 | 1,1 | 0,6 | | | | | B160 | 55$\phi$ | 110$\phi$ |
| | | B225 | 1,6 | 0,8 | | | | | B225 | 35$\phi$ | 70$\phi$ |
| | | B300 | 2,1 | 1,1 | | | | | B300 | 30$\phi$ | 60$\phi$ |
| | | B450 | 3,2 | 1,6 | | | | | B450 | 20$\phi$ | 40$\phi$ |
| | | B600 | 4,2 | 2,1 | | | | | B600 | 15$\phi$ | 30$\phi$ |
| DIN 1045: 1972-01 [7] | 100 % (für $\phi \leq$ 14 mm) 50 % (für $\phi >$ 14 mm) | Beton | A | B | Stoßanteil | $k$ < 10$\phi$ | $k$ ≥ 10$\phi$ | $a$ [3] = $\frac{\phi \cdot f_{yk}}{7 \cdot \text{zul}\tau_1}$ ≥ 10$\phi$ ≥ 1/3$a_0$ $f_{yk}$ = 500 N/mm² | $l_ü = k \cdot a$ ≥ 15$\phi$ ≥ 20 cm | | |
| | | Bn 150 | 0,7 | 1,4 | ≤ 20 % | 1,4 | 1,2 | | | | |
| | | Bn 250 | 0,9 | 1,8 | ≤ 25 % | 1,6 | 1,3 | | | | |
| | | Bn 350 | 1,1 | 2,2 | ≤ 33 % | 1,8 | 1,4 | | | | |
| | | Bn 450 | 1,3 | 2,6 | ≤ 50 % | 2,0 | 1,5 | | | | |
| | | Bn 550 | 1,5 | 3,0 | > 50 % | 2,2 | 1,6 | | | | |
| DIN 1045: 1978-12 | 100 % (einlagig) | B 15 | 1,4 [4] | | Stoßanteil | $\alpha_ü$ [5,6] $\phi$ < 16 | $\alpha_ü$ [5,6] $\phi \geq$ 16 | $l_1$ [3] = $\alpha_1 \cdot l_0$ = $1{,}0 \cdot \frac{\phi \cdot f_{yk}}{7 \cdot \text{zul}\tau_1}$ ≥ 10$\phi$ $f_{yk}$ = 500 N/mm² | $l_ü = \alpha_ü \cdot l_1$ ≥ 15$\phi$ ≥ 20 cm | | |
| | | B 25 | 1,8 [4] | | | | | | | | |
| | | B 35 | 2,2 [4] | | ≤ 20 % | 1,2 | 1,4 | | | | |
| | | B 45 | 2,6 [4] | | ≤ 50 % | 1,4 | 1,8 | | | | |
| | | B 55 | 3,0 [4] | | > 50 % | 1,6 | 2,2 | | | | |
| DIN 1045: 1988-07 | 100 % (einlagig) | Beton | VB I | VB II | Stoßanteil | $\alpha_ü$ [5,6] $\phi$ < 16 | $\alpha_ü$ [5,6] $\phi \geq$ 16 | $l_1$ [3] = $\alpha_1 \cdot l_0$ = $1{,}0 \cdot \frac{\phi \cdot f_{yk}}{7 \cdot \text{zul}\tau_1}$ ≥ 10$\phi$ $f_{yk}$ = 500 N/mm² | $l_ü = \alpha_ü \cdot l_1$ ≥ 15$\phi$ ≥ 20 cm ($\alpha_ü \geq$ 1,0) | | |
| | | B 15 | 1,4 | 0,7 | | | | | | | |
| | | B 25 | 1,8 | 0,9 | ≤ 20 % | 1,2 | 1,4 | | | | |
| | | B 35 | 2,2 | 1,1 | ≤ 50 % | 1,4 | 1,8 | | | | |
| | | B 45 | 2,6 | 1,3 | > 50 % | 1,6 | 2,2 | | | | |
| | | B 55 | 3,0 | 1,5 | | | | | | | |

[1] In den vorherigen Zulassungen bzw. in der Richtlinie von 1952 sind noch keine Verbundbereiche definiert.

[2] Diese Verankerungslänge gilt gemäß Richtlinien a. d. rechnerischen Stabendpunkt bzw. der Auflagermitte.

[3] Werte gelten bei voller Ausnutzung der Stahlspannungen, ansonsten Abminderung mit erf. $A_s$ / vorh. $A_s$.

[4] Werte gelten für Verbundbereich (VB) I (gut). Für VB II (mäßig zul $\tau_1$ halbieren. Zul $\tau_1$ aus 1972 unverändert!

[5] Werte gelten für Verbundbereich I (gut). Für VB II (mäßig) $\alpha_ü$ = 75 % der Werte für Verbundbereich I.

[6] Werte gelten für Stababstand < 10$\phi$ / Randabstand < 5$\phi$. Falls Abstände größer, Werte mit 0,7 multiplizieren.

[7] In DIN 1045:1972-01, Tab.6, ist BSt IV (50/55) nur als Betonstahlmatte enthalten.

## 2.2 Der Verbund zwischen Stahl und Beton

### 2.2.1 Der Verbund als Grundlage der Stahlbetonbauweise

Die Stahlbetonbauweise verdankt ihre besonderen Eigenschaften der schubfesten Verbindung zwischen Bewehrungsstahl und umgebendem Beton, die durch die Übertragung von Kräften ein kontinuierliches Zusammenwirken beider Baustoffkomponenten ermöglicht und so die jeweiligen Vorteile dieser beiden Werkstoffe miteinander vereint. Die Verbundwirkung wird, in Abhängigkeit von der Oberflächenprofilierung der Stahleinlagen, über eine Vielzahl differenter, vielschichtiger physikalischer und chemischer Mechanismen erzielt.

In Abhängigkeit zur Last entwickeln sich Dehnungen in Stahl und Beton, die ab einer bestimmten Beanspruchung örtlich nicht mehr identisch sind. Bei divergierenden Dehnungen entsteht eine Relativverschiebung zwischen den Stahleinlagen und dem umgebenden Beton, die als Schlupf *s* bezeichnet wird. Diesbezüglich werden konträre Anforderungen an den Verbund gestellt. Im Gebrauchszustand wird zur Erzielung von geringen Rissbreiten und hohem Verformungswiderstand ein möglichst starrer Verbund gefordert, während im plastischen Stahldehnungsbereich des Traglastzustands zur Verbesserung des Rotationsverhaltens und der Duktilität ein eher weicher Verbund gewünscht ist. Davon wiederum abweichend wird für Nachweise von Verankerungen und Übergreifungsstößen eine hohe Verbundfestigkeit mit gleichzeitig möglichst geringer Spaltwirkung benötigt.

Da die Entwicklung des Ingenieurmodells zur Berechnung kombinierter Übergreifungsstöße grundlegende Kenntnisse über den Verbund zwischen Stahl und Beton voraussetzt, werden nachfolgend zunächst seine Wirkungsweisen und verschiedenartigen Mechanismen beschrieben sowie die Ursachen für die daraus resultierenden Verbundspannungen und die diese unmittelbar beeinflussenden Baustoffkennwerte erläutert. Anschließend werden sowohl das differente Verbundverhalten von historischen glatten Rundstählen und modernen gerippten Betonstählen als auch die direkt vom Verbund abzuleitende Verankerung von Stabkräften im Beton in Abhängigkeit von den divergierenden Oberflächenprofilierungen und den damit zusammenhängenden verschiedenen Verbundmechanismen unter Berücksichtigung der ebenfalls ungleichen Werkstoffkenngrößen charakterisiert. Am Ende dieses Abschnitts folgt als Grundlage für die Bemessung von Stößen mit kombinierter Glatt- und Rippenstahlbewehrung eine Analyse des Tragverhaltens von Übergreifungsstößen mit ausschließlich glatten oder gerippten Betonstählen.

### 2.2.2 Wirkungsweise des Verbunds

Der Verbund gewährleistet, dass in den Stahlstäben annähernd die gleichen Dehnungen herrschen, wie in den unmittelbar benachbarten Betonfasern. Damit die Verbundwirkung aktiviert und der einbetonierte Stahl effektiv wirksam werden kann, ist die Bildung von Rissen im Beton nötig. Während im ungerissenen Zustand die Dehnungen in Stahl und Beton gleich sind und sich die Zugspannungen bei elastischem Verhalten auf Basis des Hooke'schen Gesetzes im Verhältnis der E-Module gleichmäßig auf Beton und Stahl verteilen, werden die Zugspannungen in den Rissen vollständig von den Stahleinlagen übernommen. Da die Zugdehnung des Betons gering ist, weisen Stahlbetonbauteile in der Regel bereits vor Erreichen der Gebrauchslast durch Überschreiten der vorhandenen Betonzugfestigkeit erste Risse auf. Der Verbund verursacht sodann das Mitwirken des Betons zwischen den ersten Rissen, was zu einer Verteilung derselben bis zu einem abgeschlossenen Rissbild mit vielen kleinen Rissen

führt. Durch den Verbundeffekt erhöht sich gleichzeitig die Steifigkeit des gesamten Stahlbetonbauteils deutlich gegenüber der Steifigkeit im gerissenen Querschnitt. Dieses als „tension stiffening“ (*englisch für „Zugversteifung“*) bezeichnete Phänomen beeinflusst bei Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Rissbreiten und das Verformungsverhalten sowie bei Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Rotationsfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. Vor allem aber sorgt der Verbund für die Übertragung von Kräften aus den Bewehrungsstählen in den Beton und umgekehrt. Bewehrungsstäbe müssen deshalb nach *EC2 2011* so verankert sein, dass ihre Verbundkräfte sicher, ohne Längsrissbildung und Abplatzungen in den Beton abgeleitet werden. Diese Forderung gilt auch im Bereich von Übergreifungsstößen, denn hier erfolgt die Übertragung der Kräfte von Stahl zu Stahl ebenfalls nur durch die Wirkung der Verbundkräfte im die Bewehrung umgebenden Beton.

Vereinfacht kann man nach u.a. *DAfStb 138*, *Leonhardt 1984* und *Zilch 2009* die Kraftübertragung im Verbundbereich durch in der Grenzfläche von Bewehrungsstahl und Beton wirkende Schub- bzw. Verbundspannungen $\tau_\mathrm{b}$ beschreiben. Diese entstehen infolge von Dehnungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton sowie damit einhergehenden Änderungen der Spannungen in Stahl und Beton entlang des Bewehrungsstabes. Wie *Bild 2-5* anhand eines differentiellen Stabelements zeigt, muss dabei zum Erhalt des statischen Gleichgewichts die Differenz der an den beiden Schnittufern des Stabelements angreifenden Zugkräfte den über den Stabumfang $U_\mathrm{s}$ wirkenden Verbundspannungen $\tau_\mathrm{b}$ entsprechen.

Dies wird in nachfolgender Gleichung Gl. (2.1a, 2.1b) ausgedrückt:

$$A_\mathrm{s} d\sigma_\mathrm{s} = U_\mathrm{s} \tau_\mathrm{b} dx \tag{2.1a}$$

Mit $U_\mathrm{s} = \pi \cdot d_\mathrm{s}$ und $A_\mathrm{s} = \pi \cdot d_\mathrm{s}^2/4$ folgt daraus:

$$\tau_\mathrm{b} = d\sigma_\mathrm{s}/dx \cdot d_\mathrm{s}/4 \tag{2.1b}$$

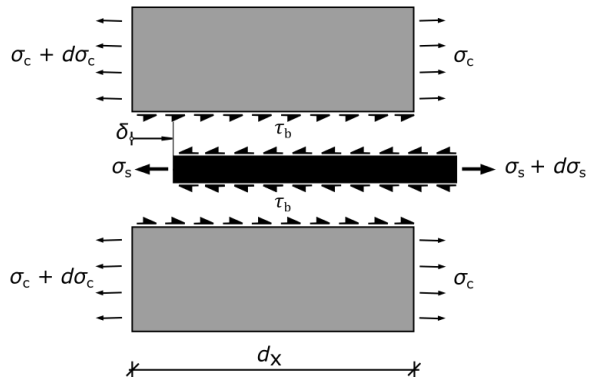



**Bild 2.5:** Verbundspannung am differentiellen Stabelement nach *Krips 1984* (Quelle: *Ritter 2013*)

Zum besseren Verständnis der Abläufe im Verbundbereich wird nachfolgend die Wirkungsweise des Verbunds im ungerissenen und gerissenen Zustand auf Basis von *Leonhardt 1984* und *Zilch 2009* anhand eines prismatischen Betonbalkens mit zentrisch einbetoniertem und belastetem Bewehrungsstahl erläutert, vgl. *Bilder 2.6 und 2.7*.

An beiden Stabenden des Bewehrungsstahls wird die Zugkraft *F* aufgebracht. Der Stahl dehnt sich und trägt direkt an den Stabenden die Zugkraft alleine ab. Aufgrund der größeren Steifigkeit des Stahlbetonverbundkörpers zwingt der Verbund den Beton sich entsprechend mit dem Stahl zu dehnen und sich an der Aufnahme der Zugkraft zu beteiligen. Zugspannungen und Dehnungen des Stahls bauen sich im kurzen Lasteinleitungsbereich degressiv in dem Maß ab, in dem der Beton sich über die Verbundspannung entsprechend dehnt und progressiv Zugspannungen aufbaut. Die Verbundspannungen $\tau_b$ sind zu Beginn des Verbundkörpers bzw. am Anfang des Lasteinleitungsbereichs am höchsten und bauen sich bis zum Ende dieser Einleitungsstrecke schnell ab. Vereinfacht wird für Rechenmodelle die Summe der Verbundspannungen gleichmäßig über die Lasteintragungslänge verteilt und als mittlere Verbundspannung $\tau_{bm}$ bezeichnet. Die Aufnahme des Zuglastanteils im Beton erfolgt dann im Verhältnis der Steifigkeiten bis sich Stahl und Beton gleich dehnen. Außerhalb des Lasteinleitungsbereichs wirken die Verbundkomponenten gemeinsam und zwischen den beiden Lasteinleitungsflächen entstehen aufgrund identischer Dehnungen in Stahl und Beton sowie unveränderter Zugkräfte keine Verbundspannungen.

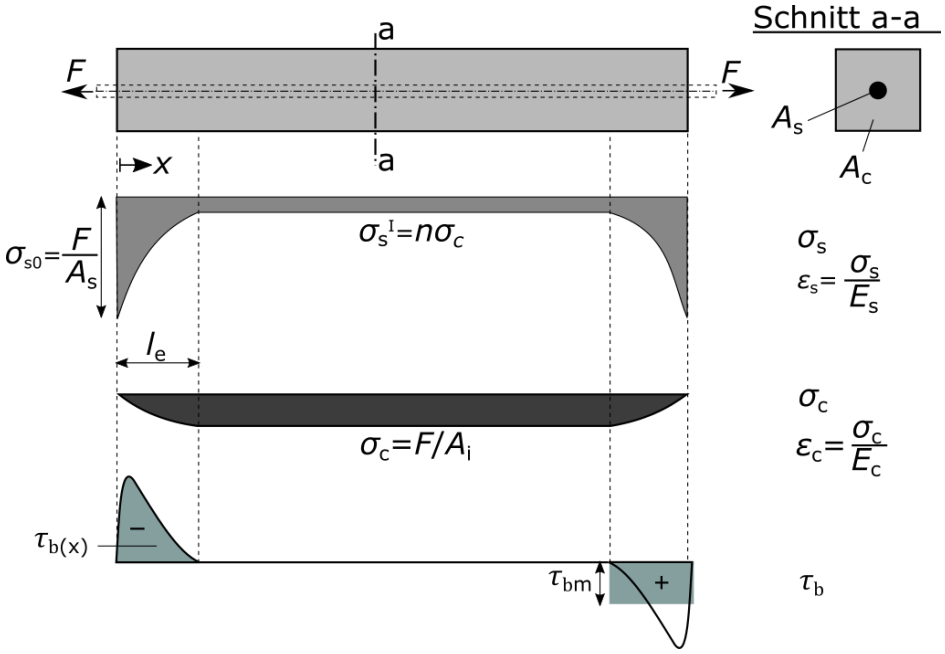



**Bild 2.6: :** Stahlbetonprisma mit Zugstab im ungerissenen Zustand nach *Leonhardt 1984*

Die Zugspannungen in den Bauteilkomponenten des ungerissenen Verbundquerschnitts, in *Bild 2.6* mit I bezeichnet, lassen sich dem entsprechend wie folgt berechnen:

$$\sigma_s^I = E_s/E_c \cdot \sigma_c^I = n \cdot \sigma_c^I \qquad (2.2)$$

Da die vom Beton aufnehmbaren Zugdehnungen ($\varepsilon_c \sim 0{,}1 * 10^{-3}$) sehr gering sind, verhalten sich die Stahlspannungen im ungerissenen Zustand elastisch und bleiben niedrig.

Wird bei Steigerung der Zugkraft *F* an den Stabenden die vorhandene Zugfestigkeit $f_{ct}$ des Betons überschritten, reißt dieser an seiner schwächsten Stelle. Dies führt dazu, dass die zuvor noch vom Beton getragene Zugkraft im Riss wieder auf den Bewehrungsstab übergeht, die Stahlspannung schlagartig ansteigt und der Stahl die Zugkraft alleine abtragen muss. Dabei bewirkt der Verbund an den Rissflanken, analog zu den Einleitungsbereichen an den beiden Stabenden, dass sich die Spannungen in Stahl und Beton nicht sprunghaft ändern, sondern infolge der Verbundspannungen über die Lasteinleitungslänge verteilen. Es entstehen

zusätzliche Lasteinleitungsbereiche mit Verbundspannungen $\tau_b$ bzw. $\tau_{bm}$, die unmittelbar im Riss ihre Vorzeichen ändern, wie *Bild 2.7* zeigt.

Mit Steigerung der Zugkraft *F* entstehen weitere Risse, deren Abstände durch die Qualität des Verbunds in Abhängigkeit zur Profilierung der Oberfläche bestimmt werden, da neben einem bestehenden Riss frühestens in Entfernung der erforderlichen Eintragungslänge die zum weiteren Reißen erforderliche Zugkraft erreicht werden kann.

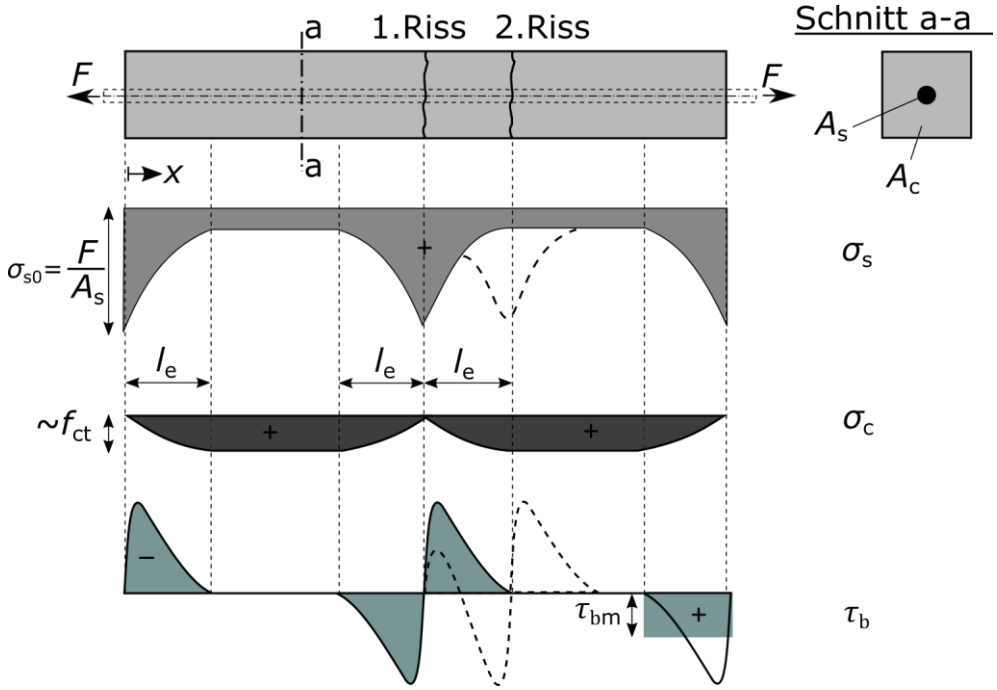



**Bild 2.7:** Stahlbetonprisma mit Zugstab im gerissenen Zustand nach *Leonhard 1984*

Der in *Bild 2.8* dargestellte Verbundmechanismus eines Biegebalkens mit Querkräften und Momenten verhält sich ähnlich. Auch hier trägt der Beton im ungerissenen Zustand in der Zugzone mit. Im Unterschied zum reinen Zugglied treten beim Biegebalken jedoch bereits im ungerissenen, elastischen Zustand Verbundspannungen zwischen Stahl und Beton auf, da proportional zum zunehmenden Biegemoment die Biegespannungen in beiden Baustoffen anwachsen und der Stahlquerschnitt immer im Verhältnis der Steifigkeiten angeschlossen werden muss. Der qualitative Verlauf der Verbundspannungen entspricht im ungerissenen Zustand dem Querkraftverlauf, wie in *Bild 2.8* zu sehen ist. Unmittelbar nachdem die Randspannung der gezogenen Betonfasern an der Stelle des größten Biegemoments die maximale Zugfestigkeit des Betons überschritten hat, reißt der Querschnitt keilförmig vom unteren Rand ausgehend auf und die Zugspannungen sind bei Rissen über die Bewehrung hinaus alleine vom Stahl aufzunehmen. Im gerissenen Bauteil besteht der wirksame Querschnitt nur noch aus der Biegedruckzone und den zugbelasteten Stahlstäben. Dabei muss zur Herstellung des horizontalen Kräftegleichgewichts die Zugkraft des Stahls der resultierenden Kraft der Druckzone des Betons entsprechen und zur Herstellung des Momentengleichgewichts steht dem Biegemoment aus der aufgebrachten Last das rückdrehende Moment infolge des inneren Hebelarms der beiden entgegengesetzt wirkenden Kräfte entgegen. Unmittelbar neben dem ersten Riss entstehen, analog zum Zugstab, nach beiden Richtungen bis zum Erreichen des Dehnungsgleichgewichts von Stahl und Beton oder bis zum nächsten Riss über die Eintragungs-

länge verteilte Verbundspannungen. Die Größe der Betonzugspannungen pendelt in der Zugzone zwischen den Rissen von Null bis zur maximal vorhandenen Betonzugfestigkeit. Bei Steigerung der Einzellasten *F* entstehen - auch im Bereich abnehmender Momente - durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit am gezogenen Rand immer neue Risse. Das abgeschlossene Rissbild eines hochbelasteten Biegebalkens besitzt viele Risse, deren Anzahl bzw. Abstand sich in Abhängigkeit zu den Biegezugspannungen einstellt, wie *Bild 2.8* zeigt.

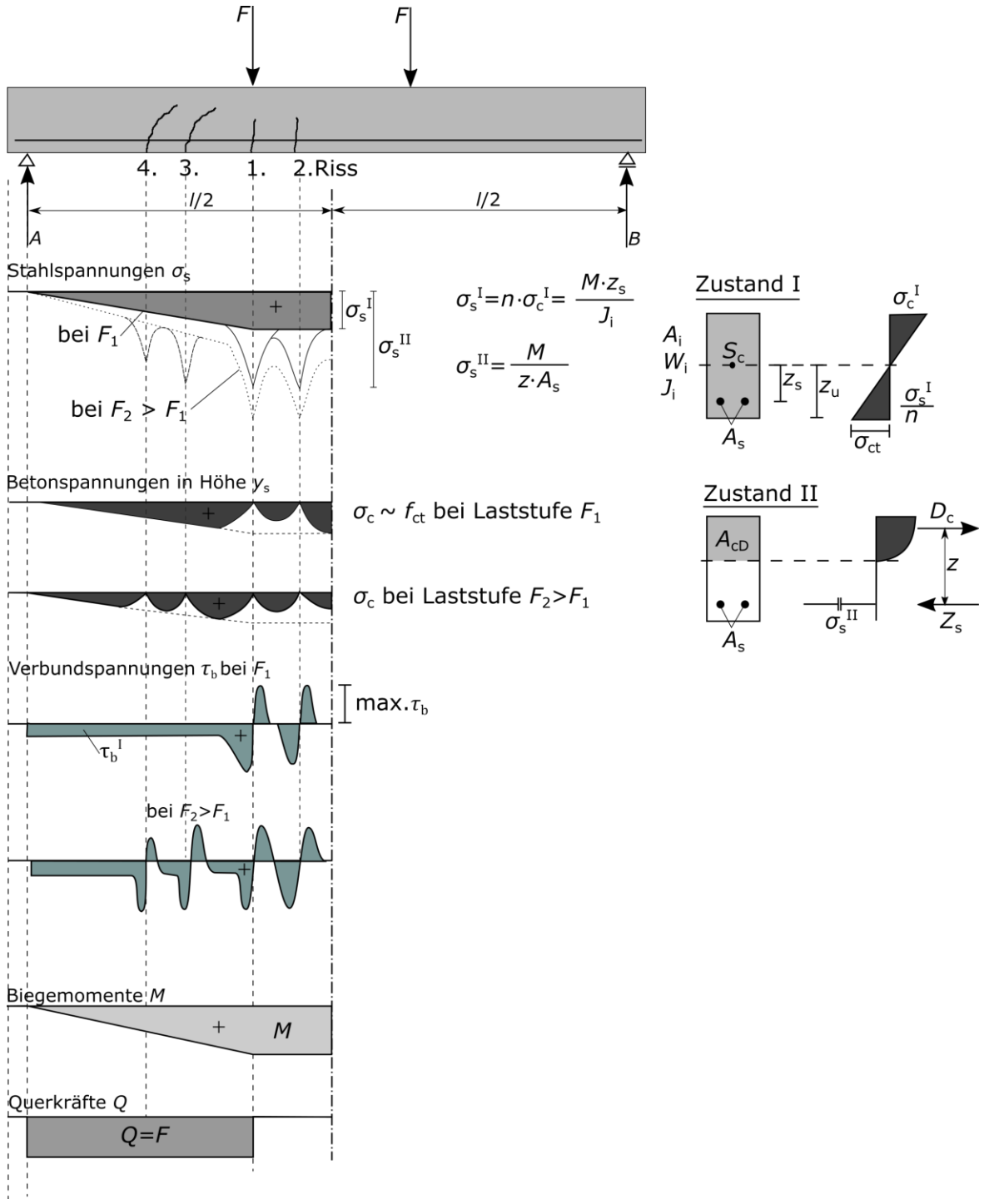



**Bild 2.8:** Stahlbetonbiegebalken im gerissenen und ungerissenen Zustand nach *Leonhardt 1984*

### 2.2.3 Ursachen von Verbundbeanspruchungen

Verantwortlich für Verbundspannungen sind, wie beschrieben, unterschiedliche Dehnungen der beiden miteinander verbundenen Baustoffkomponenten Stahl und Beton. Verbundbeanspruchungen in Tragwerken sind deshalb u.a. nach *Leonhardt 1984* im Wesentlichen auf folgende Ursachen zurückzuführen:

- Direkte und indirekte Einwirkungen ändern die Dehnungen bzw. die Zug- und Druckspannungen und aktivieren damit den Verbund zwischen Stahl und Beton.
- Risse haben infolge der gleichzeitigen Schnittgrößenumlagerung örtlich hohe Verbundspannungsspitzen zwischen Stahl und Beton zur Folge.
- Ankerkräfte an Stabenden werden über Verbundspannungen eingeleitet, wie u.a.
  - Endverankerungen von Bewehrungsstäben,
  - Übergreifungsstöße von Bewehrungsstäben.
- Temperaturänderungen, die infolge abweichender Wärmedehnfähigkeiten von Stahl und Beton differente Dehnungen in den beiden Bauteilkomponenten auslösen, führen zu Verbundspannungen.
- Schwindvorgänge (z.B. Trocknungsschwinden) im Beton führen zu Verkürzungen gegenüber dem eingebetteten Stahl. Der Verbund behindert diesen Vorgang. Dabei erhält der Stahl Druckspannungen und der Beton Zugspannungen, die bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit zu Rissen führen.
- Kriechvorgänge in gedrückten Betonbauteilen (Stützen) führen ebenfalls zu Verkürzungen gegenüber dem eingebetteten, kriechunwilligen Stahl. Auch hier behindert der Verbund die ungestörte Längenänderung. Durch die Kriechverkürzung erhält die Bewehrung zusätzliche Druckspannungen und der Beton wird durch Zugspannungen entlastet.

### 2.2.4 Mechanismen des Verbunds

Verbundwirkungen können im Wesentlichen in drei Arten unterteilt werden:

- Haftverbund
- Reibungsverbund
- Scherverbund

Die Anhaftung zwischen Stahl und Zementstein charakterisiert den *Haftverbund*, der vor allem durch chemische Adhäsion, Kapillarkräfte und Verzahnung der Stahloberfläche mit der Zementmatrix erzielt wird. Er wird bereits bei kleinsten Relativverschiebungen zerstört und ist mithin nur gering belastbar. Nach dem Versagen steigt die für die Relativverschiebungen der Bewehrung wichtige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($\tau$-$s$-Beziehung) unmittelbar steil an. Da der Haftverbund bereits bei kleinsten Verschiebungen plötzlich und vollständig versagt und die nachfolgend beschriebenen wirksameren Verbundmechanismen erst nach seinem

Versagen greifen können, darf er nicht für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) angesetzt werden.

Unmittelbar nach dem Versagen des Haftverbunds wird durch geringfügigste Verschiebungen zwischen Beton und Bewehrungsstab infolge von Querpressungen auf den Bewehrungsstab der *Reibungsverbund* aktiviert. Dieser ist nach *Zilch 2009* annähernd unabhängig von der Größe der Relativverschiebung. Günstige Querpressungen können entweder durch quer gerichtete Druckspannungen aus direkten Einwirkungen entstehen, wie z.B. aus Auflager- oder Spannkräften oder Folge von Dehnungen aus indirekten Einwirkungen sein, wie u.a. Schwinden des Betons. Entscheidend für die Größe des zugehörigen Reibungsbeiwerts $\mu$ ist die Rauigkeit der Stahloberfläche der Bewehrung.

Der Reibungsverbund ist u.a. nach *Zilch 2009* die dominierende Verbundwirkung bei glatten Betonstählen und Spanndrähten. Letztere werden bei der Spannbettvorspannung mit sofortigem Verbund unter Ansatz des in *Bild 2.9* grafisch dargestellten Hoyer-Effekts endverankert. Dabei entstehen, aufgrund des Rückgangs der Spannungen zum Stabende hin und damit gleichzeitig einhergehender Querdehnung des Stabs mit Erweiterung des Stahlquerschnitts, Querpressungen auf die Wandung des Betonkanals, die im Spannbetonbau ohne weitere Verankerungselemente durch Multiplikation mit dem Reibungsbeiwert $\mu$ planmäßig zur Verankerung dienen können.

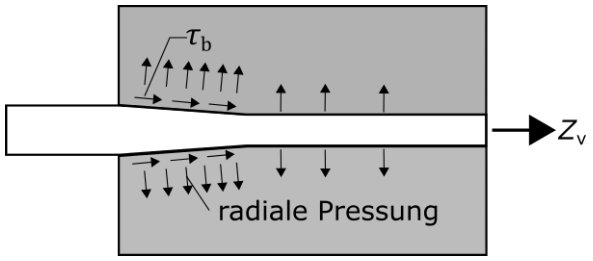



**Bild 2.9:** Hoyer-Effekt an einer Spannstahlverankerung (Quelle: *Leonhardt 1980*)

Weitgehend unbehandelte Oberflächen von glatten Betonrundstählen können nach Überwinden der Haftreibung ebenfalls nicht ohne Krafteinwirkung aus dem Betonkanal gezogen werden. Einerseits bewirkt die nicht genau zu quantifizierende Oberflächenrauigkeit, vgl. *Bild 2.10*, einen gegenüber gerippten Stählen geringen Formverbund, andererseits entstehen beim Glattstahl, analog zum Spannstahl, ebenfalls infolge des Rückgangs der Spannungen zum Stabende hin und damit einhergehender Querdehnung mit Erweiterung des Stahlquerschnitts Querpressungen auf die Wandung des Betonkanals. Der erreichte Reibungsverbund fällt bei schlaffer Bewehrung jedoch gering aus und ist aufgrund der unpräzisen Oberflächenbeschaffenheit der Stähle nicht genau zu bemessen, obwohl nach *DAfStb 138* und *Leonhard 1984* eine stark vernarbte, angerostete Glattstahloberfläche eine dem Scherverbund ähnliche Verzahnung bewirken kann, wie *Bild 2.10* zeigt.

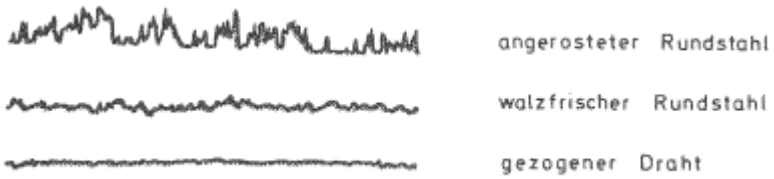



**Bild 2.10:** Oberflächenrauigkeiten glatter Bewehrung (36-fach überhöht) aus *DAfStb 138*

Den Reibungsverbund glatter Rundstähle hat bereits *Bach 1905* untersucht und dabei festgestellt, dass der seinerzeit noch als Gleitwiderstand bezeichnete Verbund in hohem Maß von der Beschaffenheit der Stahloberfläche bzw. deren Rauigkeit sowie dem Wasser-Zement-Wert des Betons abhängt.

Aufgrund der nicht zu definierenden Oberflächenrauigkeiten von Glattstählen und der nicht konkret zu bestimmenden Querpressungen auf den Betonkanal, darf der Reibungsverbund im Grenzzustand der Tragfähigkeit zur Vermeidung der Gefahr des plötzlichen Versagens jedoch nur angesetzt werden, wenn die erforderlichen Querpressungen planmäßig erzeugt werden. Diese Forderung ist z.B. durch von außen aufgebrachte Spannkräfte, Auflagerdrücke an direkten Auflagerpunkten oder biegesteife Stahlstabumlenkungen wie die im Kapitel 2.3 detailliert beschriebenen Haken zu erfüllen. Zur Ermittlung der Reibungsverbundkräfte ist in diesen Fällen der Reibungsbeiwert $\mu$ des glatten Stahls mit den auf die zu betrachtende Fläche einwirkenden planmäßigen Pressungen zu multiplizieren. Reibungsbeiwerte $\mu$ für Glattstähle enthalten u.a. *DAfStb 138*, *Kürschner 2004* und *Wagner / Erlhoff 1994*.

Bei gerippten Stählen basiert die Verbundwirkung im Wesentlichen auf dem *Scherverbund*, der als Formverbund infolge mechanischer, dübelartiger Verzahnung der Stahloberfläche mit dem umgebenden Beton entsteht und u.a. durch aufgewalzte Rippen oder durch Verdrillen von Formstahl (z.B. Torstahl) erzielt werden kann. Er ist die wirksamste sowie gleichzeitig zuverlässigste Art des Verbundes und darf als einzige Verbundart ohne Zusatzbedingungen Kräfte von gegenüber historischen Glattstählen BStI bzw. BStII höherfesten Rippenstählen B500 nach *EC2 2011* bzw. *DIN 488 2009* in den Beton übertragen.

Sobald sich der Haftverbund zwischen Stahl und Beton löst, stützen sich u.a. nach *DAfStb 301* und *Zilch 2009* die einzelnen Stahlrippen auf die vor ihnen liegenden Betonkonsolen ab und erzeugen dabei hohe Druckspannungen, die wegen des an den Konsolen vorherrschenden dreiaxialen Spannungszustands ein Mehrfaches der Zylinderdruckfestigkeit erreichen können. Die *Bilder 2.11* und *2.12* zeigen den Verlauf von Bruchflächen, Bruchlasten und Hauptspannungen in den Betonkonsolen unter den kreisringförmigen Rippen.

Gleichzeitig entstehen infolge der in *Bild 2.12* dargestellten Zugtrajektorien von den Rippen ausgehende, geneigt verlaufende sekundäre Verbundrisse, wie auf den *Bildern 2.13* und *2.15* gezeigt wird. Der Scherbruch wird durch den vorhergehenden Zugbruch in Richtung der Hauptspannungen eingeleitet.

Ausgehend von den Rippen breiten sich, wie in dem in *Bild 2.14* dargestellten Zugring-Modell nach *Tepfers 1973* zu sehen ist, die Druckspannungen zunächst gegen den Stab geneigt rotationssymmetrisch aus und die Spannungsresultierenden bilden einen Druckkegel. Durch Umlenkung entstehen Zugspannungen, die ringförmig um den gerippten Stahl verlaufen. Bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit führen diese Ringzugspannungen zu Längsrissen entlang des Stabes, welche das Versagen durch Abplatzen der Betondeckung ankündigen.

Die Art des Versagens und die Größe des Scherwiderstands hängen dabei u.a. von Form und Neigung der Rippen, ihrer Höhe $a$ und ihrem lichten Abstand $c$ ab. Nach *DAfStb 301* bildet die bezogene Rippenfläche $f_R$ den Widerstand für unterschiedlich profilierte Stäbe sinnvoll ab.

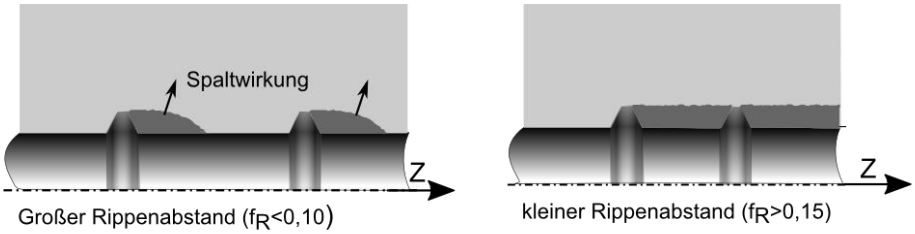



**Bild 2.11:** Rundstab mit kreisförmigen Rippen und möglichen Scherverbundbruchflächen nach *Leonhardt 1984 basierend auf DAfStb 138*

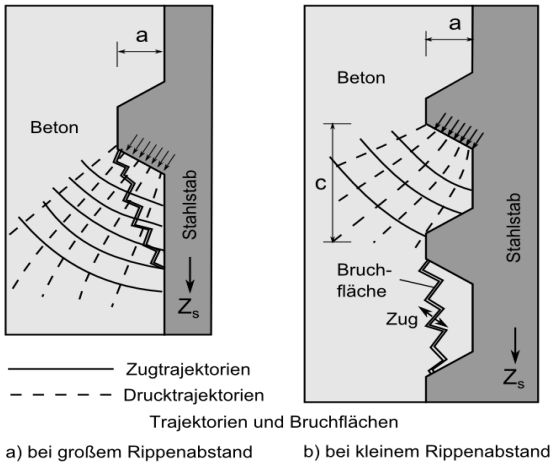



**Bild 2.12:** Hauptspannungen und Bruchlasten in Betonkonsolen unter Rippen nach *Leonhardt 1984*

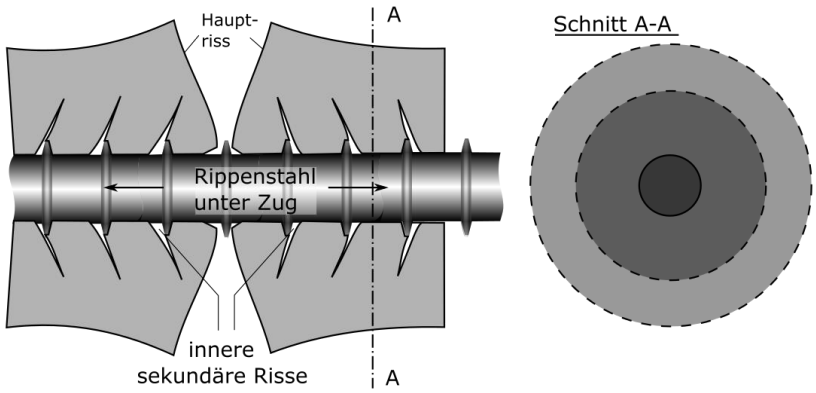



**Bild 2.13:** Sekundäre Verbundrisse zwischen primären Hauptrissen bei einem Rippenstahl unter Zug aus *Leonhardt 1984 basierend auf Goto 1971*

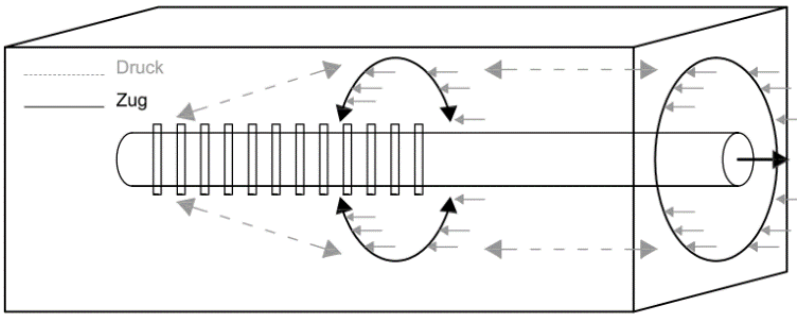



**Bild 2.14:** Räumliche Tragwirkung der Verbundkräfte nach *Tepfers 1973*

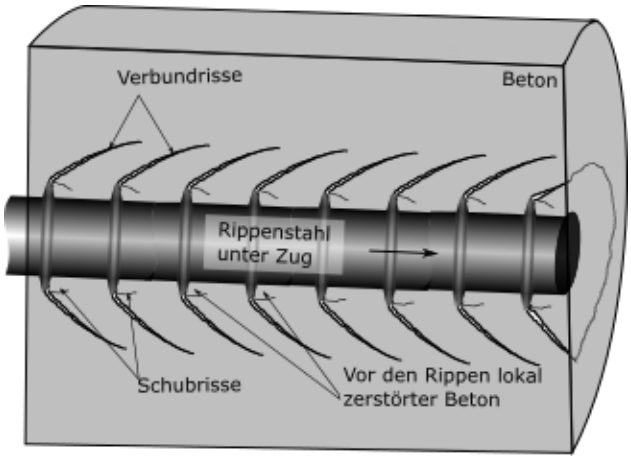



**Bild 2.15:** Entwicklung von Verbundrissen nach *DAfStb 609* (Basis: *Schlaich 1998*)

Die bezogene Rippenfläche $f_R$ wird für einen vereinfacht gemäß *Bild 2.16* mit umlaufend gleichhohen ringförmigen Rippen ausgestatteten Bewehrungsstab nach *DAfStb 138* ermittelt durch Division der Rippenfläche $F_R$ mit der Mantelfläche $F_M$ zu

$$f_R = \frac{F_R}{F_M} = \frac{a \cdot (d_s + a)}{c_l \cdot (d_s + 2a)} \approx \frac{a}{c_l} \tag{2.3}$$

Heute verwendete Betonrippenstähle besitzen das Ermüdungsverhalten des Verbundes günstig beeinflussende, schräg angeordnete, sichelförmige und nicht umlaufende Rippen. Für solche Stäbe wird die bezogene Rippenfläche aufgrund der abweichenden Geometrie nach *DIN 488 2009* mit einer deutlich veränderten, exakten Formel ermittelt. Grob vereinfacht erhält man auf deren Basis nach *Zilch 2009* eine überschlägige bezogene Rippenfläche $f_R$ mit im Verhältnis zum Rippenachsabstand $c_m$ kleinerer Rippenhöhe $a$ von

$$f_R \approx 0{,}6 \cdot \frac{a}{c_m} \tag{2.4}$$

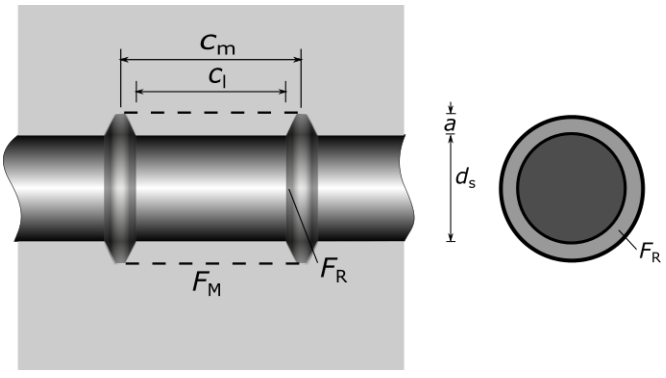



**Bild 2.16**: Bezogene Rippenfläche

Abhängig von der bezogenen Rippenfläche $f_R$ sind zwei unterschiedliche Formen des Scherverbundversagens bekannt. Während das lokale, keilförmige Abscheren des Betons an den Rippen bei großen Rippenabständen mit $f_R \leq 0{,}10$ sowie fehlenden oder zu geringen Querpressungen und Bewehrungszulagen zu einem Sprengrissversagen führt, bewirkt das Abscheren der gesamten Mantelfläche des Betons bei kleinen Rippenabständen mit $f_R \geq 0{,}15$

oder ausreichenden Querpressungen bzw. Bewehrungszulagen zur Aufnahme der Ringzugspannungen ein Ausziehversagen, vgl. *Bilder 2.11* und *2.12*.

Die Verbundtragfähigkeit des gerippten Stahls ist neben der bezogenen Rippenfläche $f_R$ vor allem abhängig von der Dicke der Betondeckung, eventuell vorhandener Bügel- bzw. Querbewehrungen oder Querpressungen, welche die Zugspannungen aufnehmen oder überdrücken können, und den in Kap. 2.2.5 beschriebenen Verbundbedingungen. Bei geringer Betondeckung spalten die infolge zu hoher Ringzugspannungen entstehenden Längsrisse die unbewehrte Betonschale und die Verbundspannung fällt sofort ab. Es kommt zum Sprengrissversagen. Bei unendlicher Betondeckung, ausreichenden Querpressungen oder genügender Bügelbewehrung kann die resultierende Zugkraft der Zugspannungsringe aufgenommen und ein Spalten verhindert werden. Die Betonkonsolen werden bei steigenden Verbundspannungen und Relativverschiebungen (Schlupf) zwischen den Rippen, wie in *Bild 2.12* dargestellt, vollständig abgeschert und es können nur noch geringere Reibverbundspannungen in der Scherfläche übertragen werden. Beim Ausziehversagen wird der Stab kontinuierlich aus dem Beton herausgezogen.

Können sich die Druckstreben in Bereichen von Primärrissen nicht abstützen, müssen sie über Zugspannungen im Beton rückgehängt werden. Wird hierbei die Betonzugfestigkeit überschritten, bilden sich an den beiden Rissufern Ausbruchkegel, die die Übertragung der Verbundspannungen stark einschränken, vgl. *Bild 2.13*.

Scherverbund und Reibungsverbund treten oft gleichzeitig auf und sind auch in Versuchen nur schwer zu separieren.

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens wird der Zusammenhang zwischen Verbundspannung $\tau_b$ und zugehöriger Relativverschiebung $s$ (in älterer Literatur $\Delta$ bzw. $\delta$) verwendet. Diese Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen *($\tau_b$ - s - Beziehungen)*, die auch als *Verbundgesetze* bezeichnet werden, bilden komplexe Wechselwirkungen ab. Es existiert ein breites Spektrum an derartigen Gesetzen, u.a. in *DAfStb 138*, *DAfStb 228, DAfStb 301, Eligehausen 1983, MC 1990 und MC 2010*. Während *DAfStb 138* und *MC 1990* Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für glatte und gerippte Stähle enthalten, beschäftigen sich die übrigen genannten Quellen vorrangig mit den $\tau_b$ - $s$ - Beziehungen gerippter Betonstähle.

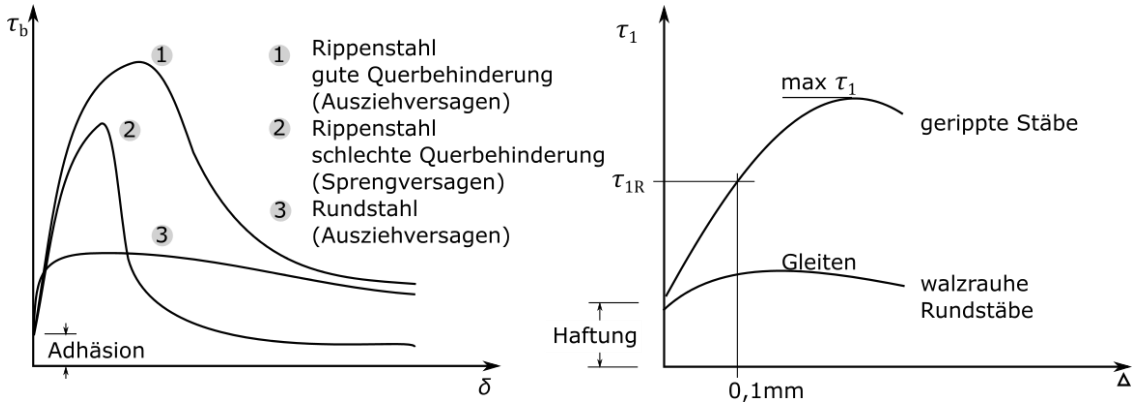



**Bild 2.17:** Qualitative Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen links aus *Alvarez 1998* und rechts aus *Leonhardt 1984* auf Basis von *DAfStb 138.*

In *MC 1990*, vgl. *Bild 2.18,* und in *MC 2010* (hierin ist die $\tau_b$-*s*-Beziehung nach *Eligehausen 1983* enthalten) werden für Traglastanalysen gerippter Stähle abschnittsweise Verbundgesetze formuliert, die den vollständigen Schlupfverlauf erfassen. Im Gebrauchszustand wird der ansteigende Ast der Kurve nicht verlassen. Auch im Falle eines Sprengrissversagens bei geringer Betondeckung ($c < 5\ d_s$) fällt nach dem Abplatzen der Betondeckung die Traglast noch vor Erreichen der maximalen Verbundspannung $\tau_{b,max}$ (*Bild 2.18*, Stelle $s_1$) abrupt ab. Bei einem Ausziehversagen ist, nach Überschreiten der mechanischen Verzahnung ($\tau_{b,max}$) durch Abscheren der Betonkonsolen, infolge des weiterhin wirkenden Reibungsverbunds eine Resttragfähigkeit gegeben, die sich grob in einer Größenordnung mit dem Reibungsverbund glatter Stähle einpendelt, wie *Bild 2.17* verdeutlicht.

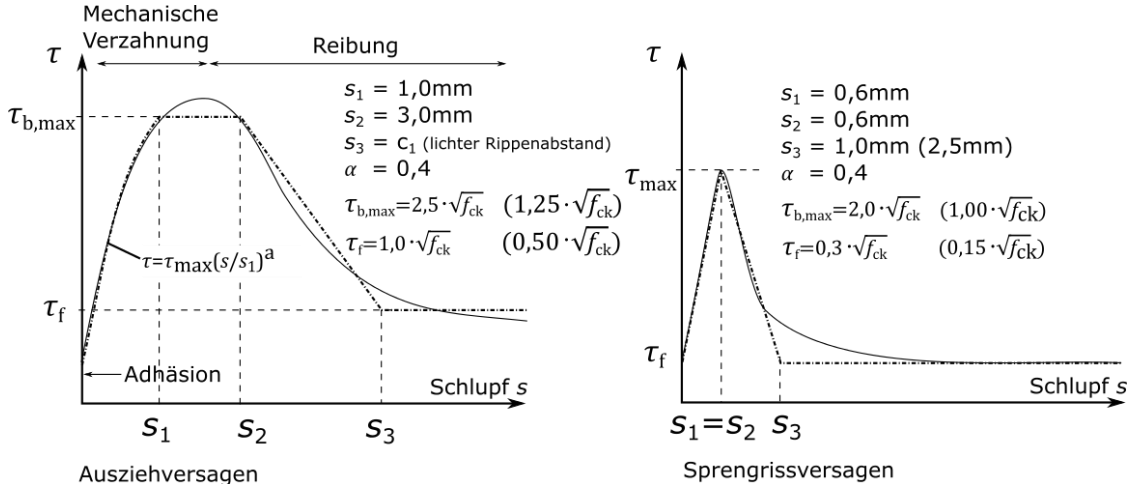



**Bild 2.18:** Verbundgesetz bei Ausziehversagen ($c > 5\ d_s$) und Sprengrissversagen($c \leq 1\ d_s$) für gerippten Stahl nach *MC 1990* (Quelle: *Zilch 2009*)

Zur analytischen Berechnung des Schlupfs hat Rehm in *DAfStb 138* bereits die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes *(DGL)* aufgestellt, die eine mathematische Verknüpfung von Dehnungen, Relativverschiebungen und Verbundspannungen darstellt und auf Basis von Gleichgewichtsbetrachtungen an dem in *Bild 2.5* dargestellten differentiellen Element eines Zugstabs hergeleitet wird. Dabei stehen die Zugkraftdifferenzen u.a. nach *Zilch 2009* und *Ritter 2013* zwischen Beton und Bewehrung mit den über den Stabumfang $U_s$ wirkenden Verbundspannungen $\tau_b(s)$ im Gleichgewicht und der Schlupf *s* zwischen Bewehrung und Beton ergibt sich an jeder Stelle aus der Differenz der Verschiebungen von Stahl $u_s$ und Beton $u_c$, vgl. Gl. (2.5a). Unter Voraussetzung eines linear-elastischen Materialverhaltens lässt sich die *DGL* aus diesen Beziehungen wie folgt herleiten:

$$A_s d\sigma_s = U_s \tau_b dx = -d\sigma_c \cdot A_c \qquad \cap \qquad s = u_s - u_c \tag{2.5a}$$

$$\Rightarrow \frac{d\sigma_s}{dx} = \tau_b(s) \cdot \frac{U_s}{A_s} \tag{2.5b}$$

$$\frac{ds}{dx} = \frac{du_s}{dx} - \frac{du_c}{dx} \tag{2.5d}$$

$$\Rightarrow \frac{d\sigma_c}{dx} = \tau_b(s) \cdot \frac{U_s}{A_c} \tag{2.5c}$$

$$\frac{ds}{dx} = \varepsilon_s - \varepsilon_c \tag{2.5e}$$

$$\frac{ds}{dx} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \tag{2.5f}$$

Nach nochmaligem Differenzieren der Gl. (2.5f) und Einsetzen der Gln. (2.5b), (2.5c) und (2.5d) ergibt sich Gl. (2.6):

$$\frac{d^2s}{dx^2} = \tau_b(s) \cdot \frac{U_s}{A_s \cdot E_s} + \tau_b \cdot \frac{U_c}{E_c \cdot A_c} \Rightarrow s'' - \tau_b(s) \cdot \left(\frac{U_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{U_c}{E_c \cdot A_c}\right) = 0 \qquad (2.6)$$

Anhand dieser Differentialgleichung 2.Ordnung lassen sich für spezielle Verbundgesetze $\tau_b(s)$ bei bekannten Randbedingungen Lösungen für Relativverschiebungen, Dehnungen und Spannungen in Bewehrung und Beton herleiten. Dies lässt u.a. nach *Zilch 2009* und *Ritter 2013* wiederum die von Noakowski in *DAfStb 296* und *Krips 1984* durchgeführten Berechnungen von Rissbreiten und -abständen zu. Des Weiteren erlauben die mittels Dehnkörper-, Auszieh- und Balkenversuchen nach *RILEM 1970* bzw. *DIN EN 10080 2005*, vgl. *Ritter 2013*, an kleinformatigen Versuchskörpern mit kurzen Verbundlängen ermittelten lokalen Verbundgesetze $\tau_b(s)$ unter Berücksichtigung eines entsprechenden Verformungs- bzw. Verschiebungskriteriums die Kalibrierung von Bemessungswerten für die Verbundspannung $f_{bd}$ für längere Einbettungslängen, was wiederum die Berechnung erforderlicher Verankerungs- und Übergreifungslängen zulässt.

Ein der *DGL* ähnliches Verfahren stellt die in *Ritter 2013* beschriebene schrittweise Integration mittels Verbundgrundgesetzen dar, die, als gute Näherungslösung mit gegenüber der *DGL* geringerem Rechenaufwand, u.a. von Martin in *DAfStb 228* und *Idda 1999* benutzt wurde, um aus lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Gesetzen zulässige mittlere Verbundspannungen für statische Nachweise zu bestimmen.

Als Grundlage für auf solche Art ermittelte zulässige Verbundspannungen wurden nach *Ritter 2013* in der Historie unterschiedliche Verschiebungskriterien für den Gebrauchs- und Bruchzustand bzw. GZG und GZT zugrunde gelegt. Nach u.a. *DAfStb 138* (vgl. *Bild 2.17*), *DAfStb 301* und *Bonzel 1972* sollte der maximale Schlupf *s* eine Relativverschiebung von *Δ* bzw. *s* = 0,1 mm unter 1,75-facher Gebrauchslast nicht überschreiten. Nach *MC 1990*, auf dessen Grundlagen gemäß *Fingerloos 2012* die Bemessung des Verbunds nach *EC2 2011* aufbaut, soll in Ausziehversuchen dagegen am belasteten Stabende spezieller mechanischer Verankerungen bei 70% der Maximallast $s \leq 0{,}1$ mm und bei 95% der Maximallast $s \leq 0{,}5$ mm betragen. Zur Bemessung dieser Verankerungen ist die Maximallast nach *MC 1990* anschließend zu halbieren.

Ergänzend wird im *MC 2010* für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei Ausziehversuchen der Einfluss des Verbunds auf die Rissbreiten und das Tension-Stiffening über den Sekantenmodul der $\tau_b$ - *s* - Beziehung für einen Schlupf am unbelasteten Stabende von $s_0 = 0{,}01$ mm berücksichtigt.

Da die in der Fachliteratur häufig mit $s_{0,max} = 0{,}1$ mm festgelegten maximalen Schlupfwerte von der Betonfestigkeit abhängen und deshalb ein absoluter Wert kein einheitliches Bewertungskriterium für verschiedene Betonsorten darstellt, empfiehlt *Ritter 2013* bezüglich der Festlegung eines Verformungskriteriums, auch den Schlupf $s_{0,max}$ bei Erreichen der maximalen Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in die Überlegungen zu integrieren.

Das Verbundverhalten kann alternativ zu der beschriebenen experimentellen Bestimmung von Verbundeigenschaften anhand von empirisch gewonnenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (vgl. *Bilder 2.17* und *2.18*) auch mittels mechanischer Modelle analysiert werden. Für gerippte Stähle existiert in der Literatur neben dem bereits vorgestellten Zugringmodell

von Tepfers (vgl. *Bild 2.14*) eine Fülle weiterer Modelle, die nach *Ritter 2013* in zwei Gruppen eingeteilt werden können. Dies sind einerseits mechanische Modelle zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen und andererseits Zugringmodelle zur Berechnung des Spaltbruchwiderstands für das Versagen der Betondeckung bei randnaher Bewehrung.

Um zu ungenaue Annahmen zu verhindern, werden die benötigten Parameter der Modelle zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen - hierzu zählen u.a. das Betonprismen-Modell von *De Groot 1981*, das Kegelschalen-Zugring-Modell von *Schober 1984* und das Fachwerk-Modell von *Kurz 1997* - anhand von eigens durchgeführten Verbundversuchen oder empirisch gewonnener $\tau_b$ - *s* - Beziehungen kalibriert.

Die Zugringmodelle zur Berechnung des Spaltbruchwiderstands - hierzu zählen u.a. die Modelle von *Tepfers 1973* (vgl. *Bild 2.14*), *Schenkel 1998, Reinhardt 1992, Van der Veen 1990* und *Vandewalle 1992* - bilden die Tragfähigkeit des umgebenden Betons über einen dickwandigen Betonzylinder unter Innendruck ab. Überschreitet die Ringzugbeanspruchung die Zugtragfähigkeit des Betons, die durch die Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ beschränkt wird, kommt es bei fehlender Bügel- oder Querbewehrung zur Bildung von Spaltrissen entlang der Bewehrung und zum schlagartigen Verbundversagen.

Weiterführende Angaben zu den verschiedenen Versagensmechanismen von glatten und gerippten Betonstählen bei Abspalten der Betondeckung finden sich in den folgenden Abschnitten 2.3 und 2.4. Dort sind ebenfalls die für die Berechnung kombinierter Übergreifungsstöße benötigten Bemessungswerte für die Verbundspannungen historischer Glattstähle BStI und gerippter Betonstähle B500 enthalten, die nach den vorbeschriebenen Kriterien anhand von Ausziehversuchen abgeleitet wurden.

### 2.2.5 Einflussgrößen auf das Verbundverhalten des Stahlbetons

Neben den bereits beschriebenen Einflüssen aus den unterschiedlichen Profilierungen der Stahloberfläche und der Betondeckung, die entscheidenden Einfluss auf Verbundmechanismus und Versagensform des Verbundes besitzen, gibt es weitere wichtige Einflussparameter auf die Verbundtragfähigkeit und -steifigkeit, die nachfolgend kurz beschrieben werden.

Der neben der Stabprofilierung wichtigste und einflussreichste Parameter für den Verbund ist die Betondruckfestigkeit $f_c$ bzw. die daraus abzuleitende Betonzugfestigkeit $f_{ct}$, denn mit ansteigender Betonfestigkeit nehmen sowohl die Verbundtragfähigkeit als auch die Verbundsteifigkeit zu.

Eine größere Verbundsteifigkeit spiegelt sich in einer höheren Steigung des ansteigenden Astes der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (vgl. Verbundgesetze *Bilder 2.17* und *2.18*) wider. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundspannung wird nach *Zilch 2009* durch folgende Beziehung ausgedrückt:

$$\tau_{b,max} \sim f_c^k \tag{2.7}$$

mit $\tau_{b,max}$ Verbundspannung, maximal

$f_c$ Betondruckfestigkeit

$k$ Faktor zur Berücksichtigung der Versagensart:

für Sprengrissversagen $k = \frac{2}{3}$ (u.a. *DAfStb 394*)

für Ausziehversagen $k = \frac{1}{2}$ (u.a. *MC 1990, 2010, Eligehausen 1983*)

Im Falle eines Sprengrissversagens, welches bei Übergreifungsstößen in der Regel Relevanz besitzt, ist u.a. nach *DAfStb 394* und *Zilch 2009* eine Proportionalität mit der versagensrelevanten Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ zu sehen, da diese mit der Betondruckfestigkeit in analogem Zusammenhang steht ($f_{ctm} = 0{,}3\ f_{ck}^{2/3}$). Beispielsweise lautet die Ansatzfunktion für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach *Noakowski 1985*:

$$\tau_{\mathrm{b}}(s) = A \cdot s(x)^{\mathrm{N}} \cdot f_{\mathrm{c}}^{2/3} \tag{2.8}$$

Bei einem Ausziehversagen besteht eine abweichende funktionelle Abhängigkeit mit geringerem Exponenten. Den oben genannten Exponenten $k = ½$ findet man u.a. in der Formel für die maximale Verbundspannung bei Ausziehversagen nach *MC 2010* für Ausziehkörper mit einer Verbundlänge von $l_b = 5\ d_s$:

$$\tau_{\mathrm{b,max}} = 2{,}5 \cdot f_{\mathrm{ck}}^{1/2} \tag{2.9}$$

*Ritter 2013* enthält Tabellen mit weiteren Ansatzfunktionen für Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen zur Berechnung der zugehörigen Verbundspannungen bei Sprengrissversagen und mit maximalen Verbundspannungen bei Ausziehversagen.

Ein weiteres, sehr wichtiges Kriterium mit großem Einfluss auf das Verbundverhalten sind die sogenannten *Verbundbedingungen*, die von der Lage des Stabes beim Betonieren abhängig sind. Günstig sind vertikal stehend einbetonierte Stäbe, während horizontal liegend betonierte Stäbe problembehaftet sind. Im Zuge des Verdichtens von Frischbeton setzen sich schwerere Bestandteile ab, während überschüssiges Wasser und Luftblasen nach oben steigen und sich insbesondere unter den horizontal liegenden Stäben ansammeln. Nach dem Erhärten bildet sich unter dem Betonstahl ein Hohlraum aus, vgl. *Bild 2.19*. Der umgebende Beton besitzt an dieser Stelle bei Anreicherung der Zementmatrix eine erhöhte Porosität. Die daraus entstehende verminderte Verbundfestigkeit und -steifigkeit verschlechtert sich proportional mit der Zunahme der Entfernung des horizontalen Stabs vom Schalboden bzw. von der Unterkante des Frischbetons. Die Reduktion der Verbundfestigkeit kann nach *Zilch 2009* in ungünstigen Fällen bis zu 50% betragen.

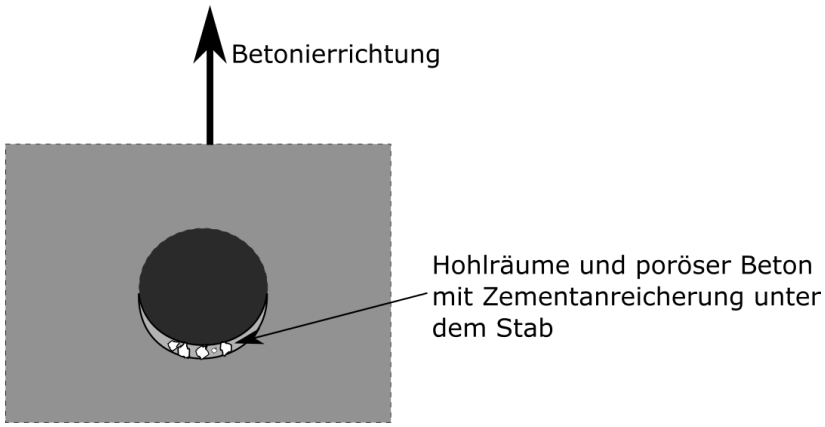



**Bild 2.19:** Hohlraumbildung unter Bewehrung durch Absetzen des Frischbetons

Auch in den Bemessungsformeln für Verankerungs- und Übergreifungslängen nach *EC2 2011* werden die Einflüsse der Betonfestigkeit und der Verbundbedingungen auf die Verbundfestigkeit anhand der Formel für den Bemessungswert der Verbundfestigkeit deutlich. Der Bemessungswert der Verbundspannung $f_{bd}$ wird dort bei üblichen Stabdurchmessern $\phi \leq 32$ mm neben der Profilierung der Staboberfläche, die durch den Faktor $\eta$ ausgedrückt wird, nur von der Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ und den mit dem Faktor $\eta_1$ beschriebenen Verbundbedingungen abhängig gemacht, vgl. Kap. 2.4.

Darüber hinaus können u.a. nach *Zilch 2009* und *Ritter 2013* Spannungen senkrecht zur Stabachse das Verbundverhalten beeinflussen. Insbesondere besteht die Gefahr, dass zusätzliche Querzugspannungen, die z.B. aus der Querbiegung einer zweiachsig gespannten Platte herrühren können, die Sprengrissbildung erheblich beschleunigen. Im Umkehrfall besteht die Möglichkeit, dass etwaige Querdruckspannungen, z.B. durch Auflagerdruck oder Vorspannung, der Sprengrissbildung deutlich entgegenwirken und die Verbundwirkung erhöhen.

Auch für die den Verbund beeinflussenden Einwirkungen aus Querdruck bzw. Querzug wird in *EC2 2011 in Tabelle 8.2*, vgl. Kap. 2.4, mit $\alpha_5$ ein gesonderter Beiwert angegeben, der bei der Bemessung von Verankerungs- und Übergreifungslängen zu berücksichtigen ist.

Ebenso kann sich langandauernde oder zyklische Belastung ungünstig auf das Verbundverhalten auswirken, vgl. *Bild 2.20*. Infolge hoher Druckspannungen unter den Betonkonsolen gerippter Stähle oder an hochbelasteten Endverankerungen glatter Stähle mit Haken, treten bei langandauernden Belastungen Kriechverformungen ein. Bei gleichbleibender Verbundspannung steigt der Schlupf langsam an, bei unverändertem Schlupf fällt die Verbundspannung dagegen ab. Nach *Zilch 2009* bzw. *DAfStb 268* kann aufgrund der proportionalen Zunahme des Schlupfs zur Höhe der Verbundspannung lineares Kriechen angenommen werden. Dabei bleiben nach *Rohling 1987* die Kriechverformungen weitestgehend irreversibel. Der von der Belastungszeit *t* [h] abhängige Schlupf *s* lässt sich mit folgenden Gleichungen ermitteln:

$$s(t) = s_0 \cdot (1 + k_t) \tag{2.10}$$

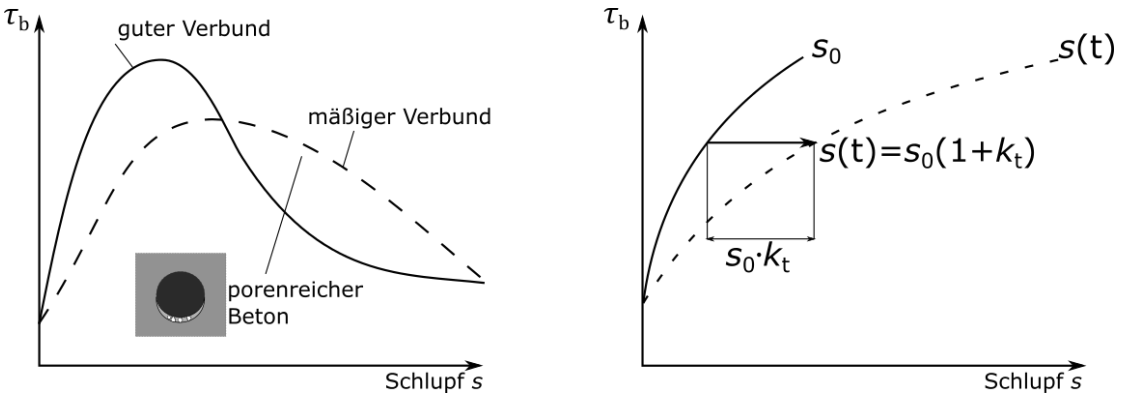
$$mit\ k_t = (1 + 10 \cdot t)^{0,08} - 1 \tag{2.11}$$

Bei zyklischer Belastung zeigt sich gemäß *Zilch 2009* ein mit dem Kriechen unter konstanter Last vergleichbares Bild. Demgemäß ergibt sich nach *Rohling 1987* und *DAfStb 291* für ge-

rippte Stähle bei konstanter Oberspannung und Schwingbreite ebenfalls eine lineare Beziehung zwischen Beanspruchung und Schlupf *s*, wobei der Schlupf *s* von der Lastwechselzahl *N* abhängig ist. Die Beziehung wird in folgender Gleichung ausgedrückt:

$$s(N) = s_0 \cdot (1 + k_N) \tag{2.12}$$

$$mit\ k_N = (1 + N)^{0,107} - 1 \tag{2.13}$$




Auswirkungen mäßiger Verbund

Auswirkungen langandauernder Belastung

**Bild 2.20:** Auswirkungen von Einflussparametern auf die $\tau_b$ - *s* - Beziehung (Quelle: *Zilch 2009*)

## 2.2.6 Zulässige Verbundspannungen für die Bemessung

Anfangs wurde die Verbundspannung für glatte Betonstähle als zulässige Haftspannung ohne Berücksichtigung der Betongüte pauschal angegeben. Nachdem man in den *Leitsätzen 1904* einen Wert von zul. $\tau_1$ = 7,5 kg/cm² zuließ, wurde dieser mit den *Bestimmungen 1907* auf zul. $\tau_1$ = 4,5 kg/cm² verringert und ab *DIN 1045 1932* wieder auf zul. $\tau_1$ = 5 kg/cm² erhöht.

Ab *DIN 1045 1943* bis einschließlich *DIN 1045 1978* erfolgte dann eine Tabellierung der zulässigen Verbundspannungen in Abhängigkeit von ihrer Oberfläche und der verwendeten Betongüte. Mit *DIN 1045 1972* wurde ergänzend eine weitere Trennung in Abhängigkeit von den dort neu eingeführten Verbundbedingungen vorgenommen. Bei mäßigen Verbundbedingungen waren die zulässigen Werte gegenüber den guten Verbundbedingungen zu halbieren. *DIN 1045 1988* enthielt dann nur noch zulässige Verbundspannungen für gerippte Stähle. Die seinerzeit zulässigen Werte zul.$\tau_1$ für die Verbundspannung glatter und gerippter Betonstähle können den *Tab. 2-2 und 2-3 Spalte 3* entnommen werden.

Gravierende Änderungen ergaben sich in Deutschland mit Einführung eines neuen Bemessungskonzepts in *DIN 1045-1 2001*. Statt den tabellierten zulässigen Verbundspannungen zul. $\tau_1$ wurde fortan der Bemessungswert der Verbundspannung $f_{bd}$ berechnet. Die Bemessung basiert ebenso wie die Berechnungen nach dem Normentwurf *ENV 1992 1991* und dem *EC2 2011* auf den Vorgaben des *MC 1990.* Demgemäß wird nach *Fingerloos 2012* der an Ausziehversuchen ermittelte und als Vielfaches der Betonzugfestigkeit kalibrierte Bemessungswert der Verbundspannung nach Gl. (2.14) berechnet zu:

$$f_{\mathrm{bd}} = \eta \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{\mathrm{ctd}} \tag{2.14}$$

mit

$\eta$ Beiwert zur Berücksichtigung der Oberflächenstruktur: Glattstahl $\eta$ = 1,00
Rippenstahl $\eta$ = 2,25

$\eta_1$ Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen: gut $\eta_1$ = 1,0
mäßig $\eta_1$= 0,7

$\eta_2$ Beiwert zur Berücksichtigung der Stabdurchmesser: $\phi \leq 32$ mm $\eta_2$= 1,0
$\phi > 32$ mm $\eta_2$= (132- $\phi$)/100

$f_{\mathrm{ctd}}$ Bemessungswert der Betonzugfestigkeit: $f_{\mathrm{ctd}} = f_{\mathrm{ctk;\,0,05}} / \gamma_{\mathrm{C}}$

Für glatte Stäbe wird in *ENV 1992 1991* und *BVBS 2011* ergänzend Gl. (2.15) unter Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit $f_{\mathrm{ck}}$ zur Ermittlung von $f_{\mathrm{bd}}$ im guten Verbundbereich angegeben.

$$f_{\mathrm{bd}} = \frac{0{,}36 \cdot \sqrt{f_{\mathrm{ck}}}}{\gamma_{\mathrm{C}}} \tag{2.15}$$

Für mäßige Verbundbedingungen sind auch diese Verbundspannungen mit dem Faktor $\eta_1$= 0,7 abzumindern.

Weitere Änderungen beinhaltet *MC 2010.* Nach *Ritter 2013* wird der Grundwert des Bemessungswerts der Verbundspannung $f_{\mathrm{bd,0}}$ für gerippten Stahl im *MC 2010* für gute Verbundbedingungen gemäß Gl. (2.16) in Abhängigkeit zur Wurzel der Betondruckfestigkeit $f_{\mathrm{ck}}$ berechnet.

$$f_{\mathrm{bd,0}} = \frac{1{,}8}{\gamma_{\mathrm{C}}} \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \sqrt{\frac{f_{\mathrm{ck}}}{20}} \tag{2.16}$$

Mit dem Faktor $\eta_3$ wird analog zu *MC 1990* der Stabdurchmesser berücksichtigt, während der Faktor $\eta_4$ neu ist und die Stahlfließgrenze berücksichtigt. Für den in Deutschland heute ausschließlich verwendeten Rippenstahl B500 mit $f_{\mathrm{yk}}$ = 500 N/mm² wird $\eta_4$ = 1,0.

In *MC 2010* darf außerdem erstmals der Bemessungswert der Verbundspannung weiter erhöht werden, sofern ausreichende Betondeckung $\alpha_2$, Querbewehrung $\alpha_3$ oder ein Querdruck $p$ vorhanden ist. Querzuginduzierte Längsrisse sind dagegen durch eine Abminderung um 30% zu berücksichtigen. Als Obergrenze wird die maximale Verbundspannung eines Ausziehversagens entsprechend dem Verbundgesetz nach *Eligehausen 1983* in Ansatz gebracht. Somit ergibt sich nach *MC 2010* die in Gl. (2.17) dargestellte maximale Bemessungsverbundspannung.

$$f_{\mathrm{bd}} = (\alpha_2 + \alpha_3) \cdot f_{\mathrm{bd,0}} + 2 \cdot p \leq 2{,}0 \cdot f_{\mathrm{bd,0}} + 0{,}4 \cdot p \leq 2{,}5\sqrt{f_{\mathrm{ck}}} \tag{2.17}$$

In den nachfolgenden Berechnungen wird zur Nachrechnung der kombinierten Übergreifungsstöße für die gerippten Stähle B500 zur Ermittlung des Bemessungswertes der Verbundfestigkeit die Gl. (2.14) nach *MC 1990* und *EC2 2011* benutzt.

Für die historischen Glattstähle wird, neben der Berechnung nach Gl. (2.14), auch mit den Werten nach Gl. (2.15) bemessen, da sich in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit leicht abweichende Bemessungswerte für die Verbundspannung ergeben, wie *Tab. 2-4* belegt. Für die Bemessung sollten, auf der sicheren Seite liegend, jeweils die ungünstigeren Werte in Ansatz gebracht werden.

**Tabelle 2-4:** Bemessungswerte der Verbundfestigkeit $f_{bd}$ in [N/mm²] für glatte Betonstähle mit $\phi \leq 32$ mm bei guten Verbundbedingungen mit $\gamma_C = 1{,}5$

| Festigkeitsklasse | $f_{bd}$ nach *MC 1990* (Gl.(2.14)) | $f_{bd}$ nach *ENV 1992 1991* (Gl.(2.15)) |
|---|---|---|
| C12/15 | 0,73 | 0,83 |
| C16/20 | 0,87 | 0,96 |
| C20/25 | 1,00 | 1,07 |
| C25/30 | 1,20 | 1,20 |
| C30/37 | 1,33 | 1,31 |
| C35/45 | 1,47 | 1,42 |
| C40/50 | 1,67 | 1,52 |
| C50/60 | 1,93 | 1,70 |

## 2.3 Werkstoffeigenschaften historischer Betonstähle

### 2.3.1 Vorbemerkungen

Zur Dimensionierung kombinierter Übergreifungsstöße müssen diverse Werkstoffkennwerte der historischen Betonstähle und der modernen Betonrippenstähle bekannt sein, denn die Tragwirkung der Bewehrung ist neben der Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton auch von den Eigenschaften der verwendeten Betonstähle abhängig. Im Bestand weisen ältere Betonstähle regelmäßig Werkstoffeigenschaften auf, die von den Eigenschaften der gemäß NA des *EC2 2011* bzw. *DIN 488 2009* zu verwendenden Betonstählen B500 abweichen. Dies betrifft neben den bemessungsrelevanten unterschiedlichen Streckgrenzen insbesondere auch die Duktilität sowie, vor dem Hintergrund des eventuellen Mehrfachbiegens auf der Baustelle nach dem Freilegen des historischen Stahls und der damit verbundenen Versprödung, die Kaltbiegeeigenschaften und im Einzelfall die für die Ausbildung von geschweißten Stößen gegebenenfalls erforderliche Schweißbarkeit der Stähle.

Die ebenfalls wichtige Kenngröße der bezogenen Rippenfläche $f_R$ historischer Stähle wird aufgrund ihrer Beziehung zum Verbund zwischen Stahl und Beton in Kap.2.2.4 behandelt.

Eine Übersicht über die in Deutschland hauptsächlich verwendeten Betonstähle mit Angabe von Verwendungszeitraum und zulässigen Spannungen enthält *DBV 2008*. Angaben zu den anzusetzenden charakteristischen Werten der Streckgrenze sowie zur Einordnung in verschiedene Duktilitätsklassen sind in *BVBS 2011* enthalten. Einen umfassenden, detaillierten Überblick über die in Deutschland verwendeten Betonstähle gibt *Bindseil 2002*. Bezüglich der Kaltbiegeeigenschaften wird auf *Schnell 2011* verwiesen.

Nachfolgend werden die für die Berechnung kombinierter Übergreifungsstöße wichtigsten Werkstoffeigenschaften historischer Betonstähle mit Angabe des Anwendungszeitraums getrennt nach ihrer Oberflächenbeschaffenheit vorgestellt, bevor abschließend anhand einer Gegenüberstellung verschiedener Arbeitslinien von Betonstählen die Festlegung charakteristischer Streckgrenzen für historische Stähle hergeleitet wird. Dabei wird das Hauptaugenmerk auf die Betonstabstähle gelegt, da deren Anwendung für kombinierte Stöße in dieser Arbeit

behandelt wird. Angaben zu Betonstahlmatten finden sich ebenfalls in der oben angegeben Literatur.

### 2.3.2 Werkstoffkennwerte glatter Betonstähle

In der Pionierzeit des Stahlbetonbaus wurden insbesondere Rundstähle aus Flusseisen und Flussstahl als Bewehrung genutzt. Während in den *Leitsätzen 1904* sowie den *Bestimmungen 1907* hierfür eine zulässige Spannung von jeweils zul $\sigma_s$ = 100 N/mm² angegeben wurde, durfte man ab *DAfEb 1916* für Decken im üblichen Hochbau zul $\sigma_s$ = 120 N/mm² in Ansatz bringen. Ab *DIN 1045 1925* wurde unterschieden zwischen Handelseisen St 37 mit gegenüber 1916 unveränderten zulässigen Spannungen und hochwertigem Kohlenstoffstahl St 48, welcher für Decken im Hochbau bei vorwiegend ruhender Belastung mit zul $\sigma_s$ = 150 N/mm² ausgenutzt werden durfte. Bei unveränderter Nutzung des Handelseisens St 37 wurde ab *DIN 1045 1932* als Ersatz für den St 48 bei unveränderter zulässiger Spannung hochwertiger Stahl St 52 eingeführt.

Ab *DIN 1045 1943* kamen vier Betonstahlgruppen BSTI bis BSTIV zum Einsatz, die überdies in Abhängigkeit zu ihrer Herstellung jeweils in zwei Untergruppen a (naturhart) und b (kaltgereckt) unterteilt wurden. Dennoch wurden gemäß *DBV 2008* glatte Rundstähle lediglich als Betonstähle BStI (vorher Handelseisen St 37) mit einer Mindeststreckgrenze von 220 N/mm² und BStIIa (vorher hochwertiger Stahl St 52) mit einer Mindeststreckgrenze von 360 N/mm² bzw. 340 N/mm² in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser hergestellt. Die übrigen Stahlgruppen waren neben glatten Betonstahlmattensorten vorrangig Betonformstählen bzw. Sonderbetonstählen mit Zulassung vorbehalten, wie u.a. Drillwulst-, Nocken- und Torstahl. Stähle der Gruppen II, III und IV waren durch ein unverwechselbares Unterscheidungsmerkmal (z.B. Walzmarken) oder ihre Form zu unterscheiden. Die zulässige Spannung für Betonstahl BStI blieb bei Verwendung von Beton B120 gegenüber den Vorgängernormen unverändert, während sie bei Verwendung von Betonen ab B160 auf zul $\sigma_s$ = 140 N/mm² angehoben wurde. Betonstahl BStII durfte nur für Betone ab B160 ausgenutzt werden. Dabei waren in Platten Spannungen bis zul $\sigma_s$ = 200 N/mm² zulässig, während in Balken, Plattenbalken und Rippendecken Spannungen bis zu 180 N/mm² zugelassen wurden.

Ab *DIN 1045 1972* wurde dann wieder einheitlich Betonstahl BSt 22/34 GU bzw. BSt IG nach *DIN 488 1972* mit einer Streckgrenze $\beta_s$ = 220 N/mm² als Glattstabstahl verwendet. Der Betonstahl BStII entfiel, da er seit den 1960-er Jahren nicht mehr hergestellt wurde.

Für glatte, naturharte Betonstähle war in *DIN 1045 1943* und *DIN 1045 1972* eine Bruchdehnung von mindestens 18% gefordert. Die glatten Betonstähle dürfen ausnahmslos als hochduktil, *Klasse B,* nach *EC2 2011* eingestuft werden. Auch im Hinblick auf das Kaltbiegen sind glatte Betonstähle St 37 und ST 52 im Regelfall als günstig einzuschätzen. Lediglich der seit 1972 verwendete Betonstahl BSt IG ist hier kritisch zu beurteilen, wie *Schnell 2011* zu entnehmen ist.

### 2.3.3 Werkstoffkennwerte von Betonformstählen

Seit den 1930-er Jahren wurden in Deutschland als Betonformstähle bezeichnete profilierte Betonstähle entwickelt. Ihre Anwendung war in baupolizeilichen Zulassungen geregelt.

Nachdem In den 1930-er Jahren vorrangig kaltverwundende bzw. kaltgereckte Sonderbetonstähle entwickelt wurden (u.a. Isteg-, Drillwulst-, Nocken- und Torstahl), konzentrierte man sich in der Nachkriegszeit auf die kaltgewalzten, quergerippten Betonformstähle (u.a. QUERI- und NORI-Stahl) nach den Richtlinien *DAfStb 1952 bis 1960.* Bis Ende der 1950-er Jahre waren nur naturharte Stähle der Gruppen I bis IV geregelt. Mit *DAfStb 1960* wurden ergänzend kaltverformte Betonformstähle eingeführt. Betonformstähle mit Zulassung werden für besondere Anwendungen auch weiterhin hergestellt, vgl. u.a. GEWI-Stahl oder Betonformstahl vom Ring.

Für Sonderbetonstähle waren nach *DIN 1045 1943* deutlich niedrigere Mindestbruchdehnungen von 8% für Betonstähle IIIb und IVb sowie 14% für Betonstähle IIb gefordert. Bezüglich ihrer zulässigen Spannungen und der Duktilität sind unterschiedliche Qualitäten in Abhängigkeit von Herstellverfahren und Stahleigenschaften gegeben. Hierzu findet man Angaben in der jeweiligen Norm, Richtlinie bzw. Zulassung. Die charakteristischen Werte der Streckgrenze und die Zuordnung in Duktilitätsklassen sind u.a. in *BVBS 2011* oder in *BK 2015-1-II* tabelliert.

Hinweise bzgl. des Kaltbiegeverhaltens, das aufgrund der bereits erfolgten Kaltverformung bei vielen Betonformstählen (z.B. Torstahl) ungünstig ist, findet man u.a. in *Schnell 2011*.

### 2.3.4 Werkstoffkennwerte von Betonrippenstählen

Die seit *DIN 1045 1972* auf Basis von *DIN 488 1972* genormten Betonrippenstähle wurden als Stabstahl in zwei verschiedenen Festigkeiten hergestellt. Neben dem sehr seltenen, unbehandelten BSt 22/34 RU (BStIR) mit einer zulässige Spannung zul $\sigma_s$ = 220/1,75 = 126 N/mm² wurde der höherfeste Betonstahl als unbehandelter Stahl BSt 42/50 RU (IIIU) und als kaltverformter Stahl BSt 42/50 RK (IIIK) mit einer zulässigen Spannung zul $\sigma_s$ = 420/1,75 = 240 N/mm² eingeführt. Betonstahl BSt 50/55 GK, PK, RK war bis 1978 nur für glatte, profilierte und gerippte Betonstahlmatten zugelassen.

Die unbehandelten Stahlsorten werden der Duktilitätsklasse B zugeordnet, während die kaltgereckten Stähle eine verminderte Duktilität aufweisen und der Klasse A zugeteilt werden.

Erst ab *DIN 1045 1988* wurde dann auf Basis von *DIN 488 1984* neben dem Betonstabstahl BSt 420 S (IIIS) mit unveränderter zulässiger Spannung auch für gerippten Betonstabstahl der heute übliche Betonstabstahl BSt 500 S (IVS) eingeführt. Er besitzt eine zulässige Spannung von zul $\sigma_s$ = 500/1,75 = 286 N/mm². Der BStIR wurde nicht mehr tabelliert. Beide Stähle besaßen eine Bruchdehnung von 10% und waren kaltbiegegeeignet. Neben den üblichen schräggerippten Betonstählen BStIIIS und IVS, die in die Duktilitätsklasse B eingeordnet werden können, wurden auch verwundene Stähle dieser Gruppen hergestellt, die infolge dessen in die Duktilitätsklasse A einzuordnen sind.

### 2.3.5 Charakteristische Werte der Streckgrenze historischer Betonstähle

Die charakteristischen Werte sind gemäß *DBV 2008* so festzulegen, dass sie für den aktuellen Bemessungswert $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S$ verwendet werden können.

Demgemäß kann man auf der sicheren Seite liegend annehmen, dass die in der Historie erwarteten Streuungen der Bauausführung in den reduzierten zulässigen Spannungen abgebildet sind, was auch auf die Bewehrungs- und Konstruktionsregeln zutrifft. Die in den aktuellen

Teilsicherheitsbeiwerten abgedeckten Unsicherheiten der repräsentativen Werte und der Modellannahmen der Einwirkungen mit durchschnittlich $\gamma_E \approx 1{,}4$ sowie der Streuungen bei den Bauwerkswiderständen und Baustoffeigenschaften mit $\gamma_S = 1{,}15$ können nach *DBV 2008* zu einem „globalen" Sicherheitsbeiwert $\gamma_S \approx 1{,}6$ zusammengefasst werden. Mit diesem multipliziert ergeben die zulässigen Spannungen einen charakteristischen Wert $f_{yk}$. In *Schnell 2011* und *BVBS 2011,* vgl. auch *BK 2015-1-II*, werden Rechenwerte für die charakteristische Streckgrenze $f_{yk}$ tabelliert. Der Elastizitätsmodul darf für alle Betonstähle mit 200.000 N/mm² angenommen werden.

Da die historischen Betonstahleigenschaften deutlich weniger als bei Beton streuen, dürfen für den Nachweis kombinierter Übergreifungsstöße im Grenzzustand der Tragfähigkeit zumindest bei Biegung mit Längskraft die Streckgrenzen älterer Betonstähle direkt als charakteristische Werte verwendet werden.

Wenn bei Betonstählen keine eindeutige oder auf der sicheren Seite liegende Zuordnung zu den Materialeigenschaften möglich ist, dienen die Angaben allerdings nur der Vorbemessung. Für den abgesicherten Nachweis der Standsicherheit sind die Werkstoffkennwerte anhand einer qualifizierten Bestandsaufnahme zu verifizieren, vgl. *BK 2015-1-II*.

In *Bild 2.21* werden die Spannungs-Dehnungs-Linien verschiedener historischer Betonstähle gegenübergestellt. Für BSt 500 kann der Anstieg der Arbeitslinie über die Streckgrenze hinaus angerechnet werden.

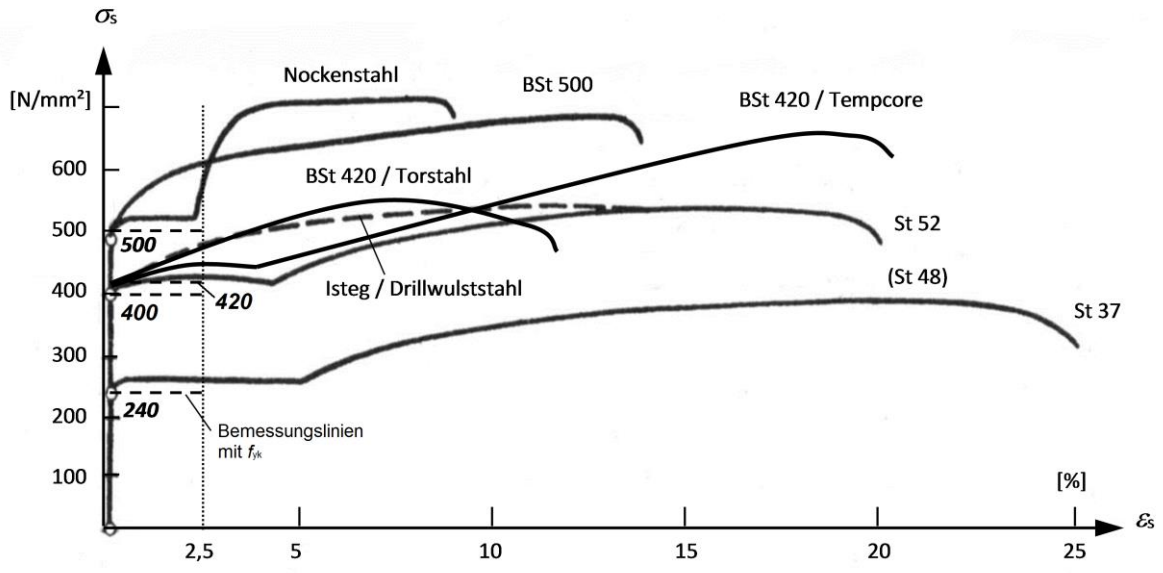



**Bild 2.21:** Spannungs-Dehnungs-Linien verschiedener historischer Stähle (aus *DBV 2008*)

## 2.4 Verankerung glatter Betonstähle

### 2.4.1 Der Nachweis der Haftspannungen am Anfang des Stahlbetonbaus

Wie im Kapitel 2.2 beschrieben, stehen bei glatten Betonstählen zur Kraftübertragung aufgrund der fehlenden Profilierung für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur Haft- und Reibungsverbund zur Verfügung. Da der Haftverbund bereits bei geringsten Verschiebungen ausfällt und seine Tragfähigkeit zur Aufnahme hoher Verbundkräfte nicht ausreicht, ist er praktisch nicht von Bedeutung und der nachfolgend einsetzende Reibungsverbund ist bei fehlenden planmäßigen Querpressungen für Tragfähigkeitsnachweise nach heutigem Stand der Technik nicht genügend zuverlässig.

In den Anfängen des Stahlbetonbaus wurden die Kräfte aus den glatten Rundstählen noch mit geraden Stabenden in den Beton eingeleitet, wie u.a. *Mörsch 1902* berichtet. Dort sind bereits Berechnungsformeln für den Nachweis der seinerzeit als Adhäsionsspannungen bezeichneten Haft- bzw. Verbundspannungen in Platten und Plattenbalken in Abhängigkeit von der Schubspannung am Auflager enthalten. Für eine Platte mit der Breite *b* und der Schubspannung am Auflager von $\tau_0$ wurde die Adhäsionsspannung $\tau'$ der Rundstahleinlagen am Auflager mit dem Umfang $U_s$ ermittelt zu:

$$\tau' = \frac{\tau_0 \cdot b}{U_s} \tag{2.18}$$

Bauschinger hatte auf Basis seiner ersten Versuchsergebnisse die Adhäsion des Eisens am sogenannten Portlandzementbeton mit 40 – 47 kg/cm² ermittelt und diesen Wert mit der Scherfestigkeit des Betons gleichgesetzt. Nachdem weitere Ausziehversuche des ‚Service Français des phares et balises' ergaben, dass die Adhäsion bei verschiedenen Stabdurchmessern schwankte und zwischen 20 und 48 kg/cm² lag, führte *Mörsch 1902* selbst Versuche an 20 mm dicken Rundstählen mit Belastungen unterhalb der Elastizitätsgrenze durch. Er ermittelte dabei in Abhängigkeit vom Mischungsverhältnis Zement zu Sand (1:1 bis 1:8) und prozentualen Wasserzusatz (10% bis 25%) im Beton extrem schwankende Adhäsionsfestigkeiten. Während bei 25% Wasserzusatz und einem Mischungsverhältnis von 1:8 lediglich eine Verbundfestigkeit von 7 kg/cm² erreicht wurde, erhielt er bei 15% Wasserzusatz und einem Mischungsverhältnis von 1:2 Festigkeiten bis zu 49 kg/cm². Dies belegte schon damals den großen Einfluss der Betongüte auf den Haft- bzw. Reibungsverbund.

Der Nachweis der Verankerung wurde dann bereits in den *Leitsätzen 1904* gefordert und erfolgte anhand zulässiger Adhäsionsspannungen. Auf Basis der vorbeschriebenen Versuchsergebnisse wurde eine Adhäsionsspannung von 7,5 kg/cm² zugelassen und in den Leitsätzen zugehörigen Berechnungsbeispielen als Grenzwert benutzt. Lediglich ergänzend wurde in den *Leitsätzen 1904* das Umbiegen von freien Stabenden der auf Zug belasteten Stahleinlagen ohne nähere Erläuterung empfohlen, vgl. *Tab.2-1*. Bereits in den *Bestimmungen 1907* fehlte dann diese Empfehlung wieder und die nun als zulässige Haftspannung bezeichnete vormalige Adhäsionsspannung wurde fortan nur noch mit 4,5 kg/cm² zugelassen, vgl. Kap. 2.2.6.

Weitere u.a. in *Bach 1905* dokumentierte Untersuchungen der Adhäsions-, Reib- und Gleitwiderstände glatter Bewehrung gegen das Verschieben im umgebenden Beton zeigten gemäß *Mörsch 1920* auf, dass der Verbundwiderstand stark abhängig ist von der Oberflächenbeschaffenheit der Stähle, dem Wasser-Zement-Wert und dem als Erschütterung des fertigen Betonkörpers vor dem Abbinden beschriebenen Verdichtungsvorgang. Außerdem stellte man

trotz der großen Streuungen aller wichtigen Betonkennwerte fest, dass mit der Einbindelänge des Stahls im Beton der Gleitwiderstand pro Quadratzentimeter Fläche abnimmt und dass der Gleitwiderstand von größeren Stabdurchmessern höher ist als von kleineren, was von *Bach 1905* mit der Elastizität der Stahlstäbe bzw. der Querausdehnung in Abhängigkeit von der einwirkenden Zugkraft begründet wurde, vgl. Kap. 2.2.4 und *Bild 2.9*.

### 2.4.2 Die Tragkraft von Glattstahlverankerungen mit Haken nach *Bach 1911*

Detaillierte Untersuchungen zu der Endverankerung von glatten Stählen mit und ohne Haken an den freien Enden führte *Bach 1911* anhand von Vier-Punkt-Biegeversuchen an Stahlbetonbalken durch, vgl. *Bild 2.22*. Wie *Mörsch 1922* und *DBV 1926* berichten, stellte *Bach 1911* fest, dass bei Verwendung von geschlichteten, gedrehten glatten Bewehrungseisen ohne Haken die Widerstandsfähigkeit der Stahleinlagen bereits im Bereich des Auftretens erster lastbedingter Risse erschöpft war und dass sich bei derart glatten Eisen durch zusätzliche Haken an den Stabenden die Tragfähigkeit der Balken um ca. 100 % steigern ließ, vgl. *Tab. 2-5*. Dabei bewirkten rechtwinklige Haken geringere Laststeigerungen als spitzwinklige oder vor allem runde Haken. Weitere Versuche mit glatter Rundstahlbewehrung ohne Entfernung der Walzhaut belegten außerdem den deutlich größeren Gleitwiderstand unbehandelter Rundstähle mit Walzhaut gegenüber den gedrehten und geschlichteten Stählen. Bach fand heraus, dass sich bei den mit Walzhaut einbetonierten Eisen aufgrund des nicht unerheblichen Gleitwiderstands der rauen Oberfläche zu der Hakenwirkung ein bedeutender Anteil an Verankerungskraft hinzu addiert. In *Tab. 2.5* ist jeweils ein Zuwachs von ungefähr 40 kN aufgrund der raueren Oberfläche der Stähle $\phi$=25 mm zu erkennen. Bezüglich des höheren Gleitwiderstands von unbehandelten Rundstählen mit Walzhaut wird in *Bach 1911* angemerkt, dass sich infolge der unbearbeiteten Oberfläche bei Laststeigerungen die Risse deutlich langsamer öffnen als bei Rundeisen mit gedrehten und geschlichteten Flächen. Unter Beachtung der in Kapitel 2.2.2 beschriebenen Wirkungsweise ist dies ein eindeutiges Indiz für wirksameren Verbund und für das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen sowie damit verbundener höherer Steifigkeit der Balken. Weitere Versuche belegten ergänzend, dass Quereisen in der Rundung der Haken ebenfalls zu einer deutlichen Laststeigerung führen. Auch *Bach 1911* konstatiert allerdings die mangelhafte Zuverlässigkeit des Gleitwiderstands, der letztlich zu sehr von der Oberflächenbeschaffenheit der Rundstähle abhängt und nicht genau zu definieren ist.

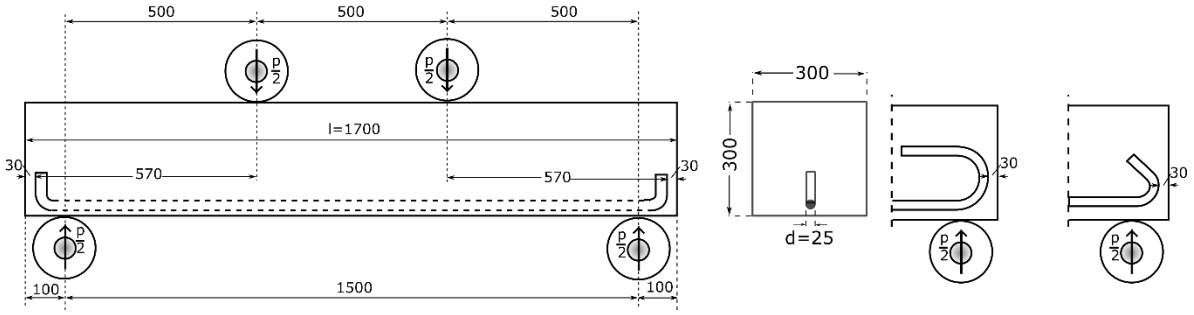



**Bild 2.22:** Vier-Punkt-Biegeversuche nach *Bach 1911* zur Bestimmung des Einflusses der Hakenform
Neben geraden Stabenden wurden die drei dargestellten Endhakenformen verwendet

Folglich wurde, zur Vermeidung des plötzlichen Bauteilversagens infolge Stabauszugs, für glatte Bewehrungsstähle ab *DAfEb 1916* für alle Zugeiseneinlagen an deren Enden ein runder oder spitzwinkliger Haken mit lichtem Durchmesser von 2,5$\phi$ gefordert, vgl. Kap. 2.1.3. Gleichzeitig durfte für Stähle mit Haken bis Stabdurchmesser $\phi \leq 26$ mm auf den Nachweis der Haftspannungen verzichtet werden.

**Tabelle 2-5:** Traglast von Glattstahlverankerungen nach *Bach 1911* in [kN], vgl. *Bild 2.22*

| **Oberfläche Glattstahl** | **Traglast Glattstahlverankerung [kN]** [1),2)] | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Gerade, ohne Haken | Winkelhaken | Spitzhaken | Rundhaken | Rundhaken + Quereisen |
| gedreht und geschlichtet | 65 [5)] | 110 | 117 | 127 | - |
| unbehandelt mit Walzhaut | 105 | 156 [3)] | 157 [4)] | 160 | 168 |

[1)] Beton $f_c$ = 25 N/mm² (Würfel mit Kantenlänge a= 30 cm, feucht gelagert, Festigkeit nach 45 Tagen)

[2)] Betonstahl I (Handelseisen) $\phi$ = 25 mm ($f$y = 310 N/mm²; $f_t$ = 490 N/mm²)

[3)] Mindestwert aus 3 Versuchen (max. 166 kN)

[4)] Mindestwert aus 2 Versuchen (max. 161 kN)

[5)] abweichend: Betonstahl $\phi$ = 26 mm (statt $\phi$ = 25 mm)

Die Ergebnisse der Forschungsarbeiten von Bach, Graf und Mörsch sowie die daraus gezogenen Schlussfolgerungen blieben in Deutschland bezüglich des Verbunds und der Endverankerung glatter Rundstähle bis weit über das Ende des 2.Weltkriegs hinaus gültig und wurden in den Normen *DIN 1045* ab 1925 bis Anfang der siebziger Jahre nicht grundlegend verändert, vgl. Kap. 2.1 und *Tab. 2-3*. In *DIN 1045 1943* erfolgte lediglich eine Modifikation der Regeln im Zusammenhang mit der Differenzierung der Betonfestigkeitsklassen und dem Einsatz neuer Betonstähle mit verschiedenen, teilweise deutlich höheren Streckgrenzen. In u.a. *Emperger 1935* und *Emperger 1940* wurden in dieser Zeit ergänzend alternative Verwendungen diverser profilierter Sondereisen, wie z.B. Knocheneisen oder Isteg-Eisen (vgl. *Bindseil 2002*) mit unterschiedlichen Formverbundeigenschaften diskutiert, vgl. Kap. 2.5.

### *2.4.3* Das Prinzip der Seilreibung an Haken von Glattstählen nach *Bauer 1949*

Das Konstruktionsprinzip der Verankerung glatter Stähle basierte letztlich infolge der fehlenden Zuverlässigkeit von Haft- und Reibungsverbund und der deshalb ab *DAfEb 1916* stets geforderten punktuellen Verankerung der Zugkräfte mit Haken an den Stabenden nach u.a. *Bauer 1949* und *Rußwurm 2000* auf der Theorie der Seilreibung. Diese Theorie beruht auf einer Kombination von Krümmung und Reibung, wie *Leonhardt 1980* das analoge Prinzip für die Verankerung gekrümmter glatter Spanndrähte unmittelbar im Beton beschreibt. An der einbetonierten Krümmung entstehen dabei Umlenkkräfte, die den gezogenen Stahl gegen den Beton anpressen, vgl. *Bilder 2.23 und 2.24*. Durch diesen Anpressdruck in der einbetonierten Krümmung entwickeln sich planmäßige Querpressungen, die nach Überwinden des Haftverbunds große Reibungsverbundkräfte im Betonkanal aktivieren. Wie *Bauer 1949* beschreibt, löst sich zuerst die Staboberfläche vom geraden Stab in Richtung Haken durch Überwindung

der Haftung fortschreitend vom Beton. Am bereits gelösten Teil nimmt der Reibungswiderstand einen Teil der Zugkraft auf und der Haken gleitet seilartig im Betonkanal bis das Hakenende erreicht ist. Unmittelbar nach Überwinden des Reibungswiderstands am Hakenende entsteht ein stärkeres Gleiten, welches schließlich durch die Klemmwirkung des geraden Hakenendes in der Krümmung des Hohlraums unterbunden wird. Dieser bereits bei kleinen Stahlspannungen eintretende Vorgang bewirkt nach *Bauer 1949*, dass der Haken die hauptsächliche Zugkraft vom Stahl in den Beton überträgt und der Reibungswiderstand auf dem geraden Stück des Stabs vor dem Haken für die Tragkraft von geringem Einfluss ist. Dies rechtfertigt nach *Bauer 1949* im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Annahme einer punktuellen Verankerung bzw. konzentrierten Übertragung der Kräfte im Hakenbereich. Die Geometrie des Hakens, vgl. *Bild 2.24*, besitzt neben seiner Lage im Beton, der seitlichen Betondeckung und der Betonfestigkeit großen Einfluss auf die Hakentragkraft, die *Bauer 1949* anhand des in *Bild 2.23* dargestellten Kräfteplans auf Basis der Seilreibung ermittelt hat.

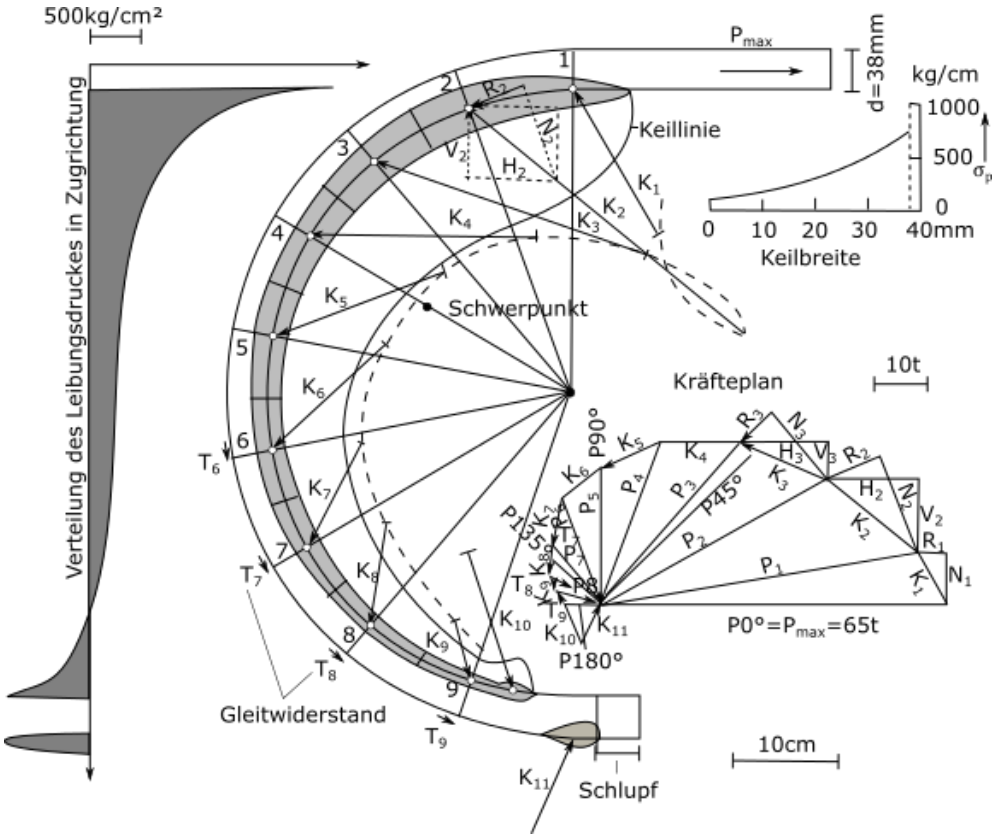



**Bild 2.23:** Seilwirkung: Kräfte beim Gleiten des Hakens nach *Bauer 1949*

*Bauer 1949* gibt für den in der Baupraxis häufig verwendeten Standard-Rundhaken, vgl. *Bild 2.24*, das Verhältnis der minimalen und maximalen Pressungen auf den Beton mit 1:3 bis 1:4 an. Dabei entstehen die größten Pressungen direkt am Übergang von der geraden Vorlänge in den kreisförmig gebogenen Haken und verringern sich dann bis an das Hakenende, wo sie aufgrund der Klemmwirkung des geraden Endstücks punktuell nochmals deutlich ansteigen. Zur Verringerung der im Regelfall bemessungsmaßgebenden hohen punktuellen Pressungen und der damit einhergehenden Querzugspannungen im Beton hat Bauer im Rahmen seiner Dissertation den sogenannten „Anlaufhaken mit Gegenhaken“, vgl. *Bild 2.24*, entworfen, der diese Pressungen aufgrund seiner Klothoiden-Form als Spirale mit stetig veränderlicher Krümmung gleichmäßig über die Hakenlänge verteilt und die Klemmwirkung durch

das gegenläufig gebogene Hakenende weiter erhöht. Da jedoch die Herstellung derartiger Hakenformen in der Praxis trotz den nach *Bauer 1949* seinerzeit vorhandenen Zusatzeinrichtungen zum Biegen derart verbesserter Haken nicht umzusetzen war, blieben die Überlegungen letztlich vorrangig theoretischer Natur.

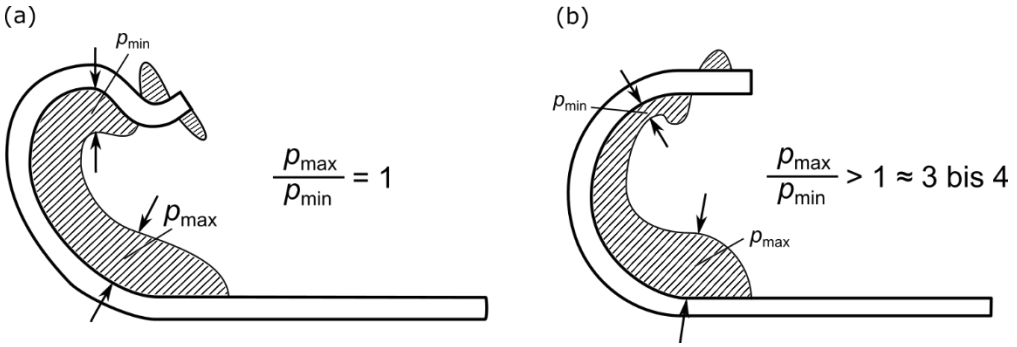



**Bild 2.24:** Pressungen an Endhaken nach *Bauer 1949*: a) „Anlaufhaken mit Gegenhaken“ (günstig)
b) „Standard-Rundhaken“

In *Bauer 1949* wird der Haken am Glattstahl detailliert untersucht. Anhand von Ausziehversuchen werden die maßgeblichen Einflüsse auf die Hakentragkraft beschrieben und Konstruktionsregeln für die Hakenausbildung sowie ein Näherungsverfahren zur Berechnung der Hakentragkraft angegeben. Insbesondere wird deutlich, dass bei derartigen Verankerungen mit Haken die seitliche Betondeckung eine zentrale Rolle spielt. Ziel der Versuche und Berechnungen von Bauer war, im Gegensatz zu vorangegangenen Untersuchungen (vgl. *Bach 1911*), dem Haken alleine die Traglast zuzuweisen, ohne dabei den unsicheren Gleitwiderstand des geraden Stabes in Ansatz zu bringen. Dabei verwendete Bauer in seinen Versuchen vorrangig den Rundhaken mit einem Biegerollendurchmesser von $5\phi$ und einem geraden Hakenende mit einer Länge von $1{,}5\phi$, vgl. *Bild 2.26*. Die gerade Stabstrecke wurde in *Bauer 1949* mit Ausnahme einiger Referenzversuchskörper zur Vermeidung zusätzlichen Gleitwiderstands vor dem Haken vom umgebenden Beton getrennt. Versuchsaufbau und Realität enthält *Bild 2.25*.

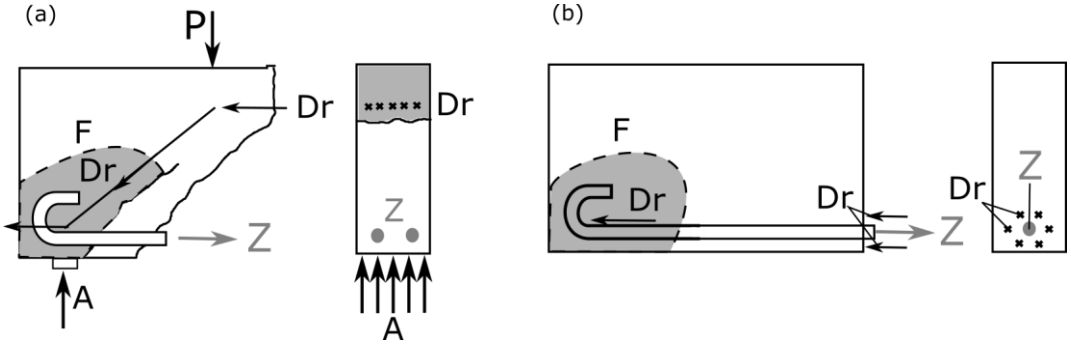



**Bild 2.25:** Bestimmung der Hakentragkraft: Realität und Versuch nach *Bauer 1949*

a) Kräfte am Auflager Stahlbetonbalken

b) Kräfte am Versuchskörper

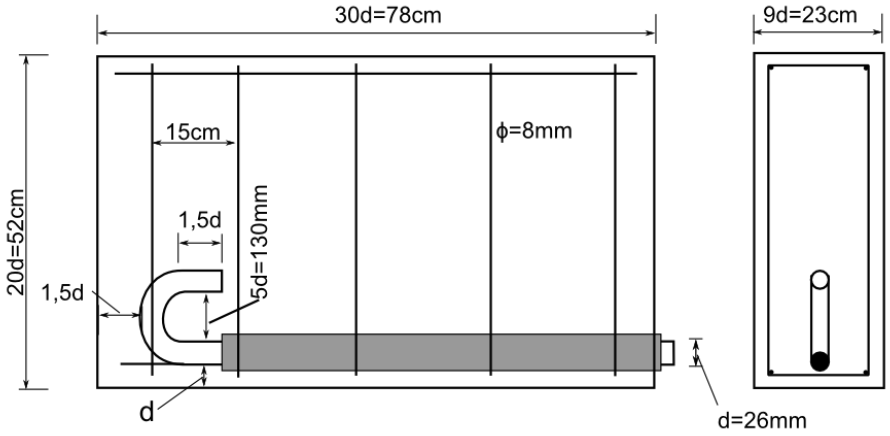



**Bild 2.26:** Versuchskörper nach *Bauer 1949* zur Bestimmung der Hakentragkraft

Die Versuche an den in den *Bildern 2.25 und 2.26* dargestellten Versuchskörpern ergaben nach *Bauer 1949* folgende Ergebnisse:

- Eine Zugbelastung des Rundhakens führt nach Bauer zu den in den *Bildern 2.23* und *2.24* dargestellten linienförmigen Pressungen auf die Wandung des Betonkanals. Diese erzeugen bei ihrer Verteilung wiederum Querzugspannungen, die bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit den Bruch auslösen. Dort, wo die höchsten Pressungen erzeugt werden, an der Hakeninnenfläche hinter dem Hakenanfang, entsteht der erste Riss, der sich teilt und bis zur Betonoberfläche verläuft. Dabei wird die seitliche Betondeckung abgespalten.

- Von Bauer wurde festgestellt, dass die Tragkraft der Haken proportional zu der Biegezugfestigkeit $K_{bz}$ bzw. der zentrischen Zugfestigkeit $K_z$ des Betons ist und somit die Querzugspannungen für das Versagen des Betonkörpers verantwortlich sind. Den Zusammenhang von Zugfestigkeit $K_z$ bzw. $K_{bz}$ und Würfeldruckfestigkeit $W_{b28}$ gibt *Bauer 1949* genähert in folgender Gleichung an:

$$K_{bz} \approx 2K_z \approx 2 \cdot \left( {W_{b28}^2}/{4} \right)^{1/3} \tag{2.19}$$

  Dabei wurde die zentrische Betonzugfestigkeit $K_z$ vereinfacht mit 50% der Biegezugfestigkeit $K_{bz}$ in Ansatz gebracht. Die Würfeldruckfestigkeit wurde seinerzeit als mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen an einem Würfel mit einer Kantenlänge von 20 cm ermittelt und kann nach *BVBS 2011* anhand *Tab. 2-6* auf die nach *EC2 2011* gültige Betondruckfestigkeit $f_{ck}$ umgerechnet werden:

**Tabelle 2-6:** Zuordnung der Betonfestigkeiten von Betonen nach *DIN 1045 1943* (*BVBS 2011*)

| **Nennwert** | **B120** | **B160** | **B225** | **B300** | **B450** | **B600** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Würfeldruckfestigkeit $W_{b28}$ [kg/cm²]** | 120 | 160 | 225 | 300 | 450 | 600 |
| **Betondruckfestigkeit *EC2* $f_{ck,cyl}$ [N/mm²]** | 6,5 | 11 | 15 | 20 | 30 | 40 |

- Der Einfluss des Gleitwiderstands ist bei Erreichen der Stahlfließgrenze im Grenzzustand der Tragfähigkeit vernachlässigbar. Ergänzend wird darauf hingewiesen, dass der Gleitwiderstand bei dynamischer Belastung ausfallen kann.

- Stahleinlagen mit kleineren Stabdurchmessern sind verhältnismäßig bei gleichen Randbedingungen günstiger als große Durchmesser, vgl. *Bilder 2.28* und *2.29*.

- Die Tragfähigkeit nimmt mit wachsendem Biegerollendurchmesser des Hakens gleichmäßig zu, da die Querzugspannungen mit wachsendem Durchmesser abnehmen.

- Die Länge des geraden Hakenendes besitzt eine entscheidende Bedeutung für die Tragkraft des Hakens und sollte zur Vermeidung eines Ausziehversagens mindestens eine Länge von ca. 0,4 · Hakendurchmesser *D* bzw. ca. zwei Stabdurchmesser *d* besitzen.

- Die Hakenform besitzt ebenfalls große Bedeutung für die Tragfähigkeit. Der in *Bild 2.24* links dargestellte „Anlaufhaken“, der durch das konstante Anwachsen der Krümmung die Pressungen auf den Betonkanal bzw. die Querzugspannungen im Beton gleichmäßig verteilt, konnte in den Versuchen eine bis zu 30% höhere Hakentragkraft erzielen als der in *Bild 2.24* rechts dargestellte regelmäßig verwendete Rundhaken. Günstig sind Hakenformen, die bewirken, dass die Querzugspannungen ihren Höchstwert möglichst tief im Inneren des Betons erreichen und so die Widerstandskraft einer großen Spaltfläche für die Tragkraft ausgenutzt wird.

- Bauer unterschied die Betondeckungen in sechs verschiedene Bereiche, vgl. *Bild 2.27*. Im höchsten Maß ausschlaggebend für die Bemessung war insbesondere die kleinste seitliche Deckung *s*. Für die Versuche war des Weiteren der Abstand *v* vom vorderen Betonrand bis zur Außenkante des Stahlhakens bzw. die Einbindelänge des Stahls in den Versuchskörper von größerer Bedeutung.

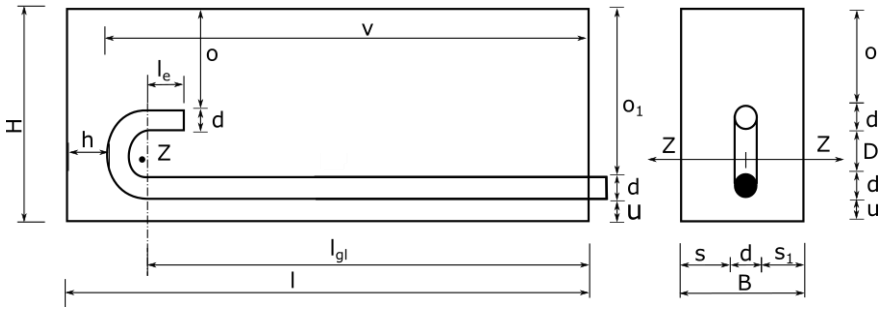



**Bild 2.27:** Festlegung der verschiedenen Betondeckungen in *Bauer 1949*

- Benachbarte Haken beeinflussen sich nur bei kleinen Abständen. Bei einem lichten Abstand ≥ 3 *d* ist nach *Bauer 1949* keine Minderung der Tragkraft zu erwarten.

- Da die Tragfähigkeit von den Querzugspannungen abhängt, sind zusätzliche Zugspannungen im Beton um den Haken möglichst zu vermeiden. Haken sind deshalb möglichst quer zu ggf. vorhandenen Druckspannungen zu verlegen.

- Querbewehrungen sind vor allem als den Spaltbereich des Hakens umschließende Bewehrungen, wie z.B. Spiralen oder geschlossene Querbügel günstig.

- Die Bemessung der Hakentragkraft erfolgt nach *Bauer 1949* auf Basis der aus den Versuchsergebnissen gewonnenen Erkenntnisse, die in der in *Bild 2.28* dargestellten Kurvenschar dokumentiert werden:

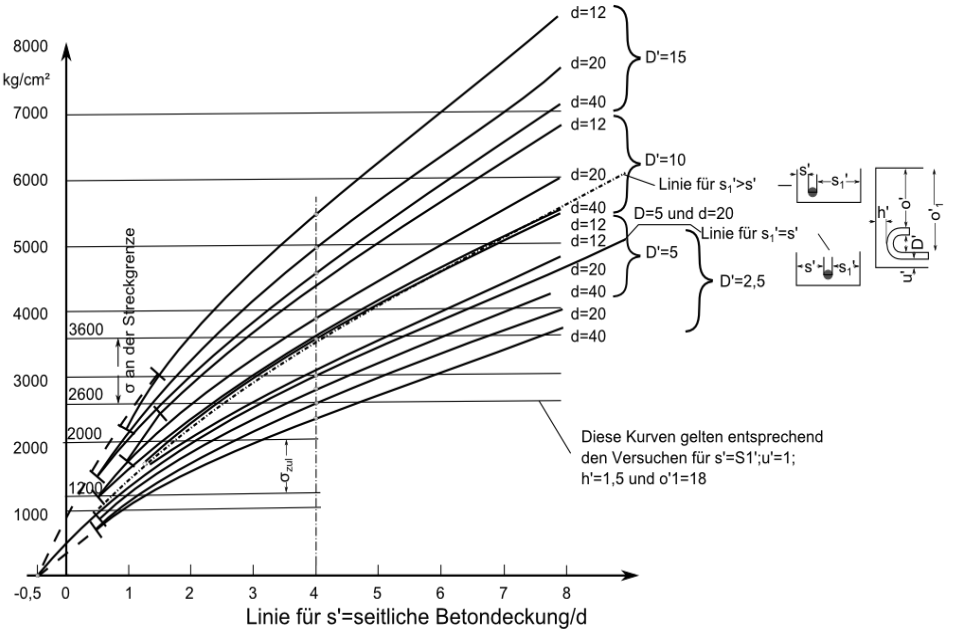



**Bild 2.28:** Versuchsergebnisse Rundhaken in Beton B225 aus *Bauer 1949*

Die empirisch ermittelten Kurven nach *Bild 2.28* führen nach *Bauer 1949* zu den nachfolgend zusammengestellten algebraischen Ausdrücken:

$$
\begin{aligned}
P_{\max} &= \sigma_{\mathrm{g}} + \sigma_{\mathrm{h}} \\
&= \pi \cdot d^2 \cdot \sum_{0}^{n} \tau_{1_{\mathrm{n}}} \cdot l'_{\mathrm{n}} \\
&+ \tfrac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot (K_{\mathrm{z}} + \sigma_{\mathrm{b}}) \cdot (s' + 0{,}5)^{\frac{2}{3}} \cdot (1 + 0{,}1 \cdot D') \\
&* \left(1 + \frac{1}{2 \cdot d^2}\right) \cdot \left(1 - 0{,}2 \cdot \left(\frac{s' + 0{,}5}{s'_1 + 0{,}5}\right)^2\right) \cdot (1 + 2{,}7 \cdot \mu) \cdot \mathrm{Const.}
\end{aligned}
\tag{2.20}
$$

$$
\begin{aligned}
\sigma_{\max} &= P_{\mathrm{g}} + P_{\mathrm{h}} \\
&= 4 \cdot \sum_{0}^{n} \tau_{1_{\mathrm{n}}} \cdot l'_{\mathrm{n}} \\
&+ (K_{\mathrm{z}} + \sigma_{\mathrm{b}}) \cdot (s' + 0{,}5)^{\frac{2}{3}} \cdot (1 + 0{,}1 \cdot D') \\
&* \left(1 + \frac{1}{2 \cdot d^2}\right) \cdot \left(1 - 0{,}2 \cdot \left(\frac{s' + 0{,}5}{s'_1 + 0{,}5}\right)^2\right) \cdot (1 + 2{,}7 \cdot \mu) \cdot \mathrm{Const.}
\end{aligned}
\tag{2.21}
$$

Darin bedeuten

$P_{\max}$ maximale Tragkraft des zu verankernden Rundstahls in kg

$\sigma_{\max}$ maximale Spannung des zu verankernden Rundstahls in kg/cm²

$P_g$ Gleitwiderstand der geraden Stabstrecke in kg

$P_h$ Tragkraft des Hakens in kg

$\sigma_g$ Spannung aufgrund des Gleitwiderstands der geraden Stabstrecke in kg/cm²

$\sigma_h$ Spannung aufgrund der Tragkraft des Hakens in kg/cm²

$d$ Stabdurchmesser in cm

$\tau_{1_n}$ Gleit- bzw. Scherwiderstand auf der Stabstrecke n in kg/cm²

$l'_n$ Länge $l_n$ einer geraden Strecke n dividiert durch den Stabdurchmesser $d$ $(l_n \div d)$

$K_z$ Betonzugfestigkeit in kg/cm², vgl. Formel (2.19) und *Tab. 2-6*

$\sigma_b$ Betonspannung quer zum Haken in kg/cm² (Druckspannung positiv)

$D'$ Hakendurchmesser $D$ dividiert durch Stabdurchmesser $d$ $(D \div d)$

$s'$ kleinste seitliche Betondeckung $s$ dividiert durch den Stabdurchmesser $d$ $(s \div d)$

$s_1'$ andere seitliche Betondeckung $s_1$ dividiert durch den Stabdurchmesser $d$ $(s_1 \div d)$

$\mu$ Querbewehrung im Hakenbereich in % $(\frac{f_e}{F_b} \cdot 100)$

Const. 25 (Konstante)

Der Gleitwiderstand $\tau_1$ kann nach *Mörsch 1920* je nach Länge der geraden Stabstrecke $l'$, der Art der Beanspruchung und der Nähe zur Streckgrenze zwischen 0 und $K_z \cdot \sqrt{2}$ [kg/cm²] schwanken. Sieht man deshalb vom Gleitwiderstand der geraden Vorlänge ab und verzichtet gleichzeitig auf die Querbewehrung $\mu$ vereinfacht sich bei nur einseitig kleiner Betondeckung ($s_1' \geq 2 \cdot s'$) die Berechnung der maximalen Spannung des zu verankernden Rundstahls wie folgt:

$$\sigma_{max} = (K_z + \sigma_b) \cdot (s' + 0{,}5)^{\frac{2}{3}} \cdot (1 + 0{,}1 \cdot D') \cdot \left(1 + \frac{1}{2 \cdot d^2}\right) \cdot 25 \qquad (2.22)$$

Mit dieser Formel kann man bei bekannter seitlicher Betondeckung $s$ bzw. bezogener seitlicher Betondeckung $s'$ unter Berücksichtigung der Hakengeometrie, der Betonzugfestigkeit $K_z$ und der vorhandenen Betonspannungen $\sigma_b$ quer zum Haken, die bei Biegebauteilen des üblichen Hochbaus (Platten, Balken) ohne Normalkräfte quer zur Spannrichtung vernachlässigt werden können, die maximal aufnehmbare Stahlspannung $\sigma_{max}$ des Hakens ohne Berücksichtigung der geraden Vorlänge ermitteln.

Daraus kann wiederum unmittelbar die Hakentragkraft $P_{max}$ abgeleitet werden:

$$P_{max} = \sigma_{max} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \qquad (2.23)$$

Stellt man Gl. (2.22) nach $s'$ um und setzt gleichzeitig $\sigma_b = 0$, kann man bei Vernachlässigung des unsicheren Gleitwiderstands auf der geraden Vorlänge die erforderliche seitliche Betondeckung $s = s' \cdot d$ in Abhängigkeit von der Stahlspannung ermitteln:

$$s = d \cdot \left( \left( \frac{\sigma_{\max}}{K_z \cdot (1 + 0{,}1 \cdot D') \left(1 + \frac{1}{2 \cdot d^2}\right) \cdot 25} \right)^{1{,}5} - 0{,}5 \right) \tag{2.24}$$

Setzt man weiter für Betonstahl BStI die nach *DIN 1045 1943* geltende Mindeststreckgrenze von $f_{yk}$ = 2200 kg/cm² ein, erhält man mit Gl. (2.25) die benötigte seitliche Betondeckung *s* für den Fall, dass der Haken aus BStI die Last bis zum Erreichen der Fließgrenze alleine abtragen muss:

$$s_{f_{yk,BSt\,I}} = d \cdot \left( \left( \frac{2200\ \mathrm{kg/cm^2}}{K_z \cdot (1 + 0{,}1 \cdot D') \cdot \left(1 + \frac{1}{2 \cdot d^2}\right) \cdot 25} \right)^{1{,}5} - 0{,}5 \right) \tag{2.25}$$

Nach *Bauer 1949* ergeben sich hieraus insbesondere bei großen Stabdurchmessern *d*, kleinen Biegerollendurchmessern *D* und voller Ausnutzung der Stahlspannungen unter Vernachlässigung von Gleitwiderstand, Querspannungen im Beton und Querbewehrung im Hakenbereich sehr große seitliche Betondeckungen *s*, die weit über der damaligen Praxis nach *DIN 1045 1943* lagen. Dort war für den Fall der Endverankerung mit Haken keine gesonderte Regel enthalten und die seitliche Betondeckung lag im Regelfall unabhängig vom Stabdurchmesser zwischen 1 cm für Innen- und 2 cm für Außenbauteile.

Nach Bauer benötigt man ohne den Ansatz von Querbewehrung ($\mu$ = 0) und Querspannungen ($\sigma_b$ = 0) im Hakenbereich für einen Betonstahl BStI mit einem Stabdurchmesser *d* = 2 cm zur Endverankerung der vollen Stabkraft mit dem Haken in Beton B225 nach DIN 1045 1943 bei einem Biegerollendurchmesser $D \geq 2{,}5d$ ($D$'=2,5) eine seitliche Betondeckung *s* von:

$$s = 2 \cdot \left( \left( \frac{2200}{25^{a)} \cdot (1 + 0{,}1 \cdot 2{,}5) \cdot \left(1 + \frac{1}{2 \cdot 2^2}\right) \cdot 25} \right)^{1{,}5} - 0{,}5 \right) = 6{,}9\ \mathrm{cm} \tag{2.26}$$

[a)] $K_z \approx 25$ kg/cm², vgl. Gl. (2.19) und *Tab.2-6*

Halbiert man, z.B. infolge eines wirksamen Gleitwiderstands auf der geraden Vorlänge oder geringerer Ausnutzung der Verankerung, die Stahlspannung auf $\sigma_s$ = 1100 N/mm² ergibt sich demgegenüber eine deutliche Reduktion von 74% und es wird nur noch eine erforderliche seitliche Betondeckung von s ≤ 1,8 cm benötigt.

Erhöht man bei Ansatz der vollen Stahlspannung bis zur Streckgrenze den Biegerollendurchmesser auf $D \geq 10\,d$ ($D$' = 10) erhält man immer noch eine erforderliche seitliche Betondeckung von $s \geq 2{,}9$ cm. Erst ab einem Biegerollendurchmesser von $D \geq 15\,d$ ($D$' = 15) ergeben sich bei voller Ausnutzung mit s ≤ 1,8 cm ohne Ansatz von normativ geforderter Vorlänge und Querbewehrung bzw. Querpressung seitliche Betondeckungen im Bereich der Norm von 1943.

Auf Basis der Versuche gab *Bauer 1949* Nomogramme zur Bemessung der seitlichen Betondeckungen von Haken an und empfahl dementsprechend, in den Vorschriften die seitlichen Betondeckungen bei der Endverankerung mit Haken zu erhöhen. In *Bauer 1949* sind Bemessungsnomogramme für Betonstähle BStI und BStII enthalten. Dabei wurde abweichend zur

*DIN 1045 1943* für Betonstahl BStI eine Fließgrenze $\sigma_F$ = 2400 kg/cm² statt der normativ geforderten $\sigma_F$ = 2200 kg/cm² berücksichtigt, vgl. *Bild 2.29*.

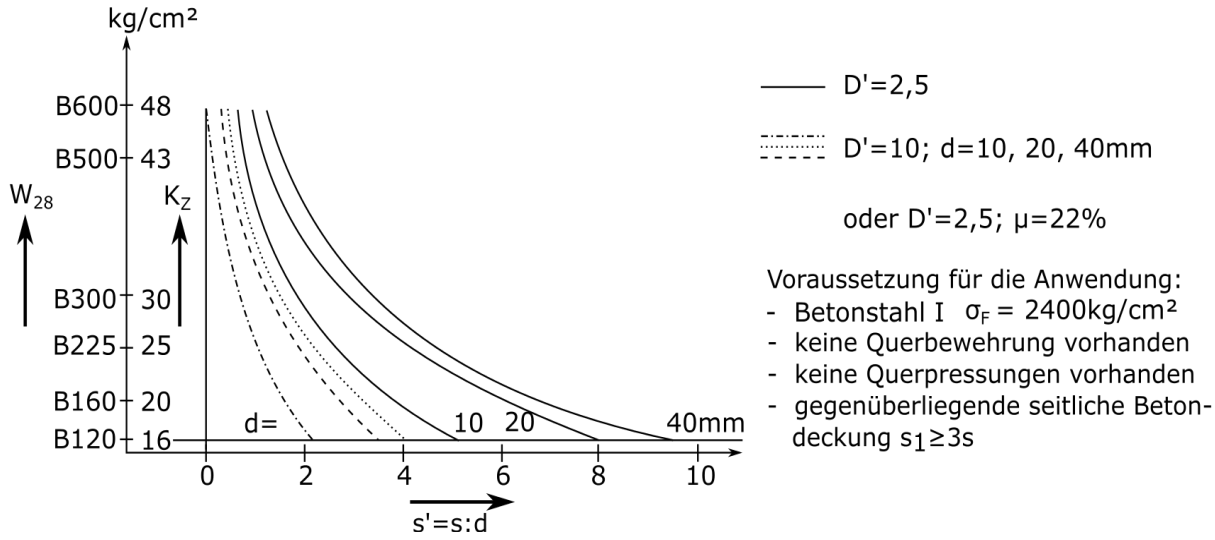



**Bild 2.29:** Bemessungsnomogramm für die seitliche Betondeckung bei Verankerung von glatten Betonstählen BStI ($\sigma_F$ = 2400 kg/cm²) mit Haken nach *Bauer 1949*

Vor Anwendung dieser Nomogramme ist zu bedenken, dass aufgrund der Vernachlässigung des Gleit- und Reibungswiderstands auf der gesamten geraden Länge des Betonstahls eine nicht unerhebliche zusätzliche Sicherheit gegeben ist. Eine Abschätzung der Höhe des Gleit- und Reibungswiderstands von geraden Glattstählen kann auf Basis der in *Tab. 2-5* aufgelisteten Versuchsergebnisse von *Bach 1911* erfolgen.

In der damals gültigen *DIN 1045 1943* und auch den nachfolgenden Normen bis *DIN 1045 1959*, die bis in die 1970-er Jahre Gültigkeit behielt, war bei dickeren Stäben mit $d$ > 26 mm immer noch der Nachweis der Endverankerung durch Einhaltung der zulässigen Haftspannung infolge des Gleit- bzw. Reibungswiderstands enthalten.

Die normativ geforderten Nachweise basierten somit auch nach dem 2. Weltkrieg bis in die 1970-er Jahre hinein auf den beschriebenen Versuchen von *Bach 1911*, deren seitliche Betondeckungen gegenüber den Normanforderungen jedoch deutlich größer gewählt wurden (vgl. *Bild 2.29 d* = 2 cm, B225 ($K_z \approx$ 25 kg/cm²), $f_{yk}$ = 2400 kg/cm² $\rightarrow s \approx$ 8,1 cm $\rightarrow$ s‘ ≈ 4 $d$).

Dieses Sicherheitsdefizit wurde erstmals mit Einführung der *DIN 1045 1972* für Stäbe mit Durchmesser $\phi \geq$ 20 mm aufgrund erhöhtem Biegerollendurchmesser $D_{min} \geq 5\phi$ und Betondeckungen in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser gelindert. Vollständig ausgemerzt wurde es letztlich erst mit *DIN 1045 1978*, die für eine Abminderung der Verankerungslänge bei vorhandenem Haken erstmals eine seitliche Mindestbetondeckung von $3\phi$ forderte.

### 2.4.4 Ingenieurmodell zur Berechnung von Seilreibung und Haltekraft am Haken

Nachfolgend wird ein im Rahmen dieser Arbeit entwickeltes Ingenieurmodell vorgestellt, welches zeigt, dass bei ausreichend tragfähigem Umgebungsbeton für Betonstähle BStI mit einer Streckgrenze von $f_{yk} \geq$ 220 N/mm² die punktuelle Verankerung des Hakens nach dem Prinzip der Seilreibung mit einem Reibbeiwert $\mu_G$ = 0,5 und Ansatz einer Rückhaltekraft durch die

Klemmwirkung des geraden Hakenendes ($ü \approx 1{,}5\ d_s$) zur Verankerung der vollen Stabkraft genügt. Das in *Bild 2.31* dargestellte Modell weist für den Fall einer genügend tragfähigen Betonumhüllenden mit ausreichender Betondeckung bzw. Bewehrung zur Aufnahme der Betonzugspannungen und entsprechend rauer Oberfläche des Glattstahls die ausreichende Tragkraft des runden und spitzwinkligen Hakens zum Verhindern eines Ausziehversagens nach, da der Rundstahl vor dem vollständigen Herausziehen unter Ansatz der plastischen Formbeiwerte ins Fließen kommt.

Die Reibungskraft für ein biegeweiches Stahlseil kann nach Euler-Eytelwein, vgl. *Böge 2011,* gemäß Gl. (2.27) berechnet werden.

$$F_{\mathrm{z}} = F_{\mathrm{h}} \cdot e^{\mu_{\mathrm{G}} \cdot \alpha} \tag{2.27}$$

mit $F_z$ = Zugkraft am Hakenanfang [kN]

$F_h$ = verbleibende Stabkraft (Haltekraft) nach Abbau infolge Seilreibung [kN]

$e$ = 2,71828 (Euler'sche Zahl)

$\mu_G$ = Reibungskoeffizient Stahl auf Beton [-]

$\alpha$ = Umschlingungswinkel im Bogenmaß [-]

Dabei wird die Biegesteifigkeit des Rundstahls, die bei ausreichend tragfähigem Beton begünstigend für zusätzliche Pressungen auf den Betonkanal sorgt, was zu weiteren Reibungsverbundkräften führt, in der Hakenrundung vernachlässigt. Aus dem Anteil der Reibung eines biegeweichen Seils ergibt sich nach Gl. (2.28) eine anteilige aufnehmbare Hakentragkraft $F_{H1}$ bzw. Seilreibungskraft $F_{SR}$ (vgl. *Bild 2.31*) von

$$F_{\mathrm{H1}} = F_{\mathrm{SR}} = F_{\mathrm{z}} - F_{\mathrm{h}} = F_{\mathrm{z}} - \frac{F_{\mathrm{z}}}{e^{u_{\mathrm{g}} \cdot \alpha}} \tag{2.28}$$

Der Reibungskoeffizient von zumindest walzrau eingebauten historischen Rundstählen auf Beton kann nach u.a. *Kürschner 2004, DIN 4141-1 1984* und *Wagner / Erlhoff 1994* mit $\mu_G \geq 0{,}5$ angesetzt werden und der Umschlingungswinkel von Stählen mit typischen Rundhaken, vgl. *Bild 2.2*, beträgt $\alpha = 180°$. Mit diesen Kennwerten lässt sich anhand Gl. (2.29) berechnen, dass durch die Seilreibung beim Rundhaken ungefähr 79 % der gesamten Stabzugkraft $F_z$ bis vor dem geraden Hakenende an den Betonkanal, der die Umlenkrolle darstellt, abgegeben wird.

$$F_{H1} = F_{SR} = F_z - \frac{F_z}{e^{0{,}5 \cdot \left(\frac{180}{360} \cdot 2\pi\right)}} \approx 0{,}79 \cdot F_z \tag{2.29}$$

Spitzwinklige Haken nach *Bild 2.1* besitzen demgegenüber einen Umschlingungswinkel $\alpha = 150°$ und können somit ca. 73% der gesamten Stabzugkraft $F_z$ über Seilreibung abgeben.

Am Ende des Rundhakenbogens, an welchem die Zugspannung des Stahls aufgrund der Seilreibungsverluste gemäß Gl. (2.29) bereits um ≥ 79% reduziert ist, steht als weitere Rückhaltekraft die Klemmwirkung des geraden Hakenendes zur Verfügung. Um das gerade Hakenende zum Gleiten in den kreisrund gebogenen Betonkanal zu ziehen, ist neben dem Überwinden der beschriebenen Seilreibungskräfte die Verformung des geraden Rundstahlendes er-

forderlich. Durch das Biegen des Rundstahls entstehen Einspann- bzw. Umlenkkräfte im Übergang vom geraden Hakenende zum kreisrunden Betonkanal, die aufgrund des Einspanneffekts hohe Querpressungen in Form eines Kräftepaars auf den Beton erzeugen, wie *Bild 2.30* zeigt, vgl. auch *Bauer 1949* und *Bild 2.24*.

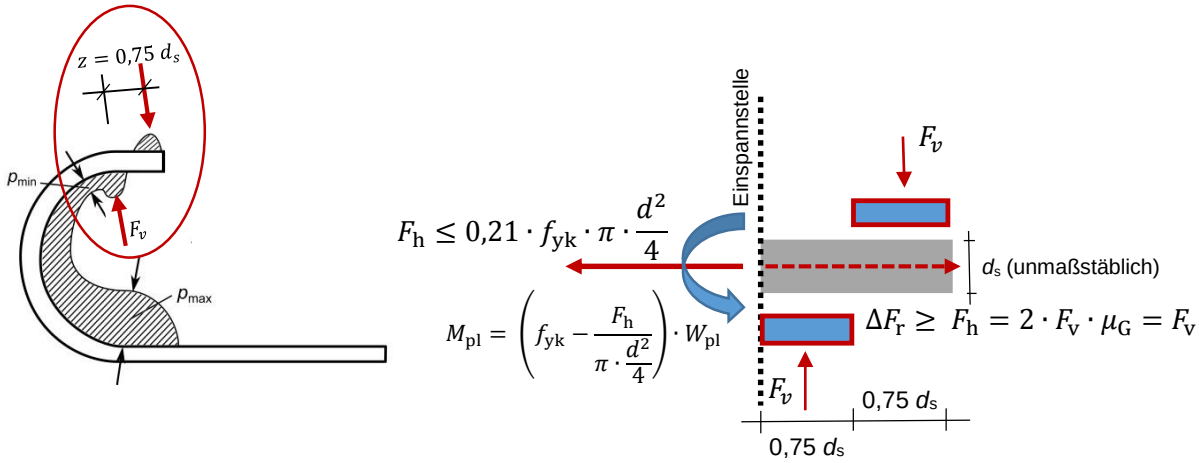



**Bild 2.30:** Pressungen am Standard-Rundhaken mit idealisierter Darstellung des Kräftepaars aus Klemmwirkung am geraden Hakenende

Unter der Voraussetzung ausreichender Betonqualitäten zur Aufnahme der Betonpressungen und Spaltzugspannungen kann bereits bei Ansatz eines sehr grob vereinfachten statischen Systems – eine genauere Modellierung ist im Bedarfsfall mit der FE-Methode möglich - mit einem inneren Hebelarm der Klemmkräfte von $z \leq 0{,}75\ d_s$, vgl. *Bild 2.30*, für einen Reibungsbeiwert $\mu_G = 0{,}5$ die ausreichende Tragkraft aus zusätzlicher Reibung $\Delta F_r$ nachgewiesen werden. Zur Herstellung des Kräftegleichgewichts muss dabei $\Delta F_r$ mindestens so groß sein, wie die nach Abzug der Seilreibung $F_{SR}$ verbleibende Haltekraft $F_h$, die bei einem Rundhaken ca. 21% der maximal aufnehmbaren Stabzugkraft $F_Z = F_H = F_{H1} + F_{H2}$ beträgt. Die Reibungskraft aus der Tragkraft der Klemmwirkung kann auf Basis des in den *Bild 2.30 und 2.31* vorgestellten Modells mit Gl. (2.30) grob vereinfacht wie folgt abgeschätzt werden:

$$F_{H2} = \max \Delta F_r = F_h = 2 \cdot F_v \cdot \mu_G = F_v = 0{,}21 \cdot f_{yk} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \qquad (2.30)$$

Um diese Reibungskraft max. $\Delta F_r$ aufzubringen, muss der Stahlstab die Spannungen aus der Überlagerung von Normalkraft am Hakenende aus der Rückhaltekraft $F_h$ und Biegemoment $M$ aus der Umlenkung des geraden Endes infolge des Kräftepaars aufnehmen können. Daraus folgen für einen Rundstahl BStI mit $f_{yk} = 220$ N/mm² die Gl. (2.31) bis (2.34).

$$\sigma_s = \frac{F_h}{\frac{\pi}{4} \cdot d_s^2} + \frac{M}{W_{pl}} \leq f_{yk} \cap f_{yk} = 220 \frac{N}{mm^2}\ (\text{BSt I}) \qquad (2.31)$$

$$M \leq F_v \cdot 0{,}75 \cdot d_s \ \cap \ W_{pl} = \alpha_{pl} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot r^3 = 1{,}7 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot r^3 = 1{,}7 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{d_s}{2}\right)^3 = 0{,}167 \cdot d_s^3 \qquad (2.32)$$

$$\sigma_s = \frac{F_h}{\frac{\pi}{4} \cdot d_s^2} + \frac{M}{W_{pl}} = \frac{0{,}21 \cdot 220 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2}{\frac{\pi}{4} \cdot d_s^2} + \frac{0{,}21 \cdot 220 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot 0{,}75 \cdot d_s}{0{,}167 \cdot d_s^3} \qquad (2.33)$$

$$\sigma_s = 0{,}21 \cdot 220 + \frac{27{,}214 \cdot d_s^3}{0{,}167 \cdot d_s^3} = 46{,}2 + 163{,}0 = 209{,}2 \leq 220\ \text{N/mm}^2 \qquad (2.34)$$

Damit ist für alle walzrauen Rundstahlhaken BStI mit $\mu_g \geq 0{,}5$ und einer Streckgrenze von $f_{yk} \geq 220$ N/mm² unabhängig vom Stabdurchmesser $d_s$ am stark vereinfachten System (mit $\ddot{u} \approx 1{,}5\ d_s$) nachgewiesen, dass bei tragfähigem Umgebungsbeton die Biegesteifigkeit des Stahls unter Berücksichtigung des plastischen Formbeiwerts $\alpha_{pl}$ (für Vollkreis $\alpha_{pl} = 1{,}7$) ausreichend zur Verankerung der verbleibenden Rückhaltekraft am Ende des Rundbogens ist. Für den Fall eines spitzwinkligen Hakens wird aufgrund der reduzierten Seilreibung eine größere Rückhaltekraft $F_h$ benötigt. Zur Erfüllung des Nachweises ist nach Gl. (2.35) der innere Hebelarm der Klemmwirkung auf $z \leq 0{,}6 \cdot d_s$ zu verkleinern, was größere Pressungen auf den Beton bedeutet.

$$\sigma_s = 0{,}27 \cdot 220 + \frac{27{,}992 \cdot d_s^3}{0{,}167 \cdot d_s^3} = 59{,}4 + 167{,}7 = 227{,}1 \approx 220\ \mathrm{N/mm^2} \tag{2.35}$$

Der Stahlstab erhält aufgrund der Umlenkung des Stabes von der Geraden in den Kreisbogen auch am Übergang der geraden Vorlänge in den Bogen des Hakens ein ähnliches Biegemoment. Hier ist jedoch bei voller Ausnutzung der Stabzugkraft bis zur Streckgrenze ($F_z = f_{yk} \cdot A_s$) aufgrund des noch ausstehenden Abbaus der Kraft durch die Seilreibung $F_{SR}$ keine rechnerische Spannungsreserve vorhanden und es entsteht bei ausreichend tragfähigem Umgebungsbeton ein Fließgelenk, damit sich das gezogene Seilstück im Haken ausbilden kann. Anschließend kann die Zugkraft im Bogen über die beschriebene Seilreibung bis zum Hakenende soweit abgebaut werden, dass die Klemmwirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausreichende Rückhaltekraft entwickeln kann, vgl. *Bild 2.31*.

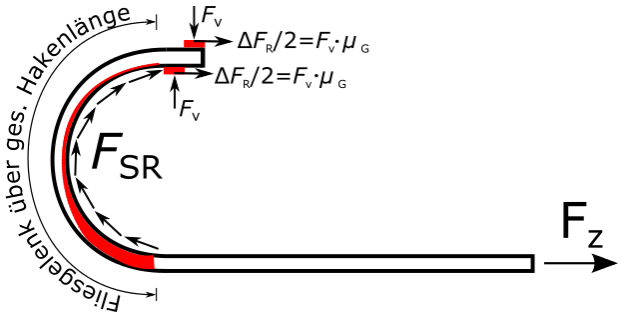



**Bild 2.31:** Ingenieurmodell für den Nachweis der Hakentragkraft anhand von Seilreibung und Klemmwirkung des Hakenendes

Abschließend ist zur Vervollständigung des Nachweises noch die Aufnahme der durch das Kräftepaar verursachten Pressungen vom umgebenden Beton zu prüfen. Bei ausreichender Betondeckung und Bewehrung zur Aufnahme aller Spaltzugkräfte und zur Verteilung der Last in den Betonquerschnitt lässt sich nach *EC2 2011 Kap. 6.7* die Teilflächenpressung für die Klemmkraft am geraden Hakenende $F_v$ unter Vernachlässigung der dort geringeren übrigen Pressungen für den Rundhaken wie folgt nachweisen:

$$F_{Rdu} = F_v = 0{,}21 \cdot f_{yk} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \leq A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot 3{,}0 = \frac{\pi}{2} \cdot d_s \cdot 0{,}75 \cdot d_s \cdot f_{cd} \cdot 3{,}0 \tag{2.36}$$

Da im Gebrauchslastzustand die Zugkräfte im Stahl durch die Reibung auf der geraden Vorlänge und ergänzend durch die Seilreibung im Haken auf den Beton übertragen werden, wird das gerade Hakenende nur kurzzeitig zur Abtragung von Lastspitzen beansprucht. Deshalb darf $f_{cd}$ mit dem Beiwert $\alpha_{cc} = 1{,}0$ gerechnet werden. Somit ergibt sich für Betone C16/20 mit $f_{ck} = 16$ N/mm² sowie Betonstahl BStI unter Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_C = 1{,}5$ für

den Beton gemäß Gl. (2.37) eine ausreichende Festigkeit zur Aufnahme der Pressungen aus dem Rundhaken:

$$F_{\mathrm{Rdu}} = F_{\mathrm{v}} = 0{,}21 \cdot 220 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{\mathrm{s}}^2 = 36{,}29 \cdot d_{\mathrm{s}}^2 \leq \frac{\pi}{2} \cdot 0{,}75 \cdot d_{\mathrm{s}}^2 \cdot \frac{16}{1{,}5} \cdot 3{,}0 = 37{,}7 \cdot d_{\mathrm{s}}^2 \qquad (2.37)$$

Für den spitzwinkligen Haken benötigt man aufgrund des kleineren inneren Hebelarms von $0{,}6 \cdot d_{\mathrm{s}}$ und der größeren Rückhaltekraft $F_{\mathrm{h}}$ eine deutlich höhere Betonfestigkeit von $f_{\mathrm{ck}} = 25$ N/mm² (C25/30). Mit dieser kann $F_{\mathrm{Rdu}} = F_{\mathrm{v}} = 46{,}53 \cdot d_s^2 \leq 47{,}1 \cdot d_{\mathrm{s}}^2$ anhand Gln. (2.36) und (2.37) nachgewiesen werden.

Wie das Modell zeigt, bleibt, unter Ausnutzung des Schlupfs zur Aktivierung aller zur Verfügung stehenden Reibungskräfte (vgl. Kap. 2.4.5), als wesentliche Einflussgröße für das Versagen des Hakens im GZT das Überschreiten der Betonzugfestigkeit mit Abspalten der seitlichen Betondeckung übrig. Dies bestätigt *Bauer 1949*, der bereits beschreibt, dass bei Verankerungen mit Glattstahlhaken die Konstruktion durch Absprengen der Betondeckung versagt, vgl. Kap. 2.4.3.

### 2.4.5 Der Schlupf am Hakenende als Kenngröße für die Gebrauchstauglichkeit

Im Zusammenhang mit der Wirkung des Hakens als Tragelement der Endverankerung glatter Rundstähle ist zu bedenken, dass sich seine volle Tragwirkung durch die Klemmwirkung des geraden Hakenendes erst entfalten kann, wenn der Gleitwiderstand des geraden Rundstahls vor dem Haken und die Seilreibung an der Umlenkstelle vollständig überwunden sind. Ein fortschreitendes Gleiten von glatten Stählen im Betonkanal wird nach *Emperger 1935* erst nach Überschreiten der Tragfähigkeit des Verbunds bei einem Schlupf $s \geq 0{,}25$ mm erreicht. Außerdem stellte *Emperger 1935* fest, dass die Wirkung des Endhakens an eine Verschiebung in dieser Größenordnung gebunden ist, wenn man durch ihn die Zugkraft verlässlich abtragen will und folgerte weiter, dass dies nicht im Einklang mit den damaligen Ansichten zur Verankerung von Zugkräften stehen könne. Demnach verteilen sich die Widerstände gegen das Lösen des Verbunds, der in *Emperger 1935* als Zusammenhang von Eisen und Beton beschrieben wird, gleichmäßig auf den Gleitwiderstand der geraden Vorlänge des gezogenen Rundstahls und den Haken, was den Aussagen in *Bach 1911* entspricht. Aufgrund der geschilderten Zusammenhänge empfahl Emperger in seiner Schrift, die Forschung in Richtung von Stählen mit profilierter Oberfläche zu konzentrieren und zeigte anhand von eigenen bzw. von *Graf 1910* und *Posey 1928* (Iowa, USA) durchgeführten Versuchen die Vorteile des Scherverbunds als kontinuierlichem Formverbund mit deutlich geringeren Gleitwegen bzw. Schlupfwerten bei Verankerungen auf. Diesen Weg verfolgte die Forschung dann später weiter, vgl. u.a. *DAfStb 138.* Dort wird im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit für die glatten und gerippten Stähle zur Bestimmung der rechnerischen Verbundspannungen $\tau_{1\mathrm{R}}$ ein Schlupf $s \leq 0{,}1$ mm zugelassen, vgl. *Bild 2.17* rechts.

### 2.4.6 Die Verankerung glatter Stähle nach *DIN 1045 1972 und 1978*

In *DIN 1045 1972* wurde die Tragwirkung des Hakens durch die Einführung des Hakenabzugs erstmals rechnerisch in Ansatz gebracht. Bei glatten Stählen war die Verankerung mit Haken zwingend erforderlich, aber gegenüber der Verankerung mit geraden Enden durfte die Verankerungslänge bei mit Haken versehener glatter Bewehrung um bis zu 30 $d_{\mathrm{s}}$ verkürzt werden, vgl. Kap. 2.4.8 und *Tab. 2-2*.

Doch es stellte sich schnell heraus, dass der Hakenabzug nach *DIN 1045 1972* zu großzügig war und es insbesondere bei glatten Stählen mit Haken bei zu kurzer Verankerungslänge aufgrund der großen Schlupfwerte nach u.a. *DAfStb 300* Probleme mit der Gebrauchstauglichkeit gab. Große Gleitwege bei Verankerungen von Glattstählen mit Rundhaken und fehlendem Verbund auf der Vorlänge stellten u.a. auch *Rehm / Martin 1968* und *Rehm 1969* in ihren sogenannten Münchner Versuchen fest.

Da es viele weitere Unzulänglichkeiten gab (u.a. fehlende Vorschriften für die seitliche Betondeckung von Konstruktionen mit Haken) und die alten Vorschriften nach *DAfStb 300* darüber hinaus zu kompliziert und widersprüchlich waren, wurden die Bestimmungen nach *DIN 1045 1972* bereits nach sechs Jahren durch *DIN 1045 1978* ersetzt, vgl. Kap. 2.1. Dies betraf insbesondere auch den Haken, der bei glatten Stählen weiterhin zwingend vorgeschrieben war. Der Hakenabzug wurde aufgrund der Bedenken vollständig gestrichen und die Anwendung der nun zulässigen Abminderung um 30% (Faktor $\alpha = 0{,}7$) gegenüber der Verankerung mit geraden Stabenden ergänzend von der seitlichen Betondeckung abhängig gemacht, die fortan $\geq 3\, d_s$ betragen musste. Dadurch nahm der Einfluss der geraden Vorlänge deutlich zu und die Gebrauchstauglichkeit der Glattstahlkonstruktionen mit Haken stieg weiter an.

Die Regeln in *DIN 1045 1978* blieben die letzten normativen Bewehrungsregeln für glatte Betonstähle in Deutschland, denn nach *Leonhardt 1977* wurde der Glattstahl bereits in den 1960-er und 1970-er Jahren nur noch als sogenannte „konstruktive Bewehrung“ in wenig beanspruchten Zonen eingesetzt, wobei glatte Stähle nur bis $d_s \leq 8$ mm verwendet werden sollten. Nach *Leonhardt 1977* war der Einsatz von hochduktilem Betonglattstahl BStI außerdem sinnvoll für Baustähle, die nachträglich, z.B. an Betonierfugen, zu biegen waren. Der niederfeste glatte Betonstahl besaß, mit Ausnahme des BStIG bzw. BSt 220/340 GU (vgl. Kap. 2.3.2 bzw. *Schnell 2011*), eine geringere Empfindlichkeit gegen die bei Mehrfachbiegen zu beachtende Reckalterung als die in der Regel verwendeten höherfesten gerippten Betonstähle BSt 420/500 RU/RK und BSt 500/550 RU/RK.

### 2.4.7 Die Verankerung glatter Stähle nach *ENV 1992 1991*

In Europa wurden die Betonglattstähle jedoch weiterhin im Stahlbetonbau verarbeitet, weshalb es in *ENV 1992 1991* nach wie vor Regeln für Glattstähle gab, die auf den Angaben in *MC 1990* basierten, vgl. Kap. 2.4.8.

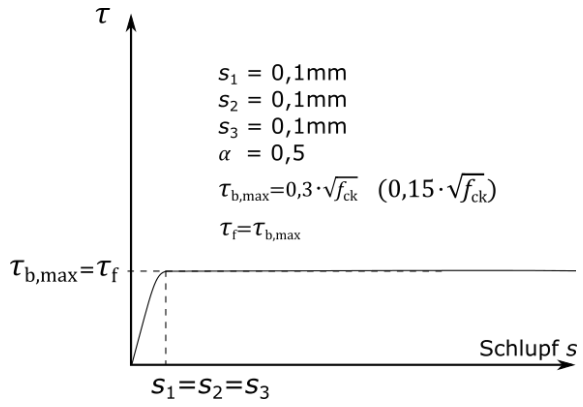



**Bild 2.32:** Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Glattstahl nach *MC 1990*

Gemäß *ENV 1992 1991 Kap. 5.2.3.2 (2)* durften europaweit sogar Verankerungen mit geraden Stabenden für glatte Stäbe mit Nenndurchmessern bis 8 mm verwendet werden, was in Deutschland bereits seit *DAfEb 1916* für alle Stabdurchmesser nicht mehr zulässig war.

Bezüglich einer gültigen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Betrachtungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ohne Berücksichtigung von Seilreibung und Klemmwirkung durch Endhaken kann insbesondere auf das in *Bild 2.32* dargestellte Diagramm aus *MC 1990* zurückgegriffen werden. Weitere qualitative $\tau - s$ – Beziehungen von Rundstahl enthalten u.a. *DAfStb 138* und *Leonhardt 1984*, vgl. *Bild 2.17* rechts.

## 2.4.8 Berechnung der Verankerungslänge glatter Betonrundstähle

Wie bereits in Kap. 2.2.6 und 2.4.1 beschrieben, wurde in den Anfangszeiten des Stahlbetonbaus die Verankerung anhand von Adhäsions- und Haftspannungen mit festen Werten nachgewiesen. Die nach Gl. (2.18) anhand der Schubspannung am Auflager ermittelte Adhäsions- oder Haftspannung musste kleiner sein als die in Kap. 2.2.6 angegebenen zulässigen Verbundspannungen zul. $\tau_1$. Dabei war der Nachweis der Verankerung bis zur Einführung von *DIN 1045 1925* für alle Zugeiseneinlagen unabhängig von Stabdurchmesser und Stabendausbildung zu führen, obwohl der Haken bereits verbindlich mit Erscheinen der Bestimmungen *DAfEb 1916* gefordert wurde. Ab 1925 durfte bei Rundstählen mit Haken und einem Stabdurchmesser $d_s \leq 25$ mm auf den Nachweis der Endverankerung verzichtet werden. Diese Regel wurde mit DIN 1045 1943 auf $d_s \leq 26$ mm ausgeweitet und galt bis zum Erscheinen von *DIN 1045 1972*.

Aufgrund unterschiedlicher Spannungsverläufe und daraus resultierender differenter Fachwerkmodelle mit um 45° abweichender Neigung der Zugstreben durften ab *DIN 1045 1925* die berechneten Haftspannungen $\tau_1$ bei einer Schubsicherung mit Aufbiegungen und Bügeln gegenüber einer Schubsicherung nur mit Bügeln oder ohne Schubsicherung (u.a. Platten) halbiert werden. Der Nachweis der Haftspannung in Abhängigkeit vom jeweiligen Fachwerkmodell ist in *Bild 2.33* dargestellt.

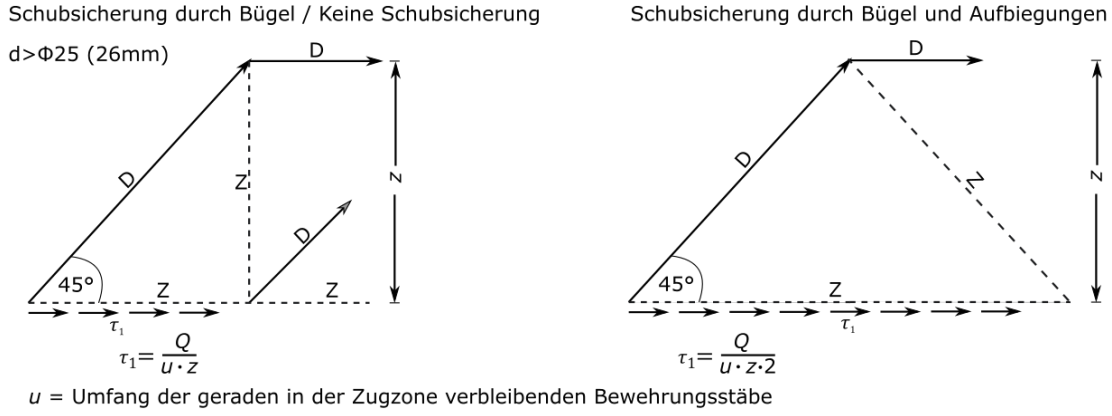



**Bild 2.33:** Nachweis der Haftspannung für Stäbe mit $d_s > 25$ mm bzw. 26 mm (ab *DIN 1045 1943*)

Ab *DIN 1045 1972* wurde dann die Verankerungslänge für glatte Stähle mit Haken unter Berücksichtigung des verkleinerten Grundmaßes der Verankerungslänge *a*, welches durch Multiplikation des Grundmaßes $a_0$ mit der Ausnutzung der Stahleinlagen ermittelt wurde, und des Hakenabzugs $a'_0$ berechnet, vgl. Gl. (2.38).

$$a_1 = a - a_0' \geq {}^{d_\mathrm{B}}/_{2} + d_\mathrm{s} \tag{2.38}$$

mit

$a = a_0 \cdot {}^{erf.F_\mathrm{e}}/_{vorh.F_\mathrm{e}} \geq \begin{cases} {}^{1}/_{3}\, a_0 \\ 10 d_\mathrm{s} \end{cases}$ mit $a_0 = \frac{Z_\mathrm{s}}{\gamma \cdot u \cdot zul.\ \tau_1} = \frac{d_\mathrm{s} \cdot \beta_\mathrm{s}}{1{,}75 \cdot 4 \cdot zul.\ \tau_1}$

$\beta_\mathrm{s}$ Stahlstreckgrenze (220 N/mm² für BSt IG)

$zul.\ \tau_1$ zulässiger Rechenwert der Verbundspannung nach *DIN 1045 1972 Tab.20*

$a_0'$ Hakenabzug: 30 $d_\mathrm{s}$ für glatte Stähle mit Haken nach *Bild 2.1*
(hier auch für Rippenstähle mit Haken oder Winkelhaken $a_0$‘= 20 $d_\mathrm{s}$)

$d_\mathrm{B}$ Biegerollendurchmesser des Hakens

$F_\mathrm{e}$ Fläche der erforderlichen bzw. vorhandenen Bewehrung

Diese Regeln blieben jedoch, wie bereits in Kap. 2.4.6 beschrieben, aufgrund von Sicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsbedenken nur sechs Jahre gültig und wurde durch *DIN 1045 1978* ersetzt. Dort wurde dann die Verankerungslänge $l_1$ für glatte Stähle mit Haken zwar weiterhin mit dem im Verhältnis der Ausnutzung verkleinerten Grundmaß der Verankerungslänge, das nun allerdings mit $l_0$ statt $a_0$ bezeichnet wurde, ermittelt, doch statt des Hakenabzugs wurde der Einfluss des Hakens fortan durch den Beiwert $\alpha_1$ berücksichtigt, vgl. Gl. (2.39).

$$l_1 = \alpha_1 \cdot \frac{erf.A_\mathrm{s}}{vorh.A_\mathrm{s}} \cdot l_0 \geq {}^{d_\mathrm{br}}/_{2} + d_\mathrm{s} \tag{2.39}$$

mit

$l_0 = \frac{Z_\mathrm{s}}{\gamma \cdot u \cdot zul.\ \tau_1} = \frac{d_\mathrm{s} \cdot \beta_\mathrm{s}}{1{,}75 \cdot 4 \cdot zul.\ \tau_1}$

$\beta_\mathrm{s}$ Stahlstreckgrenze (220 N/mm² für BSt 220/340 GU)

$zul.\ \tau_1$ zulässiger Grundwert der Verbundspannung nach *DIN 1045 1978 Tab.18*

$d_\mathrm{br}$ Biegerollendurchmesser des Hakens

$\alpha_1$ Beiwert zur Berücksichtigung der Verankerungsart nach *DIN 1045 1978 Tab.18*

gerade Stabenden (nur für Rippenstahl zulässig) $\alpha_1 = 1{,}0$

Zugstäbe mit Haken, Winkelhaken (nur Rippenstahl), Schlaufen $\alpha_1 = 0{,}7$
→ Anwendung nur, wenn seitliche Betondeckung ≥ 3 $d_\mathrm{s}$ (sonst $\alpha_1 = 1{,}0$)

$A_\mathrm{s}$ Fläche der erforderlichen bzw. der vorhandenen Bewehrung

Diese deutliche Steigerung der Anforderungen wurde nach *DAfStb 300* und *Leonhardt 1977* neben der Erhöhung der Vorlänge zur Verringerung des Schlupfs aufgrund der Gefahr von Betonabplatzungen und breiten Längsrissbildungen infolge örtlich zu hoher Pressungen an der Hakeninnenseite notwendig. Die Aufnahme dieser neuen Regeln, insbesondere die Anhebung der seitlichen Betondeckung bei Verwendung von Abminderungsfaktoren für Hakenkonstruktionen in *DIN 1045 1978,* war letztlich eine späte Bestätigung der Ergebnisse von *Bauer 1949*.

Während Betonglattstahl in einigen Ländern Europas weiter verwendet wurde, fehlten in Deutschland, aufgrund des ausschließlichen Einsatzes von Betonrippenstahl, ab *DIN 1045 1988* Regeln für die Berechnung von Glattstahlverankerungen (vgl. Kap. 2.4.5). In Europa durfte die erforderliche Verankerungslänge für Zugstäbe aus Glattstahl mit Haken u.a. nach *ENV 1992 1991* anhand von Gl. (2.40) berechnet werden.

$$l_{\mathrm{b,net}} = \alpha_{\mathrm{a}} \cdot l_{\mathrm{b}} \cdot \left(\frac{A_{\mathrm{s,req}}}{A_{\mathrm{s,pro}}}\right) \geq l_{\mathrm{b,min}} = 0{,}3 \cdot l_{\mathrm{b}} \geq \begin{cases} 10\phi \\ 100\ mm \end{cases} \tag{2.40}$$

mit

$\alpha_{\mathrm{a}}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der Verankerung:

gerade Stäbe $\alpha_{\mathrm{a}} = 1{,}0$

gekrümmte Zugstäbe mit Haken, Winkelhaken Schlaufen $\alpha_{\mathrm{a}} = 0{,}7$
→ Anwendung nur, wenn seitliche Betondeckung ≥ $3\phi$ (sonst $\alpha_{\mathrm{a}} = 1{,}0$)

$$l_{\mathrm{b}} = \left({}^{\phi}/_{4}\right) \cdot \left({}^{f_{\mathrm{yd}}}/_{f_{\mathrm{bd}}}\right)$$

$f_{\mathrm{yd}}$ Bemessungswert der Stahlstreckgrenze (220/1,15 = 191,3 N/mm² für BStI)

$f_{\mathrm{bd}}$ Bemessungswert der Verbundspannung, siehe Gl. (2.15)

$A_{\mathrm{s}}$ Fläche der erf. (req) bzw. der vorh. (pro) Bewehrung

Unter Berücksichtigung des Bemessungswertes der Verbundspannungen für glatte Betonstähle gemäß Kap. 2.2.6 Gl. (2.14) und (2.15) kann die Verankerung von glatten Stählen mit Haken ebenfalls in Anlehnung an *EC2 2011* berechnet werden. Für Glattstähle ergeben sich in der Regel, bei Nichtberücksichtigung des in Europa im Gegensatz zu Deutschland zulässigen Reduktionsbeiwerts $\alpha_2$ für eine erhöhte Betondeckung, trotz anderer Bezeichnungen analoge Ergebnisse zu *ENV 1992 1991.* Abweichende Verankerungslängen sind aufgrund anderer Reduktionsbeiwerte $\alpha_3$, $\alpha_4$ und $\alpha_5$ nur bei Einsatz einer erhöhten Querbewehrung oder angeschweißten Querstäben sowie Druck quer zur Spaltzug-Riss-Ebene möglich. Für den Regelfall (ohne Reduktionsbeiwerte $\alpha_2$ bis $\alpha_5$) lassen sich glatte Stähle mit Haken anhand Gl. (2.41) nach *EC2 2011* nachweisen.

$$l_{\mathrm{bd}} = \alpha_1 \cdot l_{\mathrm{b,rqd}} \geq l_{\mathrm{b,min}} = 0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{\mathrm{b,rqd}} \geq l_{\mathrm{b,min}} \tag{2.41}$$

mit

$\alpha_1$ Beiwert zur Berücksichtigung der Verankerungsart:

Zugstäbe mit Haken $\alpha_1 = 0{,}7$
→ Anwendung nur, wenn seitliche Betondeckung ≥ $3\phi$ (sonst $\alpha_1 = 1{,}0$)

$$l_{\mathrm{b,rqd}} = \left({}^{\phi}/_{4}\right) \cdot \left({}^{f_{\mathrm{yd}}}/_{f_{\mathrm{bd}}}\right) \cdot {}^{A_{\mathrm{s,erf}}}/_{A_{s,\mathrm{vorh}}} \tag{2.41a}$$

$f_{\mathrm{yd}}$ Bemessungswert der Stahlstreckgrenze (220/1,15 = 191,3 N/mm² für BStI)

$f_{\mathrm{bd}}$ Bemessungswert der Verbundspannung, siehe Gl. (2.15)

$A_{\mathrm{s}}$ Fläche der erf. bzw. der vorh. Bewehrung

$l_{\mathrm{b,min}}$ Mindestverankerungslänge (Zug): $l_{\mathrm{b,min}} \geq \begin{cases} 0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{\mathrm{b,rqd}} \\ 10 d_{\mathrm{s}} \end{cases}$

## 2.5 Verankerung gerippter Betonstähle

### 2.5.1 Der Scherverbund als Entwicklungshelfer der Rippenstähle

Wie bereits in Kap. 2.2 beschrieben, wirkt bei gerippten Betonstählen nach u.a. *Zilch 2009, Schenkel 1998, Leonhardt 1984, DAfStb 301 und DAfStb 138* nach ersten Relativverschiebungen im Wesentlichen der Scherverbund als Formverbund, der als Voraussetzung für sein Versagen entweder das Abscheren der Betonkonsolen (Ausziehversagen) oder das Absprengen der Betondeckung (Sprengrissversagen) bedingt, vgl. *Bilder 2.11 und 2.12*. Haft- und Reibungsverbund sind demgegenüber vernachlässigbar. Bezüglich der Mechanismen des Scherverbunds einbetonierter gerippter Betonstähle wird auf die Ausführungen in Kap. 2.2.4 verwiesen.

Die erheblich besseren Verbundeigenschaften von Betonstählen mit profilierten bzw. geformten Oberflächen gegenüber glatten Rundstählen wurden in Deutschland deutlich später erkannt als z.B. in den USA, vgl. auch *Schenkel 1998*. Während *Abrams 1913* in den USA bereits vor dem 1. Weltkrieg anhand von 1500 Ausziehversuchen an glatten und geformten Stählen (Knoteneisen) die positive Wirkung des Scherverbunds erkannte, vgl. *Bild 2.34*, fand diese Verbundtechnik in Deutschland erst in den späten dreißiger und den vierziger Jahren eine höhere Aufmerksamkeit, wie *Emperger 1935* und *Emperger 1940* belegen. In Deutschland wurden als Formstähle mit profilierten Oberflächen nach *Bindseil 2002* in den dreißiger Jahren sogenannte Isteg-, Drillwulst-, Nocken- oder Torstähle mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung verwendet. Für solche Betonformstähle mit baupolizeilicher Zulassung enthielt bereits *DIN 1945 1943* Ausnahmeregelungen zur Endverankerung mit Haken, der in Platten unter bestimmten Voraussetzungen sogar entfallen durfte.

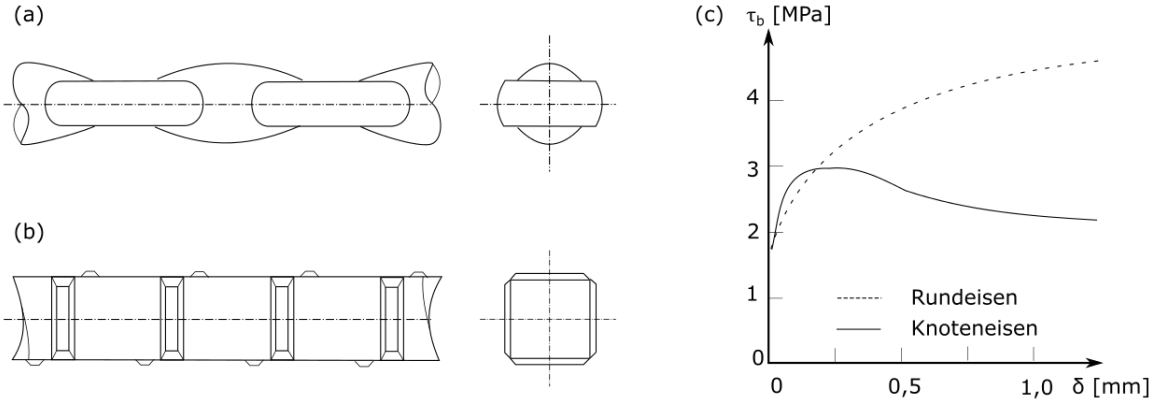



**Bild 2.34:** Knoteneisen (a), gewellter Stahl (b) und Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Rundeisen und Knoteneisen (c) nach *Abrams 1913* (Quelle: *Schenkel 1998*)

*Emperger 1940* beschrieb u.a. Biegeversuche an Einfeldbalken mit profilierter Zugbewehrung aus Torstahl mit Zulassung von 1938 (vgl. *Bindseil 2002*), aus kalt verwundenem, hochwertigem Betonrundstahl St 37 mit zweifacher Wulst (Längsrippe). Er stellte fest, dass sich die Torstahlbewehrung nicht, wie bei glatten Rundstählen mit Endhaken nach dem Prinzip der Seilreibung gewohnt, bis nahe an die Auflagerpunkte vom Beton löste und sich somit nicht das übliche unterspannte flache Bogensystem einstellte. Im Gegensatz dazu konzentrierten sich

die Dehnungen der Bewehrung infolge des Scherverbunds und der damit verbundenen Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, dem Tension Stiffening, im Bereich der Risse, was zu einer Verringerung der Verformung des Balkens sowie der Rissbreiten führte und gleichzeitig aufgrund der Rissverteilung gemäß Kap. 2.2.2 die Anzahl der Risse vermehrte. Das unterschiedliche Tragverhalten ist in *Bild 2.35* dargestellt.

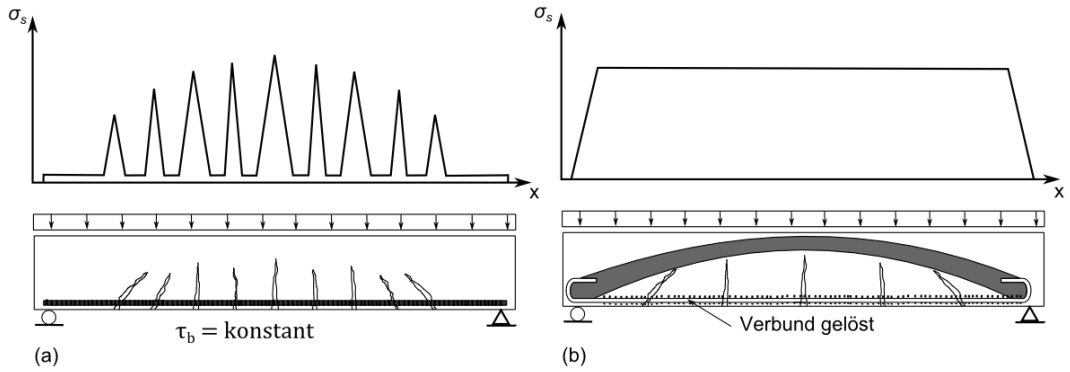



**Bild 2.35:** Qualitativer Verlauf der Stahlspannungen bei konstantem Scherverbund (a) und ohne Verbund (b) mit punktueller Verankerung mit Haken (Quelle: *Schenkel 1998*)

### 2.5.2 Der quergerippte Betonformstahl mit baupolizeilicher Zulassung

In Ergänzung zu *DIN 1045 1943 und DIN 1045 1952* wurde mit *DAfStb 1952* die erste Richtlinie zur Anwendung quergerippter Betonformstähle im Stahlbetonbau eingeführt. Nach dieser Richtlinie durften nur naturharte Betonrippenstähle der Stahlgruppen BStI, IIa, IIIa und IVa mit schrägen oder rechtwinklig geneigten, über den gesamten Umfang reichenden Querrippen und baupolizeilicher Zulassung mit Nenndurchmessern bis $d_s$ = 26 mm verwendet werden. Die Nenndurchmesser mussten mit *DIN 488 1939* übereinstimmen. Dazu zählten u.a. die in *Bindseil 2002* detailliert beschriebenen QUERI-, Ilseder- und NORI-Stähle.

Mit der Novellierung der Richtlinie *DAfStb 1954 (Ziffer 5.5)* wurden in Deutschland für Betonrippenstähle erstmals unterschiedliche Verbundbedingungen eingeführt. In der Richtlinie waren zulässige Haftspannungen, Verankerungslängen und Überdeckungslängen von Stößen jeweils für gute und mäßige Verbundbedingungen angegeben. Dabei wurden die zulässigen Haftspannungen für mäßigen Verbund jeweils halbiert und die geforderten Längen verdoppelt.

Die Neuauflage der Richtlinie *DAfStb 1960* beschränkte die Anwendung dann nicht mehr auf naturharte Betonrippenstähle. Fortan durften gleichberechtigt kaltgereckte Betonformstähle (BStIIb, IIIb, IVb) mit entsprechender Rippenausbildung auf Basis einer baupolizeilichen Zulassung verwendet werden.

Nach den Richtlinien durften bei quergerippten Betonstählen mit entsprechender Zulassung aufgrund der Wirkung des kontinuierlichen Scherverbunds die Haken fehlen und unter Einhaltung pauschaler und tabellierter Werte erstmals mit geraden Stabenden abweichend von *DIN 1045 1959* verankert und mit Übergreifung gestoßen werden. Falls zusätzlich Haken gewählt wurden, waren Haken mit 90°-Winkel zulässig.

Gegenüber heutigem Regelwerk wurde in der Richtlinie die Tragwirkung des Betonrippenstahls im Verankerungsbereich deutlich überschätzt, vgl. *BK 2015-1-II*. Bei gutem Verbund

mussten die quergerippten Stähle nach *DAfStb 1954* unter Ausnutzung der zulässigen Spannungen unabhängig von der Betongüte (ab B160) und der Streckgrenze (bis 500 N/mm²) lediglich pauschal um 6 $d_s$ über den rechnerischen Endpunkt des Stabs oder über die Mitte des Auflagers hinaus verankert werden. Dabei war, ohne Nachweis der Haftspannung, mindestens 1/3 der Feldbewehrung über das Auflager durchzuführen.

Außerdem durften in den Richtlinien die zulässigen Stahlspannungen $\sigma_e$ für alle auf Biegung mit Längskraft beanspruchte Bauteile unter vorwiegend ruhender Belastung gegenüber den Werten in *DIN 1045 1943-1959* mit Ausnahme von Betonrippenstahl I teilweise deutlich erhöht werden. Dabei sollte Betonstahl IV mit Einführung von *DAfStb 1960* als Einzelstabbewehrung nicht mehr verwendet werden und war fortan bis zur Einführung von *DIN 1045 1978* vorrangig als Mattenbewehrung auf dem deutschen Markt zu bekommen.

Einen guten Überblick über die damals verwendeten Formstähle mit Zulassung geben *Bindseil 2002* und *DBV 2008*. Rechenwerte für statische Nachweise, zulässige Streckgrenzen und Duktilitätsklassen derartiger Stähle können mit Angabe des jeweiligen Verwendungszeitraums auch den Tabellen 11.3 und 11.4 aus *BVBS 2011* entnommen werden. Dort sind auch Angaben für die geregelten glatten und gerippten Stähle der historischen Bestimmungen und Normen des zwanzigsten Jahrhunderts enthalten.

Zu beachten ist, dass die in Kap. 2.2.4 beschriebene bezogene Rippenfläche $f_R$ der seinerzeit verwendeten Rippenstähle in der Regel nicht der bezogenen Rippenfläche moderner Betonrippenstähle entspricht, vgl. *BK 2015-1-II*. Die nach *EC2 2011* und *DIN 488 2009* genormten Betonrippenstähle besitzen ab Stabdurchmesser $\phi \geq 12$ mm eine bezogene Rippenfläche von $f_R = 0{,}056$. Bei kleineren Stabdurchmessern nimmt $f_R$ nochmals ab bis zu $f_R = 0{,}039$ für $\phi = 6$ mm. Diese Werte führen bei üblichen Randbedingungen mit nicht zu großzügiger Betondeckung ($c < 5\phi$), ohne zusätzliche Querpressungen und zusätzlicher Verbügelung zu einem Sprengrissversagen mit Spalten der Betondeckung.

Die älteren Rippenstähle nach Zulassung besaßen demgegenüber in der Regel deutlich höhere bezogene Rippenflächen $f_R = a/c_l$, was sich unmittelbar auf das Verbund- und Verankerungsverhalten auswirkt. Gemäß *DAfStb 1954* und *DAfStb 1960* besaßen die dort geregelten quergerippten Betonformstähle mit einer Rippenhöhe $a \geq 0{,}05\ d_s$ und einem Rippenachsabstand $c_m \leq 0{,}7\ d_s$ ($c_l \leq 0{,}5\ d_s$) bezogene Rippenflächen von $f_R \geq 0{,}1$ (z.B. $d_s = 16$ mm: $f_R \geq 0{,}8$mm / (11,2 mm - 3,2 mm)). Besonders zu beachten ist, dass in die Berechnung von $f_R$ nach *DAfStb 138* der lichte Rippenstand $c_l$ und nicht der Rippenachsabstand $c_m$ eingeht. Die Abweichungen bei Verwendung derartiger historischer Rippenstähle gegenüber den heute verwendeten Stählen können unter Berücksichtigung des Kapitels 2.5.5 bewertet werden.

### 2.5.3 Die Verankerung des Betonrippenstahls mit geraden Stabenden

Die Funktionsweise der auf Scherverbund basierenden Endverankerung gerippter Stähle mit geraden Stabenden wird in *Bild 2.36* dargestellt. Die Einleitung der Zugkräfte aus dem Stahlstab in den umgebenden Beton erfolgt gemäß den in Kap. 2.2.4 bereits eingehend beschriebenen Scherverbundmechanismen auf Basis des in *Bild 2.14* dargestellten Zugringmodells. Der gerippte Zugstab gibt über den Scherverbund seine Kräfte unter der Entstehung von Spaltkräften an den Beton ab, vgl. *Bilder 2.11 und 2.12.* Dabei entstehen in den direkt an den Stahlrippen anliegenden Betonkonsolen sehr hohe Druckspannungen und damit einhergehende Ringzugspannungen. Im Verbundbereich bilden sich von den Rippen ausgehende innere

Schub- und Verbundrisse und der Beton vor den Rippen wird lokal zerstört, vgl. *Bild 2.15*. Die infolge der Spaltwirkung an den Rippen entstehenden Ringzugspannungen sind entweder von der Zugfestigkeit des umgebenden Betons oder durch im Verankerungsbereich angeordnete Bewehrung aufzunehmen. Auch das Überdrücken überschüssiger Zugspannungen durch das Aufbringen von Druckkräften ist möglich. Der Verlauf der Verbundspannung im Verankerungsbereich entspricht den in den *Bildern 2.6 und 2.7* dargestellten Verläufen in den Lasteinleitungsbereichen.

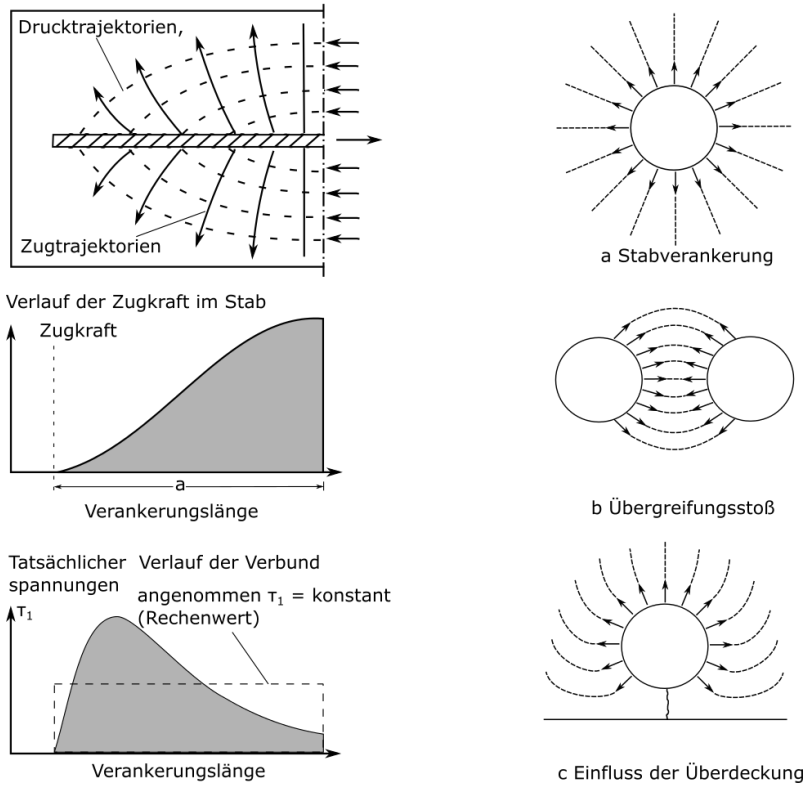



**Bild 2.36:** Links: Verankerung gerippter Betonstahl mit geradem Stabende nach *Leonhardt 1977*
Rechts: Wirkung der Verbundkräfte bei Verankerungen und Stößen nach *Zilch 2009*

### 2.5.4 Die Verankerung von Betonrippenstahl nach DIN 1045 und Eurocode 2

Erste genormte Bewehrungsregeln für gerippte Betonstähle sind in *DIN 1045 1972* formuliert, vgl. Kap. 2.1.2. Das unterschiedliche Tragverhalten zum Glattstahl infolge des Scherverbunds, vgl. *Bild 2.36*, spiegelt sich besonders in der Berechnung der Verankerung gerippter Stähle wider, die analog zu den Zulassungen von *DAfStb 1952* bis *1960* nun auch normativ mit geraden Stabenden verankert werden durften. Die Verankerungslänge gerippter Stähle wurde fortan in Abhängigkeit der zulässigen Verbundspannungen bestimmt, die für gerippte Stähle bei guten Verbundbedingungen je nach Betongüte zwei- bis dreimal höher lagen als für glatte Stähle.

Die Berechnungen nach *DIN 1045 1972* brachten für die vorher nach Zulassung geregelten gerippten Stähle bezüglich der Endverankerung einige Änderungen mit sich. Gegenüber den Verankerungen von Betonformstählen mit Zulassung in Platten nach *DIN 1045 1943 bis 1959* ergaben sich nach *Schnell 2011* für Betonrippenstähle gemäß *DIN 1945 1972* mit geraden

Stabenden fortan um ungefähr 30% größere Verankerungslängen. Auch die Verankerungslängen der nach *DAfStb 1952 bis 1960* zugelassenen quergerippten Betonrippenstähle waren vorher teilweise deutlich zu gering, vgl. *BK 2015-1-II*. Sicherheitsdefizite sind im Bedarfsfall anhand der in Kap. 2.5.6 dargelegten Bemessungsformeln zu verifizieren.

Allerdings war dafür im Gegenzug die Verankerung mit geraden Stabenden in allen Stahlbetonbauteilen des üblichen Hochbaus ohne Einschränkungen und zusätzliche Zulassungen möglich. Darüber hinaus konnte man mit *DIN 1045 1972* auch für Rippenstähle durch das Abbiegen der Stabenden in Form von Haken oder Winkelhaken die Verankerungslänge durch Ansatz des sogenannten Hakenabzugs deutlich mindern. Allerdings betrug der Hakenabzug für gerippte Stähle nur 20 $d_e$, während für glatte Stähle 30 $d_e$ angerechnet werden durften. Dies wurde nach *Bonzel 1972* durch eine gegenüber den glatten Stählen höhere Spannungskonzentration am Beginn der Hakenkrümmung begründet.

Die Regeln wurden mit *DIN 1045 1978* auch für die Verankerung von Rippenstählen deutlich verändert. Während die Verankerung für gerade Stabenden weitgehend unverändert blieb, wurde der Einfluss der Verankerungselemente Haken und Winkelhaken deutlich reduziert und gegenüber 1972 vereinheitlicht. Statt des unterschiedlichen und häufig zu großzügigen Hakenabzugs, dessen Verwendung nach *Leonhardt 1977* je nach Betongüte und Stabdurchmesser zu Betonabplatzungen oder zu breiten Rissen führen konnte, wurden fortan pauschale Faktoren $\alpha_1 = 0{,}7$ für Haken und Winkelhaken bei Beachtung einer seitlichen Mindestbetondeckung von 3 $d_s$ benutzt, vgl. Kap.2.1 und 2.3. Nach *DAfStb 300* wurde in der neuen Vorschrift das Gleiten des Stahls am Verankerungsbeginn als Bemessungskriterium gewählt, um für alle Ankertypen einfache und einheitliche Regeln zu erhalten. Dies brachte auch für gerippte Stähle mit Haken oder Winkelhaken eine deutliche Erhöhung der Verankerungslängen mit sich, wie *BK 2015-1-II* ausführt. In *Bild 2.37* ist die Entwicklung der Verankerungslängen in Abhängigkeit von der Verankerungsart nach *DIN 1045 1972* und *DIN 1045 1978* gegenübergestellt. Aufgrund der neuen Regeln mit einheitlichen Faktoren für Haken oder Winkelhaken ergaben sich für derartige Verankerungen ab 1978 erheblich größere Längen als vorher. War 1972 beispielsweise für Beton B45 bei voller Ausnutzung nur eine bezogene Verankerungslänge $l_1/d_s = 3{,}5$ erforderlich, betrug diese ab *DIN 1045 1978* immerhin $l_1/d_s = 16$.

Bezüglich der Vergleiche ist allerdings zu beachten, dass die Stäbe an Auflagern bis einschließlich *DIN 1045 1972* ab der Auflagermitte zu verankern waren. Ab *DIN 1045 1978* wurde die Verankerungslänge dann ab Auflagervorderkante gemessen. Dies macht bei Verankerungen am Auflager den direkten Vergleich unmöglich. Gleichwohl waren ältere Rippenstähle nach Zulassung und nach *DIN 1045 1972* häufig nicht ausreichend verankert, was in jedem Einzelfall beim Bauen im Bestand rechnerisch anhand der in dieser Arbeit vorgestellten Formeln zu überprüfen ist.

*DIN 1045 1972* *DIN 1045 1978*

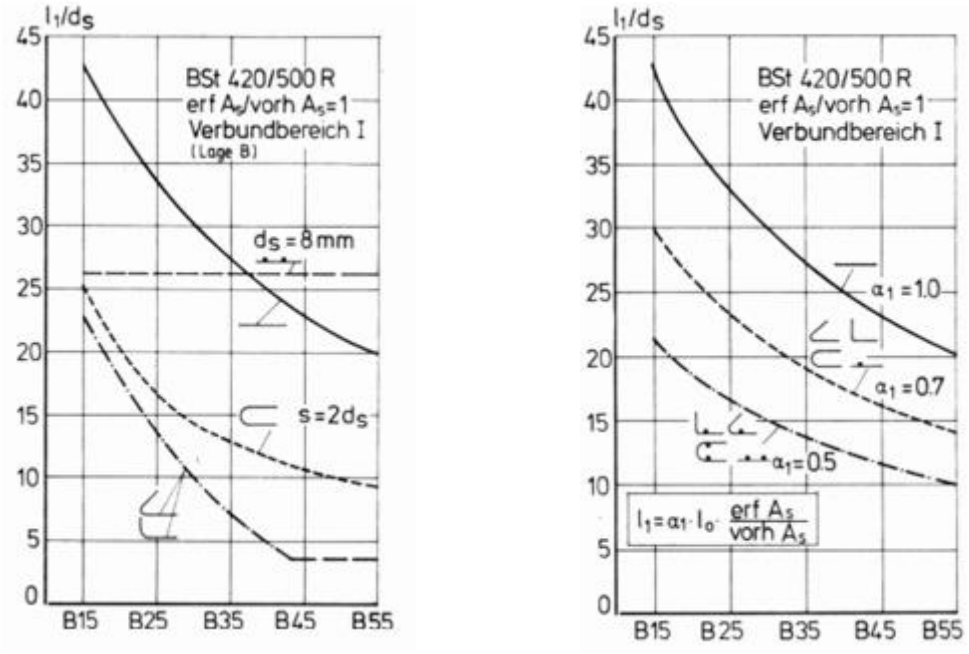



**Bild 2.37:** Verankerungslängen nach *DIN 1045 1972 und 1978* (Quelle: *Heft 300*)

Wie bereits ausgeführt, blieben die in den späteren 1970-er Jahren ausgearbeiteten Bewehrungsregeln für gerippte Stähle in Bezug auf den Verbund und die Verankerung in den nachfolgenden Normen und sonstigen Regelwerken mit Ausnahme der Bezeichnungen und der Umorientierung auf das semi-probabilistische Sicherheitskonzept bis heute weitgehend unverändert gültig, *vgl. BK 2015-1-II*.

Deutliche Änderungen gab es dagegen bei den Verbundbedingungen, die erstmals in *DAfStb 1954* eingeführt und in den Normen ab 1972 modifiziert fortgeführt wurden, sowie im Ansatz der Verbundspannungen, die ebenfalls im Lauf der Jahre in Abhängigkeit zu den Betoneigenschaften deutlich verändert wurden, vgl. Kap. 2.2.6.

### 2.5.5 Der Einfluss der bezogenen Rippenfläche $f_R$

Durch eine Veränderung der bezogenen Rippenfläche werden u.a. nach *DAfStb 609* Verbundsteifigkeit, Durchbiegung, Rissbildung, Rotationsfähigkeit und Spaltvermögen beeinflusst. Bei kurzen Verankerungslängen besitzt die bezogene Rippenfläche ebenfalls Einfluss auf die Tragfähigkeit.

Mit zunehmender bezogener Rippenfläche $f_R$ steigt aufgrund einer Vergrößerung der Rippenhöhe *a* oder einer Verkleinerung des Rippenabstands *c* die Verbundfestigkeit an, der Verbund wird steifer und der Schlupf *s* kleiner. Während der Einfluss von $f_R$ auf die Durchbiegung nach *DAfStb 609 (Kap. 4.6.1)* vernachlässigbar ist, führt eine Vergrößerung der bezogenen Rippenfläche nach *Rehm/Martin 1968* (vgl. *DAfStb 609 Kap. 4.6.2*) zu kleineren Rissabständen und Rissbreiten. Allerdings ist der Einfluss des Stabdurchmessers nach *Noakowski 1985* deutlich stärker. Eine Reduktion der bezogenen Rippenfläche von $f_R$ = 0,10 auf $f_R$ = 0,06 führt demgemäß zu einer Verbreiterung der Risse um 18%, während eine Vergrößerung des Stabdurchmessers von 16 auf 25 mm eine Rissverbreiterung von 55% mit sich bringt.

Zum Erreichen einer günstigen Rotationsfähigkeit, welche die Umlagerungsmöglichkeit von Schnittkräften in einem Bauteil beschreibt, wird nach *DAfStb 609 (Kap. 4.6.3)* wiederum ein möglichst weicher Verbund angestrebt, der die Mitwirkung des Betons minimiert. In *Eligehausen 2000* wird jedoch festgestellt, dass sich eine Verringerung der bezogenen Rippenfläche von $f_R = 0{,}10$ auf $f_R = 0{,}04$ rechnerisch nur wenig auf die plastische Rotation auswirkt, während diese im rissnahen Bereich signifikant von den Stahleigenschaften (u.a. Stahlspannungs-Dehnungslinie, Duktilität) abhängt.

Bei Verankerungen und Übergreifungsstößen tritt das Versagen häufig durch das Abspalten der Betondeckung auf. Zur Verringerung dieses Risikos sollten nach *DAfStb 609 (Kap. 4.6.4)* Rissbildung und Sprengwirkung reduziert werden. *DAfStb 138* unterscheidet bezüglich der bezogenen Rippenfläche zwei Fälle des Scherverbundversagens, vgl. *Bilder 2.11 und 2.12*. Bei vergleichsweise großem Rippenabstand mit einer bezogenen Rippenfläche von $f_R \leq 0{,}10$, was für die in *DIN 488 1972* bis *DIN 488 2009* geregelten Rippenstähle generell zutrifft, werden die zwischen den Rippen befindlichen auskragenden Betonkonsolen nicht mehr über ihre gesamte Länge beansprucht und es kommt zu einer punktuellen keilförmigen Spaltwirkung an jeder einzelnen Rippe. In diesem Fall ergibt sich bei einer Verringerung der bezogenen Rippenfläche $f_R$ eine größere Sprengwirkung an der Einzelrippe. Sowohl eine Vergrößerung des Rippenabstands bei gleichbleibender Rippenhöhe, als auch eine Verringerung der Rippenhöhe bei gleichbleibendem Rippenabstand führen zu erhöhten Spaltkräften, da die Stabkraft über weniger Rippenfläche pro Längeneinheit in den Beton eingeleitet werden muss. Diese Erkenntnis wurde von Eligehausen in *DAfStb 301* für $0{,}075 \leq f_R \leq 0{,}12$ bestätigt. Demgemäß nahm die Sprengwirkung durch die verringerte Keilwirkung ab und die Bruchstahlspannung von Übergreifungsstößen durch die Steigerung von $f_R = 0{,}07$ auf $f_R = 0{,}12$ um 15% zu. Ergänzend stellte *Soretz 1980* anhand von Ausziehversuchen fest, dass bei einer Mindestrippenhöhe $a = 0{,}03\ d_s$ und einem Mindestrippenabstand $c = 0{,}3\ d_s$ die Sprengwirkung relativ gering ist. Dies bestätigten FE-Berechnungen in *Eligehausen 2000,* die bei gleichbleibendem $f_R$ durch gleichzeitige Verringerung von Rippenhöhe und Rippenabstand eine Reduktion der Spaltkräfte ermittelten. Letztlich besitzen nach *DAfStb 609* Werte von $0{,}05 \leq f_R \leq 0{,}10$ prinzipiell einen eher moderaten Einfluss von ≤ 20% auf die Spaltkraft und Stoßtragfähigkeit.

Um ein möglichst günstiges Verbundverhalten mit ausreichender Verbundsteifigkeit, geringen Rissbreiten und günstiger Sprengwirkung zu erhalten, ist eine bezogene Rippenfläche $f_R$ mit möglichst kleiner Rippenhöhe und kleinem Rippenabstand anzustreben. Als besonders günstig haben sich diesbezüglich die in *DIN 488 2009* tabellierten bezogenen Rippenflächen von $0{,}039 \leq f_R \leq 0{,}056$ mit sichelförmigen, schräg verlaufenden Rippen erwiesen.

Die Betonrippenstähle der 1950-er und 1960-er Jahre nach Richtlinie besaßen bezogene Rippenflächen von $f_R \geq 0{,}10$ und lagen damit deutlich über den heutigen Werten.

Mit *DIN 488 1972* wurde die bezogene Rippenfläche geändert. Die Stahlrippen der ab *DIN 1045 1972* genormten Betonrippenstähle besaßen fortan nur noch ca. 15% größere bezogene Rippenflächen als heute eingesetzte Rippenstähle. Mit dem Erscheinen von *DIN 488 1986* wurde auch dieser Unterschied eliminiert. Die dort angegebenen bezogenen Rippenflächen entsprechen den Werten der aktuell gültigen *DIN 488 2009*.

Da die bezogenen Rippenflächen der Betonstähle nach *DAfStb 1952 bis 1960* und nach DIN 488 *1972* größer waren als die heutigen Werte nach *DIN 488 2009,* bestehen bezüglich

der Verbundfestigkeit dieser älteren Rippenstähle keine Bedenken. Vorsicht ist lediglich hinsichtlich der früher deutlich größeren Abmessungen der Stähle nach *DAfStb 1952 bis 1960* mit Rippenhöhe $a \geq 0{,}05\, d_s$ und Rippenachsabstand $c_m = 0{,}7\, d_s$ ($c_l = 0{,}5\, d_s$) im Hinblick auf die nach *Soretz 1980* größere Sprengwirkung geboten. Für Nachweise im üblichen Hochbau kann jedoch auch für diese Stähle von ausreichender Tragfähigkeit ausgegangen werden.

Bezüglich der genormten Rippenstähle bleibt ergänzend anzumerken, dass u.a. nach *Leonhardt 1977* die zulässigen Verbundspannungen nach DIN 1045 auf die Gebrauchslasten bezogen wurden. Die zulässige Verbundspannung wurde derart ermittelt, dass der Schlupf *s* am unbelasteten Stabende unter Gebrauchslast nicht mehr als 0,01 mm und unter Bruchlast nicht mehr als 0,1 mm betrug, während die tatsächliche Verbundfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei größerem Schlupf deutlich höher lag. Diese Aussage ist bis heute weitgehend unverändert gültig. Deshalb ist abschließend zu konstatieren, dass die Oberflächeneigenschaften früherer Betonrippenstähle ab den 1950-er Jahren auch nach den aktuellen Bewertungskriterien im Regelfall hinsichtlich ihrer Verbundtragfähigkeit als ausreichend erachtet werden können.

Für historische Betonformstähle, die kleinere bezogene Rippenflächen besitzen, was insbesondere für ältere profilierte Stähle gilt, bietet die Schweizer Norm *SIA 269-2 2011* eine Lösung für die Berechnung der verminderten Verbundfestigkeit $f_{bd,upd}$ an, vgl. *BK 2015-1-II*.

$$f_{bd,upd} = \eta_R \cdot f_{bd} \cdot k_\phi \tag{2.42}$$

mit

$f_{bd}$ Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach *EC2 2011*, vgl. Gl.(2.14) mit $\eta = 2{,}25$

(Nach SIA 269-2 bzw. SIA 262: $f_{bd} = 2{,}0 \cdot f_{ctk;0,05}/\gamma_c$)

$$\eta_R = (0{,}55 + 8 \cdot f_{R,upd}) \leq 1 \tag{2.43}$$

$f_{R,upd}$ bezogene Rippenfläche $f_R$ des älteren Rippenstahls (vgl. Gl. (2.3)).

$$k_\phi = (0{,}5 + \phi / 60) \leq 1 \text{ mit } \phi \text{ [mm]} \tag{2.44}$$

Der Faktor $k_\phi$ stammt nach *Zwicky 2015* aus Untersuchungen zu Verbundspannungen mit reduzierter Stabrippung, vgl. *Mabboux 2014***.** Demgemäß sind die Verbundfestigkeiten historischer Rippenstähle mit kleinen bezogenen Rippenflächen bei kleinerem Stabdurchmesser verhältnismäßig geringer als bei größeren Durchmessern, da die Rippenhöhe linear mit dem Durchmesser anwächst, der Einfluss der Rippenhöhe aufgrund der Spaltwirkung jedoch exponentiell ansteigt.

Für die oben beschriebenen Betonrippenstähle nach *DAfStb 1952 bis 1960* und *DIN 488 1972* trifft die Gl. (2.42) nicht zu, da diese Stähle gegenüber modernen Rippenstählen deutlich größere bezogene Rippenflächen besitzen.

### 2.5.6 Berechnung der Verankerungslänge gerippter Betonrundstähle

Wie bereits in Kap. 2.5.2 beschrieben, wurde die Verankerungslänge nach den Richtlinien *DAfStb 1952 bis 1960* pauschal festgelegt. Bei gutem Verbund mussten die Stähle unabhängig von Betongüte und Streckgrenze um 6 $d_s$ über den rechnerischen Endpunkt des Stabs oder über die Mitte des Auflagers hinaus verankert werden. Dabei war ohne Nachweis der Haftspannung mindestens 1/3 der Feldbewehrung über das Auflager zu führen und der Rest der Feldbewehrung aufzubiegen. Der Nachweis der Haftspannung war analog zum Nachweis für glatte Stähle nach Kap.2.4.7 mit Anwendung der in den Richtlinien tabellierten zulässigen Verbundspannungen zu führen.

Besondere Regeln galten für die Verankerung von Aufbiegungen ohne Endhaken. Hier waren deutlich höhere Werte für die Verankerungslänge in der Druckzone und ein Mindestwert von 20 cm vorgeschrieben. Die Werte, die für guten Verbund zwischen 10 $d_s$ und 18 $d_s$ lagen, sind in Tafel 5 von *DAfStb 1954 und 1960* in Abhängigkeit zu den Beton- und Stahlgüten tabelliert.

Für die Verankerung von Zugeinlagen, die der Deckung von Stützmomenten dienten und nicht abgebogen wurden, galten erst ab *DAfStb 1960* besondere Anforderungen. Die erhöhten Verankerungslängen, die im guten Verbundbereich zwischen 10 $d_s$ und 55 $d_s$ lagen, waren in Abhängigkeit zu den Beton- und Stahlgüten tabelliert. Darüber hinaus wurde bei Verankerung aller Zugeinlagen mit voller Zugkraft an einer Stelle, z.B. bei Kragträgern, eine Verankerung in der Druckzone gefordert, deren Länge der ebenfalls tabellierten Überdeckungslänge von Zugeinlagen entsprechen musste. Bei mindestens rechtwinkliger Abbiegung durften diese Werte um 1/3 reduziert werden. Diese Anforderungen galten auch für in der Zugzone endende Aufbiegungen.

Bei mäßigem Verbund war die Verankerungslänge ab *DAfStb 1954* zu verdoppeln.

Ab *DIN 1045 1972* wurde die Verankerungslänge für gerippte Stähle analog zu den glatten Betonstählen mit Gl. (2.38), vgl. Kap. 2.4.7, unter Berücksichtigung des verkleinerten Grundmaßes der Verankerungslänge *a* und des Hakenabzugs $a'_0$ ermittelt.

Für gerippte Betonstähle mit geraden Stabenden ergab sich gemäß Gl. (2.45) eine Verankerungslänge von

$$a_1 = a = a_0 \cdot {erf.F_e}/{vorh.F_e} = \frac{d_s \cdot \beta_s}{4 \cdot 1{,}75 \cdot zul.\tau_1} \cdot {erf.F_e}/{vorh.F_e} \geq \begin{cases} 1/3 a_0 \\ 10\ d_s \end{cases} \qquad (2.45)$$

mit

$\beta_s$ Stahlstreckgrenze (Rippenstäbe BSt 42/50 RU, RK 420 N/mm²;)

$zul.\ \tau_1$ zulässiger Rechenwert der Verbundspannung nach *DIN 1045 1972 Tab.20* (vgl. *Tab. 2-1*)

$F_e$ Fläche der erforderlichen bzw. vorhandenen Bewehrung

Die Verankerungslänge $a_1$ für gerippte Stähle mit Haken oder Winkelhaken kann analog zu den glatten Stählen mit Haken unter Berücksichtigung des für gerippte Stähle gültigen Hakenabzugs $a'_0 = 20\ d_s$ nach Gl. (2.38) berechnet werden.

Die Berechnung der Verankerungslänge $l_1$ nach *DIN 1045 1978* blieb dann für die Verankerung von gerippten Stählen mit geraden Stabenden mit Ausnahme anderer Bezeichnungen unverändert, während sich für die Verankerung von gerippten Stählen mit Haken oder Winkelhaken aufgrund des Entfalls des Hakenabzugs vieles änderte. Die Verankerungslänge $l_1$ gerippter Stähle mit Haken oder Winkelhaken kann analog zu den glatten Stählen nach Gl. (2.39) in Kap. 2.4.7 berechnet werden.

Nachdem die erforderliche Verankerungslänge in *DIN 1045 1988* unverändert blieb, änderte sich mit *DIN 1045-1 2001* die Berechnung aufgrund der Einführung des neuen semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts. Fortan wurden das Grundmaß der Verankerungslänge $l_b$ und die erforderliche Verankerungslänge $l_{b,net}$ für gerippte Betonstähle nach *DIN 488 1986* mit Gl. (2.46) berechnet.

$$l_{\mathrm{b,net}} = \alpha_{\mathrm{a}} \cdot l_{\mathrm{b}} \cdot \left(\frac{A_{\mathrm{s,erf}}}{A_{\mathrm{s,vorh}}}\right) \geq l_{\mathrm{b,min}} \tag{2.46}$$

mit

$\alpha_{\mathrm{a}}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der Verankerungsarten nach *DIN 1045-1 2001 Tab.26*:

gerade Stäbe $\alpha_{\mathrm{a}} = 1{,}0$

gekrümmte Zugstäbe mit Haken, Winkelhaken Schlaufen $\alpha_{\mathrm{a}} = 0{,}7$
→ Anwendung nur, wenn seitliche Betondeckung ≥ $3\phi$ (sonst $\alpha_{\mathrm{a}} = 1{,}0$)

$l_{\mathrm{b}}$ $l_{\mathrm{b}} = \frac{d_{\mathrm{s}}}{4} \cdot \frac{f_{\mathrm{yd}}}{f_{\mathrm{bd}}}$

$f_{\mathrm{yd}}$ Bemessungswert der Stahlstreckgrenze (500/1,15 = 435 N/mm² für B500)

$f_{\mathrm{bd}}$ Bemessungswert der Verbundspannung, siehe Gl. (2.14)

$A_{\mathrm{s}}$ Fläche der erf. bzw. der vorh. Bewehrung

$l_{\mathrm{b,min}}$ Mindestverankerungslänge (Verankerungen von Zugstäben):

$$l_{\mathrm{b,min}} \geq \begin{cases} 0{,}3 \cdot \alpha_{\mathrm{a}} \cdot l_{\mathrm{b}} \\ 10 d_{\mathrm{s}} \end{cases}$$

Nachdem sowohl Bemessung als auch Bezeichnungen in *DIN 1045-1 2008* unverändert blieben, wurde die Berechnung in *EC2 2011* ebenfalls weitgehend übernommen. Es wurden lediglich die Bezeichnungen geändert und die Beiwerte angepasst. Unter Berücksichtigung des Bemessungswertes der Verbundspannungen für gerippte Betonstähle gemäß Kap. 2.2.6 Gl. (2.14) kann der Bemessungswert der Verankerungslänge $l_{bd}$ von gerippten Stählen mit Gl. (2.47) wie folgt berechnet werden.

$$l_{\mathrm{bd}} = \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{\mathrm{b,rqd}} \geq l_{\mathrm{b,min}} \tag{2.47}$$

mit

$\alpha_i$ Beiwerte nach *EC2 2011 Tabelle 8.2*:

$\alpha_1$ Verankerungsart unter Annahme ausreichender Betondeckung:
gerade Stäbe $\alpha_1 = 1{,}0$
Zugstäbe mit Haken $\alpha_1 = 0{,}7 \rightarrow$ nur, wenn $c_d \geq 3\phi$ (sonst $\alpha_1 = 1{,}0$)

mit $c_d$ gemäß *Bild 2.38*

Hinweis: bei Schlaufenverankerungen mit $c_d \geq 3\phi$ und bei Biegerollendurchmessern $D \geq 15\phi$ darf $\alpha_1 = 0{,}5$ angesetzt werden!

$\alpha_3$ eine Querbewehrung (nicht angeschweißt) nur bei Zugstäben:

$\alpha_3 = 1\text{-}K\lambda$ mit $0{,}7 \leq \alpha_3 \leq 1{,}0$ und $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$ und $K$ gemäß *Bild 2.39*

$\Sigma A_{st}$ Querschnittsfläche Querbewehrung innerhalb $l_{bd}$

$\Sigma A_{st,min}$ Querschnittsfläche Mindestbewehrung

(Balken $\Sigma A_{st,min} = 0{,}25\ A_s$; Platten $\Sigma A_{st,min} = 0$)

$A_s$ Querschnittsfläche des zu verankernden Stabs

$\alpha_4$ eine angeschweißte Querbewehrung innerhalb $l_{bd}$: $\alpha_4 = 0{,}7$

$\alpha_5$ einen Druck quer zur Spaltzug-Riss-Ebene innerhalb $l_{bd}$ nur bei Zugstäben:

$\alpha_5 = 1\text{-}0{,}04p$ mit $0{,}7 \leq \alpha_5 \leq 1{,}0$ und $p =$ Querdruck [N/mm²] im GZT innerhalb $l_{bd}$

Hinweise zu $\alpha_5$: bei direkter Lagerung $\alpha_5 = 2/3$

Betondeckung, allseitig bewehrt, c ≥ $10\phi$ : $\alpha_5 = 2/3$
(nicht für Ü-Stöße mit s ≤ $10\phi$)

Querzug rechtwinklig zur Bewehrungsebene $\alpha_5 = 1{,}5$
(ohne Rissbreitenbegrenzung GZG $w_k \leq 0{,}2$ mm)

$$l_{b,rqd} = \left(\phi/4\right) \cdot \left(f_{yd}/f_{bd}\right) \cdot A_{s,erf}/A_{s,vorh}$$

$f_{yd}$ Bemessungswert der Stahlstreckgrenze (B500: 500/1,15 = 435 N/mm²)

$f_{bd}$ Bemessungswert der Verbundspannung, siehe Gl. (2.14)

$A_s$ Fläche der erf. bzw. der vorh. Bewehrung

$l_{b,min}$ Mindestverankerungslänge (Verankerungen unter Zug):

$$l_{b,min} \begin{cases} \geq 0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_4 \cdot l_{b,rqd}\ (mit\ A_{s,erf}/A_{s,vorh} = 1{,}0) \\ \geq 10 d_s \end{cases}$$

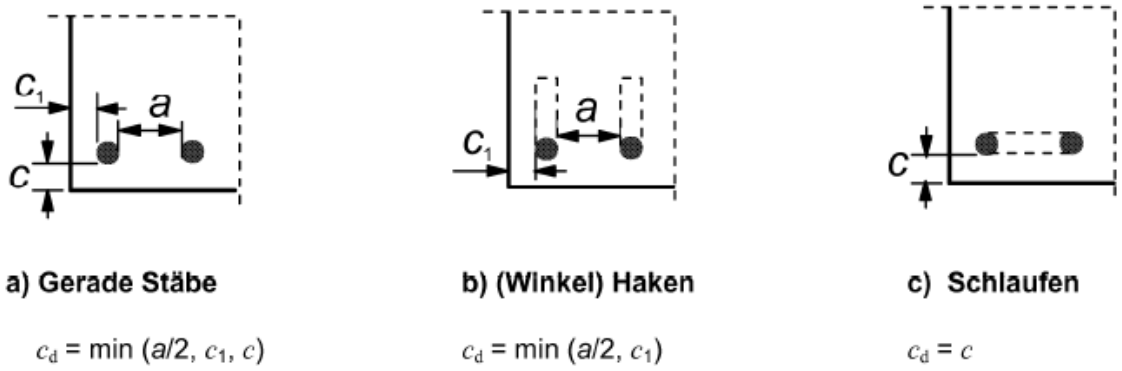
Nach *Fingerloos 2012* wird in *EC 2011* ohne Anwendung des nationalen Anhangs (NA) mit $\alpha_2$ ein Beiwert zur Berücksichtigung einer gegenüber dem Mindestwert für die Verbundsicherung erhöhten Betondeckung definiert:

gerade Stäbe $\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot (c_d - \phi)/\phi \geq 0{,}7$

abgebogene Stäbe $\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot (c_d - 3\phi)/\phi \geq 0{,}7$

Gemäß NA des *EC2 2011* ist $\alpha_2$ in Deutschland in der Regel mit 1,0 anzusetzen und daher in Gl. (2.47) nicht enthalten. Dies wird damit begründet, dass eine Reduktion der Verankerungslänge unter Berücksichtigung großer Stababstände nur gerechtfertigt ist, wenn es zu einem Spaltversagen mit Abplatzen der Betondeckung kommt. Im Verankerungsbereich von Auflagern tritt jedoch neben dem Spaltversagen mit Abplatzen der Betondeckung im Gegensatz zu den Übergreifungsstößen auch das Ausziehversagen auf, vgl. *Bild 2.11*, welches durch den

Stababstand kaum beeinflusst wird. Die Festlegung der Verbundspannungen erfolgte gleichzeitig für beide Versagensarten, weshalb die Reduktion der Verankerungslänge nicht für jeden Einzelfall gerechtfertigt ist.

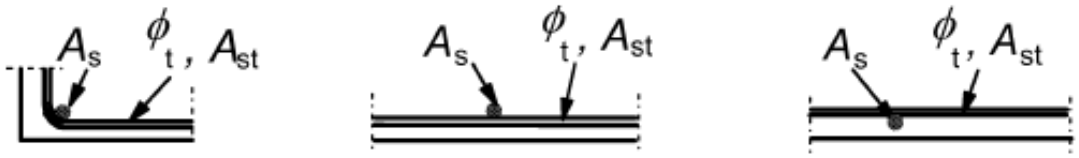



**a) Gerade Stäbe** — $c_d = \min(a/2, c_1, c)$

**b) (Winkel) Haken** — $c_d = \min(a/2, c_1)$

**c) Schlaufen** — $c_d = c$

**Bild 2.38**: Werte $c_d$ für Balken und Platten nach *EC2 2011*




$K = 0{,}1$ $\quad$ $K = 0{,}05$ $\quad$ $K = 0$

**Bild 2.39:** Werte *K* für Balken und Platten nach *EC2 2011*

## 2.6 Tragverhalten von Übergreifungsstößen mit glatten Betonstählen

### 2.6.1 Tragkraft von Übergreifungsstößen mit Glattstählen nach *DAfStb 14*

Kurz vor dem ersten Weltkrieg wurde unter Leitung von Scheit und Wawrziniok eine sehr umfangreiche Versuchsreihe in der königlich sächsischen mechanisch-technischen Versuchsanstalt zu Dresden durchgeführt, deren Ergebnisse in *DAfStb 14* niedergeschrieben wurden. Ziel der Untersuchungen war, die Widerstandsfähigkeit bzw. Tragfähigkeit von Stoßverbindungen von Eiseneinlagen mit geraden Stabenden und mit an den Enden hakenförmig umgebogenen Eiseneinlagen zu ermitteln. Dabei sollte mittels sogenannter Vier-Punkt-Biegeversuche an Eisenbetonbalken mit einem Querschnitt von 30x30 cm für beide Anwendungsfälle - mit und ohne Haken - diejenige Überdeckungslänge der Stoßverbindung ermittelt werden, die dieselbe Tragfähigkeit besitzt, wie eine durchgehende gleichgroße Eiseneinlage.

Im ersten Schritt wurden die Stoßverbindungen mit den geraden Eiseneinlagen aus Siemens-Martin-Flusseisen (Güteklasse St 37) anhand von drei unterschiedlichen Versuchsreihen in größeren zeitlichen Abständen untersucht.

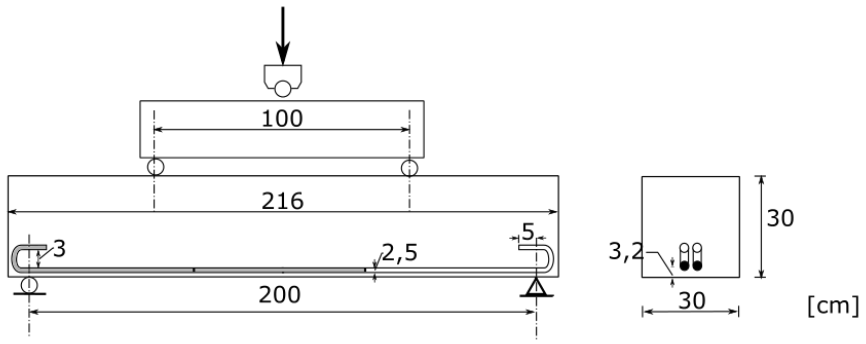



**Bild 2.40:** 1. Versuchsaufbau (4-Punkt-Biegeversuch) aus *DAfStb 14*
Überdeckungsstöße mit geraden Stabenden und Haken (Biegerolle $D \approx 1{,}2\phi$)

Die ersten 15 Stahlbetonbalken mit einer Stützweite von 2,0 m, vgl. *Bild 2.40*, deren Beton einen Wasserzusatz von 12% und eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 82 kg/cm² besaß, erhielten jeweils eine mittig angeordnete untere Bewehrung aus in Längsrichtung ebenfalls mittig gestoßenen Rundeisen $\phi = 25$ mm. Die Überdeckungslängen der Stöße variierten von 25 cm über 50 cm bis zu 75 cm. Dabei stellte sich heraus, dass keine der Stoßverbindungen der nach 45 Tagen geprüften Balken die rechnerisch ermittelte Tragfähigkeit einer durchgehenden Stahleinlage besaß und alle Stöße vor Erreichen der Fließgrenze der Stahleinlage versagten.

Daraufhin wiederholte man die gesamte Versuchsreihe mit gleichen Abmessungen und Bewehrungen und untersuchte ergänzend zusätzliche Probekörper mit Überdeckungslängen von 125, 150, 175 und 200 cm sowie Referenzbalken mit durchgehender unterer Bewehrung. Des Weiteren verbesserte man bei dieser zweiten Versuchsreihe die Betongüte deutlich. Gegenüber den 12% der ersten Versuchsreihe wurde bei dieser Reihe ein Wasserzusatz von nur noch 9% vorgesehen und die mittlere Würfeldruckfestigkeit stellte man später mit 151 kg/cm² fest. Bei Ausführung dieser zweiten Versuchsreihe mit insgesamt 27 Probekörpern zeigte sich jedoch, dass bei den Balken mit Stoßverbindungen von 100 cm und bei denen mit durchgehender Bewehrung der Bruch nicht an den Stellen der ersten Risse auftrat, sondern dass die

Biegebalken durch die Endhaken an den Auflagern in Längsrichtung aufgesprengt wurden. Dies war nach *DAfStb 14* einerseits eine Folge der Hakenwirkung der mit sehr kleinen Biegerollendurchmessern von $D = 1{,}2\phi$ gebogenen Haken und andererseits durch die zu geringe Einbettungslänge der Eisen außerhalb des Stoßes bedingt.

Infolge dessen musste eine dritte Versuchsreihe mit 3,25 m langen Balken und deutlich größeren Stützweiten von 3,0 m bei ansonsten unveränderten Balkenabmessungen und Bewehrungsgraden durchgeführt werden, vgl. *Bild 2.41*. Dieses Mal wurden neun Probekörper aus Beton mit einem Wasserszusatz von 8% und einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von 269 kg/cm² hergestellt. Als Endhaken wurden in dieser Versuchsreihe durchgängig Rundhaken nach Considere, vgl. *Mörsch 1920*, mit größerem Biegerollendurchmesser *D* eingesetzt. Die Überdeckung der Rundstahlstöße $\phi = 25$ mm betrug nun bei je drei Balken 125 cm und 150 cm, während auch dieses Mal drei Balken als Referenzbalken mit durchgehender unterer Bewehrung hergestellt wurden.

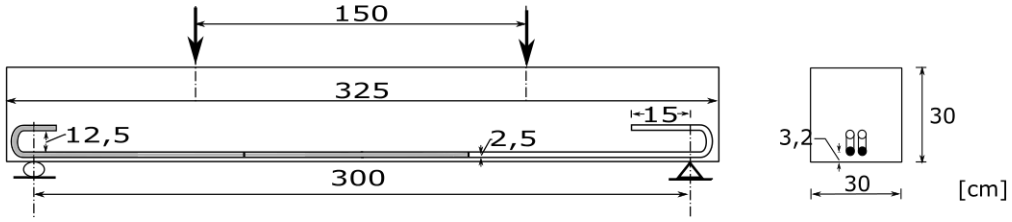



**Bild 2.41:** 2. Versuchsaufbau 4-Punkt-Biegeversuch aus *DAfStb 14* (*Scheit/Wawrziniok)*
Überdeckungsstöße mit geraden Stabenden und vergrößerten Endhaken nach Considere (Rundhaken mit Biegerolle $D = 5\phi$)

Aus den Ergebnissen dieser drei Versuchsreihen an Stoßverbindungen mit geraden Stabenden folgerten Scheit und Wawrziniok, dass

- sowohl die Festigkeit des Betons als auch der Gleitwiderstand der Eisen durch Minderung des Wasserzusatzes eine erhebliche Steigerung erfahren (vgl. *Bach 1905*).
- der Gleitwiderstand der Eiseneinlagen je Längeneinheit mit zunehmender Einbettungslänge abnimmt (vgl. *Bach 1905*).
- bei einem Beton entsprechend der dritten Versuchsreihe mit einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von 269 kg/cm² (in der Versuchsreihe erzielt mit einem Wasserzusatz von 8%) eine Stoßverbindung von 125 cm Überdeckungslänge bei geraden, nicht umgebogenen Enden ausreicht, eine durchgehende, gleich große Rundstahlbewehrung $\phi = 25$ mm aus Handelsstahl St 37 zu ersetzen.
- die Anwendung von Stoßverbindungen mit geraden Stabenden aufgrund der großen Abhängigkeit von Wasserzusatz und Art der Betonbereitung nicht empfohlen werden kann.

Aus heutiger Sicht ist zu ergänzen, dass die seinerzeit ermittelte Überdeckungslänge von 125 cm einer Überdeckung von nur $50\phi$ bei der Verwendung glatter Stähle *ohne* Verankerungselemente entspricht. Dies war vor dem Hintergrund, dass in *DIN 1045 1925* später bei

Rundstählen *mit* Rundhaken eine pauschale Überdeckung von 40$\phi$ gefordert wurde, ein beachtlicher Wert. Allerdings erfolgte in *DIN 1045 1925*, trotz der bekannten Abhängigkeit, die Angabe der geforderten Überdeckungslänge ohne Berücksichtigung unterschiedlicher Betonqualitäten, da diese in der Pionierzeit des Betonbaus auf der Baustelle nicht zuverlässig herzustellen war. Diese Sicherheitsbedenken waren aus heutiger Sicht aufgrund der Gefahr des plötzlichen Versagens durch das Herausziehen der glatten Bewehrung mit geraden Enden mehr als berechtigt.

An die drei vorbeschriebenen Versuchsreihen anschließend wurden analog zu den ersten Versuchsreihen anhand von weiteren 75 Stahlbetonbalken mit einem Querschnitt von 30x30 cm und einer Länge von 216 cm Stoßverbindungen mit an den Enden hakenförmig umgebogenen Eiseneinlagen aus Siemens-Martin-Flusseisen (Güteklasse St 37) mittels Vier-Punkt-Biegeversuchen mit einer Stützweite von *l* = 2,0 m untersucht, vgl. *Bild 2.40*.

Bei diesen Stoßverbindungen, die mit zwei Ausnahmen Rundhaken nach Considere (vgl. *Bild 2.2*) mit einem Biegerollendurchmesser $D = 5\phi$ besaßen, wurden jedoch, im Gegensatz zu den Versuchsreihen mit den geraden Stabenden, zwei verschiedene Eisendurchmesser und diverse Bewehrungsanordnungen kombiniert, vgl. *Bild 2.42*.

Die 75 Probekörper wurden aus Beton mit einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von 280 kg/cm² hergestellt und wieder im Alter von 45 Tagen geprüft. Auch dieses Mal wurden die Traglasten bei Erstrissbildung, der Verlauf und die Ausbreitung der Risse, die Bruchbelastung und die Durchbiegung in der Mitte der Balken ermittelt. Die Bewehrung besaß nach *DAfStb 14* für die Rundeisen $\phi$ = 25 mm eine Streckgrenze (Fließgrenze) von 2660 kg/cm² und für die Rundeisen $\phi$ = 18 mm eine Streckgrenze von 3070 kg/cm².

Aus den Ergebnissen dieser vierten Versuchsreihe von Stoßverbindungen mit hakenförmig gebogenen Stabenden folgerten Scheit und Wawrziniok, dass

- bei einer Überdeckungslänge von 25 cm in den meisten Fällen bei den Balken nach *Bild 2.42 Nr. 1-5 (links)* nicht die volle Tragfähigkeit, sondern nur ca. 90% der Tragfähigkeit der durchgehenden Eiseneinlage erreicht wurde. Diese Stöße waren dagegen mit Überdeckungen von 50 cm und mehr voll tragfähig. Es kann also festgestellt werden, dass mit einer Stoßüberdeckung zwischen 10$\phi$ und 20$\phi$ in dieser Konstellation bei einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von 280 kg/cm² die volle Tragfähigkeit erreicht wurde.

- die teilweise mit Bindedraht umwickelten Stahleinlagen genauso tragfähig sind, wie nicht umwickelte Stöße. Die für die Lagesicherheit der Bewehrung wichtige Umwicklung ist also nicht schädlich für die Tragkraft der Zugverbindung.

- die Stoßverbindungen nach *Bild 2.42 Nr. 6+7 (rechts oben)* selbst bei 75 cm Überdeckung nicht voll tragfähig waren und die sehr ungünstigen Stöße gemäß *Bild 2.42 Nr.8+9 (rechts Mitte)* ebenfalls nicht. Ihre Tragfähigkeit betrug nur ca. 50% der durchgehenden Bewehrung, die mit dem Versuchskörper *Bild 2.42, Nr.10 (rechts unten)* ermittelt wurde.

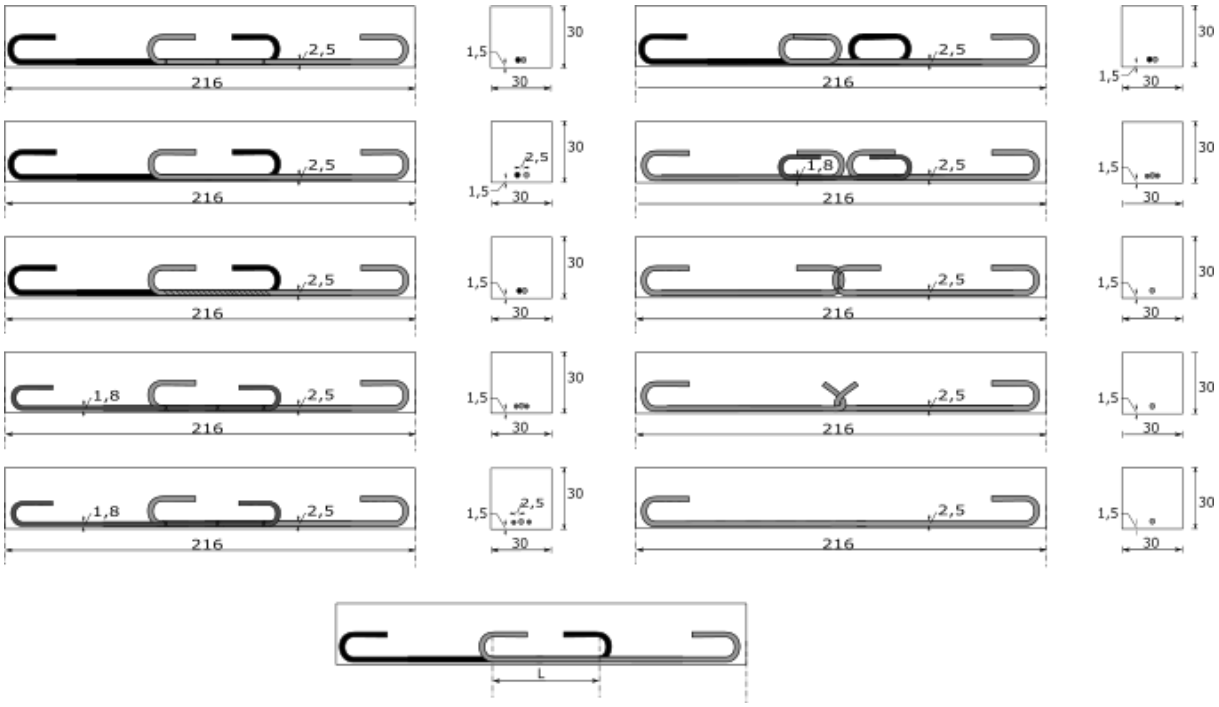



**Bild 2.42:** Versuchskörper mit hakenförmig gebogenen Stabenden nach *DAfStb 14*

Die Körper Nr. 1-5 (links v. o. nach u.) und 6-7 (rechts v. o.) wurden mit 25, 50 und 75 cm Überdeckungslänge je 3x hergestellt, die Körper Nr. 8-10 (rechts m. + u.) je 3x. Zusätzlich 3 unbewehrte Probekörper ohne Darstellung

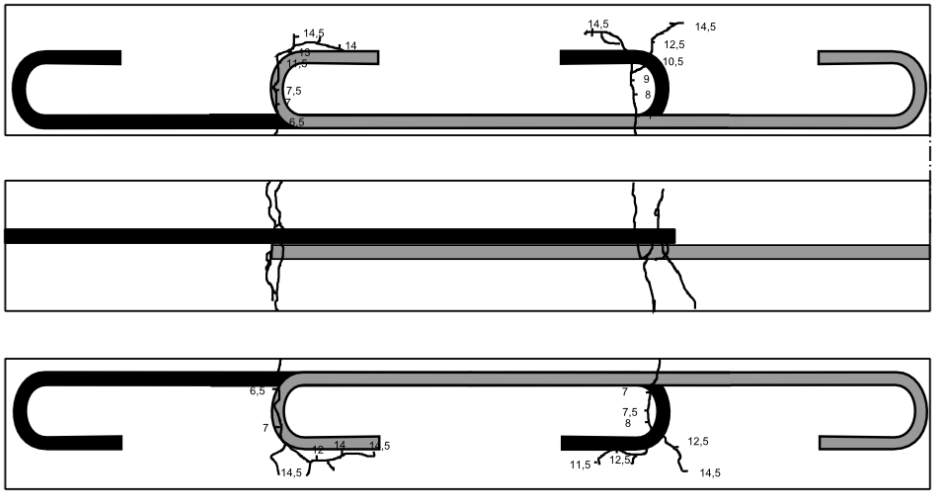


**Bild 2.43:** Versuchskörper mit hakenförmig gebogenen Stabenden nach *DAfStb 14*
Typisches Bruchbild eines Versuchskörpers nach dem Versagen

Die seinerzeit ermittelten sehr günstigen Überdeckungslängen zwischen 25 und 50 cm (10$\phi$ bis 20$\phi$) waren auf die für damalige Verhältnisse sehr hochwertige Betonqualität zurückzuführen. Während der Versuchsbeton nach 45 Tagen eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 280 kg/cm² (vermutlich an damals üblichen Würfeln mit 30 cm Kantenlänge festgestellt) besaß, waren zum Vergleich gemäß *DBV 2008* nach *DIN 1045 1925* an Würfeln mit 20 cm Kantenlänge nach 28 Tagen mittlere Betondruckfestigkeiten von nur 100 bis 180 kg/cm² gefordert.

Vor diesem Hintergrund relativieren sich die kurzen Übergreifungslängen und es ist nachvollziehbar, dass in *DIN 1045 1925* später bei Rundstählen mit Endhaken ohne erhöhte Anforderungen an die Betonqualität eine Überdeckung von $40\phi$ gefordert wurde.

Bei Betrachtung der Rissbilder in *Bild 2.43* ist im Übrigen eine Analogie zu den Rissbildern der später in den Kap. 3 und 4 kommentierten eigenen Versuche festzustellen. Der breite Riss quer zur Bewehrung, der in der Regel das Versagen des Systems einleitet, befindet sich unmittelbar an den beiden Stoßenden und verläuft entlang dem Haken oder kreuzt diesen und verläuft zwischen Hakenkreismittelpunkt und Hakenende.

Zu beachten ist, dass, ähnlich zu *Bach 1911*, für die Versuche hohe seitliche Betondeckungen gewählt wurden. Im vorliegenden Fall betrugen die seitlichen Betondeckungen der 25 mm dicken Rundstähle mindestens 11 cm und waren damit deutlich größer als $4\phi$. In der Baupraxis wurden jedoch im Regelfall deutlich niedrigere seitliche Betondeckungen ausgeführt, da hierzu keine gesonderten Regeln vorhanden waren.

### 2.6.2 Das Tragverhalten von Glattstahl-Übergreifungsstößen mit Haken

Mit Ausnahme der vorgestellten Versuche von Scheit sind keine weiteren Untersuchungen zu Übergreifungsstößen von glatten Betonstählen mit Endhaken bekannt. Das Tragverhalten derartiger Stöße lässt sich jedoch unmittelbar von dem Tragmodell der in Kap. 2.4 behandelten Verankerung glatter Betonstähle ableiten.

Wie dort ausführlich beschrieben, werden im Gebrauchslastzustand die Zugkräfte vom Glattstahl sowohl über Reibung auf der geraden Vorlänge als auch über den Haken nach dem Prinzip der Seilreibung in den Beton eingeleitet. Die Verteilung erfolgt in Abhängigkeit zur Einwirkung und zum damit einhergehenden Schlupf *s*. Anfangs genügt der Haftverbund, bevor unmittelbar daran anschließend der Reibungsverbund auf der geraden Vorlänge wirkt. Mit zunehmender Einwirkung nimmt der Schlupf zu und die neuen Lastanteile verlagern sich in den Haken, bis dieser gleitet und die Klemmwirkung des geraden Endes sein Herausziehen verhindert. Welcher Lastanteil dabei auf die gerade Vorlänge entfällt, ist aufgrund der unbekannten Rauigkeit der Oberfläche und nicht planmäßig wirkenden Reibverbundkräften bei fehlendem Querdruck im Stoßbereich unsicher.

Im ungünstigsten Fall, bei ideal glatter Vorlänge, müsste der Haken die Stabzugkräfte ohne Beteiligung durch den Reibungsverbund auf der geraden Vorlänge abtragen und die Annahme einer punktuellen Verankerung mit konzentrierter Übertragung der Kräfte im Hakenbereich wäre gerechtfertigt, vgl. *Bauer 1949*.

Die Lastübertragung im Übergreifungsstoß glatter Stähle erfolgt bei dieser Annahme unter Mithilfe des umgebenden Betons über die beiden sich gegenüberliegenden Haken. Nachdem die Haken der glatten Stähle die Zuglast über Pressung und Seilreibung an den Beton abgegeben haben, erfolgt der Lastübertrag durch leicht zur Stablängsachse geneigte Drucktrajektorien im Beton. Wie *Bild 2.44* zeigt, stützen sich dabei die an den Haken angreifenden resultierenden Kräfte gegeneinander ab.

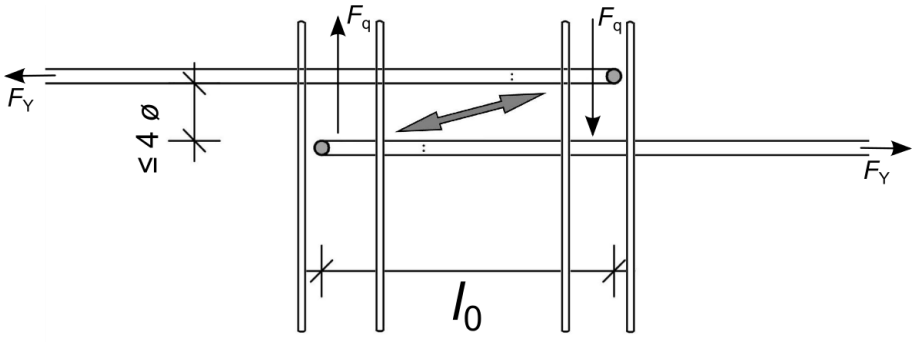



**Bild 2.44:** Lastübertragungsmodell Stoß glatter Stähle mit Endhaken ohne Beteiligung des Gleit- und Reibverbunds auf der geraden Vorlänge

Das in *Bild 2.44* dargestellte Lastübertragungsmodell gilt nur im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei sehr großem Schlupf und ideal glatter Bewehrung auf der Vorlänge. Wie u.a. die Versuche von *DAfStb 14* und *Bach 1911* belegen, ist dieser Zustand aufgrund der tatsächlichen Randbedingungen beim Einbau der Bewehrung auf der Baustelle praktisch jedoch nicht gegeben. Die eingebaute Bewehrung besitzt aufgrund vorhandener Walzhaut und Narbenbildung infolge von Korrosion, vgl. *DAfStb 138* und *Bild 2.10*, in keinem Fall eine ideal ebene Oberfläche, sodass immer Reibungsverbund auf der Vorlänge vorhanden ist.

Im realen Gebrauchslastzustand werden, unter Beteiligung des Reibungsverbunds auf der geraden Vorlänge der beiden glatten Rundstähle, die Kräfte im Bereich der Übergreifungslänge bereits zu großen Teilen abgebaut, wie auch das FE-Modell des Übergreifungsstoßes von glatten Stählen mit Haken in Kap. 5.4 belegt. Demgemäß wird die Größenordnung der Verteilung der Kräfte auf die gerade Vorlänge und den Haken durch die Einwirkung und den Schlupf bestimmt. Bei geringem Schlupf und damit geringer Einwirkung übernimmt die gerade Vorlänge größtenteils die Übertragung der Zugkräfte. Der Haken erhält dann mit steigendem Schlupf bzw. steigender Einwirkung immer mehr Last.

Vereinfacht kann die Übertragung der Kräfte über Reibungsverbund auf der geraden Vorlänge analog zum Tragverhalten gerippter Stähle als kontinuierlich wirkender Verbund über viele kleine schräge Druckstreben analog *Bild 2.52* in die Betrachtungen eingeführt werden.

Für überschlägige Berechnungen von Betonstahl BStI mit Haken wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) ein Verhältnis von 30% Lastübertragung auf der geraden Vorlänge und 70% Lastübertragung über den Haken vorgeschlagen. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) darf dieses Verhältnis vereinfacht umgekehrt werden. Im GZG überträgt der Haken weniger als 30% der Stabzugkraft, während mindestens 70% über die gerade Vorlänge übertragen werden. Diese Verhältnisse werden durch die Auswertung der im Rahmen der experimentellen Untersuchungen durchgeführten Zuggliedversuche (Haken mit $D = 5\phi$) bestätigt, vgl. Kap. 4.6 sowie die Lastübertragungsmodelle *Bilder 4.26 und 4.27*, während im Rahmen der in Kap. 5.4 durchgeführten FE-Berechnungen für glatte Stöße mit Haken ($D = 2{,}5\phi$) der Anteil der übergeleiteten Kräfte auf der geraden Vorlänge demgegenüber sogar mehr als die Hälfte der Gesamtzugkraft des Stahls beträgt.

Mit einem Lastanteil von 70% für den Haken erhält man im GZT nach *Bauer 1949*, vgl. Kap. 2.4.3 Gl. (2.25) und (2.26), für den gegenüber BStI höherwertigen Betonglattstahl BStII mit einer Fließgrenze von 340 N/mm² bei Beton B225 und einem Stabdurchmesser $d_s = 20$ mm eine erforderliche seitliche Betondeckung von $s \approx 7{,}9$ cm, was die Unsicherheiten bis Anfang

der 1970-er Jahre mit in der Regel deutlich geringer ausgeführten Betondeckungen von Hakenkonstruktionen bestätigt. Für den nach *DIN 1045 1972* einzig genormten Glattstahl BStI ergibt sich demgegenüber nach *Bauer 1949* ein deutlich günstigeres Bild. Bei Ansatz von 70% der Fließspannung von 220 N/mm² wird für obige Bedingungen nur noch eine seitliche Betondeckung von $c_1 \leq 3{,}7$ cm erforderlich. Diese liegt deutlich unter der ab 1972 normativ geforderten minimalen seitlichen Betondeckung von $c_1 \geq 3\ d_s = 6$ cm für den Ansatz der Haken bei der Berechnung von Verankerungs- und Übergreifungslängen mit Hakenabzug oder Beiwert $\alpha_1 = 0{,}7$ und bestätigt die Richtigkeit der eingeführten Regeln.

### 2.6.3 Entwicklung der Spannungen zwischen Haken von Glattstahlstößen

Direkt unter dem Haken entstehen sehr große Pressungen auf den Beton, vgl. *Bilder 2.23 und 2.24*. Da die Pressungen direkt unter den Haken sehr hoch sind, entsteht dort punktuell bzw. linienförmig ein mehrachsialer Spannungszustand mit großen Druckspannungen, die sich unter Entstehung von Querzugspannungen in den Beton verteilen. Gleichzeitig entstehen aufgrund der kreisrunden Oberfläche des einseitig in den Beton gedrückten Rundstahlhakens seitlich wirkende Abtriebskräfte, die die seitliche Betondeckung beanspruchen und zusätzliche Querzugspannungen auslösen. Da die aufnehmbare Zugfestigkeit des Betons gering ist, besteht in diesem Spannungsfeld die Gefahr, dass der Beton direkt unter dem Haken parallel zu den Hauptdruckspannungen aufreißt, den Querschnitt keilförmig aufspaltet und die seitliche Betondeckung dabei abplatzt, vgl. Bilder und Versuchsbeschreibungen in *Bach 1911*, *Bauer 1949 und Mörsch 1920 mit Bild 2.45*.

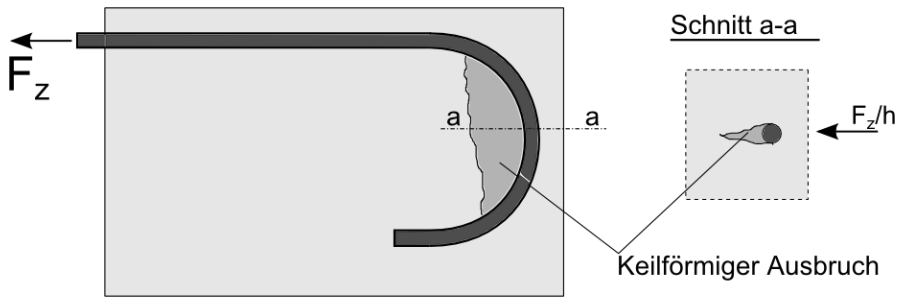



**Bild 2.45:** Keilförmiger Betonausbruch in einem Rundhaken (Quelle: Foto in *Mörsch 1920*)

Um die infolge der Pressungen unter dem Haken entstehen Reaktionsspannungen im Beton vereinfacht zu veranschaulichen, wird der Betonrundstahl im Modellquerschnitt als achteckiger Polygonzug mit gleichen Kantenlängen *a* dargestellt, vgl. *Bild 2.46*.

Die im Haken befindliche Druckkraft *D* drückt mit ihrer untersten ebenen Kontaktfläche, im *Bild 2.46* mit A gekennzeichnet, mit voller Kraft auf den Beton. Da die Pressungen direkt unter den Haken sehr hoch sind, entsteht an der vorderen Kontaktstelle ein mehrachsialer Spanungszustand mit großen Druckspannungen. Diese verteilen sich unter Annahme einer ebenen Aufstandsfläche A mit flaschenförmigem Verlauf im Beton, vgl. *DAfStb 600*. Senkrecht zu den sich verteilenden Druckspannungen entstehen gleichzeitig Zugspannungen quer zur Stabachse, die den Beton unmittelbar unter der Kontaktfläche A spalten möchten, vgl. *Bild 2.46 Nr.1.*

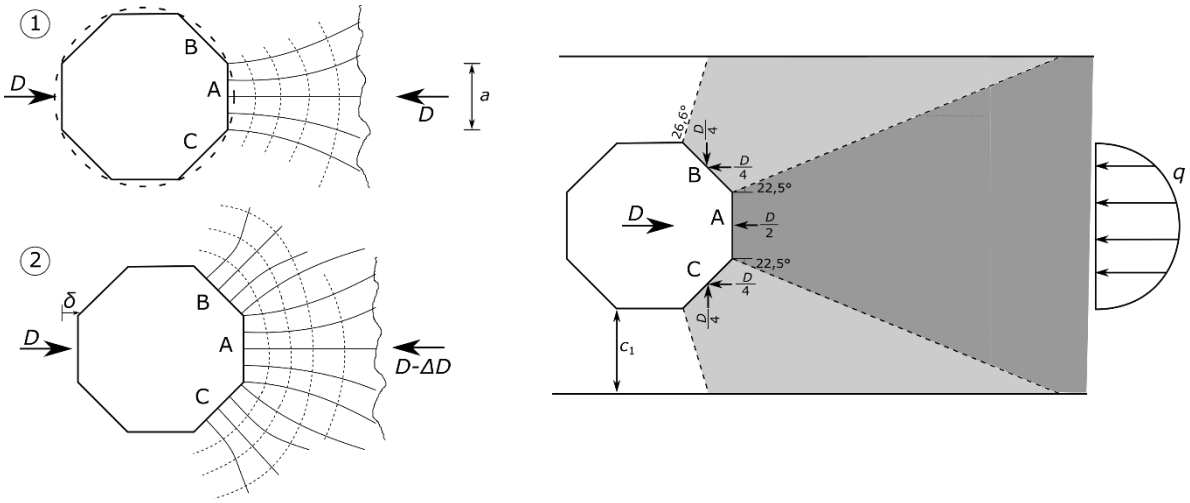



**Bild 2.46:** Querschnitt eines Glattstahlhakens vereinfacht mit achteckigem Grundriss und Druckbeanspruchung senkrecht zum Stab

Wie in *Bild 2.47* dargestellt, entsteht zwischen den beiden Kontaktflächen A der im Stoß gegenüberliegenden Haken ein Druckspannungsfeld, welches im Falle einer ausreichend großen Betondeckung als seitlich unbegrenzt gelten darf. Die erforderliche Betondeckung für ein seitlich unbegrenztes Druckspannungsfeld kann gemäß *Bild 6.25* aus *EC2 2011* mit dem lichtem Hakenabstand H zwischen zwei Haken berechnet werden, vgl. *Bild 2.47*.

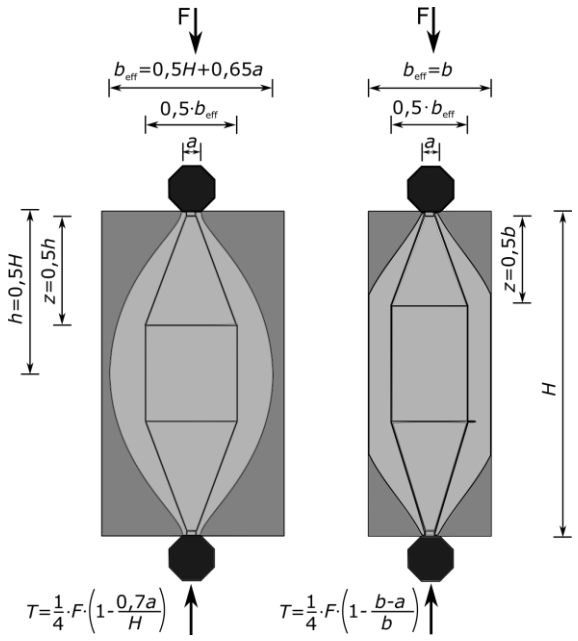



**Bild 2.47:** Spannungsfeld zwischen den Kontaktflächen A von zwei gegenüber liegenden ebenen Flächen bei konzentrierter Lasteinleitung (Quelle: *DAfStb 600*)

In Abhängigkeit von der Begrenzung kann weiter anhand der in *EC2 2011* und *DAfStb 600* angegebenen Gleichungen durch Bildung eines Stabwerkmodells mit Zug- und Druckstreben nach *Schlaich 1989* bzw. *EC2 2011 Gl. (6.58) und (6.59)* die Querzugkraft T ermittelt werden. Dabei entstehen im Diskontinuitätsbereich, vgl. *Bild 2.47*, senkrecht bzw. quer zu den Druckstreben verlaufende Zugstreben. Überschreitet diese Kraft die Höhe der aufnehmbaren Betonzugspannungen, ist endverankerte Querbewehrung (z.B. Bügel oder S-Haken) zur Aufnahme der zu hohen Querzugspannungen erforderlich.

Da der Beton unter der Kontaktfläche A des idealisierten gedrückten achteckigen Stabs unter der hohen Druckbeanspruchung gestaucht wird, übernehmen die beiden seitlich davon befindlichen Kontaktflächen B und C bei entsprechender Verformung von A anteilig ebenfalls Druckkräfte. Infolge der modellhaft unter einem Winkel von 45° zu der Krafteinwirkung verlaufenden Ebenen der Kontaktflächen B und C entstehen dabei, geometrisch bedingt, auf den beiden spiegelbildlich zur Stabachse liegenden Flächen entgegengesetzt nach außen wirkende Druckkräfte senkrecht zur einwirkenden Druckkraft. Diese Abtriebskräfte sind aufgrund der 45° Neigung der schiefen Ebene genauso groß wie die einwirkenden Druckkräfte und möchten den umgebenden Beton unter bzw. seitlich des Hakens ebenfalls spalten, vgl. *Bild 2.46*.

Die Aufteilung der Kräfte muss dabei im Verhältnis der Betonsteifigkeiten bzw. Verformungen erfolgen und kann z.B. anhand einer FE-Modellierung genauer ermittelt werden. Unter Vernachlässigung der Steifigkeitsverhältnisse kann zur Veranschaulichung, wie im *Bild 2.46* rechts dargestellt, sehr grob vereinfacht, eine über den Stabquerschnitt wirkende, „verschmierte“, annähernd parabelförmige Reaktionslast angesetzt werden. Mit diesem groben Ansatz können die anteilig wirkenden Druckkräfte überschlägig im Verhältnis zu ihrer Breite parallel zur Last aufgeteilt werden:

$$D_A \approx 0{,}5\, D \tag{2.48a}$$

$$D_{B\perp} = D_{B\parallel} = D_{C\perp} = D_{C\parallel} \approx 0{,}25\, D \quad \text{und} \quad D_{B,Res} = D_{C,Res} \approx 0{,}35\, D \tag{2.48b}$$

Die Resultierende senkrecht zu den Kontaktflächen B und C der nach außen drückenden Kräfte $D_{B,Res}$ und $D_{C,Res}$, vgl. *Bild 2.46 (dort $\Delta D/(2\cdot\sqrt{2})$)*, verteilt sich in der seitlichen Betondeckung analog zur Kraft $D_A$ als Teilflächenlast (z.B. vereinfacht nach *Fingerloos 2012* im Verhältnis 1:2 (26,56°)) und will den Beton aufgrund der enthaltenen Abtriebskomponente $D_{B\perp}$ seitlich absprengen. Um eine Überlagerung der Spannungsfelder im Beton zu vermeiden, wird der Lastverteilungswinkel innen weiter vereinfacht mit nur 22,5° angesetzt. So kann das Spannungsfeld der Kontaktfläche A getrennt von den Spannungsfeldern B und C betrachtet werden.

Während das in *Bild 2.47* dargestellte Spannungsfeld der im Übergreifungsstoß gegenüberliegenden Kontaktflächen A nach den in *Bild 2.47* niedergeschriebenen Formeln berechnet werden kann, findet sich für die von den Kontaktflächen B und C ausgehenden zusätzlichen Kräfte kein unmittelbar vorgegebener Rechenansatz. Die senkrecht nach außen wirkenden Kräfte der beiden gedrückten Kontaktflächen B und C wollen auf beiden Seiten des Hakens die seitliche Betondeckung absprengen und beanspruchen den Beton durch ihre entgegengesetzte Richtung auf Querzug, während die parallel zur Stabachse wirkenden Kräfte den Beton auf Druck beanspruchen. Dem wirken die aufnehmbaren Druck- und Zugspannungen des Betons in der zur Verfügung stehenden Fläche entgegen, vgl. *Bilder 2.46 und 2.48*.

Mit größer werdender Betondeckung $c_1$ entsteht eine größere Lastverteilungsfläche und insbesondere die infolge der Abtriebskräfte entstehenden Querzugspannungen können sich auf eine größere Fläche verteilen. Zu beachten ist, dass die Spannungen der auf beiden Seiten des Hakens entgegengesetzt angreifenden Komponenten $D_{B\perp}$ und $D_{C\perp}$ zur Herstellung des Kräftegleichgewichts durch das Spannungsfeld der gegenüberliegenden Kontaktflächen A geleitet werden, was zu einer Überlagerung mit den Zugspannungen im Spannungsfeld nach *Bild 2.47* führt und dort das Aufreißen des Betons auslösen kann, vgl. Bild 2.45.

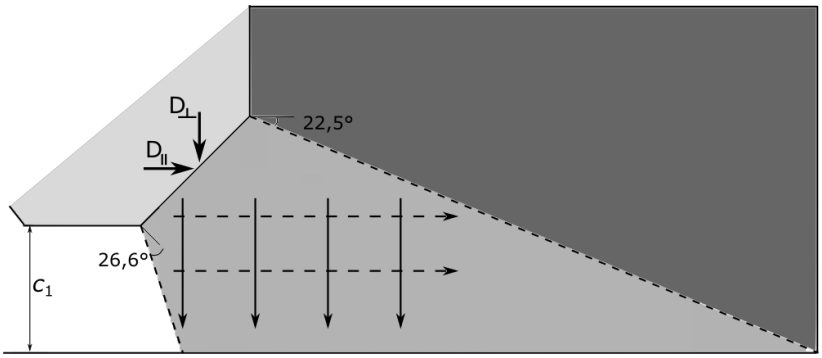



**Bild 2.48**: Spannungsfelder der unbewehrten seitlichen Betondeckung

Modellhaft kann die seitliche Betondeckung auch als auf Durchstanzen beanspruchte Platte betrachtet werden. Die vom Mittelpunkt der Kontaktfläche B bzw. C ausgehende resultierende Druckkraft *D* wird in eine senkrechte Kraft $D_\perp$ und eine parallele Kraft $D_\parallel$ aufgeteilt. Die senkrecht zur Stabachse wirkende Komponente $D_\perp$ will die seitliche Betondeckung $c_1$ analog einer Punkt- oder Linienlast (z.B. Pfeiler oder Wand) auf einer unbewehrten Betonplatte absprengen bzw. „durchstanzen“. Die seitliche Betondeckung bildet die Platte, welche die Kraft $D_\perp$ bis zur Bauteiloberfläche verteilt und deren aufnehmbare Betonzugspannungen das „Durchstanzen“ der seitlichen Betondeckung verhindern möchten. Mit anwachsender seitlicher Betondeckung $c_1$ erhält man eine größere Plattendicke und damit geringere Betonzugspannungen $f_{ct}$. Je größer die Betondeckung, desto größer die lastverteilende Druckzone $A_{cc}$ und gleichzeitig die Fläche der dem Absprengen entgegenwirkenden Betonzugspannungen. Auf der sicheren Seite liegend kann vereinfacht in Anlehnung an *EC2 2011 Kap. 12.6.3* ein Nachweis für den „Querkraftwiderstand“ der seitlichen Betondeckung anhand Gl. (2.48c) geführt werden.

$$\tau_{cp} = 1{,}5 \cdot V_{\mathrm{Ed}}/A_{\mathrm{cc}} \leq f_{\mathrm{ctd,pl}} \qquad (2.48c)$$

mit

$V_{\mathrm{Ed}}$ Querkraft $V_{\mathrm{Ed}} \leq {}^1/_2\, D_\perp$ (vereinfacht Einwirkung verteilt auf 2 Spaltflächen)

$A_{\mathrm{cc}}$ Druckzonenfläche mit $A_{\mathrm{cc}} = (c_1 + \phi/4) \cdot b_{\mathrm{w}}$ mit $b_{\mathrm{w}} = D_{min} + 2\phi + c + c_1/2$

Damit ergibt sich für einen Glattstahlhaken BStI mit $D_{\mathrm{min}} = 2{,}5\phi$ bei Ausnutzung der Streckgrenze $f_{yd}$ = 191,3 N/mm² und 70% der einwirkenden Zuglast im Haken (vgl. Bild 4.27) im GZT mit $D_\perp = 0{,}25 \cdot D = 0{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot f_{yd} \cdot \phi^2 \cdot \pi/4$, Betondeckung $c = \phi$ und seitlicher Betondeckung $c_1 \approx 3\phi$ eine benötigte Betonfestigkeitsklasse C25/30 ($f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \cdot f_{ctk;0,05}/\gamma_c$).

Aufgrund der vielfachen starken Vereinfachungen gelten die vorgestellten Näherungsgleichungen und Bemessungsannahmen nur qualitativ und dienen lediglich der modellhaften Darstellung und Veranschaulichung des Problems. Im Bedarfsfall sind die Rechenannahmen z.B. durch zutreffende FE-Modellierungen zu konkretisieren und durch Versuche zu bestätigen.

Infolge der vorbeschriebenen Zusammenhänge kann das Abplatzen der seitlichen Betondeckung für Verankerungen und Übergreifungsstöße durch die Wahl einer ausreichend großen seitlichen Betondeckung $c_1$ entscheidend beeinflusst werden.

Wie *DAfStb 300* berichtet, wurde anhand von Versuchen, vgl. u.a. *DAfStb 226*, für Verankerungen und Stöße von glatten und gerippten Stählen mit Haken zur Vermeidung von Betonabplatzungen eine erforderliche seitliche Betondeckung von $c_1 \geq 3\phi$ ermittelt.

Eine zu geringe seitliche Betondeckung kann durch die Neigung der Krümmungsebene ins Bauteilinnere vergrößert werden. Alternativ können zu hohe Querzugspannungen durch entgegen gerichtete Querdruckkräfte auf den Querschnitt, z.B. durch Aufbringen einer Vorspannkraft oder durch Einwirkung einer direkten Last, z.B. im Auflagerbereich, überdrückt werden.

Dies sind jedoch Sonderlösungen, die bei kombinierten Übergreifungsstößen kaum zur Ausführung gelangen werden. Übergreifungsstöße liegen in der Regel im Feldbereich und das aufwändige Aufbringen einer Vorspannung wird zu ertüchtigenden Verankerungen oder Stößen im Bestand vorbehalten sein.

Für kombinierte Übergreifungsstöße kommt deshalb bei zu geringer seitlicher Betondeckung vielmehr eine enge Verbügelung des Krümmungsbereichs in Frage. Nach *DAfStb 300* kann das Absprengen der Betondeckung bei zu geringer seitlicher Betondeckung durch eine enge Verbügelung im Krümmungsbereich mit einem Bügelabstand von ungefähr 5 cm vermieden werden. Dazu kann die quer gerichtete Kraft bei den üblichen Krümmungen zu etwa ¼ der am Krümmungsbeginn wirkenden Stabzugkraft angesetzt werden.

### 2.6.4 Berechnung der Übergreifungslänge von Glattstahlstößen mit Haken

Die für glatte Betonstähle BStI (BSt 22/34) mit Haken gültigen historischen Bemessungsregeln bis einschließlich *DIN 1045 1978* sind in *Tab. 2-2* zusammengestellt. Neben der Berechnung der Übergreifungslänge sind dort auch die maximalen Stoßanteile in einem Schnitt aufgeführt.

Ergänzend zu üblichem Handelseisen St 37, später BStI, wurde in den frühen Jahren des Stahlbetonbaus ab *DIN 1045 1925* hochwertiger Stahl St 48 und ab *DIN 1045 1932* Stahl St 52 verwendet, vgl. Kap. 2.3.2. Für Stähle St 52 wurde ab 1932 für Übergreifungsstöße eine erhöhte pauschale Überdeckungslänge von 50 $d_s$ gefordert.

Mit Erscheinen von *DIN 1045 1943* wurde neben Stahl BStI statt des hochwertigen Stahls St 52 glatter Stahl BStII eingeführt. Die Übergreifungslänge $\alpha_2$ wurde seinerzeit mit den Formeln nach *Tab. 2-2* u.a. in Abhängigkeit zu den ebenfalls in der Norm tabellierten zulässigen Spannungen $\sigma_{e,zul}$ ermittelt. Für hochwertigere Stähle BSt II war $\sigma_{e,\,zul}$ = 2000 kg/cm² in Platten und $\sigma_{e,zul}$ = 1800 kg/cm² anzusetzen. Mindestlängen für die Übergreifung waren nicht geregelt.

Ab *DIN 1045 1972* wurde die erforderliche Übergreifungslänge $l_ü$ in Abhängigkeit von der Verankerungslänge $a_1$ mit einem Multiplikator $k$ für Stöße unter Berücksichtigung von Stoßanteil sowie Rand- und Achsabstand berechnet und es waren die in *Tab. 2-2* aufgeführten Mindestlängen einzuhalten. Als Glattstabstahl war ab 1972 nur noch BSt 22/34 (IG) genormt. Die Berechnung der erforderlichen Verankerungslänge ist in Kap.2.4.7 ausführlich beschrieben.

Dies änderte sich in *DIN 1045 1978* mit Ausnahme der zulässigen Stoßanteile für Glattstahl nicht, vgl. *Tab. 2-2*. Die erforderliche Übergreifungslänge $l_ü$ wurde in Abhängigkeit von der Verankerungslänge $l_1$ mit einem Beiwert $\alpha_ü$ für Stöße in Abhängigkeit vom Stoßanteil unter Berücksichtigung der Stababstände bei gleichbleibenden Mindestlängen ermittelt.

Während ab *DIN 1045 1988* in Deutschland für glatte Stähle keine Bewehrungsregeln mehr enthalten waren, wurde im benachbarten Europa weiterhin Glattstahl verwendet. Anhand der in *ENV 1992 1991* angegebenen Formeln kann die erforderliche Übergreifungslänge für Stöße von Zugstäben aus Glattstahl mit Haken nach Gl. (2.49) berechnet werden.

$$l_s = l_{b,net} \cdot \alpha_1 \geq l_{s,min} \tag{2.49}$$

mit

$l_{b,net}$ Verankerungslänge nach Gl. (2.40)

$\alpha_1$ Beiwert: $\alpha_1$ = 1,0 bei Stoßanteil ≤ 30% und $a \geq 10\phi$ bzw. $b \geq 5\phi$
$\alpha_1$ = 1,4 bei Stoßanteil > 30% oder $a < 10\phi$ oder $b < 5\phi$
$\alpha_1$ = 2,0 bei Stoßanteil > 30% und $a < 10\phi$ und $b < 5\phi$

$l_{s,min}$ ≥ 0,3 · $\alpha_a$ · $\alpha_1$ · $l_b \geq 15\phi$ oder 200 mm mit $\alpha_a$ und $l_b$ nach Gl. (2.40)

Diese Regeln, die auch für gerippte Stähle galten, waren deutlich abweichend zu den Regeln nach *DIN 1045 1988* bzw. *DIN 1045 1978*. Europaweit wurde 1991, ebenso wie heute, nicht unterschieden zwischen dicken und dünnen Stabdurchmessern und die Beiwerte $\alpha_1$ waren ebenfalls nicht mit den deutschen Anforderungen vergleichbar, vgl. Kap.2.7.7.

Unter Berücksichtigung des Bemessungswertes der Verbundspannungen für glatte Betonstähle gemäß Kap. 2.2.6 Gl. (2.14) und (2.15) kann analog zum Bemessungswert der Verankerungslänge $l_{bd}$ auch der Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_0$ in Anlehnung an *EC2 2011* berechnet werden. Allerdings ergeben sich hiernach aufgrund der erheblichen Regeländerungen im nationalen Anhang deutliche Unterschiede zu den Regeln nach *ENV 1992 1991*. Unter Vernachlässigung der in Kap. 2.4.8 bereits angesprochenen zusätzlichen Reduktionsbeiwerte $\alpha_2$ bis $\alpha_5$ für erhöhte Betondeckung, Querbewehrung oder angeschweißte Querstäbe sowie Querdruck ergibt sich für glatte Betonstähle mit Haken der Bemessungswert der Übergreifungslänge nach Gl. (2.50).

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \tag{2.50}$$

mit

$\alpha_1$ Beiwert zur Berücksichtigung der Verankerungsart:
Zugstäbe mit Haken $\alpha_1 = 0{,}7$
→ Anwendung nur, wenn seitliche Betondeckung ≥ $3\phi$ (sonst $\alpha_1 = 1{,}0$)

$\alpha_6$ Beiwert zur Ermittlung der Übergreifungslänge nach Tab. 8.3 DE bzw. *Tab. 2-7*

$l_{b,rqd}$ Grundwert der Verankerungslänge gemäß Gl. (2.41a)

$l_{0,min}$ ≥ 0,3·$\alpha_1$·$\alpha_6$·$l_{b,rqd}$ ≥ $15\phi$ oder 200 mm

**Tabelle 2-7:** Beiwert $\alpha_6$ für auf Zug beanspruchte Übergreifungsstöße nach *EC2 2011*(NA)

| **Stab-$\phi$** | **Stoßanteil einer Bewehrungslage** | |
|---|---|---|
| | **≤ 33%** | **> 33%** |
| < 16 mm | 1,2 [a)] | 1,4 [a)] |
| ≥ 16 mm | 1,4 [a)] | 2,0 [b)] |
| Wenn die lichten Stababstände $a \geq 8\phi$ und der Randabstand in der Stoßebene $c_1 \geq 4\phi$ eingehalten werden, darf der Beiwert $\alpha_6$ reduziert werden auf:<br>[a)] $\alpha_6$=1,0<br>[b)] $\alpha_6$=1,4 | | |

## 2.7 Tragverhalten von Übergreifungsstößen gerippter Betonstähle

### 2.7.1 Erforschung des Tragverhaltens in den 1970-er und 1980-er Jahren

Nachdem *DAfStb 1952, 1954 und 1960* Übergreifungslängen für quergerippte Betonformstähle auf Basis von baupolizeilichen Zulassungen pauschal vorgaben, wurde das Tragverhalten von Übergreifungsstößen mit gerippten Betonstählen, deren Verbundwirkung im Wesentlichen durch kontinuierlichen Scherverbund zwischen Rippen und Betonkonsolen hergestellt wird, umfassend in den 1970-er und 1980-er Jahren des letzten Jahrhunderts untersucht, wie u.a. *Schenkel 1998* dokumentiert. Die seinerzeit gewonnenen Erkenntnisse sind bis heute unvermindert gültig.

Im Gegensatz zu den Glattstahlstößen durften Übergreifungsstöße gerippter Stähle aufgrund des kontinuierlichen Formverbunds von Anbeginn an mit geraden Stabenden oder mit Haken bzw. Winkelhaken an den Stabenden gestoßen werden. Aufgrund ihrer einfachen und damit wirtschaftlichen Herstellung setzten sich die Stöße mit geraden Stabenden in der Baupraxis schnell durch. Überdies besitzen Stöße von Rippenstählen mit Haken technische Nachteile, die ihre Anwendung erschweren, vgl. Kap. 2.7.6.

### 2.7.2 Versagensmechanismen für Rippenstahlstöße mit geraden Enden

Sieht man vom Fließversagen des Stahls ab, versagen Übergreifungsstöße mit geraden Stabenden im Allgemeinen durch Absprengen der Betondeckung. Nach *DAfStb* 301 kommt ein Bruch durch Ausziehen gerippter Stähle nur bei extrem kurzen Übergreifungslängen und sehr großer Betondeckung sowie starker, endverankerter Querbewehrung vor. Im Nachfolgenden wird nur auf das Versagen durch Absprengen der Betondeckung eingegangen.

Auf internationaler Ebene wurden von *Ferguson 1969, Ferguson 1971* und *Tepfers 1973* anhand von Versuchen insgesamt sechs grundsätzliche Versagensmechanismen bei Übergreifungsstößen mit geraden Stabenden festgestellt, vgl. *Bild 2.49*.

Bei Versuchen an Biegeträgern stellte *Ferguson 1969* für Stöße, bei denen der lichte Stoßabstand $e_s$ ($e_s = 2 \cdot e_l$) doppelt so groß ist wie der Randabstand $c_x$ (seitliche Betondeckung $c_x = e_l$), drei grundsätzliche Bruchtypen fest.

Nach Ferguson verläuft der Bruchriss Typ A (Side Slip) bei engen Stoßabständen $e_s \leq 1{,}4 \cdot c_y$ (vertikale Betondeckung, vgl. *Bild 2.49*) in Höhe der Stoßebene entlang der gesamten Stoßlänge, vgl. *DAfStb 301*. Dabei entstehen in der vertikalen Betondeckung keine Längsrisse und die Sprengrisse an den Balkeninnenseiten in Höhe der Stäbe werden erst unmittelbar vor dem Bruch an den Stoßenden sichtbar.

Demgegenüber kommt es bei sehr großen Stababständen $e_s > 8 \cdot c_y$ bzw. bei jeweils nur einem gestoßenen Stab nach intensiver Längsrissbildung zu abrupten dreiecksförmigen Ausbrüchen der Bruchart C (V-Type-Failure).

Im Übergangsbereich, bei lichten Stababständen $1{,}4\ c_y \leq a \leq 8\ c_y$, entsteht die Bruchart B (Face-and-Side-Split-Failure), die eine Kombination der beiden vorgenannten Versagensarten darstellt. Zuerst kommt es zu Längsrissen analog zu Typ C und anschließend, nach einer weiteren Laststeigerung, platzt die Betondeckung über die gesamte Breite analog Typ A ab. Die

Laststeigerung nach der Längsrissbildung begründete *Ferguson 1969* mit der möglichen Übertragung von Schubkräften über deren Rissufer.

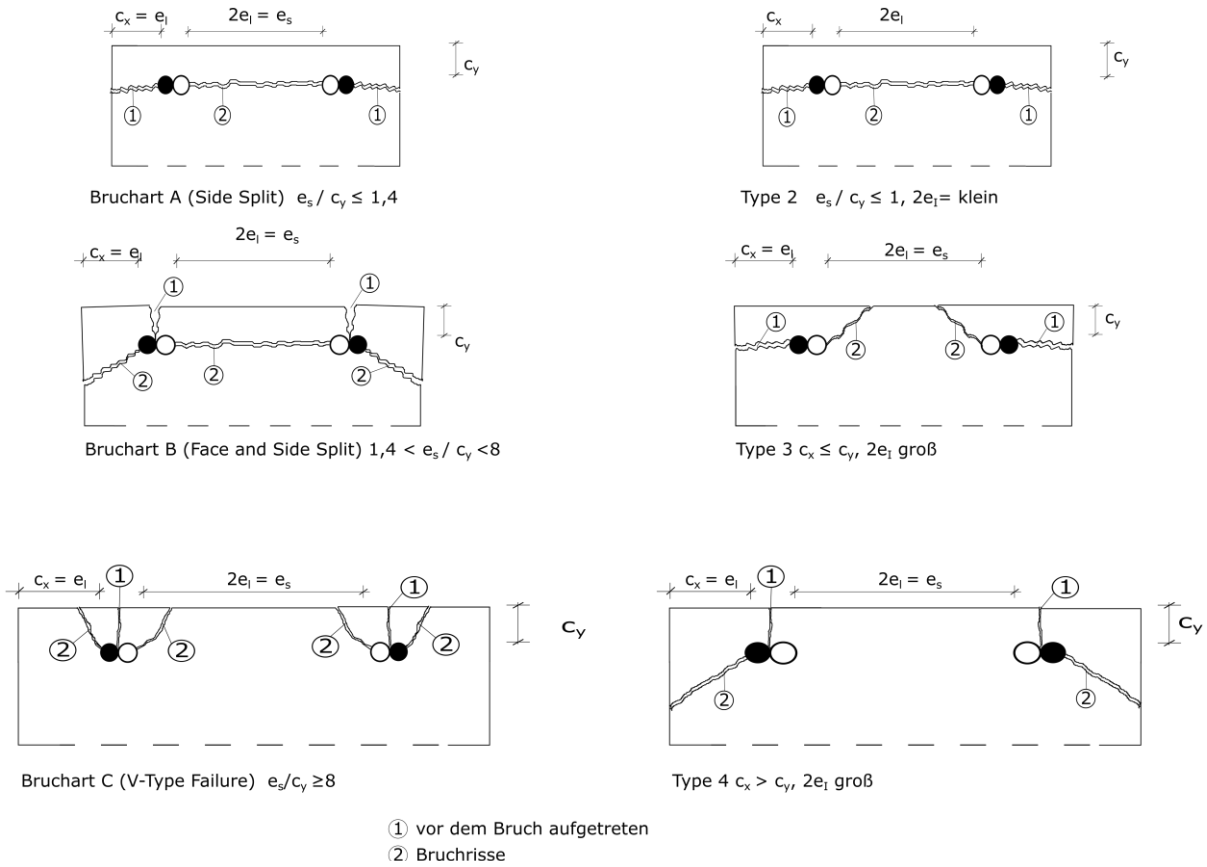



**Bild 2.49:** Versagensmechanismen nach *Ferguson 1969* (links) und *Tepfers 1973* (rechts) (entnommen aus *DAfStb 301*)

[Hinweis zu *Tepfers 1973*: Typ 1 = Ferguson A, Typ 5 = Ferguson B; Typ 6 = Ferguson C]

*Tepfers 1973* erweiterte im Rahmen seiner Vier-Punkt-Biegeversuche die Möglichkeiten der Versagensmechanismen um drei weitere Typen, die Modifikationen der ersten drei Typen nach *Ferguson 1969* darstellten, vgl. *Bild 2.49*, Typ 2 bis 4. Er erklärte die Laststeigerung nach der Längsrissbildung bei Typ B im Gegensatz zu Ferguson damit, dass sich die Betondeckung ohne weitere Verzahnung in den Längsrissen wie ein unter Biegung stehender Kragarm verhält, vgl. auch *Bild 2.13*.

Eligehausen verfeinert und vereinheitlicht dann die Aussagen von Ferguson und Tepfers zu den Brucharten in *DAfStb 301.* Auf Basis seiner FEM-Berechnungen gibt er für die in *Bild 2.50* dargestellten drei Grundbrucharten A, B und C sowie deren vier Abwandlungen A1, A2, B1 und C1 genauere Gleichungen für die Übergänge von der einen in die andere Versagensart in Abhängigkeit von der Breite der Spaltfläche $e_s$ sowie den Betondeckungen $c_x$ und $c_y$ an. Die in *Bild 2.50* angegebenen Formeln decken alle Fälle für Zugstöße mit zwei Stößen und Randabstand (seitliche Betondeckung $c_x$) sowie Betondeckungen $c_y \leq 2{,}5\ d_s$ ab. *DAfStb 301* enthält darüber hinaus weitere Gleichungen zur Bestimmung der Versagensart bei höheren Betondeckungen $c_y > 2{,}5\ d_s$. In Abhängigkeit von den Versagensarten entwickelte Eligehausen anschließend seine Bemessungsformeln für die Übergreifungsstöße von gerippten Stählen mit geraden Stabenden, vgl. Kap. 2.7.4 und 2.7.5.

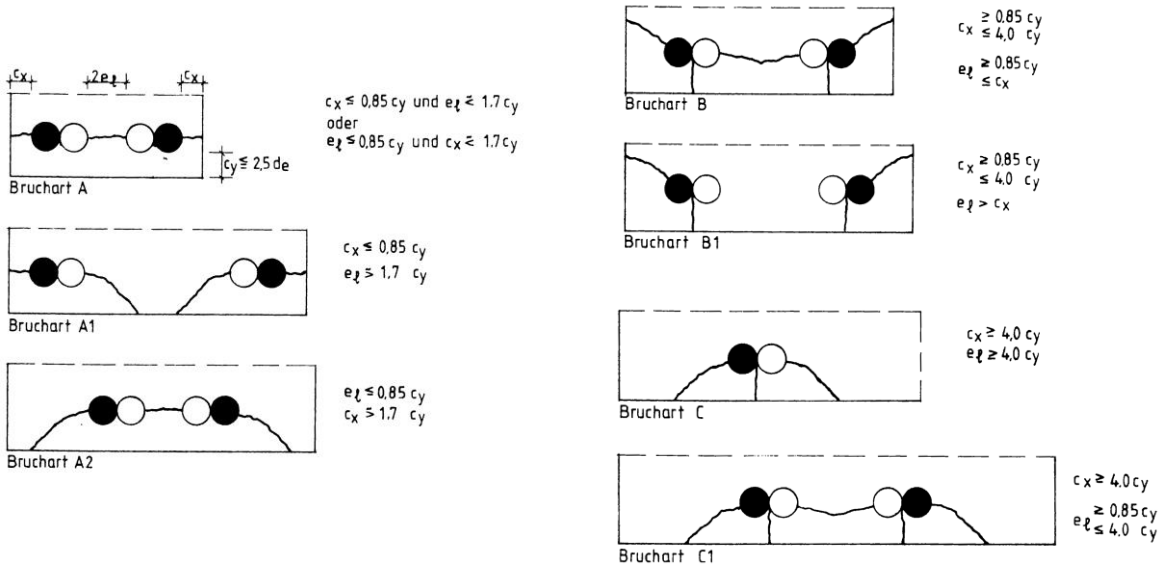



**Bild 2.50:** Versagensmechanismen nach *DAfStb 301*

Weiterhin hat in biegebeanspruchten Bauteilen der sogenannte Abklappeffekt erheblichen Einfluss auf das Versagen von Zugstößen. Nach u.a. *DAfStb 276* ergeben sich infolge der Balkenverformung und der dadurch erzwungenen Verbiegung der Enden der Stahleinlagen zusätzliche Betonzugspannungen, die das Abreißen der Betondeckung fördern, vgl. *Bild 2.51*.

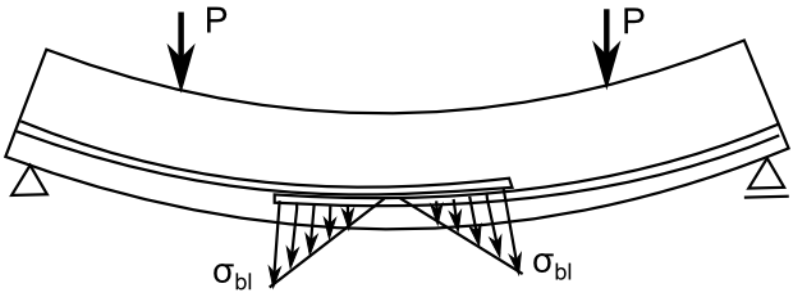



**Bild 2.51:** Abklappeffekt infolge gerader Stoßenden bei Biegebeanspruchung nach *DAfStb 276*

### 2.7.3 Lastübertragungsmodell für Rippenstahlstöße mit geraden Enden

Die Übertragung der Stabkräfte $F_y$ eines Übergreifungsstoßes von zwei gerippten Betonstählen mit geraden Stabenden erfolgt u.a. gemäß *Stöckl 1972, Tepfers 1973, Leonhardt 1977* und *Zilch 2009* über schräge, in Abhängigkeit zum Schlupf *s* unter ca. 50° bis 60° zur gezogenen Stabachse geneigte Druckstreben von einem Stab auf den anderen. Dabei wirkt nur ein Teil des Stabumfangs mit, was gegenüber der Verankerungslänge zu einer größeren erforderlichen Übergreifungslänge führt, vgl. *Bild 2.52*.

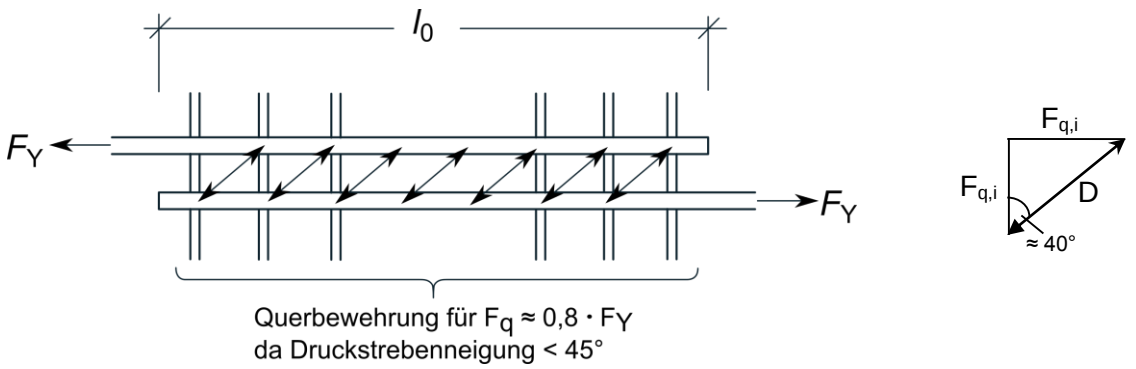



**Bild 2.52:** Lastübertragungsmodell gerippter Betonstahl mit geraden Stabenden nach Leonhardt 1977

Die Druckstreben bedingen im Bereich der Übergreifung aus der Fachwerkanalogie abzuleitende Querzugkräfte $F_q$, die durch die Zugfestigkeit des Betons oder Querbewehrung aufzunehmen sind, da sie ansonsten ein Abplatzen der Betondeckung bewirken. Aus dem Fachwerkmodell resultieren dementsprechend Querdehnungen und Spaltzugkräfte, die u.a. nach den Untersuchungen von *Stöckl 1972*, vgl. *Bild 2.53*, *DAfStb 276* und *DAfStb 301* ungleichmäßig über die Stoßlänge verteilt sind. Die Spaltzugkräfte besitzen aufgrund des dort deutlich größeren Lastübertrags pro Längeneinheit unter Berücksichtigung des Schlupfs *s* ihr Maximum an den Stoßenden, während sich das Minimum in der geringer am Lastübertrag beteiligten Stoßmitte befindet.

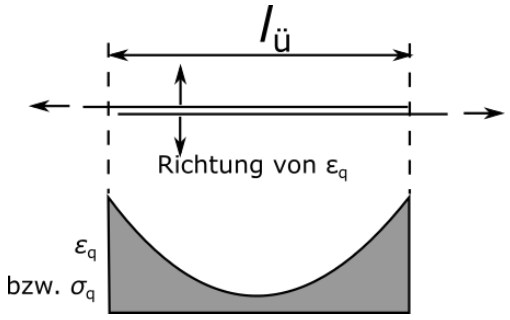



**Bild 2.53:** Verteilung der Querdehnungen im Stoßbereich nach *Leonhardt 1977*

Dies bestätigt ein Blick auf *Bild 2.54*. Dort ist der Verlauf der Stahlspannungen in Abhängigkeit von der Ausnutzung der erforderlichen Übergreifungslänge aufgetragen. Bei niedriger Ausnutzung ($\eta$ = 0,46) werden die Stabkräfte von beiden Stabenden aus über hohe Verbundspannungen in den umgebenden Beton ein- und ausgeleitet. In der Stoßmitte ist kaum ein Spannungszuwachs festzustellen. Der Spannungsanstieg an den Enden bleibt gegenüber dem vollausgenutzten Stoß fast unverändert, während die Spannung in Stoßmitte mit Erhöhung der Einwirkung deutlich ansteigt und im GZT weitgehend dem Anstieg an den Stoßenden entspricht.

Ergänzend untersuchte *Tepfers 1973* analytisch mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode die beiden in *Bild 2.55* dargestellten Grundsatzfälle der Lastübertragung des Übergreifungsstoßes, vgl. *Schenkel 1998*. Im Fall A stehen die Verbundkräfte im Stoßbereich zwischen den einzelnen Stäben und dem umgebenden Zugring im Gleichgewicht und es entsteht ein starrer Verbund mit nach allen Seiten unter 45° geneigten Druckstreben. Im Fall B, der bei verschieblichem Verbund unter Berücksichtigung des Schlupfs *s* entsteht, kann der Bereich zwischen

den Stäben im Extremfall aufgrund seiner senkrecht zur Stabachse verlaufenden Strebenneigung keine Verbundkräfte mehr übertragen.

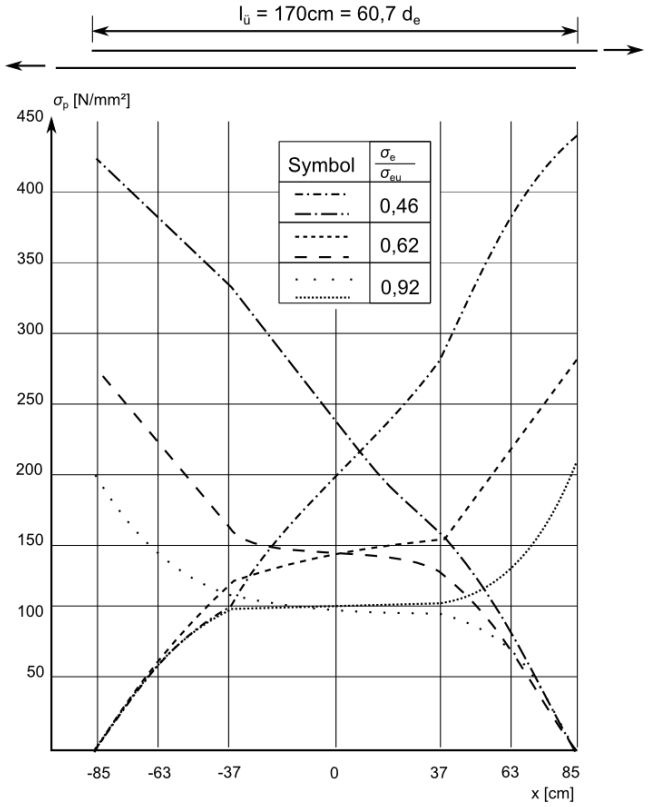



**Bild 2.54:** Verlauf von Stahlspannungen im Stoßbereich nach *DAfStb 301 und DAfStb 291*

Wie in *Bild 2.55* zu erkennen, erhält man nach *Tepfers 1973* infolge der ungleichmäßigen Verteilung der Pressungen *p* in Abhängigkeit vom Schlupf *s* maximal eine Verdopplung der direkt auf den Betonzugring (vgl. *Bild 2.14*) einwirkenden Sprengkräfte.

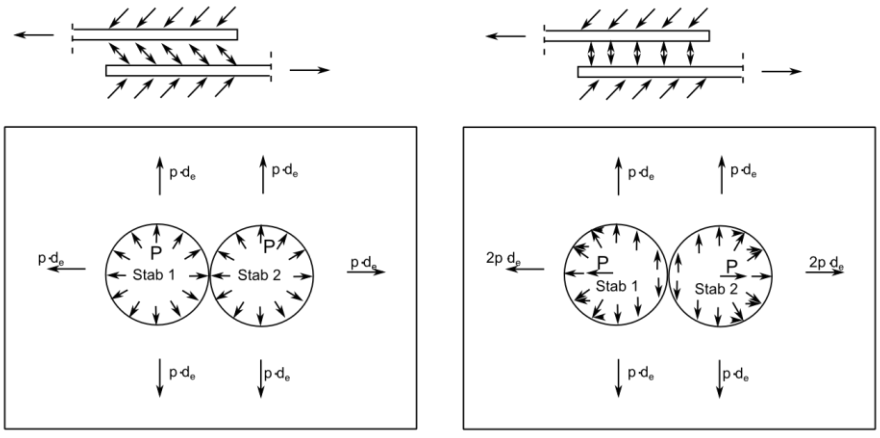



**Bild 2.55:** Tragmodelle von Stößen mit geraden Stabenden nach *Tepfers 1973*

a) starrer Verbund b) mit Schlupf der Stähle

(enthalten in *Schenkel 1998 und DAfStb 301*)

In *DAfStb 301* berichtet Eligehausen ebenfalls zur ungleichförmigen Verteilung der Sprengkräfte entlang der Übergreifungslänge. Konstante Sprengkräfte über die gesamte Stoßlänge setzen demnach starren Verbund mit konstanten Verbundspannungen $\tau$ und gleichbleibenden radialen Pressungen *p* bei unzerstörten Betonkonsolen (vgl. *Bilder 2.11, 2.12 und 2.55*) voraus. In der Realität sind die Sprengkräfte bzw. die radialen Pressungen *p* jedoch ungleichmäßig über die Stoßlänge verteilt, was insbesondere der Veränderung des Verhältnisses der Sprengkräfte *p* zur Verbundspannung $\tau$ in Abhängigkeit zur Belastung der Betonkonsolen bzw. zum Schlupf *s* geschuldet ist. Die Konsolen scheren bei Erreichen einer bestimmten Grenzverschiebung - wenn die Scherspannung ca. 40 bis 60% der Würfeldruckfestigkeit erreicht - keilförmig ab und infolge der Keilwirkung werden die radialen Pressungen *p* aufgrund des mehrachsialen Spannungszustands mit behinderter Querdehnung in Abhängigkeit zum Schlupf *s* erhöht. Da der Kraftübertrag an den Stoßenden beginnt und dort zuerst höchste Verbundspannungen und Schlupfwerte besitzt, vgl. *Bild 2.54*, scheren dort die Betonkonsolen immer zuerst ab und der Schlupf *s* nimmt ebenso überproportional zu, wie die Größe der radialen Pressungen *p*. Nach *DAfStb 301* ergeben sich bei abgescherten Betonkonsolen etwa 2 bis 3-fach höhere radiale Pressungen als bei intaktem Beton, vgl. *Bild 2.56*, *links*. Dies führt wiederum in Abhängigkeit von der Stahlspannung $\sigma_s$ zu ungleichmäßigen Verläufen von Verbundspannung $\tau$ und Pressungen *p*, vgl. *Bild 2.56, rechts*.

Mit zunehmender Zugbelastung des Stoßes nimmt bei unveränderter Übergreifungslänge die Zerstörung der Betonkonsolen zur Stoßmitte hin zu und die Sprengkräfte wachsen dort langsam an. Aufgrund des gegenüber den Stabenden deutlich geringeren Schlupfs *s* werden die radialen Pressungen *p* in Stoßmitte jedoch deutlich geringer bleiben. Dies trifft ebenfalls auf die Verbundspannungen $\tau$ zu, die jedoch zur Mitte hin nicht so stark abfallen, was auf das zur Stoßmitte hin abfallende Verhältnis $p/\tau$ zurückzuführen ist.

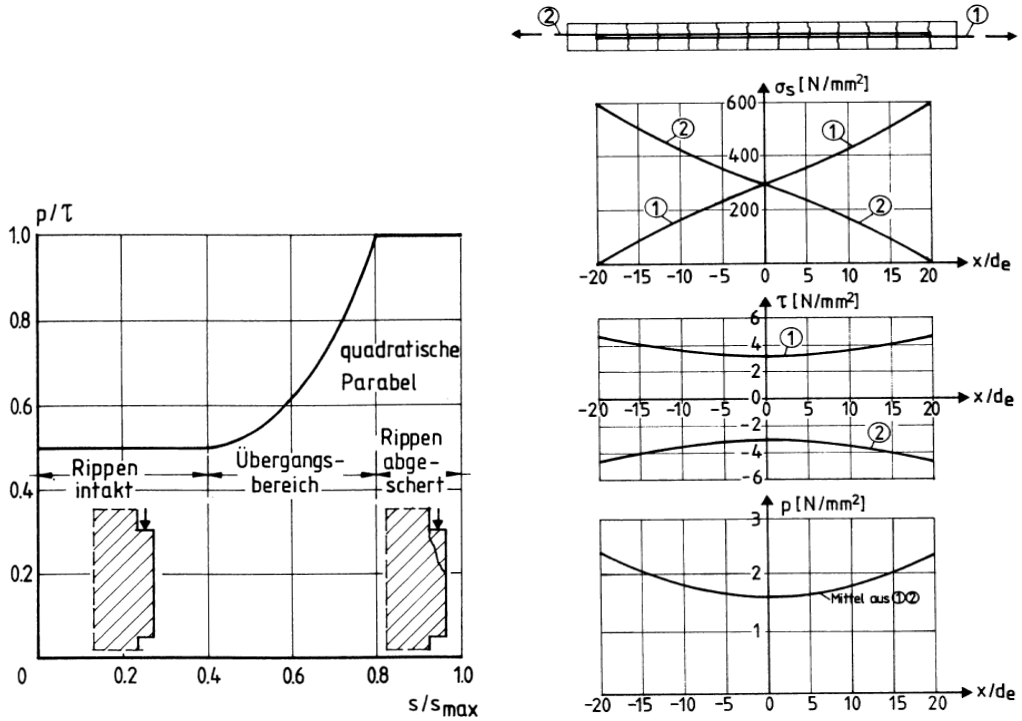



**Bild 2.56:** Verhältnis der radialen Pressungen *p* zur Verbundspannung $\tau$ in Abhängigkeit vom Schlupf *s* (links) und qualitativer Verlauf der Stahlspannung $\sigma_s$, Verbundspannung $\tau$ sowie der Sprengkräfte bzw. Pressungen *p* entlang der Übergreifungslänge bei hoher Spannungsausnutzung nach *DAfStb 301*

Der vorbeschriebene Zusammenhang bedingt auch den für die Übergreifungsstöße typischen breiten Riss an den Stoßenden, dessen Breite unter Anwendung der in *DAfStb 301* angegebenen Bemessungsformeln auf Basis des Grundgesetzes des verschieblichen Verbunds berechnet werden kann.

Das Tragmodell wird durch das in *Bild 2.57* gezeigte typische Rissbild im Inneren eines Übergreifungsstoßes von gerippten Stählen mit geraden Stabenden bestätigt. Im Bild ist an beiden Stoßenden der charakteristische breite Riss im Grundriss senkrecht zur Bewehrung zu beobachten, der nach *DAfStb 301* und *Stöckl 1972* entsprechend dem Verlauf der Betondehnung entsteht und für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) maßgebend ist. Die Risse im Stoßbereich bleiben demgegenüber verhältnismäßig schmal und bilden den Verlauf der Zug- und Druckstreben gemäß dem Modell in *Bild 2.52* deutlich erkennbar ab.

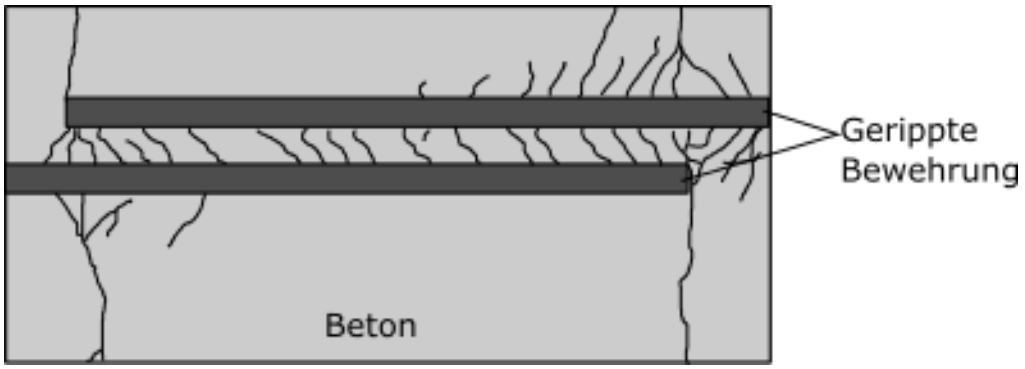



**Bild 2.57:** Innere Risse im Bereich des Übergreifungsstoßes nach *Goto 1971*

Weitere qualitative theoretische Aussagen über das Tragverhalten von Übergreifungsstößen bei geraden Stabenden werden in *DAfStb 319* anhand des Spiral-Feder-Modells von Betzle herausgearbeitet und nachgewiesen. Auch nach Betzle erfolgt an den Stoßenden eine konzentrierte Kraftübertragung analog zu *Bild 2.53*, die durch eine Vergrößerung der Übergreifungslänge nur gering beeinflusst wird. Eine solche Vergrößerung beeinflusst im Wesentlichen den geringer belasteten mittleren Stoßbereich. Das Verhältnis der von Betzle als Federsteifigkeiten im Spiral-Feder-Modell dargestellten Verbundsteifigkeiten wirkt sich dagegen entscheidend auf die Lastkonzentration an den Stoßenden und damit auf die dortige Rissbildung aus, vgl. *Bild 2.57*.

### 2.7.4 Tragfähigkeit von Rippenstahlstößen mit geraden Enden

Die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen gerippter Stähle mit geraden Stabenden hängt von zahlreichen Faktoren ab, deren Einfluss nach *DAfStb 301* wie folgt kurz erläutert wird:

**Übergreifungslänge**

Wie bereits im vorangegangenen Kapitel analysiert, sind die Sprengkräfte an den Stabenden größer als in der Stoßmitte. Die dort aufnehmbaren radialen Pressungen $p_R$ sind insbesondere abhängig von den später diskutierten Einflussgrößen Betonzugfestigkeit, Betondeckung und Stababstand. Im theoretischen Fall eines starren Verbunds und konstanten aufnehmbaren Pressungen $p_R$ im Beton wäre die Stoßtragkraft ab dem Erreichen der Grenzlänge für $p_R$ unabhängig von der Übergreifungslänge. Aufgrund eines weichen Verbunds zwischen Stahl und Beton mit verformungswilligen Betonkonsolen und ansteigendem Schlupf *s* an den Stabenden wird tatsächlich jedoch bei ansteigender Zuglast durch Rissbildung und Umlagerung auch der

mittlere Bereich der Stoßlänge bei weiter ansteigender Übergreifungslänge mit geringen Zuwachsraten aktiviert. Die Hauptbelastung verbleibt jedoch an den Stoßenden und die Versagensmechanismen (vgl. Kap. 2.7.2) nehmen dort ihren Anfang. Während die Bruchlast bei kurzen Stößen ($l_0 < 30\ d_s$) nahezu proportional mit der Übergreifungslänge ansteigt, ist der Anstieg bei verhältnismäßig größeren Übergreifungslängen deutlich geringer. Nach *DAfStb 301* kann der prozentuale Einfluss der gewählten Übergreifungslänge $l_0$ auf die Stoßtragkraft durch Gl. (2.51) angenähert werden.

$$\text{Stoßtragkraft}\ (\%) = \left(\left(\frac{l_0/d_s}{30}\right)^2\right)^{\frac{1}{3}} \cdot 100\% \quad \cap \quad 20 \leq \frac{l_0}{d_s} \leq 70 \tag{2.51}$$

So ergibt sich z.B. für eine Verdopplung der Übergreifungslänge von $l_0 = 30\ d_s$ auf $l_0 = 60\ d_s$ eine Steigerung der Stoßtragkraft um nur 58,7%, während eine Verringerung der Übergreifungslänge von $l_0 = 30\ d_s$ um 50% auf $l_0 = 20\ d_s$ lediglich eine Verringerung der Stoßtragkraft auf 76,3% bewirkt.

**Betondruck und -zugfestigkeit**

Während die Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$ nach u.a. *DAfStb 203* etwa im Verhältnis $f_{ck}^{2/3}$ anwächst, nimmt die Stoßtragkraft nach *Ferguson 1969 und 1971*, *Hölzenbein 1974* und *Tepfers 1973* nur mit etwa $f_{ck}^{½}$ zu. Nach *DAfStb 301* ist das geringere Anwachsen der Stoßtraglast auf die größere Sprödigkeit höherfester Betone zurückzuführen.

**Stabdurchmesser**

Bei konstanten Querschnittsabmessungen verringert sich mit zunehmendem Stabdurchmesser die auf den Stabdurchmesser bezogene Spaltfläche, was zu einer Reduktion der aufnehmbaren Verbundspannungen im GZT führt.

In den Normen werden jedoch der zulässige minimale Stababstand und die erforderliche Betondeckung als Vielfaches des Stabdurchmessers angegeben. Vergleicht man nach *DAfStb 301* nur Versuche, deren Querschnittsabmessungen und Verankerungslängen konstante Vielfache des Stabdurchmessers sind, wird die aufnehmbare Verbundspannung im GZT erheblich geringer vom Stabdurchmesser beeinflusst. Demgemäß liegt der Abfall der aufnehmbaren Verbundspannung bei Stößen mit dicken Stäben gegenüber Stößen mit dünnen Stäben zwischen 0 und 25%.

**Bezogene Rippenfläche $f_R$**

Siehe hierzu Kap. 2.5.5!

**Lage der Stöße beim Betonieren**

Bei Stößen mit Sprengrissversagen ist der Einfluss der Verbundlage geringer als bei Verankerungen mit großer Betondeckung und Ausziehversagen, da die Bruchlast hauptsächlich

durch die Betonzugfestigkeit bestimmt wird. Nach *DAfStb 301* liegt der Traglastabfall bei mäßigen Verbund zwischen 0 und 30%, in Einzelfällen sogar bis 50%. Allerdings liegen hierzu kaum Versuchsergebnisse vor.

### Stoßabstand und seitliche Betondeckung

Der Stoßabstand besitzt in Abhängigkeit zum Versagensmechanismus, vgl. Kap. 2.7.2, großen Einfluss auf die Stoßtragkraft.

Nach *DAfStb 301* steigt bei gleichmäßig verteilten Stößen, z.B. in Flächentragwerken, bei größerem Stababstand die Tragkraft bis zu einem Grenzwert, der durch das Erreichen der Kriterien für die Bruchart C (vgl. *Bilder 2.49* und *2.50)* berechnet werden kann, unterproportional an. Eligehausen gibt auf Basis der Versuche von *Chinn 1955* und *Ferguson 1954* sowie *Ferguson 1965* bei einer Verdopplung des Stoßabstands einen Anstieg der Stoßbruchlast zwischen 20 und 50% an.

Im Gegensatz dazu besitzt der Stoßabstand bei einer Anordnung der Stäbe in den Querschnittsecken kaum Einfluss auf die Stoßtragkraft, da diese vorrangig durch die seitliche Betondeckung bestimmt wird, vgl. *Tepfers 1973* sowie die *Bilder 2.49* und *2.50*.

### Abstand zwischen den gestoßenen Stäben

Die Kraftübertragung bei Übergreifungsstößen von gerippten Stählen erfolgt gemäß Kap. 2.7.3 über Zug- und Druckstreben im Beton zwischen den Stäben. Das den Überlegungen zugrunde liegende Fachwerkmodell bedingt eine entsprechende Neigung der radial ausstrahlenden Druckstreben, vgl. *Bilder 2.52* und *2.55*. Wird der Abstand zwischen den beteiligten Stäben zu groß, treffen immer mehr der im Stoßbereich liegenden Druckstreben nicht mehr auf den benachbarten Stab und können sich somit nicht am Kraftübertrag beteiligen.

Der lichte Abstand zwischen den gestoßenen Stäben eines Stoßes beeinflusst nach *DAfStb 301* bzw. u.a. *Chinn 1955* das Tragverhalten bis zu einer Größe von 2 $d_s$ nicht. Bei größeren Abständen sollte demgemäß jedoch die erforderliche Übergreifungslänge um den Abstand der Stäbe verlängert werden.

Die normativen Regelungen werden in Kap. 2.8 erläutert.

### Art der Belastung

Nach u.a. *DAfStb 291* und *Rehm 1977* mindert eine langandauernde oder zyklische Belastung die Verbundfestigkeit aufgrund von Kriechverformungen, vgl. Kap. 2.2.5. Die Verbundfestigkeit der gerippten Stähle wird dabei nach *DAfStb 301* in vergleichbarer Weise abgemindert wie die Festigkeit von unbewehrtem Beton unter zentrischem Druck. Während der Schlupf in Abhängigkeit von Lastdauer bzw. Lastwechsel ansteigt, vgl. *Bild 2.20* und Gl. (2.10) bis (2.13), ergeben sich für den Verbundbruch bzw. die Tragfähigkeit von Stößen unter Dauerlast oder zyklischer Belastung in Höhe der Gebrauchslast keine geringeren Maximalwerte als bei stetiger Laststeigerung bis zum Bruch. Dies ist im Wesentlichen darauf zurückzuführen, dass das Versagen bzw. der Bruch durch das Überschreiten der Betonzugfestigkeit erfolgt und deren Größe nicht vom Kriechen des Betons beeinflusst wird.

**Stoßanteil**

Die Stoßtragkraft steigt mit abnehmendem Stoßanteil an und Teilstöße gelten als wesentlich robuster als Vollstöße. Dies ist der teilweisen Umlagerung von Kräften auf die durchgängige Bewehrung und die damit verbundene günstigere Verteilung der Verbundspannungen geschuldet. Außerdem vergrößert sich u.a. nach *Stöckl 1972* die Spaltfläche bei abnehmendem Stoßanteil zusehends.

Genauere Angaben zur Steigerung der Tragkraft im Verhältnis zu den Stößen liegen nach *DAfStb 301* nicht vor. *Rehm 1960* gibt für einen Stoßanteil von nur 25% eine Traglaststeigerung von 40 bis 50% an, während *Ferguson 1969* in seinen Versuchen für einen Stoßanteil von 50% eine Laststeigerung von 20% beobachtet.

Die normativen Regelungen werden in Kap. 2.8 erläutert.

**Veränderliches Moment auf der Übergreifungslänge**

Bei veränderlichen Momenten infolge von Querkräften auf der Übergreifungslänge ergeben sich an den Stoßenden von in Biegeträgern angeordneten Stößen unterschiedliche Stahlspannungen $\sigma_s$. In diesen Fällen sind die mittleren Verbundspannungen $\tau$ entlang der Stoßlänge ebenfalls unterschiedlich. Da außerdem die radialen Pressungen *p* direkt von den Verbundspannungen $\tau$ abhängen ($p = \tau \cdot \tan\alpha$), vgl. Kap. 2.7.3 sowie die *Bilder 2.14 und 2.56,* ist die mittlere Belastung des Betons geringer als bei einem konstant gleichhohen Moment. Zur Bemessung des Übergreifungsstoßes kann folglich auf Basis von Gl. (2.52) mit der mittleren Beanspruchung bzw. der mittleren Stahlspannung $\sigma_{sm}$ gerechnet werden. Aufgrund fehlender Versuche wurde diese Abminderung in *DAfStb 301* auf das Verhältnis von $\sigma_{s,min}$ / $\sigma_{s,max}$ = 0,6 beschränkt.

$$\sigma_{sm} = {}^{(\sigma_{s,min} + \sigma_{s,max})}/_{2} \; f\ddot{u}r \; \frac{\sigma_{s,min}}{\sigma_{s,max}} \geq 0{,}6 \tag{2.52}$$

**Querbewehrung im Stoßbereich**

Gemäß *DAfStb 301* ist durch Querbewehrung je nach Bruchart (vgl. *Bilder 2.49 und* 2.*50*), Art der Bewehrung, Lage und Menge eine Traglaststeigerung von bis zu 100% möglich. Die Aufnahme der Sprengkräfte alleine durch Querbewehrung nach Bildung der Bruchrisse und damit dem Ausfall des Betons für die Aufnahme der Sprengkräfte ist nach *Tepfers 1973* jedoch nicht möglich. Querbewehrung kann bei sinnvoller Anordnung jedoch einen Teil der von den Sprengkräften *p* ausgelösten Ringzugspannungen aufnehmen.

Querbewehrung ist nur wirksam, wenn sie zumindest den späteren Bruchriss kreuzt und die aufzunehmenden Querzugkräfte wiederum ausreichend im umgebenden Beton verankern kann. Eine innenliegende Bewehrung kreuzt die Bruchrisse nicht und ist deshalb praktisch unwirksam. Eine gerade, außenliegende Querbewehrung ist bei Bruchart A aus diesem Grund ebenfalls unwirksam. Ist sie am Rand ausreichend verankert, nimmt sie bei Bruchart B durch das Kreuzen der vor dem Bruch entstehenden Längsrisse (*Bild 2.49 Riss Nr.1*) einen Teil der horizontalen Sprengkräfte auf und vermindert dadurch den Randeinfluss. Weiterhin kreuzt sie bei Bruchart C den Bruchriss und kann dort einen Teil der Sprengkräfte aufnehmen.

Die wirkungsvollsten Querbewehrungen sind Bügel und Spiralen. Sie halten die Längsrisse bei Bruchart A zusammen, kreuzen bei allen Brucharten die Bruchrisse, behindern die Verdrehung der Betonaußenflächen und nehmen einen Teil der Sprengkräfte senkrecht zur vertikalen Betondeckung auf. In Balken sollten die Stöße möglichst in den Bügelecken platziert werden, da so die vertikalen Bügelschenkel die Bruchrisse nahe ihrer Risswurzel kreuzen und daher das Risswachstum am besten behindern.

Bei starker Querbewehrung und großem Stoßabstand kann der Bruch auch bei gewöhnlichen Betondeckungen durch Ausziehen der Stäbe erfolgen. Nach Erreichen des Grenzwerts für das Ausziehversagen kann die Stoßbruchlast auch bei Erhöhung der Querbewehrung nicht mehr weiter ansteigen.

In *DAfStb 301 (Kap.5.4)* werden unter der Annahme, dass der Traganteil des Betons der Bruchlast von Stößen ohne Querbewehrung entspricht, Formeln zur direkten Berechnung des Traglastanteils der Querbewehrung angegeben.

**Betondeckung an Balken- bzw. Plattenober- oder -unterseiten**

Nach *DAfStb 301* besitzt die Betondeckung an Balken- bzw. Plattenober- oder -unterseiten in Abhängigkeit zur Versagensart (vgl. *Bilder 2.49 und 2.50*) einen sehr großen Einfluss auf das Stoßtragverhalten.

Versagt der Stahlbetonkörper gemäß Bruchart A durch horizontale Rissbildung parallel zum Bauteilrand ist die Größe der Betondeckung weitgehend unbedeutend, vgl. u.a. *Briceno 1969* und *DAfStb 210.* Demgegenüber steht das keilförmige Absprengen der Betondeckung an jedem Einzelstoß nach Bruchart C. Hier wird die Steigerung der Traglast bei einer Verdopplung der Betondeckung von einem auf zwei Stabdurchmesser in der Literatur zwischen ca. 20% (*Chinn 1955*) und 70% (Ferguson 1971) angegeben. Bei Bruchart B mit dem Abspalten der Betondeckung über Eck wird sich der Wert nach *DAfStb 301* zwischen den beiden Extremen A und C einpendeln.

Wie *Schenkel 1998* ergänzend berichtet, stellte *Tepfers 1973* im Rahmen seiner Vier-Punkt-Biegeversuche fest, dass die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen zwar grundsätzlich mit der vertikalen und horizontalen Betondeckung ansteigt, aber diese Steigerung der Stoßtragkraft verhältnismäßig gering ausfällt, vgl. *Bild 2.58* und Versuchsdokumentation in *Schenkel 1997*. Diesbezüglich ermittelt Eligehausen in *DAfStb 301* analytisch im Bereich größerer Betondeckungen doch deutlichere Erhöhungen auf die Stoßtragkraft, ebenso wie Betzle in *DAfStb 319,* der allerdings ab einer Deckung von $c_y \geq 2{,}5\phi$ von konstanten Stoßtraglasten ausgeht, vgl. *Bild 2.59*, was durchaus realistisch erscheint. Allerdings weichen die analytischen Modelle bei sehr kleinen Betondeckungen deutlich von den Versuchsergebnissen ab und sind dort zu konservativ, wie *Schenkel 1998* feststellt. *DAfStb 301* gibt für die Brucharten B und C bei fehlender Betondeckung eine Stoßtraglast von nur noch 50% gegenüber der Traglast im Falle einer Betondeckung von einem Stabdurchmesser an. Die Formel aus *DAfStb 319* wird noch ungünstiger und fällt auf 0 ab, während bei den Versuchen von *Tepfers 1973* bei fehlender Betondeckung immer noch Traglasten von über 80% der maximalen Stoßtraglast erreicht wurden, vgl. *Bilder 2.58 und 2.59*.

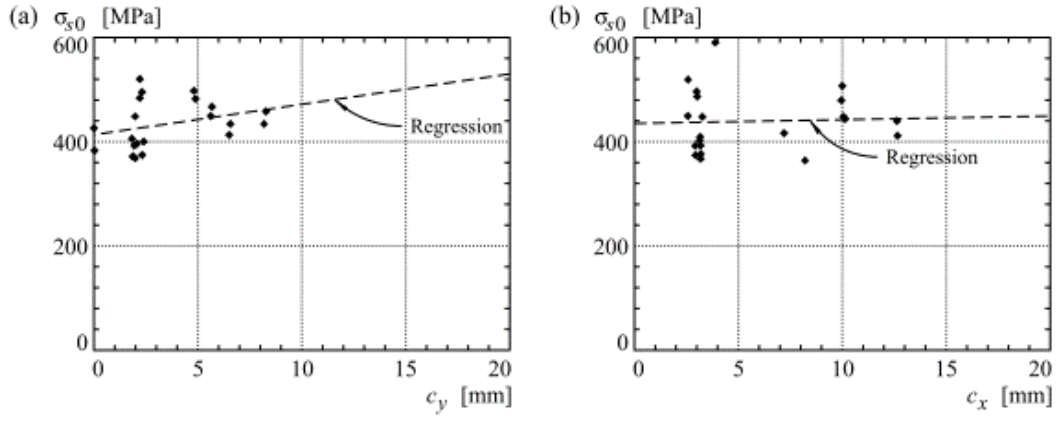



**Bild 2.58:** Einfluss der Betondeckung auf die Tragkraft von Stößen mit geraden Stabenden (Quelle: Tepfers 1973)

a) vertikale Betondeckung $c_y$ b) seitliche Betondeckung $c_x$

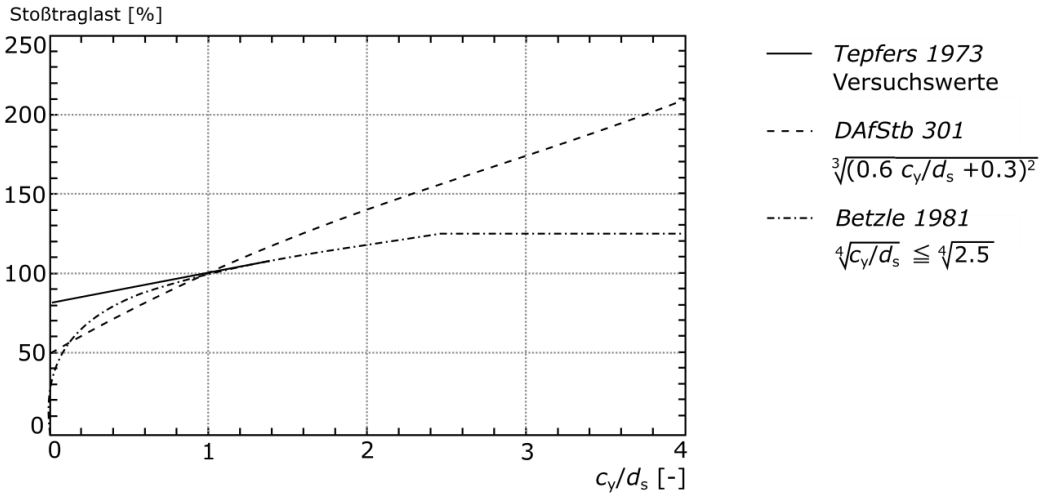



**Bild 2.59:** Einfluss der Betondeckung $c_y$ auf die Tragkraft von Stößen mit geraden Stabenden im Vergleich (entnommen aus *Schenkel 1998*)

## Die Tragkraft von Rippenstahlstößen mit geraden Stabenden nach Eligehausen

Eligehausen hat in *DAfStb 301* zur Ermittlung der Tragkraft von Übergreifungsstößen Bemessungsformeln in Abhängigkeit zu den in Kap. 2.7.2 vorgestellten Versagensmechanismen bzw. Brucharten gemäß *Bild 2.50* angegeben. Dabei wird nach Gl. (2.53) und (2.54) unterschieden zwischen Stößen mit und ohne Randeinfluss.

Stöße mit Randeinfluss $$e_s = 2c_x \leq 8c_y \quad (2.53)$$

Stöße ohne Randeinfluss $$e_s = 2e_l \leq 3{,}4c_y \quad (2.54)$$

mit $e_s$ = Breite der Spaltfläche (in Abhängigkeit von Bruchart)

$2e_l$ = lichter Stababstand zwischen den Stoßsträngen, vgl. *Bild 2.50*

$c_x$ = Betondeckung am seitlichen Bauteilrand

$c_y$ = Betondeckung an Balken- bzw. Plattenober- oder -unterseiten

Nach *DAfStb 301* ergeben sich hierzu nachfolgende Bemessungsformeln:

**a) Stöße mit Randeinfluss (z.B. Eckstöße in Balken und Platten)**

Stöße mit Randeinfluss versagen entweder nach Bruchart A oder B. Bei der ungünstigst normativ möglichen Ausführung der Stoßbewehrung am Rand mit den Mindestbetondeckungen $c_y = c_x = 1\phi$ und dem lichten Mindeststababstand von $2e_l = 2\phi$ wird gemäß den in Bild 2.50 ersichtlichen Randbedingungen die Bruchart B auftreten. Für Stöße mit Randeinfluss und Bruchart B gilt deshalb Gl. (2.55) zur Ermittlung der im Bruchzustand übertragbaren Stahlspannung gestoßener Stäbe.

$$\sigma_{eu} = 5{,}8 \cdot \sqrt[4]{\frac{e_s}{c_y}} \cdot \sqrt{\frac{c_y}{d_s}} \cdot \sqrt{\beta_W} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{l_{ü}}{d_s}\right)^2} \cdot k + \sigma_e^Q \leq \sigma_{eu}^A \tag{2.55}$$

mit $e_s = 2\ c_x \leq 8\ c_y$ Spaltfläche bei $c_y \leq 2{,}5\ d_s$

$\beta_W$ = Würfeldruckfestigkeit (Würfel a = 200 mm; $\beta_w \approx 1{,}05 \cdot f_{c,cube}$)

$k = k_d \cdot k_q \cdot k_v$

$k_d = \sqrt{\frac{10}{d_s}} \begin{cases} \geq 0{,}75 \\ \leq 1{,}20 \end{cases}$

$k_q = \frac{2}{1+k_1}$ mit $k_1 = \frac{\min \sigma_e}{\max \sigma_e} \geq 0{,}6$

$k_v = 1{,}0$ im VB I (guter Verbund) und $k_v = 0{,}8$ im VB II (mäßig)

$\sigma_e^Q$ = zusätzliche Bruchstahlspannung aufgrund von wirksamer Querbewehrung in Abhängigkeit ihrer Art, vgl. *DAfStb 301 (Kap.7.2)*

$\sigma_{eu}^A = 4 \cdot \tau_u^A \cdot {}^{l_{ü}}/_{d_s}$ mit $\tau_u^A = 7{,}5 \cdot (1 - 0{,}1 \frac{l_{ü}}{a_0}) \cdot ({}^{\beta_w}/_{30})^{2/3}$ im VB I

mit $a_0$ = Grundmaß der Verankerungslänge, vgl. Gl.(2.38) und (2.45)

Der Faktor $k_d$ berücksichtigt dabei insbesondere den Einfluss des Stabdurchmessers. Je nach Durchmesser variiert der Wert zwischen 0,75 und 1,2. Bei gleicher bezogener Übergreifungslänge erhält man somit bei Verwendung von dickeren Stabdurchmessern eine geringere aufnehmbare Stahlspannung als bei Einsatz dünnerer Stabdurchmesser. Die Faktoren $k_q$ für Stöße mit veränderlichem Moment bzw. Querkraftverlauf auf der Stoßlänge und $k_v$ für die Berücksichtigung der Verbundbedingungen können die aufnehmbare Spannung mindern.

Die Tragfähigkeit des Stoßes wird nach oben durch die maximal erreichbare Spannung $\sigma_{eu}^A$ für ein Ausziehversagen begrenzt. Dieser Wert wird in der Praxis nur bei großer Betondeckung und genügend wirksamer Querbewehrung oder bei sehr kurzen Übergreifungslängen erreicht.

**b) Stöße ohne Randeinfluss (z.B. Stöße in Flächentragwerken oder in Balkenmitte)**

Stöße ohne Randeinfluss versagen entweder nach Bruchart A oder C. Da ohne Randeinfluss nur der lichte Mindeststabstand von $2e_l = 2\phi$ den Bewehrungsgrad eines einlagigen Vollstoßes vorgibt, wird in diesem Fall die im Bruchzustand übertragbare Stahlspannung nach Bruchart A gemäß Gl. (2.56) ermittelt.

$$\sigma_{\mathrm{eu}} = 5{,}3 \cdot \sqrt{\frac{e_{\mathrm{s}}}{d_{\mathrm{s}}}} \cdot \sqrt{\beta_{\mathrm{W}}} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{l_{\mathrm{ü}}}{d_{\mathrm{s}}}\right)^2} \cdot k + \sigma_{\mathrm{e}}^{\mathrm{Q}} \leq zul\ \sigma_{\mathrm{e}}^{\mathrm{A}} \tag{2.56}$$

mit $e_{\mathrm{s}} = 2\ e_{\mathrm{l}} \leq 3{,}4\ c_{\mathrm{y}}$ Spaltfläche bei $c_{\mathrm{y}} \leq 2{,}5\ d_{\mathrm{s}}$

sonstige Werte wie Gl.(2.55)

**c) Stöße mit und ohne Randeinfluss (z.B. Stöße in Balken mit mehreren Stäben)**

$$\sigma_{eu} = \frac{\left(2 \cdot \sigma_{\mathrm{eu(Gl.(\,2.55))}} + (n-2) \cdot \sigma_{\mathrm{eu(Gl.(2.56))}}\right)}{n} \quad \text{mit } n = \text{Stabanzahl} \tag{2.57}$$

**d) Sicherheitsbeiwerte und zulässige Spannungen**

Da Übergreifungsstöße in der Regel ohne Vorankündigung versagen, wurde von Eligehausen in *DAfStb 301* eine globale Sicherheit von $\gamma = 2{,}1$ bezogen auf die 5-%-Fraktile berücksichtigt. Bei den Berechnungen der Stahlspannungen im Bruchzustand nach Gln. (2.55) bis (2.57) wurden die mittleren Werkstoffkennwerte, insbesondere die mittlere Betonfestigkeit, in Ansatz gebracht. In *DAfStb 301* ergeben sich unter Berücksichtigung der 5-%-Fraktile im Gebrauchslastzustand übertragbare zulässige Spannungen *zul* $\sigma_e$, die mit einer 1,25·2,1 = 2,63-fachen Sicherheit von den Werten $\sigma_{eu}$ in Gl. (2.55) bis (2.57) abgeleitet werden, vgl. Gl. (2.58).

$$zul\ \sigma_{\mathrm{e}} \approx \frac{\sigma_{\mathrm{eu(Gl.(2.55)-(2.57)}}}{1{,}25 \cdot \gamma} \approx \frac{\sigma_{\mathrm{eu(Gl.(2.55)-(2.57)}}}{2{,}63} \tag{2.58}$$

## 2.7.5 Die Gebrauchstauglichkeit von Rippenstahlstößen mit geraden Enden

Entscheidendes Kriterium für die Gebrauchstauglichkeit von Bauteilen mit Stößen ist die Begrenzung der Rissbreiten. Die einzuhaltende maximale Rissbreite ist abhängig von den Umweltbedingungen und liegt nach *EC2 2011 Tab. 7.1DE* für Stahlbetonbauteile des üblichen Hochbaus zwischen $w_{max} \leq 0{,}4$ mm in Innenräumen unter Beachtung der Expositionsklasse XC1 und $w_{max} \leq 0{,}3$ mm im Außenbereich unter Beachtung der Expositionsklassen XC2 bis XC4, sowie XS1-3 und XD1-XD3, wobei für XD3 besondere Maßnahmen erforderlich werden können.

Nach *DAfStb 301* betrug die einzuhaltende Rissbreite $W_{95\%}$ = 0,2 bis 0,3 mm. Einzelne Risse durften jedoch um bis zu 25% breiter sein. Dazu zählte Eligehausen insbesondere den für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebenden Riss an den Stoßenden, der das Gebrauchsverhalten von Übergreifungsstößen bestimmt und im Verhältnis zu den Rissen im übrigen Stoßbereich in Abhängigkeit von u.a. Übergreifungslänge, Stabdurchmesser und Art der Belastung relativ breit ist. Die größere Rissbreite an den Stoßenden ist auf die geringere Dehnung des Betons im Stoßbereich gegenüber dem höher gedehnten Stahl

und, insbesondere bei kurzen Stößen, zusätzlich auf die Verschiebung (Schlupf) der Bewehrung zurückzuführen. Bei kurzen Übergreifungslängen wächst die Verschiebung des Stahls aufgrund der hohen Belastung der Betonkonsolen unter den Rippen und damit der Schlupf in Stoßmitte stark an, da ansonsten die zur Übertragung der Last erforderlichen Verbundspannungen nicht aktiviert werden können. Demgegenüber bleibt bei längeren Übergreifungslängen der Stoßmittenbereich deutlich geringer belastet und die Verschiebungen fallen deshalb deutlich geringer aus, vgl. auch Kap.2.7.3. Die Rissbreite $W_E$ am Stoßende setzt sich somit zusammen aus dem Schlupf des höher beanspruchten Stabes gegenüber dem Beton in Stoßmitte und der anteiligen Stahlverformung außerhalb des Stoßbereichs. Zur Berechnung der Rissbreite muss der Schlupf zwischen Stahl und Beton bekannt sein. Ein Rechenverfahren zur Bestimmung der Rissbreite an den Stoßenden unter Berücksichtigung verschiedener Verbundspannungs-Schlupf-Gesetze, der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes und einer Näherungslösung durch schrittweise Iteration, vgl. auch Kap. 2.2.4, enthält DAfStb 301.

Besonders zu beachten ist, dass die Rissbreite an den Stoßenden in Abhängigkeit von Übergreifungslänge und Art der Belastung überproportional anwachsen kann. Bei kurzen Übergreifungslängen und hohen Dauerlasten bzw. nichtruhender Belastung können die Rissbreiten an den Stoßenden deutlich größer werden als im übrigen Bauteil, vgl. *Bild 2.60*, während sich bei größeren Übergreifungslängen ab $l_ü \approx 50\ d_s$ hier nur noch moderate Abweichungen ergeben. Demgegenüber ergeben sich bei Erstbelastung Rissbreiten $W_E$, die für $l_ü \geq 30\ d_s$ etwa den maximalen Werten $W_{95\%}$ sonstiger Risse außerhalb des Stoßes entsprechen.

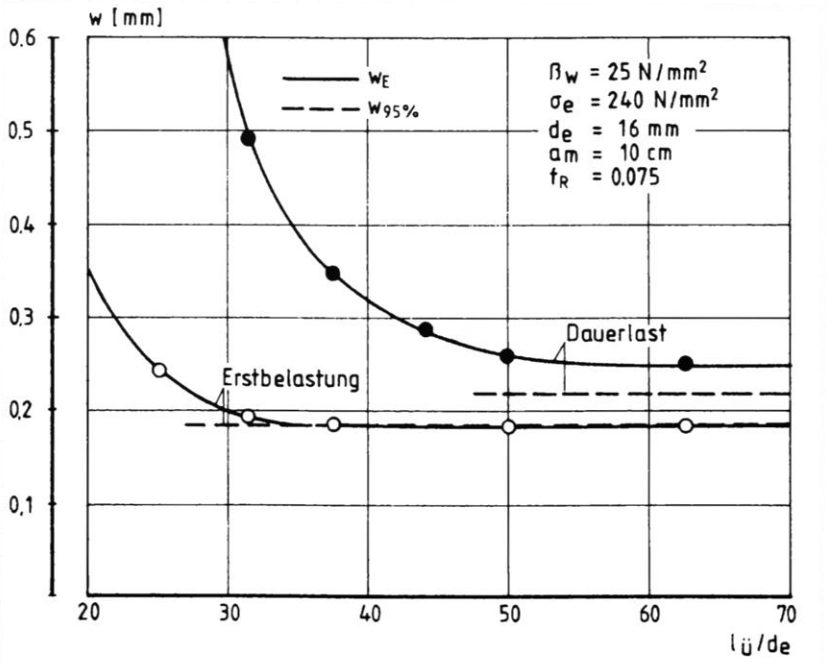



**Bild 2.60:** Rissbreite $W_E$ an den Stoßenden in Abhängigkeit von Übergreifungslänge und Belastungsart (Quelle: *DAfStb 301*)

Somit ist für die Planung von Übergreifungsstößen zu beachten, dass erst bei größeren Übergreifungslängen keine erhebliche Verschlechterung des Rissverhaltens in Abhängigkeit von der Art der Belastung zu befürchten ist. Ebenso steigt die Rissbreite $W_E$ unter Dauerlast mit

steigender Stahlspannung überproportional an, was bei voller Ausnutzung der Stahlspannungen bei höherfesten Rippenstählen zu größeren Rissbreiten führt.

Außerdem besitzen Stabdurchmesser und Rissabstand einen nicht unerheblichen Einfluss auf die Rissbreite an den Stoßenden. Nach *DAfStb 301* steigt die Rissbreite $W_E$ bei unveränderten bezogenen Übergreifungslängen $l_ü/d_s$ mit zunehmendem Stabdurchmesser infolge der ebenfalls zunehmenden Dehnlängen von Beton und Stahl an. Dabei fällt das Verhältnis der Rissbreiten $W_E$ / $W_{95\%}$ unter Berücksichtigung des Rissabstands günstiger aus.

Unter Berücksichtigung dieser Hintergründe und *Bild 2.60* gibt Eligehausen in *DAfStb 301* für Übergreifungsstöße mit geraden Stabenden die zur Einhaltung der Bedingung $W_E = 1{,}25 \cdot W_{95\%}$ erforderliche Übergreifungslänge in Abhängigkeit zur Dauerlast an. *Bild 2.61* enthält das Bemessungsdiagramm für Stabdurchmesser $d_s$ = 16 mm. Das Verhältnis $\sigma_{ed}$ / zul $\sigma_e$ gibt darin den Anteil der dauerhaft wirkenden Stahlspannungen $\sigma_{ed}$ zu den maximal zulässigen Spannungen zul $\sigma_e$ an, während der Wert k = $l_ü/a$ die auf die Verankerungslänge *a* nach *DIN 1045 1978* bezogene Übergreifungslänge $l_ü$ definiert.

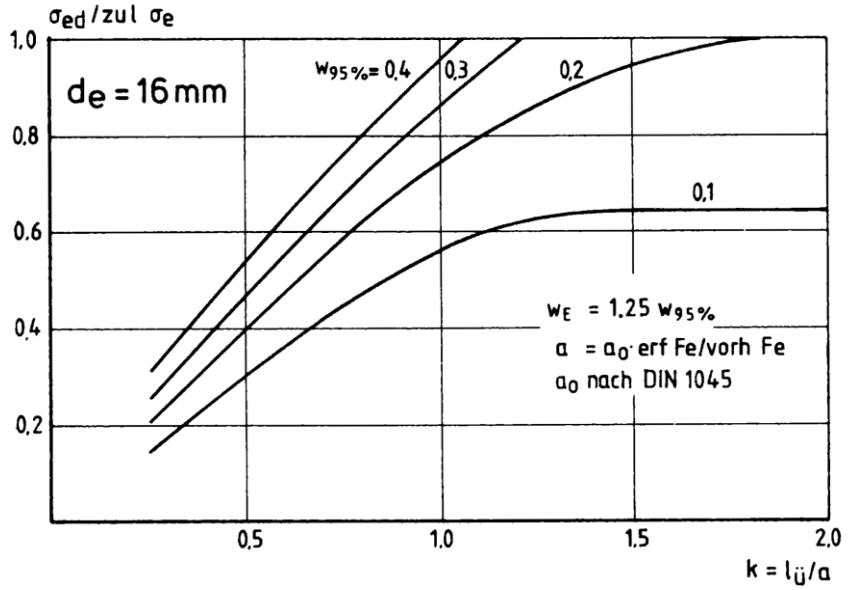



**Bild 2.61:** Rissbreite $W_E$ an den Stoßenden in Abhängigkeit von Übergreifungslänge und Dauerspannung (Quelle: *DAfStb 301*)

Im üblichen Hochbau ist der Anteil der dauernd wirkenden Lasten (Dauerlast) in der Regel auf ≤ 70% der Gesamtlast ($\sigma_{ed}$ / zul $\sigma_e$ = 0,7) begrenzt. In diesem Fall sind die erforderlichen Übergreifungslängen zur Einhaltung der nach *DIN 1045 1978* bzw. *EC2 2011* geforderten Rissbreiten gering. So benötigt man z.B. für eine Rissbreite von $W_{95\%}$ = 0,3mm ($W_E = 1{,}25 \cdot 0{,}3 \approx 0{,}4$mm) ein $l_ü$ von ≤ 0,8·*a* und für $W_{95\%}$ = 0,2mm ($W_E = 1{,}25 \cdot 0{,}2 \approx 0{,}3$mm) ein $l_ü$ von ≤ 0,95·*a*. In diesen Fällen ist bei Ausnutzung der Stoßlängen eine Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebend. Bei deutlich höheren Dauerlasten und gleichzeitig erhöhten Anforderungen an die Rissbreite steigt die erforderliche Übergreifungslänge überproportional an und kann für Übergreifungsstöße bemessungsrelevant werden, was im Einzelfall zu prüfen ist.

Bei Stößen in Biegebauteilen sollen überdies Längsrisse in der Betondeckung auf der Zugseite vermieden werden, obwohl sie lediglich den Tragmechanismus aber nicht die Traglast verän-

dern (vgl. Bruchart *Bilder 2.49 und 2.50*). Auch dies wird nach *DAfStb 301* durch eine Übergreifungslänge im Bereich der Verankerungslänge (a ≈ 30 $d_s$) für den Regelfall des üblichen Hochbaus gewährleistet.

### 2.7.6 Übergreifungsstöße gerippter Stähle mit Haken

Die Wirkung des Hakens gerippter, meist höherfester Stähle ist aufgrund der Überlagerung von kontinuierlich wirkendem Scherverbund, Seilreibung sowie geometrischer Effekte infolge gekrümmter Rippen und den damit verbundenen großen Umlenkpressungen auf den Beton nicht mit der Wirkung des Hakens glatter Stähle vergleichbar. Wie *Bild 2.62* aus *Rehm 1969* zeigt, ist dabei die Verankerung mit geradem Stabende (e) bei gleicher Stablänge deutlich wirkungsvoller als eine Verankerung mit abgebogenem Stabende (a, b, c, d). Der Vorteil der Abbiegung besteht lediglich in der im Verhältnis zur Stablänge kürzeren Grundrisslänge der Verankerung, was häufig von baupraktischer Relevanz ist.

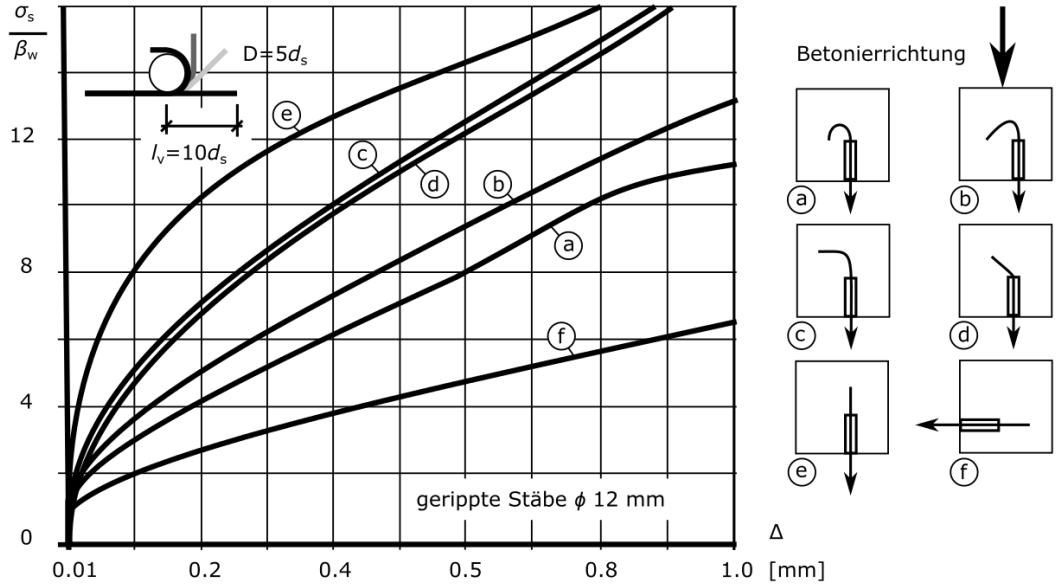



**Bild 2.62**: Einfluss von Hakenform und Biegewinkel auf den Schlupf endverankerter gerippter Stäbe**;** Quelle: *Rehm 1969*

*Leonhardt 1977* empfiehlt, gerippte Stähle möglichst mit geraden Stabenden zu stoßen, da sich Stöße mit Haken oder Winkelhaken bei verringerter Verankerungslänge bzw. Übergreifungslänge, besonders bei großen Stabdurchmessern, kleinen Biegerollendurchmessern und geringer seitlicher Betondeckung ungünstig verhalten können. Infolge der Konzentration von Pressungen und den damit verbundenen Spaltzugkräften ist besonders am Hakenbeginn gerippter höherfester Stähle mit erhöhter Verbundsteifigkeit in der Krümmung die Gefahr von Betonabplatzungen gegeben und eine Abminderung der Verankerungslänge darf demgemäß nur angesetzt werden, wenn durch ausreichende seitliche Betondeckung und genügende Querbewehrung ein seitliches Abplatzen des Betons verhindert wird.

Rehm und Eligehausen berichten in *DAfStb 291*, dass Stöße gerippter Stähle mit Haken oder Winkelhaken gegenüber Stößen mit geraden Enden aufgrund des schlechten Schlupfverhaltens der starren Haken sowohl bei ruhender als auch dynamischer Belastung ein deutlich ungünstigeres Rissverhalten besitzen. In den dortigen Versuchen konnte die kritische Rissbreite

von $w$ = 0,3 mm unter Gebrauchslast nur bei einer Halbierung des in *DIN 1045 1972* angegebene Hakenabzugswerts ($a_0$'$_{\text{DIN 1045}}$ = 20 $d_{s,}$ vgl. Gl. (2.38) bzw. (2.45)) erreicht werden. Unter Berücksichtigung der Forderung, dass der Riss am Ende des Stoßes nicht wesentlich breiter sein sollte als die übrigen Risse der Biegezugzone, ist gemäß *DAfStb 291* sogar vollständig auf den Hakenabzug $a_0$‘ zu verzichten.

Des Weiteren wiesen Rippenstahlstöße mit Winkelhaken unter Ansatz des Hakenabzugswerts nach *DIN 1045 1972* in den in *DAfStb 291* dokumentierten Versuchen deutlich kleinere Bruchsicherheiten auf als Stöße mit geraden Stabenden bei gleicher bezogener Übergreifungslänge $k = l_ü / a_0$. Demzufolge kann ein ausreichendes Tragverhalten bei geringer seitlicher Betondeckung ($c_x$ = 2 $d_s$) und geringem lichtem Stababstand ($e_l$ = 2 $d_s$) ebenfalls nur bei vollständiger Vernachlässigung des Hakenabzugswerts erwartet werden. Für seitliche Betondeckungen mit $c_x \geq 5\ d_s$ halten Rehm und Eligehausen einen Hakenabzug von $a_0$‘ ≤ 10 $d_s$ für vertretbar. Dies entspricht ebenfalls einer Halbierung des normativ zugelassenen Hakenabzugswertes.

Infolge der vorbeschriebenen Defizite hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit wurde der pauschale Hakenabzug nach *DIN 1045 1972* für Stöße unter Verwendung von Betonstählen mit Haken oder Winkelhaken in der nachfolgenden Norm durch den prozentualen Abminderungsbeiwert $\alpha_1$ = 0,7 ersetzt. In *DAfStb 347* berichten Schmidt-Thrö, Stöckl und Betzle von einem Vierpunktbiegeversuch mit einem Übergreifungsstoß unter Verwendung gerippter Betonstähle BSt 420/500 RK $d_s$ = 28 mm mit Winkelhaken, der zur Bestätigung dieser in *DIN 1045 1978* festgelegten Abminderung durchgeführt wurde, vgl. *Bild 2.63*.

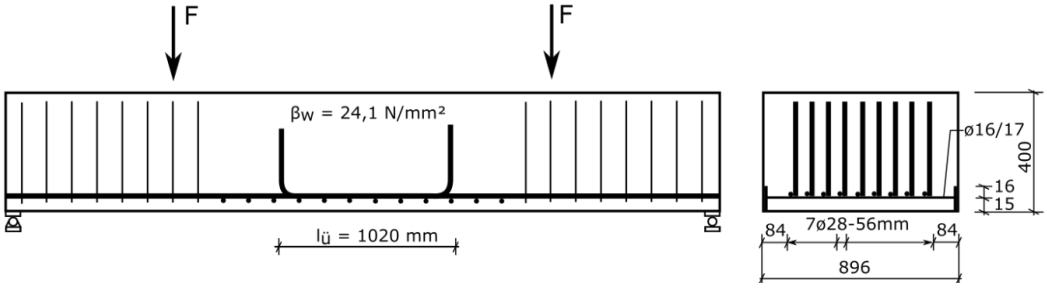



**Bild 2.63** Vierpunkt-Biegeversuch: Übergreifungsstoß gerippter Stähle mit Winkelhaken
Quelle: *DAfStb 347*

Im Ergebnis wurde in *DAfStb 347* der prozentuale Abminderungsbeiwert von $\alpha_1$ = 0,7 bestätigt, wobei bezüglich der Gebrauchstauglichkeit der Riss am Stoßende mit $W_E$ = 0,3 mm im Gebrauchslastzustand deutlich größer war als die übrigen Risse in der Biegezugzone mit $W \leq$ 0,23mm. Kritisch anzumerken ist, dass es sich lediglich um einen Einzelversuch handelte und die Aussagekraft im Hinblick auf die Streuung der Werkstoffkenngrößen des Betons deshalb nur eingeschränkte Gültigkeit besitzen kann. Schmidt-Thrö, Stöckl und Betzle stellten anhand von auf den Stählen applizierten DMS fest, dass die Haken in Abhängigkeit von ihren Biegerollendurchmessern einen Kraftanteil zwischen 15% ($D_{min}$ = 4 $d_s$) und 30% ($D_{min}$ = 8 $d_s$) übernahmen, was im Falle eines Stoßversagens den Bruch lediglich in Grenzen abbremsen, aber nicht verhindern kann.

Abschließend ist anzumerken, dass eine Übertragung von Stabkräften in den Haken gerippter Stähle infolge der benötigten großen Gleitwege am Krümmungsbeginn und der damit verbundenen Rissbildung für den Gebrauchszustand generell kritisch zu bewerten ist. Nach *Leon-*

*hardt 1977* bzw. *Rehm 1969* kann dem Haken im GZG nur ein beschränkter Gebrauchslastanteil in Abhängigkeit zum vorgegebenen Gleitweg zugewiesen werden, z.B. 0,1 mm am Beginn der Krümmung. Für die Aufnahme der restlichen Lasten muss die gerade Vorlänge sorgen.

### 2.7.7 Berechnung der Übergreifungslänge von Rippenstahlstößen

Die historischen Bemessungsregeln für Stöße gerippter Betonstähle BSt IV (50/55) mit geraden Stabenden sind bis einschließlich *DIN 1045 1988* in *Tab. 2-3* zusammengestellt. Für Stöße gerippter Betonstähle nach *DIN 488 1972* oder *DIN 488 1986* mit abweichenden Festigkeiten, z.B. BSt III (42/50), galten diese Regeln unter Berücksichtigung der jeweiligen charakteristischen Streckgrenze $f_{yk}$ (z.B. für BSt III $f_{yk}$ = 420 N/mm²) zur Ermittlung der Verankerungslänge ebenfalls. Die seinerzeit geforderten Verankerungs- und Übergreifungslängen gerippter Betonstähle nach den Richtlinien *DAfStb 1952 bis 1960* mit von BSt IV abweichenden Festigkeiten sind in der jeweils geltenden Richtlinie tabelliert.

Für Stöße mit Winkelhaken oder Haken an den Stabenden waren die von geraden Stabenden abweichenden Verankerungslängen nach *DIN 1045 1972, 1978* und *1988* mit den Gl. (2.38) und (2.39) zu berechnen. Die zugehörigen Übergreifungslängen wurden wiederum mit den Formeln in *Tab. 2-3* ermittelt. Übergreifungslängen von Stößen gerippter Stähle nach *DAfStb 1952 bis 1960* und allgemeiner baupolizeilicher Zulassung, die mit Winkelhaken oder Haken statt mit geraden Stabenden ausgeführt wurden, durften nach den Richtlinien um 1/3 kürzer ausgeführt werden.

Die Regeln nach *DIN 1045 1988* wurden erst im neuen Jahrtausend von *DIN 1045-1 2001* unter Berücksichtigung des semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts abgelöst. Die Berechnungsformel für die Übergreifungslänge $l_s$ entsprach fortan Gl. (2.49), die bereits gleichlautend in *ENV 1992 1991* enthalten war. Die erforderliche Verankerungslänge $l_{b,net}$ war jedoch abweichend zu den Angaben in Gl. (2.49) für gerippte Stähle nach Gl. (2.46) zu berechnen und in *DIN 1045-1 2001* wurde der Beiwert $\alpha_1$ für die Übergreifungslänge abweichend zu *ENV 1992 1991* nach *Tab. 2-8* bestimmt.

Die Regeln für Übergreifungsstöße blieben in *DIN 1045-1 2008* unverändert und wurden erst mit Einführung von *EC2 2011* modifiziert.

**Tabelle 2-8:** Beiwert $\alpha_1$ für auf Zug beanspruchte Übergreifungsstöße nach *DIN 1045-1 2001*

| **Stab-$\phi$** | **Stoßanteil einer Bewehrungslage** | |
|---|---|---|
| | **≤ 33%** | **> 33%** |
| < 16 mm | 1,2 [a)] | 1,4 [a)] |
| ≥ 16 mm | 1,4 [a)] | 2,0 [b)] |
| [a)] Falls s ≥ 10 $d_s$ und $s_0$ ≥ 5 $d_s$ (vgl. *Bild 2.64*) gilt $\alpha_1$ =1,0<br>[b)] Falls s ≥ 10 $d_s$ und $s_0$ ≥ 5 $d_s$ (vgl. *Bild 2.64*) gilt $\alpha_1$ =1,4 | | |

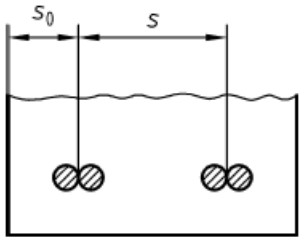



**Bild 2.64:** Definition von $s$ und $s_0$ zur Ermittlung des Beiwerts $\alpha_1$ nach *DIN 1045-1 2001*

Die Berechnung der Übergreifungslänge nach *EC2 2011* kann anhand Gl. (2.59) erfolgen.

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{\mathrm{b,rqd}} \geq l_{0,\min} \tag{2.59}$$

mit

$\alpha_1$ Beiwert zur Berücksichtigung der Verankerungsart:
Zugstäbe mit Haken $\alpha_1 = 0{,}7$
→ Anwendung nur, wenn seitliche Betondeckung ≥ $3\phi$ (sonst $\alpha_1 = 1{,}0$)
Zugstäbe mit geraden Stabenden $\alpha_1 = 1{,}0$

$\alpha_3$ Beiwert zur Berücksichtigung nicht angeschweißter Querbewehrung, vgl. Erläuterungen zu Gl. (2.47)

$\alpha_5$ Beiwert zur Berücksichtigung Querdruck, vgl. Erläuterungen zu Gl. (2.47)

$\alpha_6$ Beiwert zur Ermittlung der Übergreifungslänge nach Tab. 8.3DE bzw. *Tab. 2-7*

$l_{\mathrm{b,rqd}}$ Grundwert der Verankerungslänge gemäß Gl. (2.41a)

$l_{0,\min}$ ≥ $0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{\mathrm{b,rqd}} \geq 15\phi$ oder 200 mm

Wie bereits im Kap. 2.5.6 beschrieben, ist der in *EC2 2011* zur Berücksichtigung einer gegenüber der Mindestanforderung von einem Stabdurchmesser für min *c* zur Verbundsicherung erhöhten Betondeckung enthaltene Beiwert $\alpha_2$ (vgl. Gl. (2.60) gemäß NA in Deutschland in der Regel mit 1,0 anzusetzen und wird deshalb bei der Berechnung der Übergreifungslänge in *Fingerloos 2012* nicht berücksichtigt. Da es bei Übergreifungsstößen jedoch regelmäßig zu einem Spaltversagen mit Abplatzen der Betondeckung kommt, wäre durchaus eine Reduktion der Übergreifungslänge unter Berücksichtigung großer Stab- und Randabstände gerechtfertigt, da ein Ausziehversagen bei Platten und Balken unter Biegung außerhalb des Auflagerbereichs aufgrund des fehlenden Querdrucks und geringer bzw. mäßiger Betondeckung ($c \leq 5d_s$) weitgehend ausgeschlossen werden kann.

Auf eine Abminderung der erforderlichen Übergreifungslänge infolge erhöhter Betondeckung sollte jedoch vor dem Hintergrund der in *Cairns 2014* geforderten Modifikation der Bemessungsregeln des *EC2 2011* verzichtet werden. Nach *Cairns 2014* besitzen die Bemessungswerte der Übergreifungslängen nach *EC2 2011* (ohne NA) aufgrund einer von Cairns und Eligehausen nicht nachvollziehbaren Reduktion gegenüber den Forderungen nach *MC 1990* und stetig steigender Stahlstreckgrenzen in den letzten vier Jahrzehnten erhebliche Sicherheitsdefizite. Cairns und Eligehausen fordern deshalb in *Cairns 2014* eine Erhöhung des Beiwerts $\alpha_6$ für Stöße mit einem Stoßanteil > 50% von derzeit $\alpha_6$ = 1,5 (*EC2 2011* ohne NA, vgl. auch *Tab. 2-9*) auf $\alpha_6$ = 2,5, während der *MC 1990* $\alpha_6$ = 2,0 forderte. Obwohl gemäß NA in Deutsch-

land für Stäbe mit $\phi$ ≥ 16 mm bei Stoßanteilen > 33% ein gegenüber *EC2 2011* deutlich höherer Beiwert von $\alpha_6$ = 2,0 (vgl. *Tab. 2-7*) gefordert wird, werden die von Cairns und Eligehausen vorgeschlagenen Werte auch in Deutschland derzeit normativ nicht erreicht. Dies lässt weitere Reduzierungen kaum zu und verleiht der Forderung in *EC2 2011 8.7.2 (2)* besondere Beachtung, wonach Stöße versetzt und nicht in hoch beanspruchten Bereichen angeordnet werden sollen. Die in *EC2 2011 8.7.2* (4) beschriebenen Ausnahmen sollten infolge der Sicherheitsbedenken bei Stößen bzw. Stäben mit geraden Stabenden und Betondeckungen $c_d \leq 1{,}5\phi$ nicht für Vollstöße bzw. Stoßanteile > 33% mit Zugstäben geltend gemacht werden. Für derartige Stöße bzw. Stäbe ergibt sich nach *EC2 2011* (ohne NA) nach Gl. (2.60) ein Reduktionsbeiwert $\alpha_2 \leq 0{,}80$, was die Sicherheitsdefizite bei Anwendung der in Deutschland gültigen Beiwerte $\alpha_6$ nach *Tab. 2-7* kompensiert. Bei geringeren Betondeckungen sollte die maximale Ausnutzung der Tragkraft des Stoßes im Grenzzustand der Tragfähigkeit zur Kompensation unter 80% liegen.

$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot (c_d - \phi)/\phi \geq 0{,}7 \tag{2.60}$$

mit

$\alpha_2$ Beiwert zur Berücksichtigung der Betondeckung bei Übergreifungsstößen

$c_d$ Betondeckung zur Bemessung, vgl. *Bild 2.38*

Wie ein Vergleich der in Deutschland gültigen *Tab. 2-7* und der nach *EC2 2011* (ohne NA) europaweit gültigen *Tab. 2-9* zeigt, sind die Unsicherheiten auf europäischer Ebene noch weitaus größer. Je nach Stabdurchmesser und Stoßanteil kann die Differenz des Beiwerts $\alpha_6$ und damit der Länge des Übergreifungsstoßes über 70% (2,0/1,15)·100-100) betragen.

**Tabelle 2-9:** Beiwert $\alpha_6$ für Übergreifungsstöße nach *EC2 2011* (ohne NA) *Tab. 8.3*

| **Anteil gestoßener Stäbe am Gesamtquerschnitt des Betonstahls** | <25% | 33% | 50% | >50% |
|---|---|---|---|---|
| $\alpha_6$ | 1 | 1,15 | 1,4 | 1,5 |
| Anmerkung: Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. | | | | |

Der Beiwert $\alpha_3$ zur Berücksichtigung einer erhöhten, nicht an die Bewehrung angeschweißten Querbewehrung im *EC2 2011* wird ebenso wie der Beiwert $\alpha_5$ zur Berücksichtigung eines Querdrucks ebenfalls gemäß NA in Ansatz gebracht, weshalb beide in Gl. (2.59) enthalten sind.

Der Beiwert $\alpha_4$ zur Berücksichtigung einer angeschweißten Querbewehrung darf wiederum nach *DAfStb 600* bzw. *DAfStb 525* nicht angesetzt werden. Durch angeschweißte Querstäbe wird das Verschiebungsverhalten verringert, während die Spaltgefahr der Betondeckung unverändert hoch ist. Ein Anschweißen der Bewehrung führt demzufolge zwar zu einer lokalen Erhöhung der Verbundfestigkeit, behindert aber nicht das Versagen der Übergreifungsstöße, welches in der Regel die Folge von Betonabplatzungen im Stoßbereich ist. Höhere Verbundbeanspruchungen können hier nach Fingerloos sogar ungünstig wirken.

## 2.8 Die genormten Konstruktionsregeln für Übergreifungsstöße

### 2.8.1 Die Konstruktionsregeln der frühen Jahre von 1925 bis 1972

Bis Anfang der 1970-er Jahre waren in den Normen lediglich die bereits in Kap. 2.1.2 und *Tab. 2-2* beschriebenen Regeln für Stöße mit Glattstahl enthalten, die insbesondere die Lage der Stöße, zulässige Stoßanteile bzw. Anzahl der Stöße in einem Querschnitt und die Verwendung des Übergreifungsstoßes nur in bestimmten Bauteilen beschrieben.

Normativ durften bis 1972 Trageinlagen in Zuggliedern und Zugeiseneinlagen mit $d_s \geq 26$ mm in Rippendecken, Balken, Plattenbalken und rippenförmigen Rahmenriegeln nicht durch Überdecken gestoßen werden. Weiter wurden bis einschließlich *DIN 1045 1959* an den Stabenden der Glattstähle Rundhaken mit $D_{min} = 5\ d_s$ und das Nebeneinanderlegen der zu stoßenden Stäbe gefordert. Von Anbeginn der Normung sollten darüber hinaus Stöße von Zugeinlagen möglichst vermieden werden. Wenn sie aufgrund der Bauteillänge dennoch unumgänglich waren, sollten sie gegeneinander versetzt und möglichst an schwächer beanspruchten Stellen (z.B. in Momentennullpunkten) angeordnet werden.

Auch die Konstruktionsregeln für Übergreifungsstöße mit gerippten Stählen basierten nach *DAfStb 1952, 1954, 1960* aufgrund eines Verweises auf §14 in *DIN 1045 1952, 1959* bis 1972 auf den Angaben für Glattstähle in der Bemessungsnorm DIN 1045.

### 2.8.2 Die Konstruktionsregeln der 1970-er Jahre

Mit Erscheinen von *DIN 1045 1972* wurden die Konstruktionsregeln für Übergreifungsstöße vollständig geändert, erweitert und detailliert. Bereits sechs Jahre später wurden mit *DIN 1045 1978* die neuen Regeln erheblich modifiziert und fortgeschrieben.

Gegenüber den Vorgängernormen forderte man 1972 noch unverändert, Zugstöße in biegebeanspruchten Querschnitten nach Möglichkeit außerhalb der Bereiche voll ausgenutzter Stahlquerschnitte anzuordnen und möglichst gleichmäßig zu verteilen sowie gegeneinander zu versetzen, während diese Forderung in *DIN 1045 1978* nicht mehr enthalten war.

Statt der vorher üblichen Rundhaken waren ab 1972 spitzwinklige Haken mit kleineren Biegerollendurchmessern an den Stabenden zulässig. Während Glattstähle immer mit Haken zu verankern waren, durften die erstmals genormten gerippten Stähle mit geraden Stabenden, Haken oder Winkelhaken gestoßen werden.

Die in den 1970-er Jahren gültigen Regeln zu den erheblich variierenden maximalen Stoßanteilen können den beiden *Tab. 2-2 und 2-3* entnommen werden. Während man bei Rippenstählen den Stoßanteil bis 1978 auf 100% erhöhte, wurde der Stoßanteil von Glattstählen nach zuvor differenzierter Regelung mit teils größeren Anteilen in *DIN 1045 1972* mit Erscheinen von *DIN 1045 1978* pauschal auf maximal 33% festgeschrieben.

Des Weiteren wurden in *DIN 1045 1972* auf Basis der in *Stöckl 1972* beschriebenen und ausgewerteten Versuche erstmals detaillierte Angaben zum Längsversatz zweier Stöße sowie zu lichten Stababständen zwischen den einzelnen Stößen und den zu stoßenden Einzelstäben gemacht. Die wesentlichen Konstruktionsregeln hierzu enthält *Bild 2.65*.

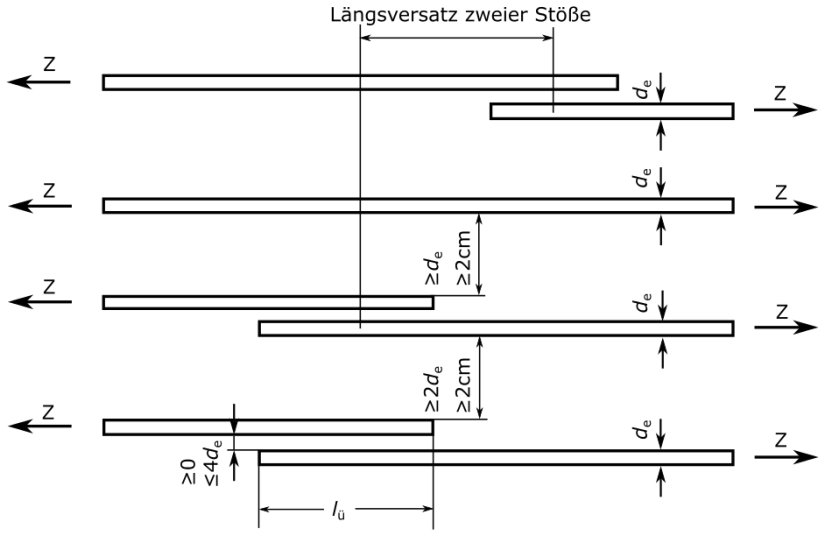



**Bild 2.65:** Konstruktionsregeln für Übergreifungsstöße nach *DIN 1045 1972*

Nach *Stöckl 1972* und später *DAfStb 300* kann durch einen ausreichenden Versatz der Stoßmitten untereinander oder genügenden Abstand in Querrichtung die gegenseitige Beeinflussung benachbarter Stöße vermieden werden.

Um als längsversetzt zu gelten, muss der Längsabstand der Stoßmitten seit 1972 mehr als $1{,}3 \cdot l_ü$ betragen. Diese Regel beugt den bei einfachem Längsversatz entstehenden Überlagerungen mit erhöhten Spannungen und breiteren Rissen an den Stabenden vor, vgl. *Bild 2.66*. Erhöhte Spannungen an den Stabenden, die u.a. durch Versuche von *Stöckl 1972* belegt sind, entstehen infolge von Querdehnungen, die das Ergebnis des auf den *Bildern 2.52 und 2.55* dargestellten Lastübertragungsmodells gerippter Stöße sind. Diese Spannungen erreichen jeweils an den Stoßenden ein Maximum und in Stoßmitte ein Minimum, wie *Bild 2.53* zeigt. Folglich sind die Sprengkräfte und Querzugspannungen an den Stoßenden am größten. Dies wird ergänzend durch in *DAfStb 347* beschriebene Versuche an Rippenstählen bestätigt und anhand von spannungsoptischen Untersuchungen in *DAfStb 302* mit Darstellung des Isochromatenverlaufs visualisiert. *DAfStb 301* bestätigt diese Aussagen ebenfalls, vgl. Kap.2.7.3 und die *Bilder 2.56, 2.57*. Eine Erhöhung des Längsversatzes um 30% unterbindet die Überlagerung erhöhter Spannungen an den nun nicht mehr unmittelbar gegenüberliegenden Stabenden.

Außerdem wird durch die Erhöhung des Längsversatzes um 30% die Gefahr der Überlagerung der durch die Querzugspannungen ausgelösten typischen breiten Risse an den Stoßenden minimiert, da sich die Stabenden bei erhöhtem Versatz nicht mehr direkt gegenüber liegen und die Rissbildung somit verteilt wird, vgl. *Bild 2.66*.

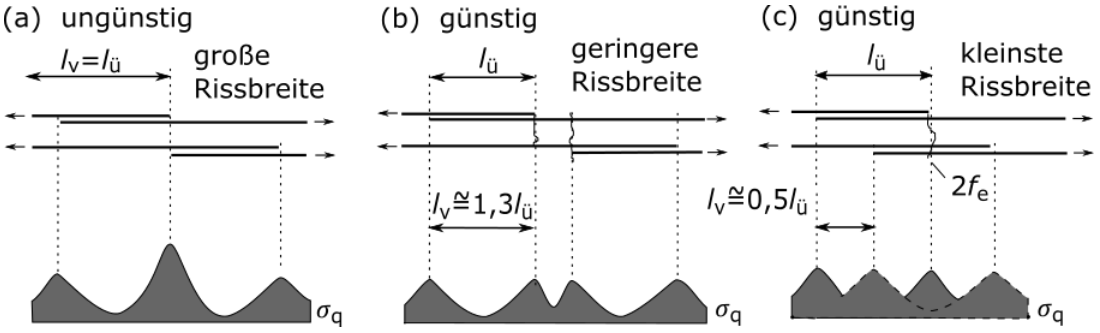



**Bild 2.66:** Überlagerung der Spaltzugspannungen und Risse bei benachbarten Stößen
Quellen: *Leonhard 1977* und *Stöckl 1972*

In *DIN 1045 1972* enthaltene Vergünstigungen für einen Versatz der Stoßmitten um nur 0,4 bis 0,6 $l_ü$, der gleichberechtigt zu einem Längsversatz mit 1,3 $l_ü$ eingeordnet wurde, revidierte man mit Erscheinen von *DIN 1045 1978*, da sich mit diesem geringen Versatz gegenüber Vollstößen keine signifikante Traglaststeigerung für Übergreifungsstöße mit Randeinfluss einstellt, vgl. *DAfStb 300* und *DAfStb 301*. Gleichwohl ergibt sich nach *DAfStb 276* bei Stößen ohne Randeinfluss mit Versatz um eine halbe Übergreifungslänge eine geringe Traglaststeigerung, die ab 1978 für diesen Sonderfall der Vollstöße nur noch zu Vergünstigungen bei der Querbewehrung führte. Überdies sind für derartige „zusammengeschobene Halbstöße“ (vgl. *Stöckl 1972*) Vorteile im GZG zu erwarten, da die Rissbreiten an den Stoßenden, wie in *Bild 2.66* dargestellt, durch die günstige Überlagerung der Spannungen deutlich geringer werden.

Des Weiteren kann die gegenseitige Beeinflussung durch einen ausreichenden lichten Stababstand zwischen den einzelnen Stößen verringert werden. Seit *DIN 1045 1972* wird ein Mindestabstand von zwei Stabdurchmessern gefordert, vgl. *Bild 2.65*. Diese Forderung ist damit zu begründen, dass zur vollständigen Entfaltung der Verbundwirkung mit Übertragung der Stablasten vom Rippenstahl in den Beton auf Basis des in *Bild 2.14* dargestellten Verbundmodells nach *Tepfers 1973* umlaufend um den Stahl ein Zugring in einer Breite von mindestens einem Stabdurchmesser benötigt wird. Aus diesem Grund wird zur Verbundsicherung ebenfalls eine Mindestbetondeckung von einem Stabdurchmesser gefordert. Damit sich die Zugringe zweier nebeneinander liegender Stäbe ohne eine stark verbundmindernde Überlagerung der Sprengkräfte voneinander ausbilden können, ist demzufolge zwischen den beiden seitlichen Begrenzungen der einzelnen Stöße ein lichter Mindestabstand von insgesamt zwei Zugringbreiten bzw. zwei Stabdurchmessern erforderlich. Als absoluter Mindestabstand wurde für Stäbe < 10 mm ergänzend 2 cm eingeführt, vgl. *Bild 2.65*.

Mit anwachsendem Stababstand zwischen den einzelnen Stößen verteilen sich die Verbundspannungen und Sprengkräfte bei sinkendem Bewehrungsgrad auf eine immer größer werdende Betonfläche. Infolge der sich verringernden Beanspruchung des Betons wurden bereits in *DIN 1045 1972 (Tab.22)* für deutlich größere seitliche Stababstände nicht versetzter Stöße verringerte Beiwerte $k$ zur Ermittlung der Übergreifungslänge $l_ü$ in Ansatz gebracht. Auf der Grundlage von Versuchsergebnissen, vgl. *Stöckl 1972* und *DAfStb 276*, durften die Beiwerte $k$ und damit die Übergreifungslängen ab einem lichten seitlichen Stababstand ≥ 10 $d_s$ in Abhängigkeit vom prozentualen Stoßanteil zwischen 14% und 27% verkleinert werden, vgl. *Tab. 2-2 bzw. 2-3*. Mit *DIN 1045 1978* wurde die Abminderung durch Multiplikation der Beiwerte $\alpha_ü$ mit 0,7 auf 30% unabhängig vom Stoßanteil vereinheitlicht, vgl. *Tab. 2.2 und 2-3*, *Fußnote [6)]*. Außerdem wurde die Abminderung auch für Randabstände ≥ 5 $d_s$ zugelassen.

Ab *DIN 1045 1978* wurde darüber hinaus zur Berücksichtigung der Verringerung der Spaltfläche bei größerem Stabdurchmesser, vgl. *DAfStb 301*, bei der Ermittlung der Beiwerte $\alpha_ü$ in dünne Stäbe $d_s < 16$ mm und dicke Stäbe $d_s \geq 16$ mm unterschieden, vgl. *Tab. 2-2 und 2-3*.

Der lichte Abstand zwischen den beiden am Stoß beteiligten Einzelstäben durfte im Gegensatz dazu gemäß *DIN 1045 1972 und 1978* ohne nähere Erläuterung nicht größer werden als 4 $d_s$, vgl. *Bild 2.65*. Der Sinn dieser Einschränkung wurde bereits in Kap. 2.7.4 anhand des in Kap. 2.7.3 vorgestellten Lastübertragungsmodells erläutert. Die Kraftüberleitung erfolgt über den Beton zwischen den gestoßenen Stäben durch schräge, radial ausstrahlende Druckstreben. Wie bereits ausgeführt, beeinflusst ein lichter Abstand zwischen 0 und 2 $d_s$ dieses Tragverhalten nicht, während bei größeren Abständen zu viele dieser Druckstreben nicht mehr auf den gegenüberliegenden Stab treffen, vgl. *Bild 2.67*. Normativ hat man sich nach u.a. *Leonhard 1977* auf den maximalen Abstand von 4 $d_s$ geeinigt. Für größere Abstände wurden in den Normen der 1970-er Jahre keine Regeln angegeben, obwohl u.a. in *DAfStb 301* bei größeren Abständen bereits eine Verlängerung der Übergreifungslänge um das Maß des lichten Stababstands empfohlen wurde.

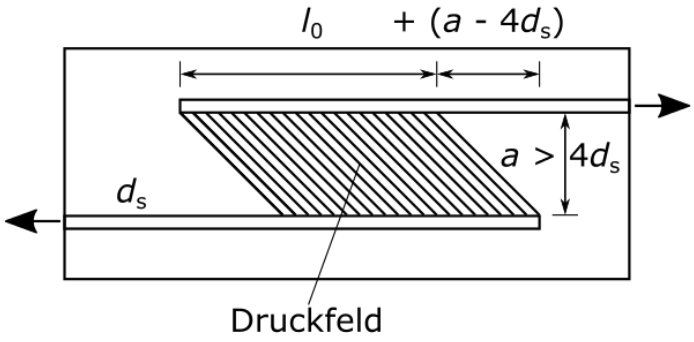



**Bild 2.67:** Veränderung Übergreifungslänge bei großem Stababstand nach *Fingerloos 2008*

Aufgrund der bei der Kraftübertragung entstehenden Querzugkräfte, vgl. Lastübertragungsmodelle *Bilder 2.44 und 2.52*, wird im Übergreifungsbereich bei Überschreiten der aufnehmbaren Betonzugspannungen zur Aufnahme der Querzugspannungen und zur Begrenzung der Breite der entstehenden Längsrisse ausreichende Querbewehrung benötigt. Ab *DIN 1045 1972* wurde deshalb für Übergreifungsstöße die Anordnung von Querbewehrung verlangt. Besondere Anforderungen wurden 1972 an die Querbewehrungen von Stößen mit mehr als 50%-Stoßanteil und Stabdurchmessern > 14 mm gestellt. Für diese Stöße waren an den beiden Stoßenden mindestens 3 Querstäbe mit $d_{sq} \geq 0{,}4\ d_s$ gefordert. Überdies musste die Querbewehrung bei Stößen von Stäben mit $d_s > 14$ mm zur Aufnahme der Sprengkräfte in Längsrissen außen angeordnet werden.

Diese Forderungen wurden 1978 modifiziert. Fortan wurden besondere Regeln für Ein-Ebenen-Stöße nur noch für Stabdurchmesser ≥ 16 mm in Abhängigkeit ihres Stoßanteils und Stababstands formuliert. Ab einem Stoßanteil von mehr als 20% war die Querbewehrung generell auf der Außenseite anzuordnen, um entstehende Längsrisse zu kreuzen. Ab einem Stoßanteil von mehr als 50% sowie einem Achsabstand benachbarter Stöße von weniger als 10 $d_s$ musste die Querbewehrung, mit Ausnahme von um 0,5 $l_ü$ versetzten Stößen mit geraden Stabenden, die Stäbe bügelartig umfassen, um alle Zugkräfte durch Bewehrung aufzunehmen und nach *DAfStb 300* ein schlagartiges Abklappen der Bewehrung zu verhindern, vgl. *Bild 2.51*. Vorhandene sonstige Querbewehrungen durften jeweils angerechnet werden.

In *DIN 1045 1972* waren noch besondere Regeln für Stöße in vorwiegend auf Zug beanspruchten Bauteilen enthalten, die ab *DIN 1045 1978* fehlten. In Zuggliedern sollte die Bewehrung nicht gestoßen werden und Übergreifungsstöße waren in stabförmigen Bauteilen nur zulässig für Stabdurchmesser $d_s \leq 16$ mm mit bügelartiger Querbewehrung und einem Bewehrungsgrad ≤ 1,5% sowie einem Stoßanteil ohne Längsversatz bis 25%. Überdies war die Übergreifungslänge dieser Bauteile bis 1978 immer für mäßige Verbundbedingungen (Lage A) zu berechnen und Stöße waren um ≥ 2,0 $l_ü$ gegeneinander zu versetzen.

### 2.8.3 Die Konstruktionsregeln von heute

Nachdem die Konstruktionsregeln in *DIN 1045 1988* für Übergreifungsstöße gegenüber 1978 unverändert blieben, erfolgten mit dem Erscheinen von *DIN 1045-1 2001 und 2008* sowie später *EC2 2011* Modifikationen der Regeln von 1978 in geringerem Umfang.

Die Forderungen bezüglich der lichten Stoßabstände und der Ausführung des Längsversatzes blieben bei veränderten Definitionen ebenso unverändert, wie der geforderte lichte Stababstand der einzelnen Stäbe eines Stoßes untereinander, vgl. *Bild 2.68*. Ergänzend wurde hierzu ab 2001 gefordert, dass im Falle eines größeren lichten Stababstands die Übergreifungslänge um die Differenz des vorhandenen Stababstands zu 4 $d_s$ vergrößert werden muss, vgl. *Bild 2.69*. Des Weiteren wird ab *EC2 2011* für Stabdurchmesser ≤ 12 mm die Beschränkung dieses lichten Stababstands auf maximal 50 mm festgelegt, vgl. *Bild 2.68*.

*DIN 1045-1 2001* formulierte weiter, dass Übergreifungsstöße so auszubilden sind, dass die Kraftübertragung sichergestellt ist, keine Betonabplatzungen entstehen und die Rissbreite am Stoßende die normativ vorgegebenen Werte nicht übersteigen darf. Bezüglich der Rissbreite wird in *EC2 2011* abgeschwächt gefordert, dass keine größeren Risse auftreten dürfen, die die Funktion des Tragwerks gefährden.

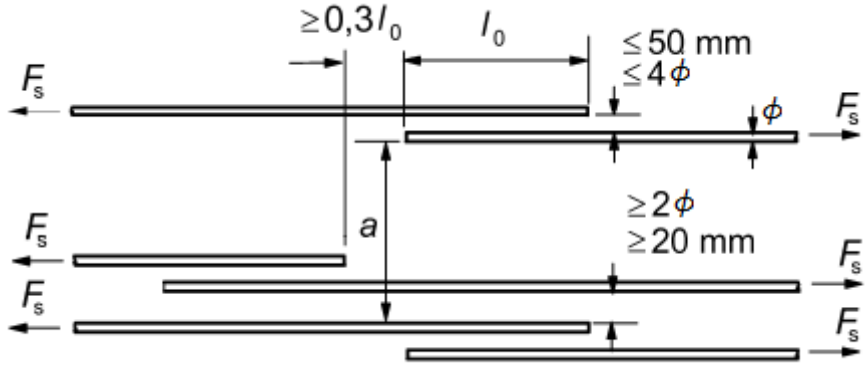



**Bild 2.68:** Konstruktionsregeln für Übergreifungsstöße nach *EC2 2011*

Darüber hinaus sind ab 2001 in der Regel Übergreifungsstöße wieder möglichst versetzt anzuordnen und Vollstöße dürfen in der Regel nicht in hochbeanspruchten Bereichen (z.B. plastische Gelenke) liegen. In *EC2 2011 Kap. 8.7.2 (4)* werden hierzu Ausnahmen für Zugstäbe gestattet. Wenn der minimale Stoßabstand ≥ 2$\phi$ bzw. 20 mm und der lichte Stababstand ≤ 4$\phi$ (50 mm) ist bzw. die Stoßlänge um die Differenz verlängert wird und der Längsabstand zweier benachbarter Stöße die 0,3-fache Übergreifungslänge $l_0$ nicht unterschreitet, dürfen 100% der Zugstäbe in einer Lage gestoßen werden. *Fingerloos 2012* kommentiert diese Ausnahme dahingehend, dass der Regelfall ausreichend längsversetzte Stöße sind und diese versetzten

Stöße beliebig im Grundriss verteilt werden können. Vollstöße an einer Stelle ohne Versatz sind nach Fingerloos nur noch in Bereichen mit sichergestellter geringer Beanspruchung zulässig, z.B. in der Nähe von Momentennullpunkten.

Weitere Modifikationen ergaben sich bei der Querbewehrung. Diese muss ab 2001 eine Gesamtquerschnittsfläche besitzen, die nicht geringer als die Querschnittsfläche eines gestoßenen Stabs sein darf und muss zwischen Längsbewehrung und Betonoberfläche sowie konzentriert am Anfangs- und Endbereich der Stoßlänge angeordnet sein. Des Weiteren darf nach *DAfStb 525* die Querbewehrung für Stöße mit weitem Stababstand > 4 ds nicht geringer sein als die Querschnittsfläche beider gestoßenen Stäbe, da sich ein Fachwerk mit einer Druckstrebenneigung von ca. 45° zwischen den gestoßenen Stäben ausbildet, vgl. *Fingerloos 2008* und *Bild 2.69*.

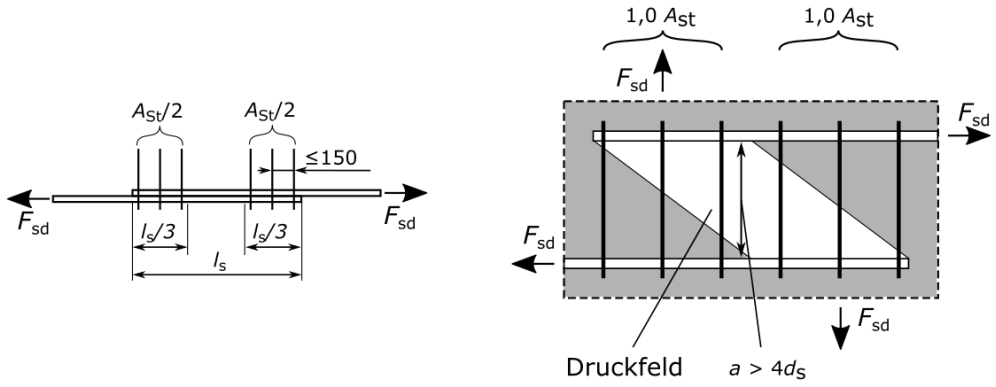



**Bild 2.69:** Querbewehrung für Übergreifungsstöße *nach Fingerloos 2008*

In biegebeanspruchten Bauteilen muss die Querbewehrung analog zu *DIN 1045 1978* mit Ausnahme von um 0,5 $l_ü$ versetzten Stößen mit geraden Stabenden ab einem lichten Stoßabstand ≤ 10 $d_s$ bügelartig ausgebildet werden. Diese Forderung wurde mit *DIN 1045-1 2008* für flächenartige Bauteile konkretisiert. Ab 2008 muss nun auch für flächige Bauteile ab einem lichten Stoßabstand ≤ 7 $d_s$ (ab *EC2 2011* ≤ 5 $d_s$) die Querbewehrung bügelartig ausgebildet werden. Alternativ ist eine Erhöhung der Übergreifungslänge um 30% möglich.

Ab *EC2 2011* ist für Stöße mit Stäben $\phi$ < 20 mm oder einem Stoßanteil ≤ 25% konstruktive Querbewehrung ausreichend. Die Regeln für Stöße mit Stäben $\phi$ ≥ 20 mm oder einem Stoßanteil > 25% entsprechen den Regeln in *DIN 1045-1 2001 bzw. 2008*.

# 3 Tastversuche mit kombinierten Übergreifungsstößen

## 3.1 Programm der eigenen experimentellen Untersuchungen

Zum Studium des Tragverhaltens kombinierter Übergreifungsstöße wurden zunächst drei Referenz- und anschließend sechs Tastversuche an Biegebalken mit den Abmessungen b/h/l = 600/250/3500 [mm³] durchgeführt. Die neun Prüfkörper besaßen jeweils gleiche Bewehrungsanordnung und Stabdurchmesser. Variiert wurde lediglich die im Bereich des maximalen Biegemoments mit unterschiedlichen Übergreifungslängen gestoßene Tragbewehrung. Die drei Referenzversuche erhielten jeweils die gleiche gestoßene Tragbewehrung S235 oder B500, während die sechs Tastversuche mit gemischter gestoßener Tragbewehrung aus Glattstahl S235 und Rippenstahl B500 ausgestattet wurden.

Zur Bestätigung der ersten Ergebnisse und zur Versuchsoptimierung folgten sechs Ergänzungsversuche an Biegebalken mit den Abmessungen b/h/l = 250/240/2500 [mm³] mit zu den Tastversuchen analogem Versuchsaufbau. Die sechs Balken mit gemischter Tragbewehrung S235 bzw. B500 besaßen ebenfalls gleiche Bewehrungsanordnung und Stabdurchmesser, wobei jeweils drei Balken auch im Bereich des Übergreifungsstoßes gleich ausgeführt wurden, um eine statistisch verwertbare Bestätigung der Ergebnisse zu erhalten. Des Weiteren wurden zur Ermittlung des Spannungsverlaufs auf der Bewehrung von drei Versuchskörpern Dehnmessstreifen (DMS) appliziert und ausgewertet.

Auf Basis der Ergebnisse dieser fünfzehn Tastversuche wurden anschließend zur Klärung des Tragverhaltens und zur Entwicklung des Ingenieurmodells systematische Versuchsreihen an optimierten Versuchskörpern aufgelegt. Insgesamt wurden einunddreißig 3500 mm lange und 300 mm hohe Biegebalken mit in Abhängigkeit von der gewählten Bewehrung wechselnder Breite zwischen 200 und 300 mm sowie drei Biegeplatten mit den Abmessungen b/h/l = 750/150/3500 [mm³] geprüft, die jeweils kombinierte Übergreifungsstöße aus Glattstahl S235 mit Haken und Rippenstahl B500 mit geraden Stabenden oder Haken besaßen. Zur Ermittlung des Einflusses der bemessungsrelevanten Materialparameter wurden dabei Übergreifungslängen, Betonfestigkeiten, Stabdurchmesser und Stabendausbildung der Bewehrung sowie die Betondeckungen variiert. Um die Ergebnisse nicht zu beeinflussen wurde bei den systematischen Versuchsreihen auf das Applizieren von DMS im Stoßbereich verzichtet.

Im Zusammenhang mit den systematischen Versuchsreihen wurden ergänzend drei weitere Tastversuche mit abweichender Endverankerung des Glattstahls durchgeführt. Dabei erhielten die Biegebalken gemischte Bewehrung aus Rippenstahl B500 mit geraden Stabenden und Glattstahl mit Ankerplatte bzw. mit geradem Ende im Stoßbereich.

Um das Tragverhalten kombinierter Übergreifungsstöße in reinen Zuggliedern ebenfalls zu studieren und die Spannungsverläufe im Bereich des Übergreifungsstoßes sowie insbesondere im Haken des Glattstahls zu ermitteln, folgten final drei weitere Versuche mit neuem, stark abweichendem Versuchsaufbau. Diese Zuggliedversuche mit den Abmessungen b/h = 430/600 [mm²] erhielten aufgrund wechselnder Übergreifungslänge drei unterschiedliche Längen zwischen 750 und 1250 mm.

Alle Versuchsergebnisse der eigenen experimentellen Untersuchungen sind in Anhang 2 detailliert mit Berechnung der Schnittgrößen, Stahlspannungen, Ausnutzungen und Vergleichs-

längen nach *EC2 2011* sowie zugehöriger Bewehrungspläne, Kraft-Weg-Diagramme und Versuchsprotokolle zusammenfassend dargestellt. Den dortigen Versuchsnummern sind die vorbeschriebenen Versuche wie folgt zugeordnet:

Versuche Nr. 01-31: Systematische Versuchsreihen – Biegebalken

Versuche Nr. 32-37: Ergänzungsversuche 1-1, 1-2, 1-3 und 2-1, 2-2, 2-3

Versuche Nr. 38-46: Referenz- und Tastversuche R1 bis R9

Versuche Nr. 47-49: Systematische Versuchsreihen – Biegeplatten

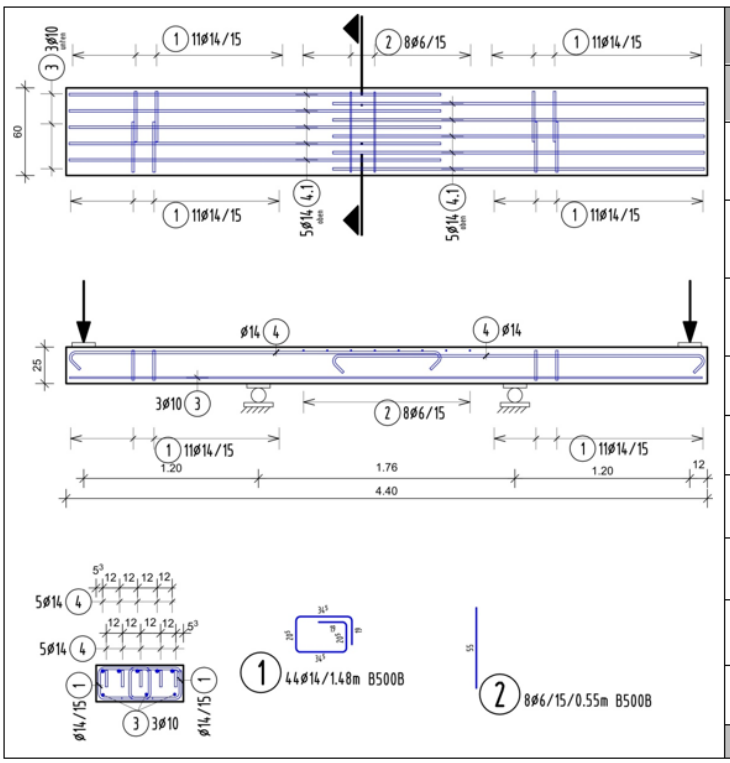
Versuche Nr. 50-52: Systematische Versuchsreihen – weitere Tastversuche

Versuche Nr. 53-55: Zuggliedversuche - DMS

## 3.2 Referenz- und Tastversuche

### 3.2.1 Herstellung der Probekörper

Zur Beobachtung des Tragverhaltens verschiedener kombinierter Übergreifungsstöße mit glatten und gerippten Stählen wurden anfangs neun Versuche mit gleicher Geometrie und Versuchsanordnung durchgeführt, davon drei Referenzversuche mit gleichen Stahlsorten, sowie sechs Tastversuche mit kombinierten Übergreifungsstößen unter gleichzeitiger Verwendung glatter und gerippter Betonstähle mit gleichen Stabdurchmessern, vgl. *Bild 3.1*. Dabei erhielten die Glattstähle Haken und die Rippenstähle bei je drei Balken gerade Enden und Haken. Ausgehend von den in Anlehnung an *EC2 2011* und *MC 1990* mit $\sigma_{sd}/f_{yd}$ = 1,0 berechneten Bemessungswerten der Übergreifungslänge $l_0$ erfolgte innerhalb der ersten Prüfserie eine Reduktion der Stoßlängen von 100% über 66% auf 33% bzw. bei Balken Nr. R7 auf min $l_0$.




| Ausbildung der Übergreifungsstöße | | |
|---|---|---|
| Balken Nr. | Stoßart | Stoßausbildung |
| R1 | Haken, glatt –Haken, glatt (Referenzversuch) | 75 |
| R2 | gerade, gerippt – gerade, gerippt (Referenzversuch) | 95 |
| R3 | Haken, gerippt – Haken, gerippt (Referenzversuch) | 66 |
| R4 | Haken, glatt – gerade, gerippt ($^1/_3$ $l_0$) | 31 |
| R5 | Haken, glatt – gerade, gerippt ($^2/_3$ $l_0$) | 63 |
| R6 | Haken, glatt – gerade, gerippt ($^3/_3$ $l_0$) | 95 |
| R7 | Haken, glatt – Haken, gerippt (min $l_0$) | 28 |
| R8 | Haken, glatt – Haken, gerippt ($^2/_3$ $l_0$) | 44 |
| R9 | Haken, glatt – Haken, gerippt ($^3/_3$ $l_0$) | 66 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | |

**Bild 3.1:** Geometrie und Bewehrung der Referenz- und Tastversuche (Balken Nr. R1-R9)

Die Balken wurden im Labor aus Beton C20/25 nach *DIN EN 206-1* hergestellt und gemäß *Bild 3.1* bewehrt. Die Wahl von Versuchsanordnung und Bewehrung erfolgte mit der Absicht, im Bereich des mittig angeordneten Übergreifungsstoßes ein Versagen des Übergreifungsstoßes oder ein Biegezugversagen mit Fließen der Betonstähle zu erhalten. Dies wird in Anlehnung an z.B. in *DAfStb 319* dokumentierte Versuche mit Übergreifungsstößen günstig mit dem Vier-Punkt-Biegeversuch ermöglicht. Unter symmetrischer Belastung durch das Aufbringen von Einzellasten an den beiden auskragenden Balkenenden (vgl. *Bild 3.1*) stellt sich zwischen den beiden Auflagern unter Vernachlässigung der Eigenlast des Balkens ein konstanter Verlauf des Biegemoments ohne Änderung der Querkraft ein. Die Zug- und Druckkräfte aus Biegung bleiben bei fehlender Querkraft in diesem Bereich folglich konstant und ermöglichen optimale Prüfvoraussetzungen für die mittig in der Biegezugzone angeordneten Übergreifungsstöße.

Zur Abdeckung diverser Transportzustände wurde auf der gegenüber der gestoßenen Tragbewehrung liegenden Seite eine Mindestbewehrung angeordnet, während zwischen den Auflagern aufgrund fehlender Querkräfte auf eine Schubbewehrung verzichtet werden konnte. Stattdessen wurde im Feld bei den Referenz- und Tastversuchen die normativ geforderte Mindestquerbewehrung für einen Plattenstreifen ohne seitliche Endverankerung eingelegt. Die beiden Kragarme erhielten hingegen bis kurz hinter die Auflagerlinie eine stark überdimensionierte Schubbewehrung, um ein vorzeitiges Versagen im Lasteinleitungsbereich sicher ausschließen zu können. Zur Beobachtung der Rissentwicklung auf der glatt geschalten Biegezugseite mit den Stößen wurden die Probekörper nach dem Betonieren gedreht, sodass die Stöße während der Versuche oben lagen.

Als Glattstahl wurde S235 nach *DIN EN 10025-2 2011* und als Betonrippenstahl B500B nach *DIN 488 2009* eingesetzt. Die Betondeckung aller Versuchskörper betrug vertikal 15 mm bis zur Bügel- bzw. Querbewehrung und seitlich 45 mm ($\geq 3\phi$) bis zum äußeren Längsstab.

### 3.2.2 Messtechnik und Versuchsdurchführung

Der Prüfstand für die Versuche bestand gemäß *Bild 3.2* aus zwei Stahlbetonböcken mit Stahlrollenlagern am Kopf und aufgelegten Stahlblechen zur Lastverteilung. An den Stabenden der auf den Prüfstand gehobenen Balken wurde zur Aufbringung der Prüflast eine Stahlkonstruktion installiert.

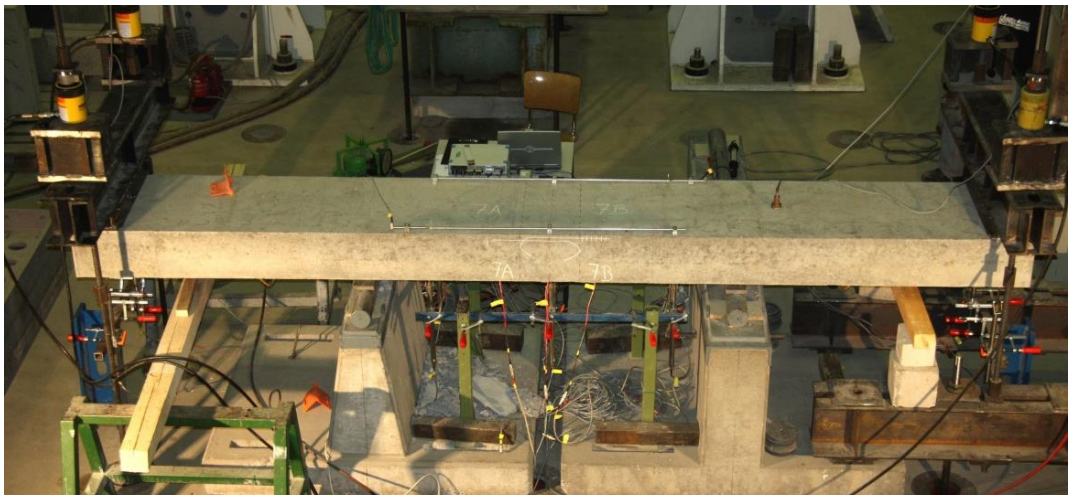


**Bild 3.2:** Versuchstand mit Probekörper

*Bild 3.3* zeigt die verwendete Messtechnik. Die Messung der mittels hydraulischer Pressen aufgebrachten Prüflast erfolgte mit Kraftmessdosen (KMD). Zur Dokumentation der vertikalen Durchbiegung wurden unter den Einzellasten an den Enden und im Feld des Balkens vertikale Wegaufnehmer (WV) angeordnet.

Um Versagenslasten und zugehörige Stahlspannungen vergleichen zu können, wurden an Bewehrungsresten durch Zugversuche Streckgrenze $f_y$ ($R_e$) und Zugfestigkeit $f_t$ ($R_m$) ermittelt und anhand von Probewürfeln die am Bauteil vorhandene Betondruckfestigkeit zum Versuchszeitpunkt bestimmt.

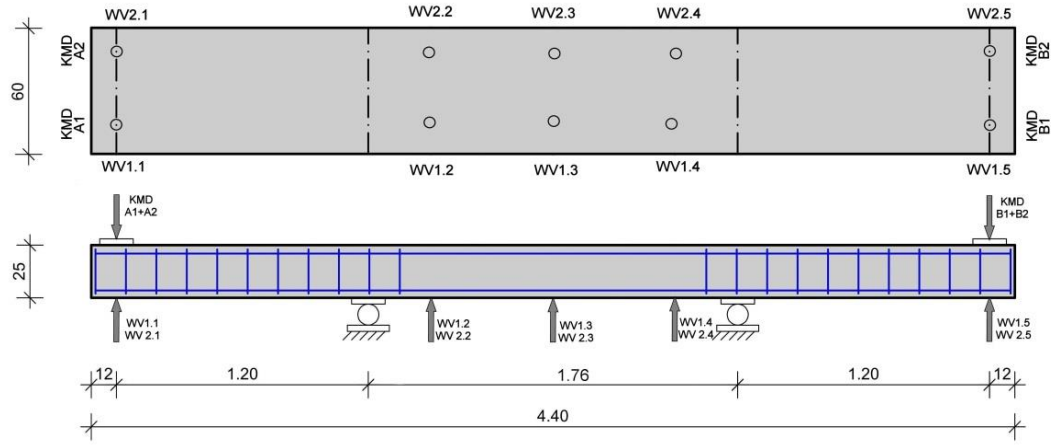



**Bild 3.3:** Anordnung der Messtechnik

### 3.2.3 Versuchsverlauf

In *Bild 3.4* ist ein Probekörper nach dem Belastungsversuch dargestellt. In *Tab. 3-1* sind, neben der zur Beurteilung der Stoßtragfähigkeit wichtigen Versagensart und der anhand von jeweils drei Probewürfeln ermittelten mittleren Würfeldruckfestigkeit des Betons, die experimentell festgestellten Traglasten dokumentiert. Das Erreichen der Traglast wurde durch das Auftreten großer Verformungen infolge Stahlfließens oder Abfall der aufnehmbaren Last infolge Stoßversagen definiert.



**Bild 3.4:** Versuchstand mit Probekörper nach Versuchsende (Balken R7)

*Tab. 3-1* zeigt, dass vier der sechs Versuchskörper mit kombinierter Bewehrung infolge eines Biegedruckbruchs versagten, ausgelöst durch Überschreiten der Fließgrenze des Glattstahls S235 und damit einhergehendem Einschnüren der Biegedruckzone bei großen Stahldehnungen, vgl. *Bild 3.5*. Lediglich bei Balken R7, der mit min $l_0$ = 28 cm die geringste Übergreifungslänge der mit Haken verankerten Rippenstähle besaß, wurde das Versagen unmittelbar vor Erreichen der Stahlstreckgrenze durch Hakenauszug bzw. Abplatzen der seitlichen Betondeckung ausgelöst (*Bild 3.6*). Bei Balken R4, der die geringste Übergreifungslänge ($^1/_3\ l_0$ = 31 cm) der Kombination von Glattstählen mit Haken und Rippenstählen mit geraden Stabenden besaß, zeichnete sich ebenfalls ein Stoßversagen ab, da die Traglast des Balkens vor Beginn des Stahlfließens erreicht wurde, was durch Abplatzen der seitlichen Betondeckung an einem Stab im Stoßbereich dokumentiert werden konnte. Im Gegensatz zu Balken R7 konnte bei diesem Versuch die Belastung jedoch bis zum Versuchsende moderat gesteigert werden, was letztlich wiederum zum Versagen der Biegedruckzone führte.

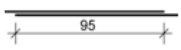
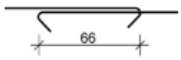
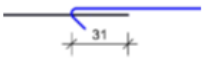
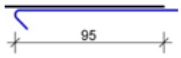
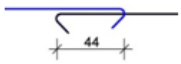
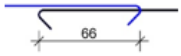



**Bild 3.5:** Versagen durch Biegedruckbruch infolge Stahlfließens (Balken R6)



**Bild 3.6:** Versagen des Übergreifungsstoßes (Balken R7)

**Tabelle 3-1:** Traglast der Referenzversuche mit Versagensart und Würfeldruckfestigkeiten

| Balken Nr. | Stoßart | Stoßausbildung | **Traglast F [kN]** [1] | Versagensart | Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,\,cube}$[N/mm²] |
|---|---|---|---|---|---|
| **R1** | Haken, glatt – Haken, glatt (Referenz) |   | **38,0** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen | 37,1 |
| **R2** | gerade, gerippt – gerade, gerippt (Referenz) |   | **61,0** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen | 37,1 |
| **R3** | Haken, gerippt – Haken, gerippt (Referenz) |   | **61,5** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen | 37,9 |
| **R4** | Haken, glatt – gerade, gerippt ($^1/_3$ $l_0$) |   | **36,5** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen, unterstützt von *Hakenauszug* | 37,1 |
| **R5** | Haken, glatt – gerade, gerippt ($^2/_3$ $l_0$) |   | **38,0** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen | 37,5 |
| **R6** | Haken, glatt – gerade, gerippt ($^3/_3$ $l_0$) |   | **38,5** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen | 35,5 |
| **R7** | Haken, glatt – Haken, gerippt ($^1/_3 l_0$ bzw. 20 $\phi_s$) |   | **35,0** | Biegedruckbruch infolge *Hakenauszug* | 37,0 |
| **R8** | Haken, glatt – Haken, gerippt ($^2/_3$ $l_0$) |   | **38,0** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen | 35,4 |
| **R9** | Haken, glatt – Haken, gerippt ($^3/_3$ $l_0$) |   | **38,0** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen | 35,5 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | |

[1] ohne Versuchsaufbau ΔG=3kN

Wie die Versuchsprotokolle in Anlage 2 belegen, blieben die Rissbreiten in allen Fällen bis kurz vor Beginn des Stahlfließens bzw. des Stoßversagens unter den Vorgaben des *EC2 2011* für den Außenbereich ($w_{max} \leq 0{,}3$mm). Dazu ist zu bedenken, dass die maximalen Rissbreiten normativ im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) zu ermitteln sind und zu diesem Zeitpunkt die anzusetzenden Einwirkungen aufgrund geringerer Teilsicherheitsbeiwerte im üblichen Hochbau deutlich geringer sind als im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT), vgl. Kap. 4.3.2.

### Versuchsverlauf Referenzversuche R1 - R3

Der Balken R1 versagte durch Stahlfließen mit nachfolgendem Biegedruckbruch während die Versuchsdurchführung bei den Balken R2 und R3 nach Beginn des Stahlfließens und vor Erreichen der Grenztraglast des Versuchsaufbaus noch vor dem vollständigen Versagen durch Biegedruckbruch abgebrochen wurde. Sowohl der Übergreifungsstoß der glatten Stähle S235 mit Haken als auch die beiden Stöße der Rippenstähle B500 mit geraden Stabenden und mit Haken blieben bis zum Versuchsende tragfähig. Breitere Risse entstanden regelmäßig an den Stoßenden sowie zwischen diesen und dem ersten Bügelpaar, während die Erstrissbildung bereits bei kleinen Belastungen über der Bügel- und Querbewehrung erfolgte. Im Stoßbereich traten Risse erst erheblich später mit geringerer Breite auf.

**Versuchsverlauf Tastversuche R4 - R6 (Kombi-Stöße Haken, glatt – Gerade, gerippt)**

Diese drei Versuche zeigten gemäß Kraft-Weg-Diagramm (*Bild 3.8*) ein einheitliches Verhalten. Trotz starker Abminderung der Übergreifungslängen bis auf $^1/_3\ l_0$ (31 cm) bei Balken R4 kamen die glatten Stähle in allen Fällen ins Fließen. Dies führte zu breiten Rissen bevor die Balken durch Biegedruckbruch versagten, vgl. *Bild 3.5*.

Lediglich bei Balken R4 platzte nach Erreichen der Streckgrenze und weiterer Laststeigerung im Stoßbereich an einem Bauteilrand seitlich die Betonüberdeckung ab. Wie *Bild 3.7* zeigt, hatte der Haken des Glattstahls die seitliche Betondeckung abgesprengt. Ebenso waren am gegenüberliegenden geraden Stabende des gerippten Stahls Betonabplatzungen zu beobachten. Unmittelbar nach Einsetzen des Glattstahlfließens war die Stoßtragfähigkeit ebenfalls erschöpft. Gleichwohl ist im Kraft-Weg-Diagramm *(Bild 3.8)* zu erkennen, dass im Wesentlichen Stahlfließen versagensursächlich war, da die Kurven aller Probekörper ähnlich verlaufen.

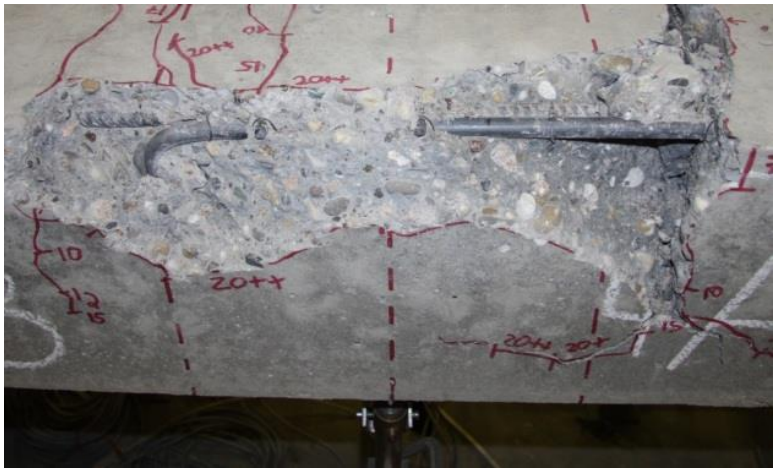


**Bild 3.7:** Abplatzen der Betondeckung am äußeren Haken (Balken R4)

Im Diagramm *(Bild 3.8)* sind jedoch bei Balken R4 im Bereich einer Durchbiegung von ca. 2,5 mm in Balkenmitte deutliche Abweichungen gegenüber den beiden übrigen Balken zu beobachten. Bereits vor Erreichen des Fließbereichs ist bei R4 ein deutlich schnellerer Anstieg der Verformung festzustellen. Die zu R4 gehörige Kurve steigt deutlich flacher an und erreicht bei größerer Verformung trotzdem annähernd die Traglast der übrigen Balken. Die größere Durchbiegung bei vergleichbarer Belastung ist auf größere Längenänderungen der auf Zug beanspruchten Stahleinlagen zurückzuführen, was sich im Beton durch breitere Risse in kleineren Abständen äußert. Die Rissbildung wird durch Dehnung des Stahls nach Überschreiten der Fließgrenze sowie durch Hakenauszug bzw. Schlupf und Verbundverlust der Bewehrung im Stoßbereich verursacht. Wie in *Bauer 1949* beschrieben, vgl. Kap.2.4.3, und auf den *Bildern* 3*.9* und *3.10* am aufgeschnittenen Balkens zu erkennen, wird ein Teil der Längenänderung nach Überwinden des Haft- und Reibungsverbunds durch kurzzeitiges Gleiten der Glattstähle im Betonkanal hervorgerufen. Das Gleiten des glatten Stabs endet durch Festklemmen des geraden Hakenendes im Betonkanal. Der Stoß verliert durch diesen Vorgang allerdings noch nicht seine Tragfähigkeit, denn die aufzubringende Kraft bleibt unverändert hoch und erst nach Laststeigerung führt Stahlfließen zum Biegedruckbruch. Die geringe Differenz zur Maximalbelastung der anderen Balken ist durch den anteiligen Verlust der Tragkraft des äußeren Stabes infolge Abplatzens der seitlichen Betondeckung zu erklären.

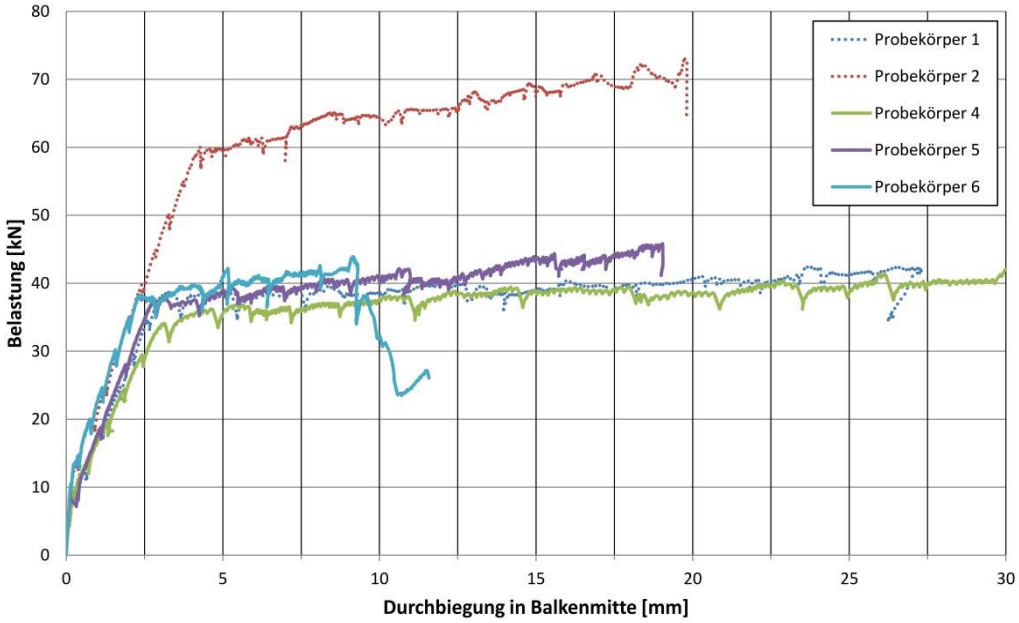



**Bild 3.8:** Kraft-Weg-Diagramm: „Glattstahl mit Haken - Rippenstahl mit geraden Stabenden“



**Bild 3.9**:

Glattstahlhaken nach dem Aufschneiden:

Starker Schlupf am Ende des Glattstahlhakens im Balken R4 (vgl. Pfeil)



**Bild 3.10:**

Hakenabdruck nach Entfernen des Glattstahls:

Risse entlang des Stabes, von der Bauteiloberfläche bis zum Bogenende (Ankündigung des Abplatzens der Betondeckung)

**Versuchsverlauf Tastversuche R7 - R9 (Kombi-Stöße Haken, glatt – Haken, gerippt)**

Die drei Versuche mit kombinierter Bewehrung aus Glattstahl und Rippenstahl mit Haken zeigten gegenüber den Tastversuchen R4-R6 gemäß dem in *Bild 3.12* dargestellten Kraft-Weg-Diagramm dieser Serie in einem Fall ein abweichendes Tragverhalten. Bei zwei der drei Stöße kamen zuerst die glatten Stähle ins Fließen und die Risse öffneten sich, bevor diese beiden Balken (R8+R9) durch Bruch der Biegedruckzone versagten. Der mit der geringsten Übergreifungslänge von 28 cm bewehrte Balken R7 erreichte dagegen eine etwas niedrigere Traglast als die mit größeren Stoßlängen betonierten Balken. Im Kraft-Weg-Diagramm ist zu erkennen, dass die Durchbiegung des Balkens R7 nach Erreichen der Traglast, die ca. 8% unter den Traglasten der beiden übrigen Balken liegt, überdurchschnittlich zunahm und gleichzeitig die vom Probekörper aufnehmbare Last sank. Dies ist auf das Versagen des Stoßes zurückzuführen. Aufgrund des Verbundverlusts im Stoßbereich konnte die Bewehrung im Gegensatz zum Stahlfließen bei zunehmender Verformung die Zuglast nicht mehr komplett aufnehmen und es war keine weitere Laststeigerung möglich. Wie *Bild 3.11* zeigt, kam es über den sich öffnenden Haken schließlich zu einem Abplatzen der oberen Betondeckung. Nachdem erst die seitliche Betondeckung an den äußeren Haken abplatzte, vgl. *Bilder 3.4 und 3.6*, folgte anschließend ein flächiges Lösen der Betondeckung über der inneren Bewehrung.



**Bild 3.11:**

Abplatzen der Betondeckung der äußeren Haken

(Balken R7)

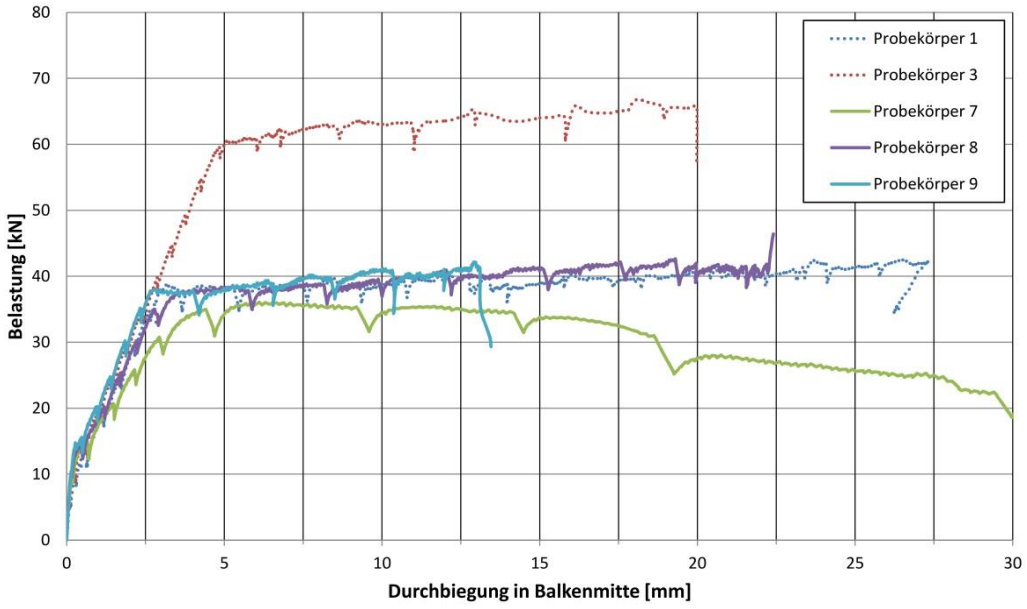



**Bild 3.12**: Kraft-Weg-Diagramm: „Glattstahl mit Haken - Rippenstahl mit Haken“

### 3.2.4 Vergleichsberechnung und Bewertung

Zur Bewertung der Versuchsergebnisse wurden auf Basis des statischen Systems, vgl. *Bild 3.13*, mit den Einwirkungen aus Eigenlast und experimentell festgestellten Traglasten die zugehörigen Stahlspannungen berechnet und mit den durch Materialprüfung festgestellten Streck- bzw. 0,2 %-Dehngrenzen $f_y$ ($R_e$) der eingebauten Stähle verglichen.

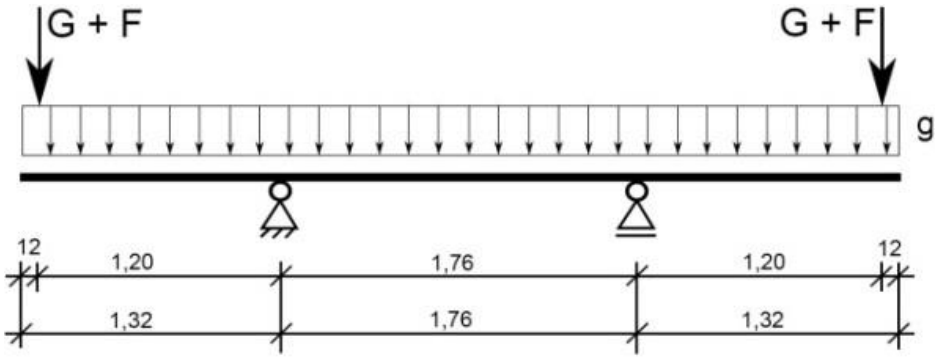



**Bild 3.13:** Statisches System und Einwirkungen der Tastversuche

Die Berechnung der Stahlspannungen $\sigma_s$ im GZT erfolgte nach *EC2 2011* ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten und Langzeitauswirkungen ($\alpha_{cc}$ = 1,0). Die Ergebnisse sind in *Tab. 3-2* zusammengefasst (Eigengewicht + Versuchsaufbau $M_{G+Fg}$ ≈ 6,9 kNm). Zum Vergleich der berechneten Spannungen mit den ermittelten Streckgrenzen der Stähle wird der Faktor $\eta = \sigma_s / f_y \cdot 100$ [%] zur Darstellung der Ausnutzung eingeführt.

**Tabelle 3-2:** Ergebnisse der Vergleichsberechnungen für die Referenz- und Tastversuche

| Balken Nr. | | Stoßart | Stoßausbildung | Balken-traglast V [kN] | Biege-moment $M_{St}$ [kNm] | Zugkraft Stahl $F_Y$ [kN] | Stahl-spannung $\sigma_s$ [N/mm²] | Streck-grenze $f_y$ [N/mm²] | Ausnutzung Streckgrenze η [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Referenz-versuche | R1 | Haken, glatt –Haken, glatt | 75 | 38,0 | 52,5 | 251,2 | 32,6 | 32,9 | 99,1 |
| | R2 | gerade, gerippt – gerade, gerippt | 95 | 61,0 | 80,1 | 387,0 | 50,3 | 53,6 | 93,8[a)] |
| | R3 | Haken, gerippt – Haken, gerippt | 66 | 61,5 | 80,7 | 389,9 | 50,6 | 53,6 | 94,5 [a)] |
| Serie „gerippt / ge- | R4 | Haken, glatt – gerade, gerippt ( 1/3 $l_0$ ) | 31 | 36,5 | 50,7 | 242,6 | 31,5 | 32,9 | 95,7 |
| | R5 | Haken, glatt – gerade, gerippt ( 2/3 $l_0$ ] | 63 | 38,0 | 52,5 | 251,2 | 32,6 | 32,9 | 99,1 |
| | R6 | Haken, glatt – gerade, gerippt ( 3/3 $l_0$ ) | 95 | 38,5 | 53,1 | 254,1 | 33,0 | 32,9 | 100 |
| Serie „gerippt / Ha- | R7 | Haken, glatt – Haken, gerippt [ 1/3 $l_0$ ) | 28 | 35,0 | 48,9 | 234,0 | 30,4 | 32,9 | 92,4 |
| | R8 | Haken, glatt – Haken, gerippt ( 2/3 $l_0$ ) | 44 | 38,0 | 52,5 | 251,2 | 32,6 | 32,9 | 99,1 |
| | R9 | Haken, glatt – Haken, gerippt [ 3/3 $l_0$ ] | 66 | 38,0 | 52,5 | 251,2 | 32,6 | 32,9 | 99,1 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | | | | | |

[a)] Versuchsabbruch

Die Berechnungen ergeben für die Tastversuche mit kombinierten Übergreifungsstößen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, da in vier von sechs Fällen die Streckgrenze der Stahleinlagen (BStI bzw. S235) auch rechnerisch erreicht wurde. Bei Balken R4 bewegte sich die erreichte Stahlspannung ebenfalls im Bereich der Streckgrenze, wobei die Traglast durch den Einfluss des Hakenauszuges mit nachfolgendem Abplatzen der Betondeckung leicht gemindert wurde. Bei Balken R7 wurde infolge des Stoßversagens eine maximale Stahlspannung von 92% der Streckgrenze erreicht.

Dazu ergänzend ist festzustellen, dass die Streckgrenze der glatten Stähle bei den Tastversuchen mit $f_y \leq 329$ N/mm² weit über den Mindestwerten älterer Glattstähle BStI lag. Die charakteristische Streckgrenze für den oft verwendeten BSt 22/34 GU (BStIG) beträgt nach *DIN 1045 1943, 1972 und 1978* lediglich $f_y = 220$ N/mm² und liegt somit 33% unter der Streckgrenze der im Versuch verwendeten glatten Bewehrungsstähle. Die normativ geforderte Mindeststreckgrenze von 220 N/mm² wird unter ansonsten gegenüber den Versuchen gleichen Bedingungen rechnerisch bereits bei einer Belastung von $F_{u,\,cal} = 23{,}8$ kN statt der im Versuch für Balken R7 ermittelten Traglast $F_{u,\,exp} \approx 35$ kN erreicht. Folglich wäre es bei ansonsten gleichen Randbedingungen und Verwendung von Betonglattstahl mit einer Streckgrenze von $f_y = 220$ N/mm² bei keinem der sieben Balken mit Glattstahlbewehrung zu einem Stoßversagen gekommen.

Weiter ist anzumerken, dass der Beton der geprüften Balken gemäß *Tab. 3-1* tatsächlich am Bauteil ermittelte mittlere Würfeldruckfestigkeiten $f_{cm,cube}$ zwischen 35,5 und 37,9 N/mm² besaß. Diese gegenüber dem vorgewählten Beton C20/25 höhere Druckfestigkeit führt unter Verwendung der Formeln in *EC2 2011 (dort Tab. 3.1)* gleichzeitig zu günstigeren Werten für die Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ und die Verbundfestigkeit $f_{bd}$. Folglich ergaben sich bei der Versuchsnachrechnung etwas geringere Grundwerte der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$, vgl. Gl. (2.41a), und Bemessungswerte der Übergreifungslänge $l_0$, vgl. Gl. (2.59).

Unabhängig von der Verankerungsart der Rippenstähle genügten im vorliegenden Fall für die Glattstahl- und Rippenstahlbewehrung mit jeweils gleichen Stabdurchmessern ($\phi = 14$ mm) Übergreifungslängen von ca. 30 cm zum Erreichen der Streckgrenze der weniger festen Betonglattstähle. Deshalb war im Rahmen der weiteren Untersuchungen die Frage zu klären, ob die Ausbildung der Stabenden der gerippten Betonstähle möglicherweise von geringer Bedeutung für die erforderliche Übergreifungslänge ist und ob bzw. in welcher Größe ein Abminderungsfaktor für den Fall einer Ausführung des Rippenstahls B500 mit Endhaken zur Bemessung der kombinierten Übergreifungsstöße in Ansatz gebracht werden kann.

Weiter war zu beachten, dass bei den Referenz- und Tastversuchen nur das Tragverhalten unter Kurzzeitbelastung ermittelt und auf eine schwellende Belastung oder Dauerbelastung verzichtet wurde. Selbst vor dem Hintergrund planmäßig vorwiegend ruhender Belastung waren für Vergleichsbetrachtungen die späteren systematischen Versuchsreihen mit mindestens 10 Lastspielen im GZG bzw. auf Gebrauchslastniveau durchzuführen, um im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit verwertbare Ergebnisse zu erhalten, vgl. *DAfStb 301* bzw. Kap.2.7.5.

Im ersten Schritt wurden nur Versuche mit kombinierter Bewehrung aus Glattstählen S235 und Rippenstählen B500 mit gleichem Durchmesser und gleicher Stabanzahl (je 6 Stäbe $\phi = 14$ mm) durchgeführt. Im Rahmen der nachfolgenden systematischen Versuchsreihen war ergänzend zu untersuchen, wie eine Anpassung des Bewehrungsgehalts in Abhängigkeit vom

Verhältnis der unterschiedlichen Streckgrenzen der Bewehrungsstähle die benötigten Übergreifungslängen beeinflusst, da in der Baupraxis im Sinne einer wirtschaftlichen Bemessung in der Regel ein Ausnutzen der gegenüber den Betonglattstählen BSt I deutlich höheren Steckgrenze des Rippenstahls B500 angestrebt wird.

Neben dieser Variation von Stabdurchmesser und Stabanzahl im Verhältnis der unterschiedlichen Stahlstreckgrenzen waren in der Folge ebenso die Einflussparameter Betonfestigkeit, seitliche und vertikale Betondeckung, Verbundbedingungen, Querbewehrung, Stabdurchmesser, sowie Stoßabstände und Bewehrungsgrad zu untersuchen.

Des Weiteren war im Hinblick auf eine günstige statistische Auswertung eine möglichst große Anzahl an Versuchen bei gleichzeitig bestmöglicher Überprüfung und Bewertung aller wesentlichen Einflussparameter anzustreben, was z. B. durch eine Optimierung des Versuchsaufbaus zu erreichen war.

Ebenfalls von Interesse für nachfolgende Versuche war die Frage nach dem Spannungsverlauf im Stoßbereich. Insbesondere blieb zu klären, welchen Anteil der Glattstahlhaken am Lastabtrag in GZG sowie GZT besitzt und wie sich der Spannungsverlauf über den Bereich der geraden Vorlänge des Glattstahls bzw. der geraden Länge des Rippenstahls entwickelt.

## 3.3 Ergänzende Tastversuche

### 3.3.1 Herstellung der Probekörper

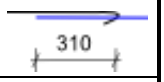
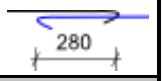
Bei den ersten Tastversuchen wurden für die kombinierten Stöße trotz deutlich unterschiedlicher Streckgrenzen der Bewehrung aus Betonstahl B500 und Baustahl S235 jeweils gleiche Stabdurchmesser und Stabanzahlen gewählt. Dadurch ergaben sich stark differierende Stahlspannungen. Um die Bemessungsregeln für möglichst effizient ausgenutzte kombinierte Übergreifungsstöße zu ermitteln, wurden vor dem Start der systematischen Versuchsreihen ergänzende Tastversuche mit gemischter Bewehrung B500 und S235 durchgeführt, deren Stabdurchmesser bzw. Querschnittsflächen im Verhältnis der Streckgrenzen gewählt wurden.

Außerdem erfolgte eine deutliche Verkleinerung der Biegebalken, um bei gleichzeitig angepassten Parametern hinsichtlich seitlicher Betondeckung und Stababständen eine bessere Handhabung sowie kostengünstigere Versuchsdurchführung zu erhalten und für die nachfolgenden systematischen Versuchsreihen mit möglichst kleinen Probekörpern die optimale Versuchsanzahl zu ermöglichen.

Die Stahlbetonprobekörper der ergänzenden Tastversuche besaßen die Abmessungen l/b/h = 1500/240/250 [mm³] und waren nur noch mit je zwei mittig gestoßenen Tragstäben aus Rippenstahl B500 $\phi$=10mm und Glattstahl S235 $\phi$=14mm bewehrt, vgl. *Bild 3.14*. Zur statistischen Absicherung der Ergebnisse wurden zwei Serien mit jeweils drei hinsichtlich Abmessungen und Bewehrungsanordnung identischen Balken hergestellt. Die Serien unterschieden sich lediglich bezüglich Ausführung und Länge der Übergreifungsstöße. Während bei der ersten Serie glatte Stäbe S235 mit Haken und gerippte Stäbe B500 mit geraden Stabenden sowie einer Übergreifungslänge von 310 mm gestoßen wurden, kamen bei der zweiten Serie glatte Stäbe S235 mit Haken in Kombination mit gerippten Stäben B500 mit Haken bei einer Übergreifungslänge von 280 mm zur Anwendung. Die Stoßlänge wurde analog zu den Mindestlän-

gen der ersten Tastversuche (Balken R4 und R7) festgelegt. Der Bemessungswert der Übergreifungslänge für den gerippten Betonstahl B500 $\phi$ 10 mm mit geraden Stabenden beträgt nach *EC2 2011* in Beton C20/25 bei voller Ausnutzung der Stahlspannung ($\sigma_{sd} = f_{yd}$ = 500/1,15 = 434,8 N/mm²; $f_{bd}$ = 2,32 N/mm²) $l_0$ = 656 mm. In *Tab. 3-3* werden die wesentlichen Merkmale der beiden Balkenserien zusammengefasst.

**Tabelle 3-3:** Merkmale der Balkenserien und der Bewehrungsstöße

| Balken Nr. | $B$ [mm] | $h$ [mm] | $\phi$ [mm] BStIG | $\phi$ [mm] B500 B | Anzahl Stäbe Bst IG | Anzahl Stäbe B500 B | Beton | Betondeckung $c$ [mm] | Betondeckung $c_1$ [mm] | Übergreifungsstoß $l_0$ [mm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **E1** | 240 | 250 | 14 | 10 | 2 | 2 | C20/25 | 20 | 35 |   |
| **E2** | 240 | 250 | 14 | 10 | 2 | 2 | C20/25 | 20 | 35 |   |
| Glattstahl BStI (S235) – Rippenstahl B500 | | | | | | | | | | |

Die Probekörper wurden aus Beton C20/25 hergestellt und gemäß *Bild 3.14* bewehrt. Auch dieses Mal wurden Vier-Punkt-Biegezugversuche mit Belastung an den Balkenenden durchgeführt und das Betonieren erfolgte mit dem Bewehrungsstoß auf der Unterseite, um zur späteren Beobachtung des Rissbilds eine möglichst glatte Oberfläche zu erzielen. Die Wahl der Stahleinlagen erfolgte prinzipiell analog zu den ersten Tastversuchen. Bei den Ergänzungsversuchen wurde jedoch auf eine Querbewehrung im Stoßbereich verzichtet, da außenliegende Querstäbe häufig Erstrisse verursachen und dies zur Beobachtung des Rissverhaltens bezüglich der Längsbewehrung vermieden werden sollte. Außerdem wird bei kombinierten Übergreifungsstößen aufgrund der vom Bestand vorgegebenen Höhe der Tragbewehrung, infolge geringer Betondeckung häufig die Querbewehrung innenseitig angeordnet werden müssen. Da innenliegende Bewehrung jedoch wirkungslos ist, vgl. *DAfStb 301* und Kap. 2.7.4, wurde bei den Ergänzungsversuchen und den späteren systematischen Versuchsreihen auf die Einlage begünstigender Querbewehrung generell verzichtet.

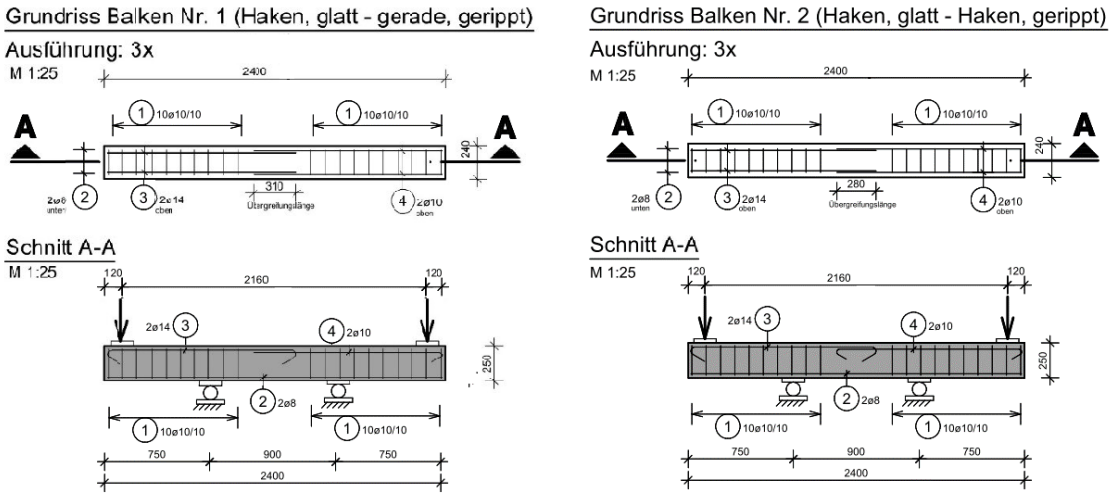



**Bild 3.14:** Abmessungen und Bewehrung der Ergänzungsversuche

### 3.3.2 Messtechnik und Versuchsdurchführung

Der Prüfstand der Ergänzungsversuche war, wie in *Bild 3.15* zu erkennen, mit deutlich geringeren Abmessungen ähnlich aufgebaut wie bei den ersten Tastversuchen. Die Biegebalken lagerten über Lastverteilungsbleche auf zwei im Spannfeld der Versuchshalle verankerten Stahlböcken mit Stahlrollenlager bzw. Halbschalenlager. Die Lasteinleitung erfolgte an beiden Kragarmspitzen mittels einer Stahlkonstruktion, die aus einem mit zwei U-Profilen und Flachstählen zusammengeschweißten Träger am Kopf und dem verankerten Stahlbock bestand. Zwischen Kopfträger und Stahlbock wurden beidseits der Versuchskörper Zugstangen installiert und verankert, während zwischen Kopfträger und Biegebalken die hydraulische Presse mit Kraftmessdose (KMD) platziert wurde.

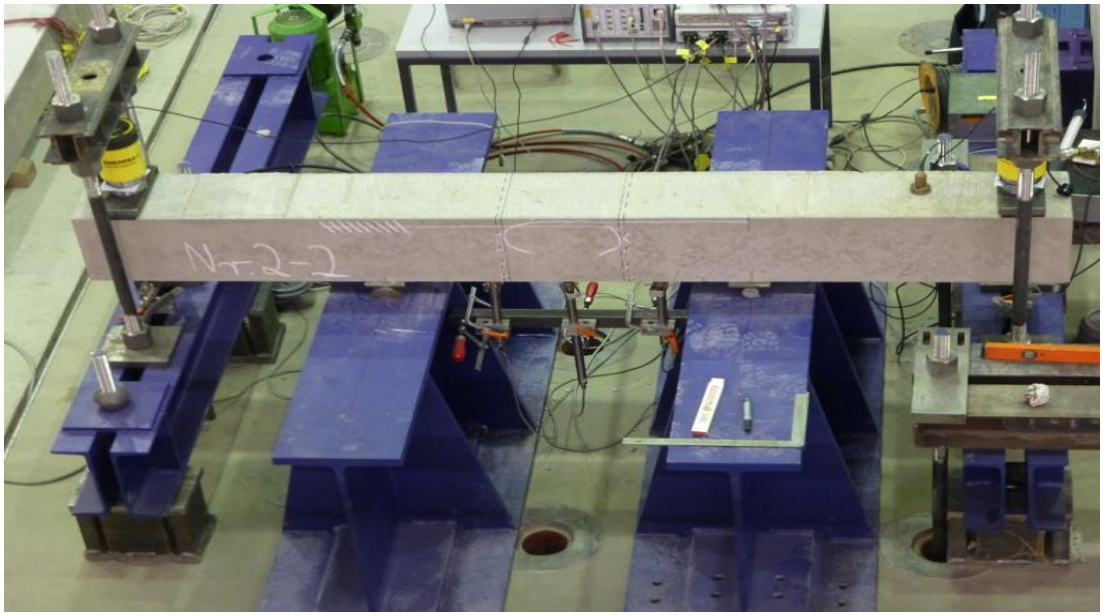


**Bild 3.15:** Versuchstand der ergänzenden Tastversuche mit Probekörper

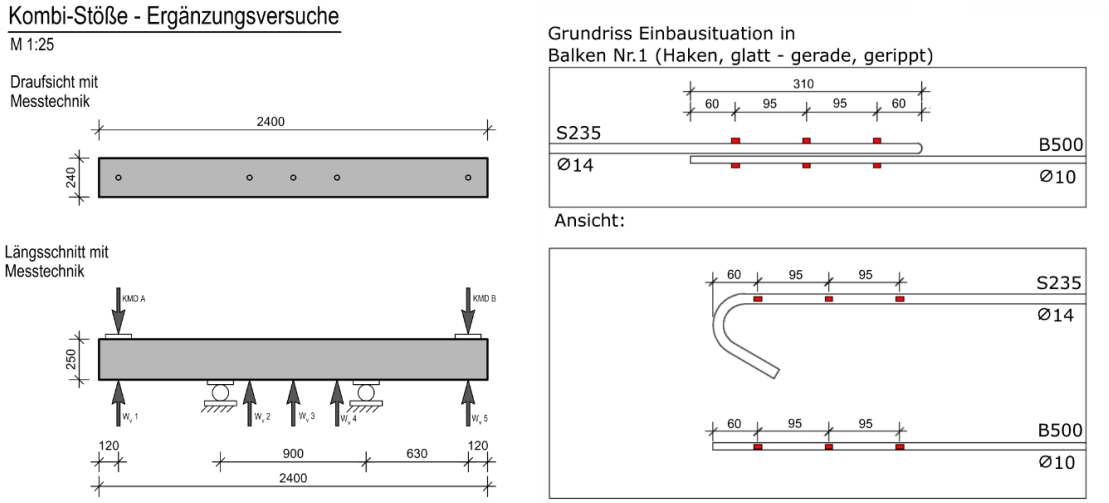



**Bild 3.16:** Anordnung von Messtechnik und DMS (Balken E1-1)

*Bild 3.16* zeigt auf der linken Bildhälfte die verwendete Messtechnik, die analog zu den vorhergehenden Tastversuchen angeordnet war. Aufgrund der schmäleren Versuchskörper wurde jedoch nur jeweils eine Reihe Wegaufnehmer und Kraftmessdosen installiert.

Bei drei Balken wurden zur Messung der Spannungen auf den Bewehrungstählen im Stoßbereich Dehnmessstreifen (DMS) gemäß der in *Bild 3.16* rechts dargestellten Anordnung appliziert.

### 3.3.3 Versuchsergebnisse

*Bild 3.17* zeigt einen der Versuchskörper nach Versuchsende. Das Erreichen der Traglast wurde wieder durch beginnendes Fließen des Stahls oder Stoßversagen definiert.

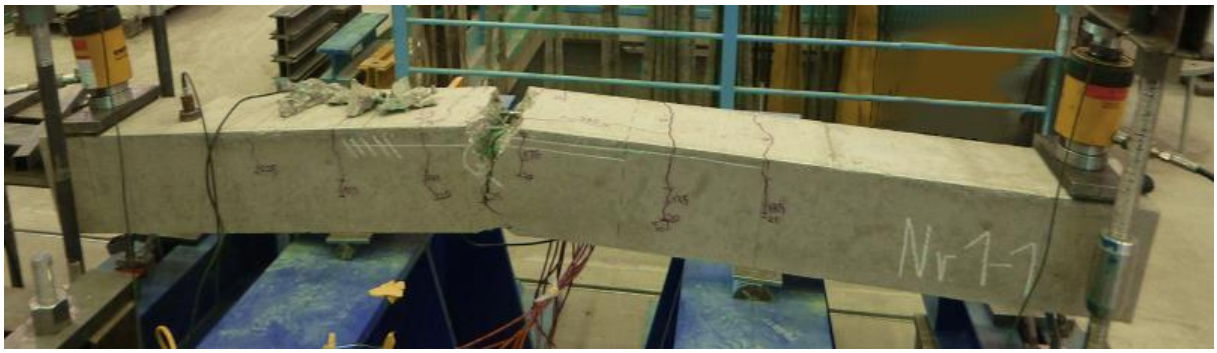



**Bild 3.17:** Versuchstand mit Probekörper am Versuchsende (Balken E1-1)

Da die sechs Balken mit gleichen Abmessungen und Bewehrungen betoniert wurden, war ein direkter Vergleich der erzielten Traglasten möglich. Stoßausbildung, experimentell ermittelte Traglast sowie Versagensart und Betondruckfestigkeit am Bauteil können *Tab. 3-4* entnommen werden. Alle Versuchskörper versagten infolge Biegedruckbruchs, wobei sich regelmäßig zuerst breite Risse senkrecht zur Tragbewehrung außerhalb der Stöße einstellten. Nach Erreichen der Fließgrenze konnte mit Ansteigen der Spannung im Fließbereich eine weitere Laststeigerung erzielt werden, vgl. *Bild 3.18*. Bei Balken E1-1 fiel die aufnehmbare Last infolge von Längsverschiebungen der Bewehrung im Stoßbereich nach Erreichen der Traglast bei überproportional ansteigender Durchbiegung kurzfristig ab, bis diese wieder bis zum Biegedruckbruch gesteigert werden konnte. Bei Balken E2-1 konnten ähnliche Tendenzen in abgeschwächter Form beobachtet werden.

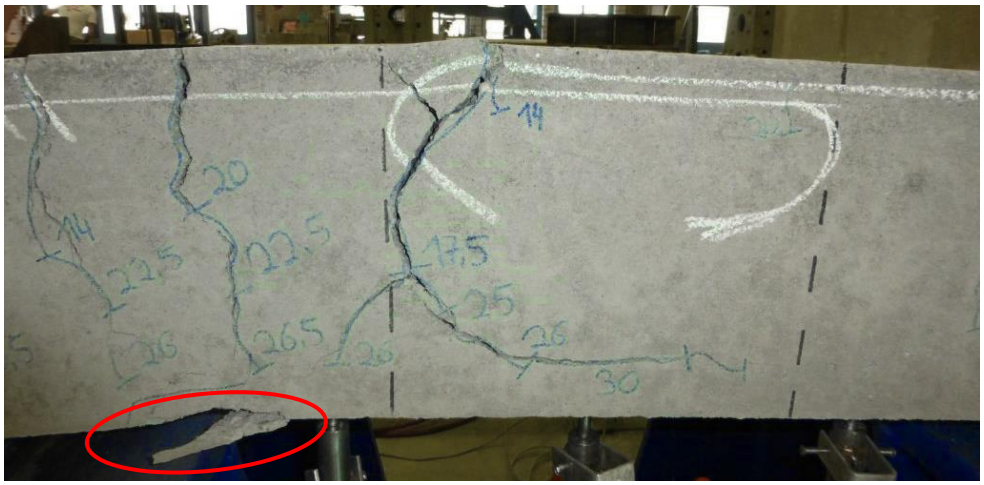
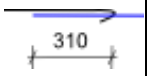
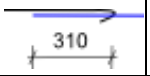
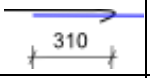
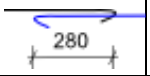
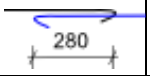
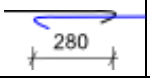



**Bild 3.18:** Versuchstand mit Probekörper am Versuchsende (Balken E1-1)

**Tabelle 3-4:** Traglast Ergänzungsversuche mit Versagensart und ermittelten Würfeldruckfestigkeiten

| **Balken Nr.** | **Stoßart** | **Stoßlänge** [mm] | **Trag-last F** [kN] | **Versagensart** | **Würfeldruckfestig-keit** $f_{cm,cube}$ [N/mm²} |
|---|---|---|---|---|---|
| E1-1 | Haken, glatt – gerade, gerippt (DMS) |  | **25,0** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen | ≥ 41,4 |
| E1-2 | Haken, glatt – gerade, gerippt (DMS) |  | **25,5** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen | 40,9 |
| E1-3 | Haken, glatt – gerade, gerippt |  | **27,0** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen | 41,4 |
| E2-1 | Haken, glatt – Haken, gerippt (DMS) |  | **23,5** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen, nach Gleiten des Glattstahls mit Haken | ≥ 41,4 |
| E2-2 | Haken, glatt – Haken, gerippt |  | **24,5** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen | 40,9 |
| E2-3 | Haken, glatt – Haken, gerippt |  | **25,5** | Biegedruckbruch infolge Stahlfließen | 41,4 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | |

Die vorab durchgeführten Zugversuche nach *DIN EN ISO 6892-1* ergaben gemäß *Tab. 3-5* für die gerippten Betonstähle B500 eine Streckgrenze $f_{yk}$ = 527 N/mm² und für die glatten Betonstähle S235 (BStIG) $f_{yk}$ = 348 N/mm². Da die aufnehmbare Zuglast des gerippten Stahls infolge der kleineren Querschnittsfläche geringer war, versagte dieser zuerst.

**Tabelle 3-5:** Stahlfestigkeiten nach Zugversuch gemäß *DIN EN ISO 6892-1*

| **Auswertung der Stahlfestigkeiten der Ergänzungsversuche** | | | |
|---|---|---|---|
| Stahlsorte | $R_m$ N/mm² | $R_{P0,2}$ N/mm² | $R_{EH}$ N/mm² |
| B500 | 633 | 527 | 529 |
| S235 (BStIG) | 429 | 348 | 355 |

Die Beobachtung der Rissentwicklung ergab bei allen Versuchen ein ähnliches Bild. Die ersten Risse wurden regelmäßig zwischen 12 und 13 kN über den Bügeln im Auflagerbereich festgestellt. Eine Ausnahme bildete Balken E2-1, der bereits bei ca. 10 kN die ersten Risse aufwies. Vor dem Erreichen der Traglast öffnete sich regelmäßig am Ende des Stoßes auf der Seite der gerippten Bewehrung ein Riss unmittelbar hinter dem Haken des Glattstahls, vgl. *Bild 3.18.* Auch am gegenüberliegenden Ende des Stoßes waren recht breite Risse zu messen. Insgesamt waren auf Seite der gerippten Stähle regelmäßig mehr Risse zu beobachten.

An der Art des Versagens ist festzustellen, ob Biege- oder Stoßversagen vorliegt. Biegeversagen ist durch Erreichen der Stahlfließgrenze mit nachfolgender breiter Rissbildung gekennzeichnet. Bei weiterer Laststeigerung kommt es nach deutlichem Ansteigen der Verformungen zum Biegedruckbruch. Im Gegensatz dazu kommt es im Falle eines Stoßversagens (Auszieh- oder Sprengversagen) mit Erreichen der Bruchlast zum plötzlichen Abfall der aufnehmbaren Last. Bei extremer Zunahme der Verformungen ist keine weitere Laststeigerung möglich.

Wie *Tab. 3-4* zeigt, lagen die Traglasten zwischen 23,5 und 27 kN. Während die drei Balken der ersten Serie mit geraden Stabenden an den gerippten Stählen B500 und einer Übergreifungslänge von 310 mm eine mittlere Traglast von 25,8 kN erzielten, erreichten die drei Balken der zweiten Serie mit Endhaken und einer 30 mm kürzeren Übergreifungslänge durchschnittlich 24,5 kN.

In *Bild 3.19* sind die Kraft-Weg-Diagramme der sechs Versuchsbalken dargestellt. Im Gegensatz zu den ersten Tastversuchen sind nicht die Durchbiegungen in Feldmitte sondern die Verformungen unmittelbar unter den Einzellasten an den Balkenspitzen in Abhängigkeit von der Einwirkung dokumentiert. Zum Vergleich der Durchbiegung der beiden unterschiedlich bewehrten Balkenhälften erfolgt eine Zusammenfassung der Kurvenscharen aller Balken getrennt nach Lasteinwirkungsseite. Das Verformungsverhalten auf der mit Glattstahl bewehrten Seite ist vor Erreichen der Fließgrenze des Rippenstahls deutlich größeren Streuungen unterworfen als auf der Seite des Rippenstahls, was als Indiz für eine unregelmäßigere Rissbildung und deutlichere Schlupfentwicklung gewertet werden kann. Vor Erreichen der Fließgrenze des Rippenstahls ergeben sich auf der Glattstahlseite trotz einer infolge des höheren Bewehrungsgrads größeren Biegesteifigkeit teilweise größere Durchbiegungen. Während vor allem Balken E2-1 unmittelbar vor Erreichen der Traglast eine deutlich größere Durchbiegung auf der Glattstahlseite besitzt, sorgt gegenüberliegend der Scherverbund der gerippten Stähle für mehr Kontinuität. Erst mit Erreichen der Fließgrenze der Rippenstähle steigt die Durchbiegung auf deren Seite bis zum Biegedruckbruch deutlich schneller an, da die Glattstähle noch Tragreserven besitzen und weiterhin Last unterhalb der Fließgrenze aufnehmen können.

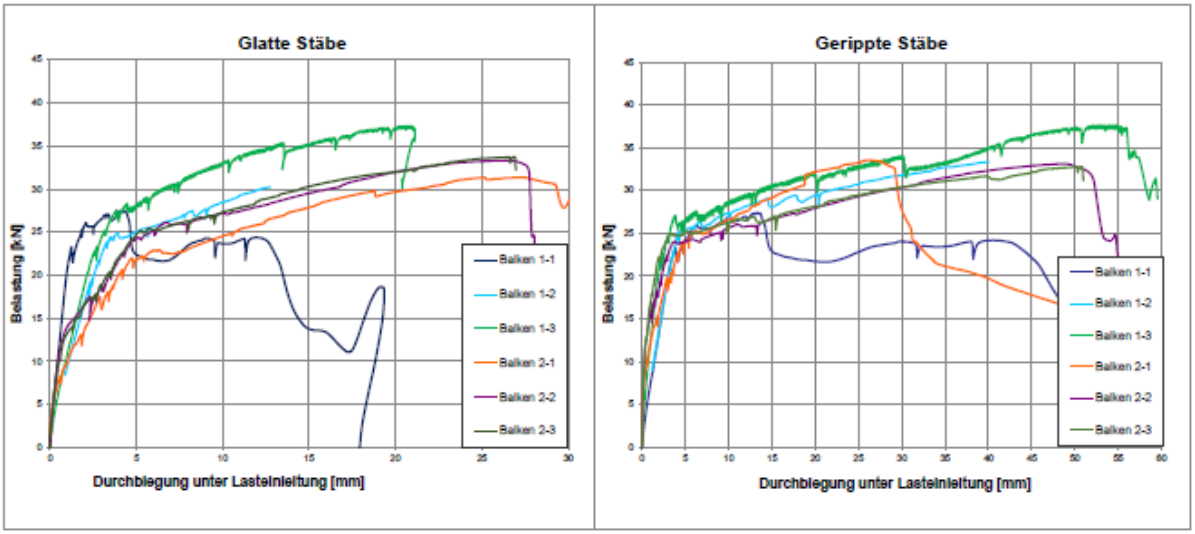



**Bild 3.19:** Kraft - Weg - Diagramm am Balkenende mit Glattstahl- und Rippenstahlbewehrung

Kurz nach Erreichen der Grenztragfähigkeit des Systems fällt die Kurve des Balkens E1-1 offensichtlich infolge eines kurzzeitigen Gleitens im Stoß unvermittelt ab und fängt sich auf etwas niedrigerem Niveau. Balken und Stoß können gemäß *Bild 3.19* anschließend weiterhin

Traglasten aufnehmen, erreichen aber nicht mehr die vorherigen Werte. Gegebenenfalls wurde das Stoßverhalten durch Applikation der DMS und der damit verbundenen Verbundstörung entscheidend beeinflusst.

Auch die Kurve des Balkens E2-1 zeigt Abweichungen. Auf der Glattstahlseite steigt die Durchbiegung in Abhängigkeit zur aufgebrachten Kraft deutlich schneller an als bei den übrigen Balken. Trotzdem erreicht die Tragkraft einen ähnlichen Spitzenwert wie die übrigen Balken. Ein ergänzendes Studium der Rissentwicklung zeigt, dass es früher als bei den anderen Balken zu vermehrten Rissen bis w ≤ 0,40 mm kam. Gegebenenfalls wurde der erhöhte Schlupf durch Gleiteffekte im Stoßbereich hervorgerufen, z. B. durch Einhängen des Hakens. Gleichwohl kann eine Beeinflussung durch die applizierten DMS ebenfalls nicht ausgeschlossen werden.

### 3.3.4 Messung der Spannungsverläufe mit DMS

Das Messen der Spannungsverläufe mit den gemäß *Bild 3.16* applizierten und *Bild 3.20* bezeichneten DMS lieferte teilweise verwertbare Ergebnisse. Eine der plausiblen Messstrecken bei Balken E1-1 wird nachfolgend vorgestellt und kommentiert.

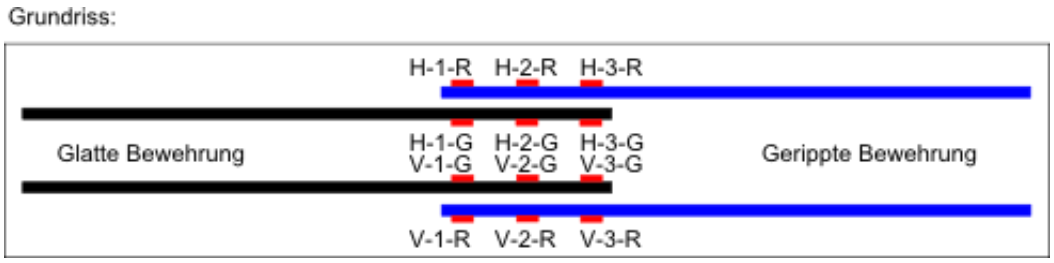



**Bild 3.20:** Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen

Für Balken E1-1 wurden die in *Bild 3.21* dargestellten Spannungsverläufe gemessen. Die Rippenstähle B500 besaßen höhere Spannungen als die Glattstähle S235 und die Spannungen am Stoßbeginn waren höher als am Stabende bzw. vor dem Haken. In *Bild 3.22* ist die Messstrecke der Spannungen im Stoßbereich des Balkens E1-1 in Abhängigkeit zu den aufgebrachten Lasten dargestellt. Bei der Interpretation ist zu bedenken, dass die Spannungen der beiden äußeren DMS nicht an den Endpunkten der Stöße gemessen wurden, sondern 60 mm davon entfernt. Somit werden weder minimale noch maximale Spannungswerte gemessen.

Insbesondere der Spannungsverlauf der DMS auf den gerippten Stählen (*Bild 3.22 blau*) entspricht weitgehend den Erwartungen, vgl. *DAfStb 301* und *Bild 2.54*. Hier fällt die Spannung im GZT vom Beginn des Stoßes bis zum Ende kontinuierlich ab. Demgegenüber weicht der Verlauf der Spannungen im Stoßbereich des glatten Stahls deutlich ab. Während anfangs ebenfalls ein starkes Abfallen der Spannungen zum Haken hin festzustellen ist, verlaufen sie bei höherer Belastung immer gleichmäßiger und die Zuglast wandert offensichtlich in den oberen Laststufen, kurz vor Erreichen der Traglast, zu größeren Teilen in den Haken. Dieser Spannungsverlauf erscheint im Hinblick auf die Versuchsabläufe bei Beachtung der grundsätzlichen Erläuterungen in Kapitel 2 durchaus plausibel. Im Gebrauchszustand, hier beträgt die Last im Regelfall ≤ 70% der Traglast, ergibt sich im Stoßbereich vorrangig ein Lastübertrag durch den Gleit- bzw. Reibungsverbund der geraden Vorlänge des Glattstahls über den Beton in den kontinuierlichen Scherverbund des gerippten Stahls. Mit steigender Ausnutzung verlagert sich

der Lastabtrag des Glattstahls immer weiter in den Haken, während er beim Rippenstahl qualitativ den Vorstellungen in *DAfStb 301* für Stöße gerippter Stähle mit geraden Stabenden entspricht.

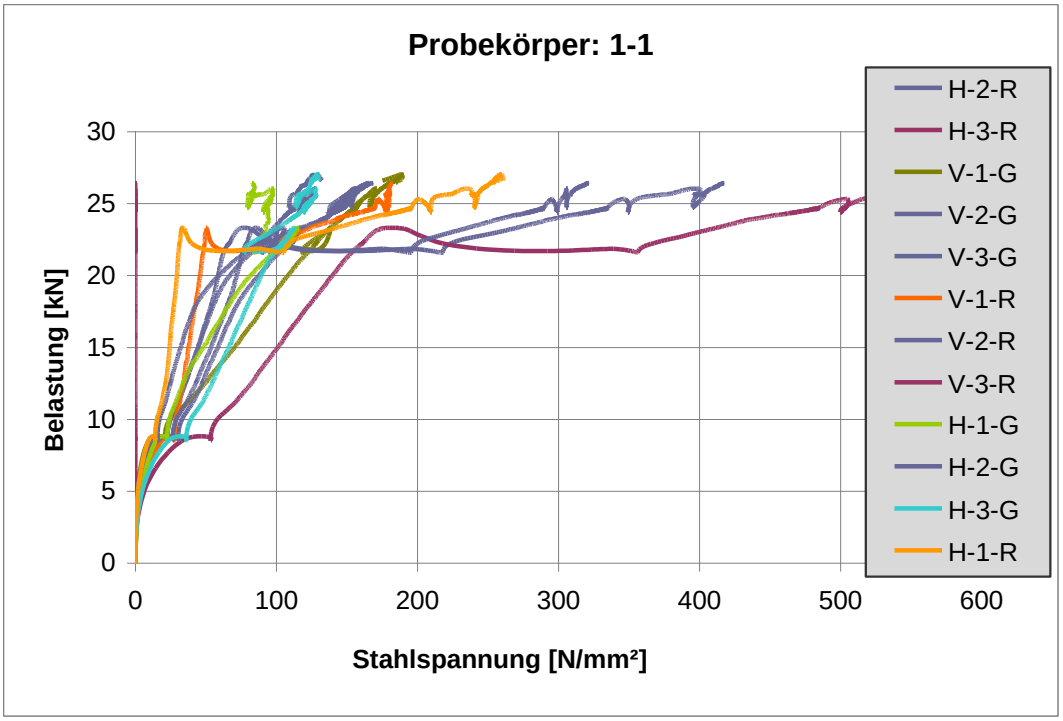



**Bild 3.21**: Kraft – Spannungs-Diagramm der Dehnmessstreifen Balken E1-1

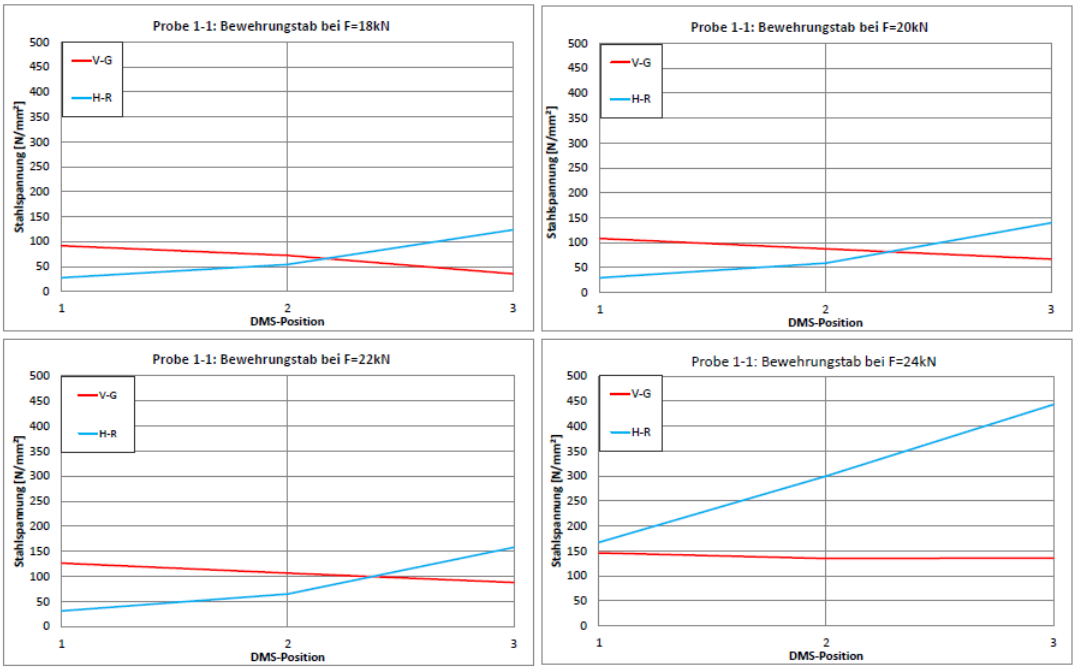



**Bild 3.22**: Spannungsverläufe im Stoßbereich in Abhängigkeit von der Zuglast

Da die Applikation der DMS auf der Bewehrung offensichtlich die Stoßtragkraft bzw. die Verbundtragfähigkeit beeinflusst, vgl. *Tab.3-4*, wurde bei den systematischen Versuchsreihen auf DMS verzichtet und der Spannungsverlauf anhand gesonderter Versuche mit entsprechend

vorbereiteter Bewehrung ermittelt, wobei insbesondere der bisher nicht näher erkundete Spannungsverlauf im Haken von Interesse war. Aufgrund des Einflusses von Verbundfehlflächen und der Fehlerträchtigkeit der DMS-Applikation auf stark gebogenen Oberflächen sollten für diese Versuche Betonstähle mit möglichst großen Stabdurchmessern verwendet werden.

### 3.3.5 Vergleichsberechnungen und Bewertung

Zur Bewertung der Versuchsergebnisse wurden auf Basis des statischen Systems, vgl. *Bild 3.23*, mit den Einwirkungen aus Eigenlast und experimentell festgestellten Traglasten die zugehörigen Stahlspannungen berechnet und mit den durch Materialprüfung festgestellten Streck- bzw. 0,2 %-Dehngrenzen $f_y$ ($R_e$) der eingebauten Stähle verglichen.

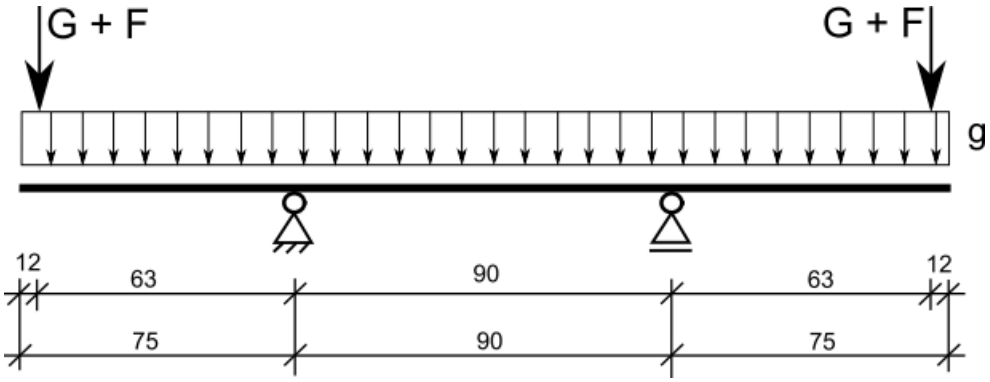
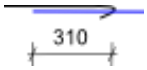
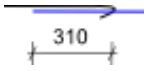
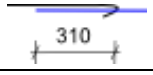
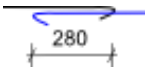
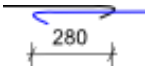
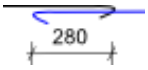



**Bild 3.23:** Statisches System und Einwirkungen der ergänzenden Tastversuche

Die Berechnung der Stahlspannungen $\sigma_s$ im GZT erfolgte unter Berücksichtigung der tatsächlichen Betondeckung (im Mittel $c_v \approx 35$ mm bzw. $d \approx 210$ mm) nach *EC2 2011* ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten und Abminderungen für Langzeitauswirkungen ($\alpha_{cc} = 1{,}0$). Die Ergebnisse werden in *Tab. 3-6* zusammengefasst ($M_{G+Fg} \approx 0{,}7$ kNm). Zum Vergleich der Spannungen $\sigma_s$ mit den Streckgrenzen $f_y$ wird ergänzend der Faktor $\eta$ eingeführt.

Wie *Tab. 3-6* zeigt, liegen die aus den Traglasten errechneten Spannungen der gerippten Stähle im GZT mit Streuungen von bis zu 8% im Bereich der Streckgrenzen und wie *Tab. 3.4* belegt, versagten alle Balken infolge eines Biegedruckbruchs, der durch das Überschreiten der Fließgrenze des gerippten Betonstahls B500 ausgelöst wurde. Allerdings ist der Einfluss nachgebender Stoßverbindungen insbesondere bei den Balken E1-1 und E2-1 deutlich erkennbar. Während bei Balken E2-1 infolge von Gleitvorgängen im Stoßbereich und damit einhergehender Rissbildung größere Verformungen in Abhängigkeit zur Last und eine etwas geringere Traglast festgestellt wurden, kam es vor allem bei Balken E1-1 kurz nach Erreichen des Fließbereichs zu breiten Rissen und nachlassender Widerstandskraft infolge einer offensichtlich teilweise versagenden Stoßverbindung. Bei den übrigen Balken konnte die Last unter großen Verformungen bis zum Biegedruckbruch weiter gesteigert werden, was sich mit den ermittelten Zugfestigkeiten des Stahls überschlägig deckt.

**Tabelle 3-6:** Ergebnisse der Vergleichsberechnungen zu den ergänzenden Tastversuchen

| **Balken Nr.** | Stoßausbildung $l_o$ [mm] | Balkentraglast $V$ [kN] | Biegemoment $M$ [kNm] | Zugkraft Stahl $F_y$ [kN] | Stahlspannung $\sigma_s$ S235 / B500 [N/mm²] | Streckgrenze $f_y$ S235 / B500 [N/mm²] | Ausnutzung $\eta$ S235/B500 [% / %] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| E1-1 |  | 25,0 | 16,4 | 80,0 | 260 / 510 | 348 / 527 | 74,7 / 96,7 |
| E1-2 |  | 25,5 | 16,8 | 82,0 | 266 / 522 | 348 / 527 | 76,4 / 99,1 |
| E1-3 |  | 27,0 | 17,7 | 86,3 | 280 / 546 | 348 / 527 | 80,5 / 103,6 |
| E2-1 |  | 23,5 | 15,5 | 75,6 | 245 / 482 | 348 / 527 | 70,7 / 91,5 |
| E2-2 |  | 24,5 | 16,2 | 79,0 | 256 / 503 | 348 / 527 | 73,6 /95,4 |
| E2-3 |  | 25,5 | 16,8 | 82,0 | 266 / 522 | 348 / 527 | 76,4 / 99,1 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | | | |

Somit genügt in einem Beton mit einer anhand von am Bauteil gelagerten Probewürfeln ermittelten Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,\,cube} \geq 41$ N/mm² bei Betondeckungen von vertikal 35 mm und seitlich $\geq 3\,\phi_G$ ein kombinierter Stoß mit einer Übergreifungslänge von 31 cm aus 2 Glattstählen S235 $\phi$ 14 mm mit Haken sowie 2 Rippenstählen $\phi$ 10 mm B500 mit geraden Stabenden, um die Grenzbiegetragfähigkeit der Balken zu erreichen. Auch der kombinierte Stoß mit einer Übergreifungslänge von 28 cm aus 2 Glattstählen $\phi$ 14 mm S235 mit Haken sowie 2 Rippenstählen $\phi$ 10 mm B500 mit Haken erreicht die maximale Biegetragfähigkeit.

Zum Vergleich beträgt der Bemessungswert der Übergreifungslänge für den gerippten Betonstahl B500 $\phi$ 10 mm mit geraden Stabenden nach *EC2 2011* z. B. für Balken E1-3 (ohne DMS) in Beton mit $f_{cm,cube}$ = 41,1 N/mm² bei voller Ausnutzung der Stahlspannung ($\sigma_{sd} = f_{yd} = 546/1{,}15 = 474{,}8$ N/mm²; $f_{bd} = 2{,}76$ N/mm²) gemäß Gl.(2.59) unter Berücksichtigung der Beiwerte $\alpha_1 = 1{,}0$ und $\alpha_6 = 1{,}0$ (große Stababstände) $l_{0,R}$ = 430 mm. Für Balken E2-3 mit Haken an den Enden beider beteiligter Stähle ergibt sich bei gleicher Betongüte für den gerippten Stahl B500 infolge der Verringerung des Beiwerts $\alpha_1$ auf 0,7 und der etwas geringeren Stahlspannungen sogar nur ein $l_{0,R}$ von 301 mm. Allerdings ergibt sich für den glatten Stab $\phi$ 14 mm mit Haken nach Gl. (2.50) unter Berücksichtigung der Beiwerte $\alpha_1 = 0{,}7$ und $\alpha_6 = 1{,}4$ ($c_1 = 3\phi \leq 4\phi$) ein deutlich höherer Bemessungswert der Übergreifungslänge von $l_{0,G}$ = 684 mm bei Balken E1-3 bzw. $l_{0,G}$ = 650 mm bei Balken E2-3.

Die bisherigen Versuche wurden mit kleinen Stabdurchmessern bis $\phi \leq 14$ mm und geringem Bewehrungsgrad durchgeführt. Für die systematischen Versuchsreihen sollten deshalb ergänzend größere Stabdurchmesser und ein möglichst großer Bewehrungsgrad bzw. kleiner Stababstand zur Anwendung gelangen. Dabei sollten vorrangig Kombinationen mit unterschiedli-

chen Stabdurchmessern im Verhältnis der Streckgrenzen von BStI und B500 untersucht werden, da abweichende Verhältnisse mit geringerer Ausnutzung davon abgeleitet werden können.

Aufgrund der Eindrücke aus den Tastversuchen und den Ausführungen in Kap. 2 waren für weitere Versuche außerdem die Betondeckungen in beiden Richtungen besonders zu beachten. Die seitliche Betondeckung beeinflusst insbesondere die Wirkung der Endverankerung mit Haken (vgl. Kap. 2.4.3 und 2.7.6), während die vertikale Betondeckung vorrangig durch die Ringzugkräfte des Scherverbunds belastet wird, vgl. u.a. *Bilder 2.11 bis 2.15* und Kap. 2.5.

Darüber hinaus waren im Zuge der weiteren experimentellen Untersuchungen die Einflüsse von Betonfestigkeit, Querbewehrung, Verbundbedingungen und Langzeitbelastung auf die Stoßtragfähigkeit zu klären, vgl. Kap. 3.2.5.

# 4 Systematische Versuchsreihen

## 4.1 Entwicklung der systematischen Versuchsreihen

### 4.1.1 Definition der Randbedingungen

Als Basis für das später entwickelte Ingenieurmodell, wurde anhand systematischer Versuchsreihen unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus den Tastversuchen ein grundlegendes Verständnis für die Tragwirkung kombinierter Übergreifungsstöße von glatten und gerippten Betonstählen erarbeitet. Vor Durchführung der Versuchsreihen erfolgte zur Eingrenzung der Forschungsaufgabe die Definition folgender Randbedingungen:

- Die Regeln gelten nur für kombinierte Übergreifungsstöße gerippter Betonstähle B500 nach *DIN 488 2009* in Kombination mit glatten Betonrundstählen aus
    - Handelseisen, bestehend aus Flusseisen, gemäß den *Leitsätzen 1904*, *Bestimmungen 1907* und *DAfStb 1916* unter Berücksichtigung eines gemäß *BK 2015* bzw. *BVBS 2011* um 10% erhöhten Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_s$ für die Stahlstreckgrenze $f_{yd}$. Vor 1923 verwendetes Handelseisen aus Schweißeisen darf mit verminderter Streckgrenze $f_{yk}$ = 180 N/mm² und einem um 10% erhöhten Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_s$ berücksichtigt werden
    - Handelsstahl gemäß *DIN 1045 1925* bis *DIN 1045 1937*
    - Betonstahl BStI gemäß *DIN 1045 1943* bis *DIN 1045 1959*
    - Betonstahl BSt 22/34 GU bzw. BStIG gemäß *DIN 1045 1972* und *DIN 1045 1978*
    - Betonstabstahl gemäß *DIN1045 1988* bzw. *DIN 1013-1 1976* aus St 37-2 nach *DIN 17100 1980* in Verbindung mit *DAfStb 220* und *DAfStb 400.*

- Die Regeln gelten nur für Betonstabstähle mit Nenndurchmessern 6 mm ≤ $\phi$ ≤ 26 mm und unterschiedlichen Streckgrenzen für Glattstahl mit $f_{y,BStI}$ ≤220 N/mm² sowie Rippenstahl mit $f_{y,B500}$ ≤ 500 N/mm².

- Es werden keine angeschweißten Querstäbe verwendet.

- Aus versuchstechnischen Gründen und zur Vermeidung eventueller baupraktischer Probleme hinsichtlich einer zu geringen Betondeckung wurde bei der Versuchsreihe auf die Anordnung von Querbewehrung auf der Außenseite der Längsbewehrung oder auf Bügel verzichtet. Innenseitig angeordnete Querbewehrung ist wirkungslos, vgl. Kap. 2.7.4. In der Baupraxis ist bei kombinierten Übergreifungsstößen die nach *EC2 2011 (Kap. 8.7.4)* geforderte Querbewehrung einzulegen, vgl. Kap.5.3.

- Es wird kein äußerer Querdruck oder Querzug auf die Übergreifungsstöße berücksichtigt. Sollten in der Baupraxis für kombinierte Übergreifungsstöße ungünstige Querzugspannungen wirken, werden gesonderte Betrachtungen erforderlich. Siehe hierzu auch *EC2 2011 Tab. 8.2*, *Fingerloos 2012* und Gl. (2.47).

- Es wurden nur einlagige, auf einer Ebene liegende und auf Zug belastete kombinierte Übergreifungsstöße mit 100% Stoßanteil (Vollstöße) untersucht. Folglich gelten die Regeln entsprechend.

- Die Stabenden der glatten Betonstähle müssen im Stoßbereich als Verankerungselement zur Vermeidung eines plötzlichen Versagens nach Überwinden des Gleit- bzw. Reibungsverbunds einen spitzwinkligen oder runden Haken besitzen. Die Hakenform muss dabei mindestens einen Biegerollendurchmesser von $D_{min} \geq 2{,}5\phi$ besitzen und um ≥ 135° gebogen sein, vgl. *Bild 4.1*. Dies entspricht den bis Anfang der siebziger Jahre verwendeten spitzwinkligen Haken, vgl. *Bild 2.3*. Darüber hinaus muss die Länge des geraden Endes des Hakens $ü \geq 2\phi$ betragen.

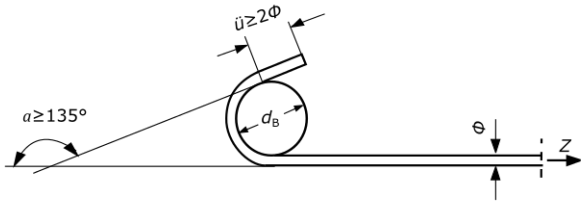



**Bild 4.1:** Mindestanforderungen an die Haken am Glattstahlende der Kombi-Stöße

  Größere Biegerollendurchmesser, Biegewinkel und gerade Hakenenden *ü* sowie Rundhaken (z.B. nach Considere, vgl. *Bild 2.2*), sogenannte Superhaken und Schlaufen sind ohne Berücksichtigung ihrer höheren Tragfähigkeit zulässig.

- Die gerippten Betonstähle B500 erhalten entweder gerade Stabenden oder Winkelhaken bzw. Haken gemäß *EC2 2011 Kap. 8.4.1 Bild 8.1 b) bzw. c).*

- Die vertikale Betondeckung der Balken und Platten beträgt, bezogen auf die Längsbewehrung der Übergreifungsstöße, generell mindestens einen Stabdurchmesser (min $c = \phi$). Bei den Versuchen wurde der Mindestwert in 5 mm Schritten aufgerundet. Für Stabdurchmesser $\phi \leq 10$ mm wurde eine Mindestbetondeckung *min c* ≥ 10 mm eingeführt.

- Die seitliche Betondeckung beträgt, bezogen auf den äußeren Stab der Längsbewehrung mit Haken, im Regelfall min $c_1 \geq 3\phi$. Ergänzend wurden Bauteile mit verringerter seitlicher Betondeckung bis min $c_1 \geq 1\phi$ untersucht, um beim Bauen im Bestand erforderliche Abminderungen zu regeln.

- Die Stababstände wurden für die Versuche zur Erlangung eines größtmöglichen Bewehrungsgrads auf die nach *EC2 2011* zulässigen Mindestabstände im Stoßbereich reduziert. Bei unterschiedlichen Stabdurchmessern wird der Durchmesser des in der Regel dickeren Glattstahls aus dem Bestand der Berechnung der Mindestabstände zugrunde gelegt. Die Ausführung von Stößen mit größeren Stababständen wird in Kap. 5 geregelt.

- Es wurden nur vorwiegend ruhende Lastzustände untersucht. Zur Berücksichtigung von dort vorkommenden Wechselbeanspruchungen wurde die Versuchslast zunächst zehn Mal auf ein vorgeschätztes Gebrauchslastniveau gesteigert und wieder zurückgefahren, vgl. *BBR 2012*.

- Die Stöße werden durch direktes Nebeneinanderlegen der beiden mittels Bindedraht verbundenen Bewehrungsstähle mit unterschiedlicher Oberfläche in einer Ebene hergestellt. Die Achse der gebogenen Haken muss parallel zur einwirkenden Zugkraft verlaufen. Der

lichte Stababstand der am Stoß beteiligten Stäbe darf in Anlehnung an Kap. 2.8.3 maximal ≤ 4$\phi$ groß sein, vgl. Kap.5.3.

- In den Versuchen wurden nur gute Verbundbedingungen untersucht. Die Abminderungen werden auf der sicheren Seite liegend analog zu *EC2 2011 Kap. 8.4.2* angesetzt, vgl. hierzu Kap. 2.7.4 und 5.

- Die Regeln gelten für kombinierte Übergreifungsstöße in Betonen mit einer Betondruckfestigkeit von 12N/mm² ≤ $f_{ck}$ ≤ 50N/mm².

- Weitere Randbedingungen für die Gültigkeit der Aussagen dieser Arbeit werden in Kap. 5 angegeben.

### 4.1.2 Vordimensionierung der kombinierten Übergreifungsstöße

Die in Kap. 3.2 dokumentierten ersten Tastversuche zeigen, dass bei Anwendung aktueller Konstruktionsregeln nach *EC2 2011* für kombinierte Übergreifungsstöße unter Verwendung gleicher Stabdurchmesser für die glatten Stähle BStI und gerippten Stähle B500 Tragfähigkeitsreserven bestehen, die vorrangig auf die verminderte Ausnutzung der deutlich höheren Streckgrenze des Rippenstahls B500 zurückzuführen sind. Die anschließenden Ergänzungsversuche mit kombinierter Bewehrung, deren Querschnitt im Verhältnis der Streckgrenzen gewählt wurde, belegen weiter, dass für Kombinationen mit vergleichbarer Ausnutzung beider Stahlstreckgrenzen, unabhängig von der Ausbildung der Stabenden der gerippten Stähle, zum Erreichen der Streckgrenze des B500 eine Übergreifungslänge $l_{0,com}$ genügt, die deutlich kürzer ist als der Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_0$ nach *EC2 2011*, vgl. Kap. 3.3.

Um zielführende systematische Versuchsreihen zu entwickeln, wurden vorab die grundlegenden Parameter des geltenden Ingenieurmodells zur Bemessung von Bewehrungsstößen aus gerippten Betonstahl B500 nach *EC2 2011* analysiert, deren Einfluss auf die zu untersuchende Situation bei kombinierten Übergreifungsstößen mit unterschiedlicher Oberflächenstruktur (glatt/gerippt) bewertet und zu berücksichtigende Abweichungen lokalisiert.

Die wesentlichen Parameter für die Bestimmung des Bemessungswerts der Übergreifungslänge $l_0$ von Übergreifungsstößen mit gerippten Stählen B500 können aus Gl. (2.59), vgl. *EC2 2011*, abgeleitet werden. Sie sind in ihrer Gesamtheit nicht ohne Versuche auf kombinierte Übergreifungsstöße aus glattem Rundstahl BStI (S235) und gerippten Betonstahl B500 übertragbar, da die beteiligten Bewehrungen aufgrund ihres unterschiedlichen Verbundverhaltens ein abweichendes Tragverhalten besitzen. Die für Übergreifungsstöße mit gleicher Bewehrung wesentlichen Einflussgrößen bestimmen jedoch ebenfalls das Tragverhalten der kombinierten Übergreifungsstöße.

Zur Vordimensionierung der zu untersuchenden Kombi-Stöße und zum Vergleich der erzielten Ergebnisse werden nachfolgend die Bemessungsformeln für Übergreifungsstöße von Rippenstählen B500 und Glattstählen BStI auf Basis der aktuell gültigen technischen Baubestimmungen getrennt hergeleitet. Aufgrund der in Kap. 3.4.1 vorgegebenen Randbedingungen können die in Gl. (2.59) enthaltenen Beiwerte $\alpha_2$ bis $\alpha_5$ eliminiert werden, da die gewählte Betondeckung dem Mindestwert der Verbundsicherung entsprechen sollte, bei Übergreifungsstößen generell keine angeschweißte Querbewehrung berücksichtigt werden darf (vgl. Kap. 2.7.7), sonstige Querbewehrung ebenfalls nicht vorgesehen war und bei der Versuchsreihe kein planmäßiger Querdruck oder -zug wirken sollte.

Somit bleibt für Übergreifungsstöße von Rippenstählen B500 nach *EC 2011*, bei geltenden Randbedingungen gemäß Kap. 4.1.1, die Restgleichung Gl. (4.1) zur Ermittlung des Bemessungswerts der Übergreifungslänge $l_0$ übrig, die nur noch von den Beiwerten $\alpha_1$ und $\alpha_6$ sowie dem Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ abhängig ist:

$$l_{0,EC2} = \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \cap l_{0,min} \geq \max \begin{pmatrix} 0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \\ 15\,\phi \\ 200\ \text{mm} \end{pmatrix} \tag{4.1}$$

Der Beiwert $\alpha_1$ berücksichtigt gemäß NA des *EC2 2011* die Form des Verankerungselements und wird für gerade Stabenden mit $\alpha_1 = 1{,}0$ angesetzt, während Haken und Winkelhaken bei genügender seitlicher Betondeckung ($c_1 \geq 3\phi$) mit dem Beiwert $\alpha_1 = 0{,}7$ belegt werden, vgl. (2.59). Dies gilt sowohl für gerippte als auch für glatte Betonstähle, vgl. *DIN 1045 1978* und *ENV 1992 1991*.

Der Beiwert $\alpha_6$ berücksichtigt neben der Beanspruchungsart des Stoßes (Zug oder Druck) den prozentualen Anteil der ohne Längsversatz gestoßenen Bewehrungsstäbe und deren Stabdurchmesser, vgl. *Tab. 4-1*. Da in dieser Arbeit nur Vollstöße unter Zugbelastung untersucht werden, reduziert sich $\alpha_6$ bei kleinen Rand- und Stababständen, wie ebenfalls in den in Kap. 4.1.1 formulierten Randbedingungen gefordert, auf zwei mögliche Werte. Für $\phi < 16$ mm wird $\alpha_6 = 1{,}4$ und für $\phi \geq 16$ mm folgt $\alpha_6 = 2{,}0$.

Diese Vorgaben für $\alpha_6$ gelten prinzipiell nur für gerippten Betonstahl B500 und wurden in der gültigen Form erstmals in *DIN 1045-1 2001* angegeben. Für Glattstahl BStI erfolgte eine Definition der Beiwerte für Übergreifungsstöße letztmals in *ENV 1992 1991*, vgl. Gl. (2.49). Die dort angegebenen Werte galten analog zu *DIN 1045 1972 bis 1988* gleichzeitig für glatte und gerippte Stähle. Allerdings gibt es auf europäischer Ebene keine Unterscheidung in dicke und dünne Stabdurchmesser, was nach u.a. *DAfStb 300, 301* und den deutschen Normen seit den 1970-er Jahren nicht zutreffend ist und im Rahmen der anstehenden Versuchsreihen für kombinierte Stöße durch Untersuchung von Balkenserien mit unterschiedlich dicken Stabdurchmessern ergänzend zu klären war. Da die Beiwerte für Übergreifungsstöße von glatten oder gerippten Stählen in allen Normgenerationen für beide Oberflächenarten gleich ausgelegt wurden, wird für Vordimensionierung und Vergleichsberechnung eine analoge Handhabung nach dem Vorbild deutscher Normung vorgeschlagen. Auch für Glattstahl werden deshalb die Beiwerte $\alpha_6$ analog zum NA des *EC2 2011* und *DIN 1045-1 2001* gewählt. Somit erhöht sich der Beiwert im Gegensatz zu *ENV 1992 1991* auch für Glattstähle ab $\phi \geq 16$ mm auf $\alpha_6 = 2{,}0$.

Bleibt noch der in Gl. (4.1) enthaltene Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$, der gemäß *EC2 2011* bzw. Gl. (2.41a) und Gl. (4.2) ermittelt wird zu:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) = \frac{\phi}{4} \cdot \left(\frac{f_{yk}/\gamma_s}{f_{bd}}\right) \tag{4.2}$$

Der jeweilige Grundwert $l_{b,rqd}$ der beteiligten Stäbe steht wiederum in Relation zu der in Abhängigkeit von der Oberflächenstruktur und Betonzugfestigkeit differierenden Verbundfestigkeit $f_{bd}$, dem Stabdurchmesser $\phi$ und der Stahlspannung $\sigma_{sd}$ bzw. bei voller Ausnutzung der mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_S$ abgeminderten Stahlstreckgrenze $f_{yd}$. Nach *Fingerloos 2012*

soll der Ausnutzungsgrad erst bei der Ermittlung des Bemessungswerts der Übergreifungslänge berücksichtigt werden, vgl. Gl. (4.3).

$$\sigma_{\mathrm{sd}} = f_{\mathrm{yd}} \cdot {A_{\mathrm{s,erf}}}/{A_{\mathrm{s,vorh}}} = {f_{\mathrm{yk}}}/{\gamma_{\mathrm{S}}} \cdot {A_{\mathrm{s,erf}}}/{A_{\mathrm{s,vorh}}} \tag{4.3}$$

Bei geringeren Stahlspannungen ergibt sich demgemäß der Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_{0,\,EC2}$ im Verhältnis von erforderlicher zu eingelegter Bewehrung nach Gl. (4.4).

$$l_{0,\mathrm{EC2}} = \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \left(\frac{f_{\mathrm{yk}}}{f_{\mathrm{bd}} \cdot \gamma_{\mathrm{S}}}\right) \cdot \frac{A_{\mathrm{s,erf}}}{A_{\mathrm{s,vorh}}} \leq l_{0,\mathrm{min}} \tag{4.4}$$

Die Verbundfestigkeit $f_{\mathrm{bd}}$ des Betons ist nach Gl. (2.14) und (2.15) bei guten Verbundbedingungen und Stabdurchmessern $\phi \leq 32$ mm wiederum abhängig vom Beiwert $\eta$ zur Berücksichtigung der Oberflächenstruktur und dem Bemessungswert der Betonzugfestigkeit $f_{\mathrm{ctd}} = f_{\mathrm{ctk;0,05}}/\gamma_{\mathrm{C}}$ (Gl. (2.14)) bzw. der Betondruckfestigkeit $f_{\mathrm{ck}}$ (Gl. (2.15)).

Setzt man diese Werte in Gl. (4.4) ein, ergibt sich für Übergreifungsstöße mit gerippten Betonstählen B500 auf Grundlage von Gl. (2.14) unter den in Kap. 4.1.1 beschriebenen Randbedingungen der Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_{0,\,EC2,\,R}$ zu:

$$l_{0,\mathrm{EC2,R}} = \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \left(\frac{f_{\mathrm{yk}} \cdot \gamma_{\mathrm{C}}}{\eta \cdot f_{\mathrm{ctk;0,05}} \cdot \gamma_{\mathrm{S}}}\right) \cdot \frac{A_{\mathrm{s,erf}}}{A_{\mathrm{s,vorh}}} \leq l_{0,\mathrm{min}} \tag{4.5}$$

mit $f_{\mathrm{yk}} = 500\ \mathrm{N/mm^2}$ und $\eta = 2{,}25$ (gerippter Stahl B500)

$f_{\mathrm{ctk;0,05}} = 0{,}7 \cdot f_{\mathrm{ctm}}$

$\gamma_{\mathrm{C}} = 1{,}5$ und $\gamma_{\mathrm{S}} = 1{,}15$

Der Bemessungswert der Übergreifungslänge von Stößen mit glatten Betonstählen BStI kann in Anlehnung an *EC2 2011* bzw. nach *ENV 1992 1991* unter Berücksichtigung von Gl. (2.15) wie folgt ermittelt werden:

$$l_{0,\mathrm{EC2,G}} = \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \left(\frac{f_{\mathrm{yk}} \cdot \gamma_{\mathrm{C}}}{0{,}36 \cdot \sqrt{f_{\mathrm{ck}}} \cdot \gamma_{\mathrm{S}}}\right) \cdot \frac{A_{\mathrm{s,erf}}}{A_{\mathrm{s,vorh}}} \leq l_{0,\mathrm{min}} \tag{4.6}$$

mit $f_{\mathrm{yk}} = 220\ \mathrm{N/mm^2}$ (glatter Stahl BStI); $\gamma_{\mathrm{C}} = 1{,}5$ und $\gamma_{\mathrm{S}} = 1{,}15$

Alternativ zu Gl. (4.6) kann für die Berechnung von $l_{0,\mathrm{EC2,G}}$ ebenfalls Gl. (4.5) angewendet werden. In diesem Fall ist nach *MC 1990* für Glattstahl $\eta \leq 1{,}0$ einzusetzen. In Abhängigkeit von der Betonfestigkeit ergeben sich bei Anwendung von Gl. (4.5) gegenüber Gl. (4.6) bei Beton C16/20 jedoch um 11% größere und bei Beton C50/60 um 12% kleinere Übergreifungslängen, während sich bei Beton C25/30 übereinstimmende Werte ergeben, vgl. T*ab. 2-4.* Für Vordimensionierung und Vergleichsberechnung wurde in der Regel die in *BVBS 2011* und *ENV 1992 1991* angegebene Verbundfestigkeit nach Gl. (2.15) und (4.6) benutzt, da diese dem derzeit aktuellen Stand der Technik entspricht. Für statische Nachweise beim Bauen im Bestand wird, auf der sicheren Seite liegend, der Ansatz des jeweils ungünstigeren Werts empfohlen.

Das tatsächliche Tragverhalten der Kombi-Stöße war im Rahmen der systematischen Versuchsreihen weiter zu analysieren. Aufgrund unterschiedlicher Oberflächenstrukturen der beteiligten Stähle überlagern sich die Einflüsse der in den Kap. 2.6.2 und 2.7.3 vorgestellten unterschiedlichen Tragmodelle. Dabei treffen gerippte Betonstähle, die mittels Scherverbund die Kräfte über die Stablänge kontinuierlich in den Beton übertragen, auf glatte Stähle, die große Kraftanteile mit dem Haken punktuell an den Stabenden einleiten. Hinzu kommt, dass der Hakentraganteil glatter Stähle mit zunehmender Ausnutzung und wachsendem Schlupf überproportional ansteigt und im GZT am höchsten ist, da der Haken seine maximale Zuglast erst nach vollständiger Aktivierung von Reibungsverbund, Gleiten des Stahls im Betonkanal und einsetzender Klemmwirkung am geraden Hakenende erhält, vgl. Kap. 2.4.3. Vor allem bei hoher Ausnutzung der Stahlspannungen entstehen, mit fortschreitender Ausnutzung der Seilreibung im Vorfeld einsetzender Klemmwirkung des geraden Stabendes verhältnismäßig lange Gleitwege, die einen erhöhten Schlupf im Stoßbereich bewirken, was im GZT akzeptabel ist, im GZG jedoch zu Problemen führen kann. Zur Beschränkung von Schlupf und Rissbreite darf im GZG folglich nur ein geringer Lastanteil über den Haken abgetragen werden. Im Gebrauchslastzustand wird stattdessen ein großer Anteil über die unmittelbar nach Überwinden des Haftverbunds entstehende Reibung mit vergleichsweise geringem Gleitweg auf der geraden Vorlänge im Stoßbereich vor dem Haken abgetragen. Demgegenüber ist zur Übertragung der maximalen Kräfte im GZT bei den glatten Stählen vor allem die sichere und zuverlässige punktuelle Übertragung durch den Haken als Haupttragelement zu nutzen. Der unzuverlässige Reibungsverbund auf der geraden Vorlänge ist im GZT dagegen nur mit seinem geringstmöglichen Wert zu berücksichtigen. Gleichwohl war für die Versuchsreihen zu bedenken, dass in Kombination mit dem gerippten Stahl im Stoßbereich planmäßig Druckkräfte aus dem Formverbund der Rippen auf die gerade Vorlänge des Glattstahls einwirken, die in beiden Grenzzuständen berücksichtigt werden dürfen, vgl. *Bild 4.2*.

Die Überlagerung der unterschiedlichen Verläufe der Druckstreben der in den Kap. 2.6.2 und 2.7.3 vorgestellten unterschiedlichen Lastübertragungsmodelle ist qualitativ in *Bild 4.2* dargestellt. Um genauere Aussagen zum tatsächlichen Verlauf der Kräfte im Stoßbereich zu erhalten, waren Versuche mit erfolgreichen Messungen der Stahlspannungsverläufe anhand applizierter DMS an den geraden und glatten Stählen im Übergreifungsbereich erforderlich. Da die Applikation von DMS den Verbundbereich jedoch zu stark beeinflusst, wie die ergänzenden Tastversuche zeigten, wurde bei den systematischen Versuchsreihen mit Ausnahme der Balken Nr. 1 und 5 auf DMS verzichtet. Hierzu wurden gesonderte Zuggliedversuche durchgeführt, vgl. Kap. 4.5.

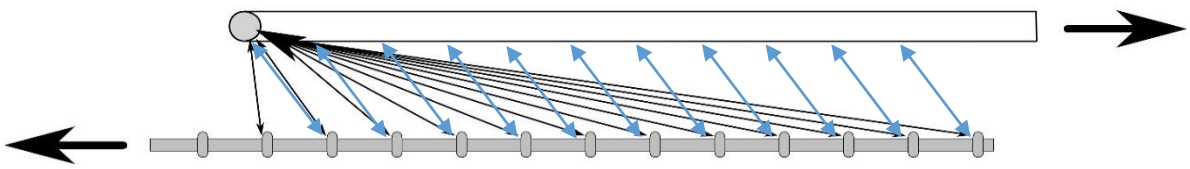


**Bild 4.2:** Mögliche Verläufe der Druckstreben im Kombi-Stoß aus Glattstahl mit Haken + Rippenstahl mit geradem Stabende

Die systematischen Versuchsreihen dienten dagegen vorrangig zur Ermittlung der tatsächlich erforderlichen Übergreifungslängen von kombinierten Übergreifungsstößen unter Biegezugbelastung. Darüber hinaus stand die Untersuchung von Kombinationen mit einem möglichst

gleich hohen Ausnutzungsgrad der Streckgrenzen von Glattstahl BStI und Rippenstahl B500 im Vordergrund. Die Übergreifungslängen anderer Kombinationen können von diesen unter ungünstigsten Spannungsverhältnissen ermittelten Längen abgeleitet werden, vgl. Kap.5. Zu beachten war, dass eine Ausnutzung der unterschiedlichen Streckgrenzen beider beteiligter Stähle zu unterschiedlichen Stabdurchmessern oder Stabanzahlen im Stoßbereich führt.

Die erforderliche Übergreifungslänge für kombinierte Übergreifungsstöße wurde für repräsentativ ausgewählte Stabkombinationen empirisch aus den systematischen Versuchsreihen abgeleitet und nach Analyse des Tragverhaltens sowie statistischer Auswertung unter Berücksichtigung aller notwendiger Teilsicherheiten anhand einer Bemessungsformel unter Verwendung der wesentlichen Parameter modelliert. Da die Bemessungsvorschläge für den gesamten Stahlbetonbau beim Bauen im Bestand gelten sollen, eine umfängliche Untersuchung aller Anwendungen jedoch zu aufwändig war, waren experimentell insbesondere die extremen Anwendungsfälle zu prüfen und zu untersuchen. Weitere Anwendungsfälle konnten von den Versuchsergebnissen abgeleitet werden, vgl. Kap.5. Dieser Weg wurde nach *DAfStb 301* bereits häufig beschritten und fand insbesondere auch im Bereich der Übergreifungsstöße wissenschaftliche Anwendung, vgl. u.a. *DAfStb 291*. Dort wurden Versuche mit Übergreifungsstößen nur mit den Grenzwerten nach damals gültiger Norm für Stoßabstand, Betondeckung und Querbewehrung erfolgreich durchgeführt.

In dieser Arbeit waren analog dazu Stöße mit den bereits in Kap. 4.1.1 beschriebenen Grenzwerten für die Betondeckungen sowie für die Stab- und Stoßabstände experimentell zu untersuchen, um mit dem maximalen Bewehrungsgrad und den geringstmöglichen Bauteilbreiten zu prüfen. Da innenliegende Querbewehrung unwirksam, außenliegende Querbewehrung beim Bauen im Bestand jedoch nicht in allen Fällen ohne Einschränkungen möglich ist und außenliegende Querbewehrung versuchstechnisch zusätzliche Nachteile (Rissbild) mit sich bringt, blieb sie auf der sicheren Seite liegend bei den Versuchen unberücksichtigt.

In den Versuchsreihen wurden weitgehend Stabkombinationen mit möglichst hohem Ausnutzungsgrad der Stahlspannungen beider beteiligter Stähle im Verhältnis $A_{s,G} / A_{s,R} \approx f_{y,R} / f_{y,G}$ untersucht. Dabei sollte der gerippte Stahl für den praxisnahen Regelfall einer sicheren Biegebemessung im GZT möglichst geringfügig höhere Zugkräfte aufnehmen können als der glatte Stahl. Die sinnvollsten Kombinationen sind in *Tab. 4-1* angegeben. Aufgrund der Vielzahl möglicher Stabdurchmesser des Betonglattstahls, vgl. *DIN 488 1939 und 1972*, ergibt sich eine Fülle möglicher Kombinationen, die nicht alle im Rahmen dieser Arbeit experimentell untersucht werden konnten. Zur Durchführung statistisch auswertbarer Kombinationen wurden deshalb in den Versuchsreihen nur die in *Tab. 4-1* farbig angelegten Kombinationen untersucht und ausgewertet. Dabei wurden die Kombinationen mit größtmöglicher Ausnutzung der Streckgrenzen gewählt. Einzige Ausnahme war Kombination 11, die aufgrund labortechnischer Gegebenheiten trotz etwas größerer aufnehmbarer Zugkraft des glatten Stahls statt der dem praxisnahen Regelfall entsprechenden Kombination 10 geprüft wurde. In der Baupraxis werden heute in der Regel keine gerippten Stabstähle B500 $\phi < 8$ mm verarbeitet, weshalb keine Versuche mit Stahl B500 und $\phi \leq 6$ mm (vgl. *Tab. 4-1 Kombinationen Nr. 1+2*) durchgeführt wurden. Außerdem wurde auf eine Untersuchung der Kombination 12 verzichtet, da aufgrund der größeren geforderten Übergreifungslängen hierzu ein zusätzlicher, deutlich größerer Versuchsaufbau von Nöten gewesen wäre. Die erforderlichen Übergreifungslängen der nicht experimentell untersuchten Kombinationen konnten jedoch ausreichend genau durch Interpolation in die Betrachtungen einbezogen werden, vgl. Kap.5.

**Tabelle 4-1:** Kombinationen mit möglichst großer Ausnutzung der Streckgrenzen

| Nr. | Kombination - Stoß | | Querschnittsfläche | | Maximale Stabzugkraft $F_{Z,k}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\phi_{BStl}$ [mm] | $\phi_{B500}$ [mm] | $A_{S,BStl}$[1)] [mm²] | $A_{S,B500}$[1)] [mm²] | $F_{Z,k\ BStl}$ [kN] ($f_{yk}$ = 220 N/mm²) | $F_{Z,k\ B500}$ [kN] ($f_{yk}$ = 500 N/mm²) |
| 1 | 6 | 6 | 28,27 | 28,27 | 6,22 | 14,14 |
| 2 | 8 | 6 | 50,27 | 28,27 | 11,06 | 14,14 |
| 3 | 10 | 8 | 78,54 | 28,27 | 17,28 | 25,14 |
| 4 | 12 | 8 | 113,10 | 50,27 | 24,88 | 25,14 |
| 5 | 14 | 10 | 153,94 | 78,54 | 33,87 | 39,27 |
| 6 | 16 | 12 | 201,06 | 113,10 | 44,23 | 56,55 |
| 7 | 18 | 12 | 254,47 | 113,10 | 55,98 | 56,55 |
| 8 | 20 | 14 | 314,16 | 153,94 | 69,12 | 76,97 |
| 9 | 22 | 16 | 380,13 | 201,06 | 83,63 | 100,53 |
| 10 | 24 | 16 | 452,39 | 201,06 | 99,53 | 100,53 |
| 11 | 25 | 16 | 490,87 | 201,06 | 107,99 | 100,53 |
| 12 | 26 | 20 | 530,93 | 314,16 | 116,81 | 157,08 |

[1)] $A_{s,BStl}$ und $A_{s,B500}$ ermittelt mit dem Nenndurchmesser nach *DIN 488 1939* bis *DIN 488 2009*
Nach *DIN 488 2009 (Teil 1, Tab.2) sind* Abweichungen von -4% bis +6% zulässig

### 4.1.3 Wahl der Prüfkörperabmessungen

Analog zu den Tastversuchen sollten auch die systematischen Versuchsreihen als Vier-Punkt-Biegeversuche, vgl. Kap. 3.2.1, durchgeführt werden.

Die Wahl der Probekörperabmessungen erfolgte unter der Zielsetzung, mit einer möglichst großen Versuchsanzahl eine effiziente statistische Auswertung zu ermöglichen und dabei gleichzeitig die in der Baupraxis zu erwartenden Randbedingungen auf der sicheren Seite liegend realistisch abzubilden sowie eine einwandfreie Versuchsdurchführung zu gewährleisten. Diese Ziele bedingen Probekörper mit kleinstmöglichen Abmessungen und größtmöglichem Bewehrungsgrad durch Einhaltung von Mindeststababständen und -betondeckungen.

Die kleinstmögliche Breite der Versuchskörper wird durch die Wahl der Bewehrung und deren geforderte Mindestabstände sowie durch die Betoniertechnik bestimmt. Zur Gewährleistung einer ordnungsgemäßen Verdichtung bei verbügelten und mit Längsbewehrung versehenen Stahlbetonteilen sollte die Balkenbreite unter Berücksichtigung einer auf die Längsbewehrung bezogenen seitlichen Betondeckung von ≥ $3\phi$ in Abhängigkeit vom Durchmesser der Längs-

bewehrung mindestens 200 mm betragen. Die tatsächliche Mindestbreite wurde in Abhängigkeit von der gewählten Bewehrung jeweils unter Einhaltung ihrer Mindeststab- und randabstände berechnet, wobei eine Mindestanzahl von zwei Stößen als ausreichend betrachtet wurde. Diese geringe Mindestbreite führt nach einschlägiger Normung zu einer Bemessung als Balken mit konstruktiver Schubbewehrung. Im Stoßbereich wurde dennoch, auf der sicheren Seite liegend, keine Querkraftbewehrung eingebaut, um die Versuchsergebnisse trotz sehr schmaler Probekörper ohne zusätzliche Versuchsreihen auf plattenartige Biegebauteile ohne Querkraftbewehrung mit innenliegender, unwirksamer Querbewehrung übertragen zu können. Außerdem ist damit ebenfalls die Bemessung kurzer Übergreifungslängen für schlanke, hohe Balken mit größeren Bügelabständen und somit fehlender wirksamer Querbewehrung im Stoßbereich abgedeckt.

Überdies wird durch den möglichst schmalen Baukörper der ungünstigste Fall für die gestoßene Bewehrung mit Haken abgedeckt, da die Bewehrung bei nur 2 Stößen ausschließlich am Bauteilrand liegt und somit ein seitliches Abplatzen der Betondeckung möglich ist. Wie u. a. die Versuche und Bemessungsnomogramme von *Bauer 1943* (vgl. Kap. 2.4.3) belegen, ist dieses das entscheidende Versagenskriterium bei Hakenverankerungen und für Glattstahlstöße ebenso wie für Rippenstahlstöße mit Haken bemessungsrelevant. Da die zu untersuchenden kombinierten Stöße in jedem Fall mindestens einen Haken besaßen, wurden die Versuchskörper vorrangig mit Randabstand geprüft. Auf der sicheren Seite liegend können die Ergebnisse ohne Veränderung auf Stöße mit Haken ohne Randeinfluss übertragen werden.

Für Stöße mit geraden Enden sind Stäbe mit minimalem lichtem Stoßabstand von $2\phi$ mit Randeinfluss nur bei seitlichen Betondeckungen $c_1 \leq 1\phi$ ungünstiger als Stäbe ohne Randeinfluss, wie Vergleichsrechnungen anhand der Gl. (2.55) und (2.56) nach *DAfStb301* zeigen. Um auch Stöße ohne Randeinfluss zu prüfen, wurden ergänzend Versuche mit kleinen Stabdurchmessern mit mehr als zwei Stößen im Mindestabstand und Versuche mit engliegenden Stößen in plattenartigen Biegebauteilen durchgeführt.

Die kleinstmögliche Höhe wird vom ungünstigsten Belastungsfall und der vorhandenen Messtechnik bestimmt. Bei engliegender Bewehrung ist für Übergreifungsstöße von gerippten Stählen mit geraden Stabenden nach *DAfStb 319* der ungünstigste Fall vorhanden, wenn die Bewehrungsmenge der Grenzbewehrung entspricht. Dies ist der Fall, wenn gleichzeitig die Streckgrenze der Bewehrung und der Bruch der Biegedruckzone erreicht werden. Dieser theoretische Grenzzustand führt bei minimaler Bauteilhöhe zu maximaler Krümmung, was sich ungünstig auf das Tragverhalten von Übergreifungsstößen auswirkt, da sich die Stäbe im elastischen Bereich der Biegung widersetzen und zusätzliche Abspaltkräfte auf die Betondeckung ausüben. Bei Stößen mit geraden Enden wird durch diesen sogenannten Abklappeffekt (vgl. *Bild 2.51*) bei großen Krümmungen und fehlender enger Verbügelung die Beanspruchung der Betondeckung maximiert.

Bei Stößen von Bewehrungen mit Haken und Winkelhaken ist im Gegensatz dazu darauf zu achten, dass der Biegekörper nicht derart flach gewählt wird, dass das abgebogene Ende in der Druckzone endet und durch den dort vorhandenen Querdruck zusätzliche Stabzugkräfte in den Beton verankern kann, vgl. *DAfStb 347*. Die Haken der Bewehrung sollten also möglichst in der Zugzone über der Mittelachse des Querschnitts enden. Für die größten Haken der Glattstähle $\phi$ = 25 mm ergab sich inklusive Betondeckung eine Höhe bis zum Hakenende von 160 mm, vgl. Bewehrungspläne in Anhang 2.

Darüber hinaus war aus versuchs- und messtechnischen Gründen darauf zu achten, dass die Prüfkörper mit dem größten Bewehrungsgrad bis zum Bruch des Stoßes belastet werden konnten und dass im Gebrauchslastzustand unter den Kragarmen keine übermäßig starken Verformungen auftreten durften. Außerdem sollten die Balken möglichst einheitliche Höhen besitzen, um die Schalung mehrfach einsetzen zu können.

Unter Berücksichtigung aller vorgenannten Aspekte wurde letztlich für alle 31 geprüften Biegebalken und die weiteren 3 Tastversuche eine einheitliche Balkenhöhe von 30 cm gewählt.

Zur Absicherung der Versuchsergebnisse und zum Vergleich wurden ergänzend drei Versuche mit engliegenden Stößen von glatten Betonstählen $\phi$ = 12 bzw. 14 mm mit Haken und gerippten Stählen $\phi$ = 8 bzw. 10 mm mit geraden Stabenden in 15 cm dünnen plattenartigen Biegebauteilen mit einer Breite von 75 cm durchgeführt.

Die Probekörperlänge bestimmte sich letztlich aus der maximal benötigten Übergreifungslänge sowie der vorgegeben Geometrie des Vier-Punkt-Biegeversuchs und sollte zur Vermeidung von Umbaumaßnahmen am Versuchsstand sowie zum besseren Vergleich der erzielten Ergebnisse ebenfalls für alle Prüfkörper der systematischen Versuchsreihen gleich sein. Die Länge wurde einheitlich mit 3,50 m festgelegt.

### 4.1.4 Wahl von Bewehrung und Beton

Um möglichst effiziente Ergebnisse zu erhalten, wurden die systematischen Versuchsreihen in mehrere Teilabschnitte unterteilt. Nach jedem Abschnitt erfolgten eine Überprüfung der Stoßdimensionierung anhand von Vergleichsberechnungen und eine Neuausrichtung der benötigten Parameter.

Vorrangig wurden kombinierte Übergreifungsstöße unter Verwendung von Glattstahl BStI mit Haken und Rippenstahl B500 mit geraden Enden untersucht, um für diese Kombination die maßgebenden Übergreifungslängen experimentell ermitteln und ein statistisch abgesichertes Ingenieurmodell entwickeln zu können. Mit dieser Stoßausbildung wurden insgesamt 26 Biegebalken und 3 Biegeplatten geprüft, davon 2 Balken mit verminderter seitlicher Betondeckung. Ergänzend erfolgte die Untersuchung von 5 Biegebalken mit kombinierten Übergreifungsstößen unter Verwendung von Glattstahl BStI und Rippenstahl B500 mit Haken, um auch für diese Kombination erforderliche Übergreifungslängen angeben zu können.

Insgesamt 28 Balken und Platten erhielten die in *Tab.4-1* zusammengestellte Bewehrung mit gleicher Stabanzahl und unterschiedlichen Stabdurchmessern sowie möglichst hoher Spannungsausnutzung, während 6 Balken (*Tab. 4-2*, *Balken-Nr. 7-12*) mit gleichen Stabdurchmessern für glatte und gerippte Stähle, aber unterschiedlicher Stabanzahl bewehrt wurden. Diese 6 Balken wurden jeweils mit 4 glatten Stäben BStI und 2 gerippten Stäben B500 bewehrt, die mittig gestoßen wurden. Dabei wurden die Bewehrungen im Stoßbereich ungünstigst so verlegt, dass der gerippte Stahl mittig zwischen 2 glatten Stählen liegt und diese berührt, vgl. *Bild 4.3*. Mit dieser Anordnung wurde geprüft, ob das Zugring-Modell durch den beidseitigen direkten Kontakt mit den glatten Stäben gegenüber den übrigen Stoßanordnungen mit einseitigem Kontakt unverhältnismäßig beeinträchtigt wird.

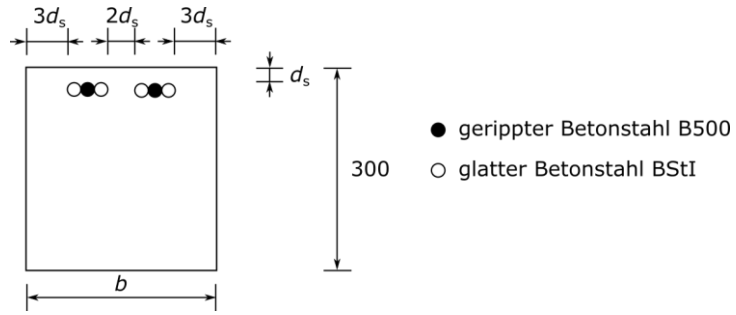



**Bild 4.3: Stoßausbildung Balken Nr. 7-9 im Schnitt**

Während der Stoß generell keine Querbewehrung besaß, erhielten die Kragarme bis kurz hinter den Auflagerpunkt eine überdimensionierte Bügelbewehrung, um vorzeitiges Querkraftversagen auszuschließen. Auf der dem Stoß gegenüberliegenden Seite wurde analog zu den Tastversuchen eine konstruktive Bewehrung eingebaut, vgl. *Bild 4.4*.

Um genaue Betonkennwerte zur Entwicklung des Ingenieurmodells zu erhalten, wurden diese anhand von Probewürfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm und 300 mm langen Zylindern mit $\phi$ =150 mm am Tag der Versuchsdurchführung ermittelt. Nach Lagerung am Bauteil und anschließender Prüfung nach *DIN 12390* wurde anhand von je 3 Würfeln die Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ und anhand von je 3 Zylindern die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ festgestellt. Die zur weiteren Berechnung benötigten Kennwerte $f_c$ bzw. $f_{cm}$, $f_{ck}$, $f_{ct}$ bzw. $f_{ctm}$ und $f_{ctk;0,05}$ wurden durch Anwendung der analytischen Beziehungen nach *EC2 2011 (Tabelle 3.1 und Gl. 3.3)* sowie *DIN 1045-2 2008* und *DIN EN 206-1 2001* bestimmt. Im Rahmen der Versuche wurden gemäß den Konformitätskriterien Betone der Festigkeitsklassen C16/20 bis C35/45 eingesetzt.

Im ersten Teilabschnitt (Versuche Nr. 1-15) erfolgte eine Abstufung der Übergreifungslängen der kombinierten Stöße in fünf Prüfserien mit jeweils drei verschiedenen Längen. Zur Vordimensionierung wurde zuerst die Übergreifungslänge $l_{0,EC2,R}$ nach *EC2 2011* für den gerippten, dünneren Stahl mit Gl. (4.5) unter Annahme voller Ausnutzung der Streckgrenze $f_{yd}$ bei einer Betongüte C20/25 ermittelt und zur Dimensionierung der Stoßlänge als Ausgangsgröße angesetzt. Jede Prüfserie beinhaltete jeweils drei Balken mit gleicher Breite und gleicher Bewehrung im Querschnitt, die sich nur in der Stoßlänge sowie Ausbildung der Stabenden unterschieden. Die Balken mit kombinierten Stößen von Rippenstählen mit geraden Stabenden und Glattstählen mit Haken erhielten Übergreifungslängen von jeweils $l_{o,v,1}$ = 0,5·$l_{0,EC2,R}$ und $l_{o,v,2}$ = $l_{0,min}$ *(≥ 0,3·*$l_{0,EC2,R}$ / 15$\phi$ / 200mm), während die Balken mit Haken an Glatt- und Rippenstahl nur mit $l_{o,v,3}$ = $l_{0,min}$ untersucht wurden, vgl. *Tab.4-2*. Die ermittelten Längen wurden jeweils auf- oder abgerundet und die Dimensionierung der Balkenbreite erfolgte für jede der 5 Prüfserien getrennt anhand der beschriebenen Mindestkriterien, *vgl. Bild 4.4*.

Im Anschluss an die Versuche dieses ersten Teilabschnitts folgten eine Nachrechnung und Auswertung der Ergebnisse unter Berücksichtigung der tatsächlichen Betonkennwerte zur Planung der weiteren Versuchsreihen sowie, auf diesen Erkenntnissen aufbauend, ausschließlich Balken- und Plattenversuche mit geraden Rippenstählen B500 und Glattstählen BStI mit Haken unter der Zielvorgabe, die erforderliche Übergreifungslänge für die ausgesuchten Kombinationen möglichst exakt anzunähern und dabei genügend Ergebnisse für eine effiziente statistische Auswertung zu erhalten.

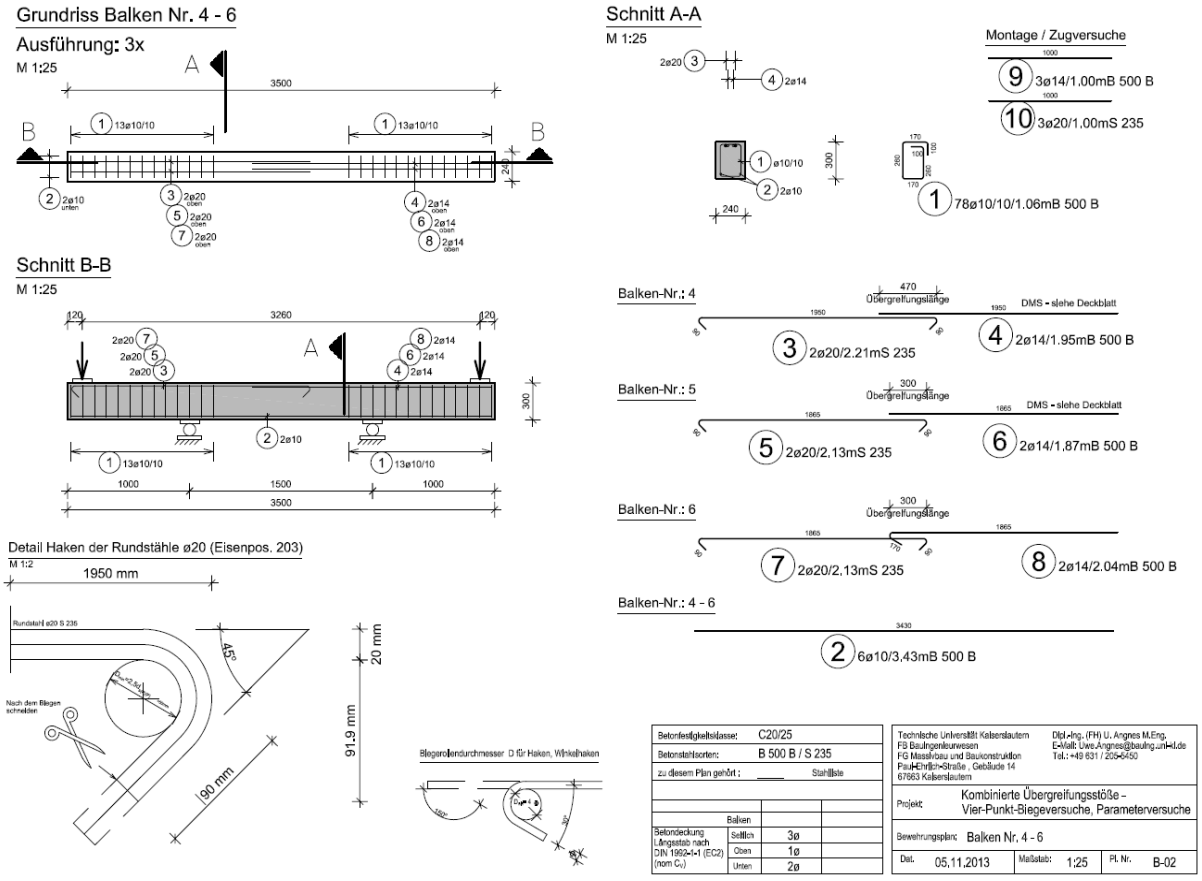



**Bild 4.4:** Bewehrungszeichnung für die Balken Nr. 4-6

Da in der Regel Stoßversagen zu erwarten war, wurden Zugversuche zur Ermittlung der tatsächlichen Streckgrenze nur nach Bedarf an Stahlproben direkt aus dem Versuchskörper durchgeführt. Die Stahlspannung im Grenzzustand der Stoßtragfähigkeit konnte anhand der Versuchsergebnisse ausreichend genau rückgerechnet werden, vgl. Kap. 5.1. Dabei wurde mit den Nenndurchmessern nach *DIN 488 2009* gerechnet und auf eine exakte Berücksichtigung der nach *DIN 488 2009 (Teil 1, Tab.2)* zulässigen Abweichungen der Querschnittsfläche von -4% bis +6% verzichtet. Dies war bei der späteren Ermittlung der Quantil-Werte und Teilsicherheiten zu berücksichtigen, vgl. Kap.5.

Die Abmessungen der Biegebalken können inklusive Ausbildung der Stöße *Tab. 4-2* entnommen werden, während Geometrie sowie Stoßbewehrung der Platten in *Tab.4-3* dargestellt sind. Die Bewehrungspläne aller geprüften Versuchskörper enthält Anhang 2.

**Tabelle 4-2:** Geometrie und Bewehrung der Biegebalken (Balkenhöhe 300 mm)

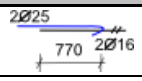
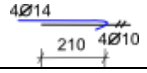
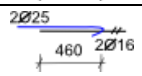
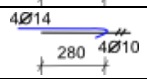
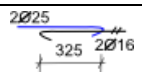
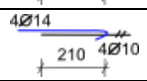
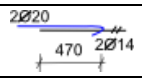
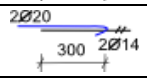
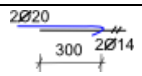
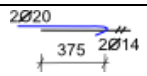
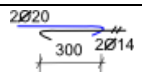
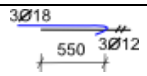
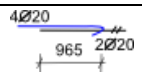
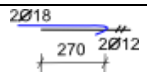
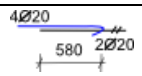
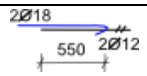
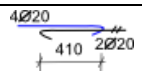
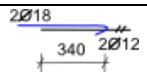
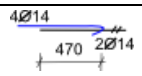
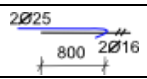
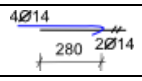
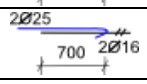
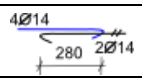
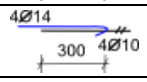
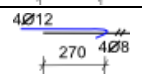
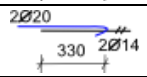
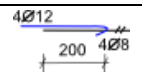
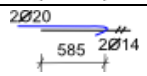
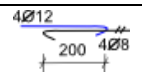
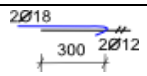
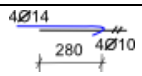
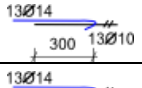
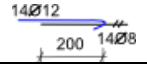
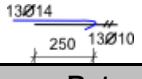
| Nr. | *b* [mm] | *ϕ* [mm] | | Stoß [mm] | Nr. | *b* [mm] | *ϕ* [mm] | | Stoß [mm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | BStI | B500 | $l_{o,com}$ [mm] | | | BStI | B500 | $l_{o,com}$ [mm] |
| 1 | 300 | 25 | 16 |  | 17 | 270 | 14 | 10 |  |
| 2 | 300 | 25 | 16 |  | 18 | 270 | 14 | 10 |  |
| 3 | 300 | 25 | 16 |  | 19 | 270 | 14 | 10 |  |
| 4 | 240 | 20 | 14 |  | 20 | 240 | 20 | 14 |  |
| 5 | 240 | 20 | 14 |  | 21 | 240 | 20 | 12 |  |
| 6 | 240 | 20 | 14 |  | 22 | 210 | 18 | 12 |  |
| 7 | 280 | 20 | 20 |  | 23 | 210 | 18 | 12 |  |
| 8 | 280 | 20 | 20 |  | 24 | 210 | 18 | 12 |  |
| 9 | 280 | 20 | 20 |  | 25 | 210 | 18 | 12 |  |
| 10 | 200 | 14 | 14 |  | 26 | 280 | 25 | 16 |  |
| 11 | 200 | 14 | 14 |  | 27 | 280 | 25 | 16 |  |
| 12 | 200 | 14 | 14 |  | 28 | 270 | 14 | 10 |  |
| 13 | 270 | 12 | 8 |  | 29 | 240 | 20 | 14 |  |
| 14 | 270 | 12 | 8 |  | 30 | 240 | 20 | 14 |  |
| 15 | 270 | 12 | 8 |  | 31 | 210 | 18 | 12 |  |
| 16 | 230 | 14 | 10 |  | | | | | |
| **Betonstahl B500 – Glattstahl BStI** | | | | | | | | | |

**Tabelle 4-3:** Geometrie und Bewehrung der Biegeplatten

| Nr. | *b* [mm] | *ϕ* [mm] | | Stoß [mm] | Nr. | *b* [mm] | *ϕ* [mm] | | Stoß [mm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | BStI | B500 | $l_{o,com}$ [mm] | | | BStI | B500 | $l_{o,com}$ [mm] |
| 47 | 750 | 14 | 10 |  | 49 | 750 | 12 | 8 |  |
| 48 | 750 | 14 | 10 |  | | | | | |
| **Betonstahl B500 – Glattstahl BStI** | | | | | | | | | |

## 4.2 Versuchsdurchführung

### 4.2.1 Versuchsaufbau und Messtechnik

Der Versuchsaufbau, vgl. *Bilder 4.5 und 4.6*, entsprach weitgehend dem Aufbau der Ergänzungsversuche. Aufgrund der teilweise deutlich stärkeren Bewehrung wurden die statischen Verhältnisse und die Bauteilabmessungen jedoch großzügiger ausgelegt. Neben einer Vergrößerung der Balkenhöhe auf 30 cm wurden auch Krag- und Feldlängen angepasst. Die Messtechnik wurde, mit Ausnahme der DMS, prinzipiell analog zu den ergänzenden Tastversuchen mit fünf Wegaufnehmern und zwei Kraftmessdosen vorgesehen, vgl. *Bild 4.7*.

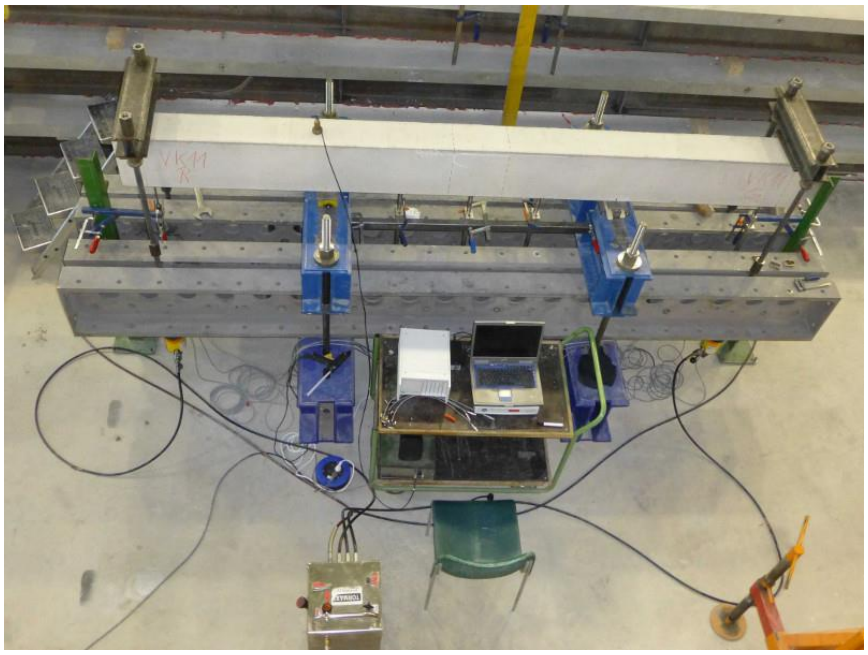


**Bild 4.5:** Versuchsstand mit Probeköper vor der Versuchsdurchführung




**Bild 4.6:** Versuchsstand: Seitenansicht und Auflagerdetails

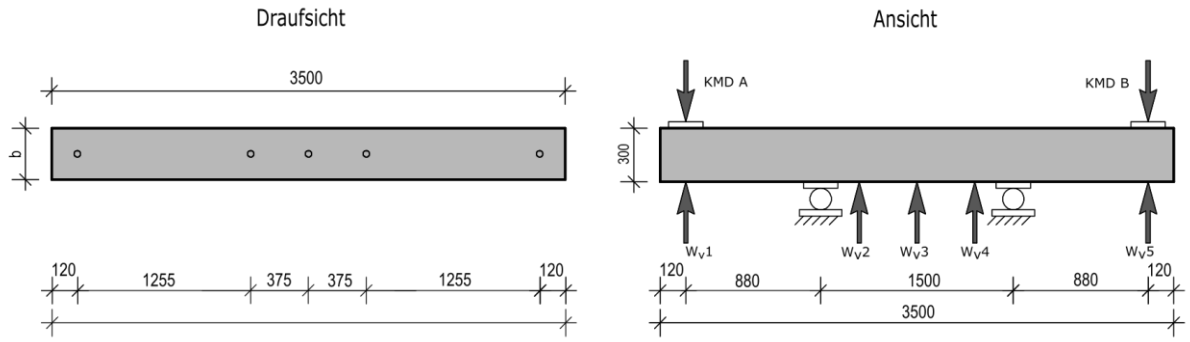



**Bild 4.7:** Anordnung der Messtechnik

Nach Laststeigerung in kleinen Schritten bis auf Höhe des vorgeschätzten Gebrauchslastniveaus im GZG mit Dokumentation der Rissentwicklung vom Erstriss bis zum abgeschlossenen Rissbild folgten insgesamt 10 Lastspiele mit jeweiliger Entlastung auf 5 kN und unmittelbarem Wiederanstieg. Nach Messung der Rissbreiten für den Nachweis im GZG wurde die Belastung in kleinen Schritten bis zum Bruch bzw. bis zum Stoßversagen erhöht.

### 4.2.2 Festlegung der Einwirkung für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Die Einwirkungen auf Gebrauchslastniveau bzw. im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) wurden vorab unter Berücksichtigung der Vorgaben nach *EC2 2011* und *EC0 2010* in Abhängigkeit zum Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) wie folgt festgelegt.

*EC2 2011 Tab. 7.1DE* enthält für Stahlbetonbauteile des üblichen Hochbaus für fast alle Expositionsklassen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination Rechenwerte für die maximale Rissbreite von $w_{max} \leq 0{,}3$ mm. Lediglich bei Expositionsklasse XC1 darf $w_{max} \leq 0{,}4$ mm betragen.

Nach *EC0 2010* wird für den GZG die quasi-ständige Einwirkungskombination anhand Gl. (4.7) berechnet:

$$E_{\mathrm{d,perm}} = E[\Sigma G_{\mathrm{k,i}} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}] \tag{4.7}$$

Im Gegensatz dazu wird nach *EC0 2010* im GZT die Grundkombination gemäß Gl. (4.8) zur Bemessung genutzt:

$$E_{\mathrm{d}} = E[\Sigma \gamma_{\mathrm{G,i}} \cdot G_{\mathrm{k,i}} + \Sigma \gamma_{\mathrm{GQ,1}} \cdot Q_{\mathrm{k,1}} + \Sigma \gamma_{\mathrm{GQ,i}} \cdot \psi_{\mathrm{0,i}} \cdot Q_{\mathrm{k,i}}] \tag{4.8}$$

Ungünstig für den GZG sind sehr hohe Eigenlasten bzw. ständige Einwirkungen $\Sigma G_{k,i}$, da diese dauerhaft vorhanden sind und somit voll in den Bemessungswert der Einwirkungen $E_{d,perm}$ eingerechnet werden, während veränderliche Einwirkungen $Q_{k,i}$ im GZG mit dem Kombinationsbeiwert $\psi_{2,i}$ abgemindert werden dürfen und deshalb geringeren Einfluss besitzen. Als Grenzbetrachtung kann die veränderliche Einwirkung $\Sigma Q_{k,i}$ sehr ungünstig mit 15% der Gesamtlast angesetzt werden. Dies trifft z.B. auf den sehr seltenen Fall einer Stahlbetondecke $h$ = 27cm mit Belag und Wohnraumnutzung ohne Trennwandzuschlag zu, da $g_k \approx 8{,}5$ kN/m² und $q_k = 1{,}5$kN/m². Für $\Sigma Q_{k,i}$ ergibt sich dabei ein Verhältnis zu $\Sigma G_{k,i}$ von:

$\Sigma Q_{k,i} = 0{,}15 \cdot (\Sigma G_{k,i} + \Sigma Q_{k,i}) \rightarrow \Sigma Q_{k,i} = 0{,}15 \cdot \Sigma G_{k,i} + 0{,}15 \cdot \Sigma Q_{k,i} \rightarrow \Sigma Q_{k,i} = 0{,}15/0{,}85 \cdot \Sigma G_{k,i}$

Für diese Lastkombination des üblichen Hochbaus erhält man unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwerts für ständige Einwirkungen von $\gamma_{G,GZT}$ = 1,35 und $\gamma_{Q,GZT}$ = 1,5, sowie $\psi_{2,i}$ = 0,3 für Verkehrslasten in Wohn- und Bürogebäuden im GZG eine Einwirkung die gemäß Gl. (4.9) ca. 65% der Einwirkung im GZT beträgt:

$$\frac{E_{\mathrm{d,GZG}}}{E_{\mathrm{d,GZT}}} = \frac{E_{\mathrm{d,perm}}}{E_{\mathrm{d}}} = \frac{\Sigma G_{\mathrm{k,i}} + \Sigma \psi_{2,\mathrm{i}} \cdot Q_{\mathrm{k,i}}}{\Sigma \gamma_{\mathrm{G,i}} \cdot G_{\mathrm{k,i}} + \Sigma \gamma_{\mathrm{Q,i}} \cdot Q_{\mathrm{k,i}}} = \frac{1{,}0 \cdot G_{\mathrm{k,i}} + 0{,}3 \cdot Q_{\mathrm{k,i}}}{1{,}35 \cdot G_{\mathrm{k,i}} + 1{,}5 \cdot Q_{\mathrm{k,i}}} =$$

$$\frac{1{,}0 \cdot G_{\mathrm{k,i}} + 0{,}3 \cdot {}^{0{,}15}/_{0{,}85} \cdot G_{\mathrm{k,i}}}{1{,}35 \cdot G_{\mathrm{k,i}} + 1{,}5 \cdot {}^{0{,}15}/_{0{,}85} \cdot G_{\mathrm{k,i}}} = \frac{1{,}0529 \cdot G_{\mathrm{k,i}}}{1{,}6147 \cdot G_{\mathrm{k,i}}} \approx 0{,}65 \qquad (4.9)$$

Auf Basis dieser Betrachtung erfolgten die Lastwechsel und die anschließenden Messungen der Rissbreiten für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit in den Versuchen bei einer Traglast von ungefähr 65% der vorab geschätzten Grenztraglast für Biegung bei Erreichen der charakteristischen Fließgrenze $f_{yk}$ des Stahls. Dabei wurde die maximale Biegetragfähigkeit der Balken mit der an Probewürfeln festgestellten mittleren Betonfestigkeit $f_{cm}$ statt $f_{cd}$ berechnet, um gleichzeitig einen direkten Vergleich für die im Versuch zu erwartende Grenztragfähigkeit für Biegeversagen zu erhalten, vgl. Kap.4.5.2. Diese Vorgehensweise führte dazu, dass bei den systematischen Versuchsreihen, auf der sicheren Seite liegend, sowohl die Lastwechsel als auch die anschließende Rissbreitenmessung in der Regel auf einem Gebrauchslastniveau in Höhe von 65 bis 85% der mit Materialteilsicherheitsbeiwerten und Quantilwerten beaufschlagten Traglast für Biegeversagen im GZT nach *EC2 2011* durchgeführt wurden, vgl. *Tab. 4-9*.

## 4.3 Versuchsergebnisse

### 4.3.1 Betonkennwerte und Traglasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

In *Bild 4.8* ist ein Probekörper der Versuchsreihe nach dem Belastungsversuch dargestellt. In den *Tab.4-4* bis *4-8* sind neben der Versagensart die experimentell ermittelten Traglasten und Betonkennwerte angegeben. Die Versuchsergebnisse werden in den Tabellen jeweils getrennt für die verschiedenartigen Stoßausbildungen und Randbedingungen aufgeführt.

Aufgrund der kurz gewählten Übergreifungslängen kam es vorrangig zum Stoßversagen, wobei die Stöße oft erst nach Erreichen der charakteristischen Streckgrenze der verwendeten Betonstähle B500 ($f_{yk}$ = 500 N/mm²) und BStI ($f_{yk}$ = 220 N/mm²) nachgaben. Nur bei Balken Nr. 13 kam es zu einem reinen Fließversagen nach Erreichen der Streckgrenze, während bei den Balken Nr. 1, 14 und 24 der Stoß eindeutig nach Überschreiten der Fließgrenze des gerippten Stahls versagte. Auf den Stößen der Balken Nr.1 und 5 waren zu Beginn der Versuchsreihen nochmals probeweise DMS in größerer Menge platziert, die die Tragkraft der Stoßverbindung sehr ungünstig beeinflussten. Deshalb konnten die beiden Versuche Nr.1 und 5 nicht in die spätere statistische Auswertung übernommen werden.



**Bild 4.8: Versuchskörper nach dem Versagen**

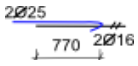
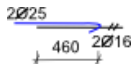
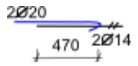
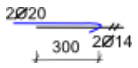
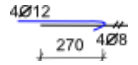
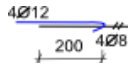
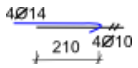
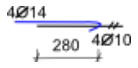
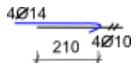
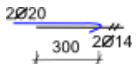
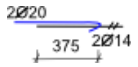
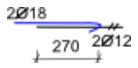
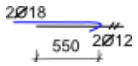
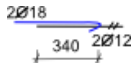
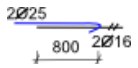
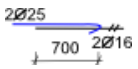
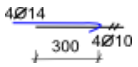
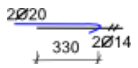
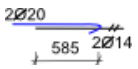
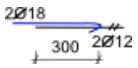
In *Tab. 4-4* sind die Ergebnisse der im Rahmen der systematischen Versuchsreihen durchgeführten Versuche an Biegebalken mit Kombi-Stößen des Typs I (Glattstahl mit Haken und Rippenstahl mit geraden Stabenden) zusammengefasst. Die Bewertung folgt in Kap. 5.

Die Versuche an Kombi-Stößen des Typs II (Haken an glatten und gerippten Stählen) brachten im Vergleich zu den Ergebnissen des Typs I (Haken am Glattstahl und Rippenstahl mit geraden Stabenden) unterschiedliche Ergebnisse, vgl. *Tab.4-4 und 4-5*. Während für den Typ 2 mit kleineren Stabdurchmessern (Balken Nr. 15) analog zu den Tastversuchen keine höhere Traglast als für den gleichlangen Stoß des Typs I (Balken Nr.14) erzielt werden konnte, ergab sich für die beiden vergleichbaren Kombinationen mit größeren Stabdurchmessern (Balken Nr. 2/3 und 5/6) ein anderes Bild. In diesen Fällen führte die Ausführung der Kombination Haken / Haken (Typ II) gegenüber der Kombination Haken / Gerade (Typ I) unter Beachtung von Stoßlänge und Betonzugfestigkeit zu einer deutlichen Traglaststeigerung, wie die Vergleichsberechnungen in Kap. 5 belegen.

Die Traglasten der 6 Kombinationen Nr. 7-12, vgl. *Tab. 4-6*, mit unterschiedlicher Stabanzahl bei gleichen Stabdurchmessern liegen im Vergleich mit den Ergebnissen der Versuche mit gleicher Anzahl und im Verhältnis zur Streckgrenze abgestuften Stabdurchmessern insbesondere für die Kombinationen mit geraden Rippenstählen etwas ungünstiger. Die Unterschiede zwischen Typ I und II in Abhängigkeit der verwendeten Stabdurchmesser sind auch hier vorhanden. Ein direkter Vergleich ist jedoch schwierig und kann nur anhand von Vergleichsberechnungen konkretisiert werden, vgl. Kap. 5.

Eindeutig ist, dass die Traglasten der Stöße mit verringerter seitlicher Betondeckung, vgl. *Tab. 4-7*, gegenüber den vergleichbaren Stößen mit einem Randabstand von ≥ $3\phi$ geringer sind. Die beiden mit gleicher Betonqualität und Stoßausbildung Typ I hergestellten Balken Nr. 16 und 18 besitzen im direkten Vergleich um 12% abweichende Traglasten, obwohl die verminderte seitliche Betondeckung lediglich um $1\phi$ abweicht. Noch etwas stärker differieren die Ergebnisse bei den beiden mit gleicher Stoßausbildung ausgestatteten Balken Nr.22 und 24. Unter Berücksichtigung differierender Stoßanzahl und Betonzugfestigkeit besitzt der mit 2 Stößen bewehrte Balken Nr.24 gegenüber dem Balken Nr. 22 mit 3 Stößen und nur hälftiger seitlicher Betondeckung ($1{,}5\phi$) bei Annahme eines linearem Einflusses von Betonfestigkeit und Bewehrungsgrad eine um ca. 20% höhere Tragfähigkeit. Gleichwohl sind die beiden Balken nicht ohne weiteres miteinander vergleichbar, da Balken Nr.22 zwar einen zusätzlichen mittleren Stoß ohne Randabstand besitzt, aber infolge der minimalen lichten Stoßabstände gleichzeitig einen höheren Bewehrungsgrad aufweist. Dennoch ist festzustellen, dass bei verringerter seitlicher Betondeckung die Stoßtragkraft deutlich reduziert wird.

**Tabelle 4-4:** Versuchsergebnisse Kombi-Stöße Typ I (Glattstahl-Haken und Rippenstahl-Gerade)

| **Balken Nr.** | Stoßausbildung | **Traglast F [kN]** | Versagensart | Würfeldruckfestigkeit[1] $f_{c,\,cube}$[N/mm²] | Zugfestigkeit[1] $f_{ct}$ [N/mm²] |
|---|---|---|---|---|---|
| **1**[2] |  | **59,1** | Mischversagen | 50,88 | 3,16 |
| **2** |  | **51,1** | Stoßversagen | 49,84 | 3,21 |
| **4** |  | **44,6** | Stoßversagen | 49,84 | 3,21 |
| **5**[2] |  | **30,7** | Stoßversagen | 50,88 | 3,16 |
| **13** |  | **35,1** | Fließversagen | 25,50 | 2,03 |
| **14** |  | **34,7** | Mischversagen | 25,50 | 2,03 |
| **17** |  | **40,8** | Stoßversagen | 52,27 | 2,98 |
| **18** |  | **37,4** | Stoßversagen | 30,47 | 1,87 |
| **19** |  | **29,8** | Stoßversagen | 30,47 | 1,87 |
| **20** |  | **38,1** | Stoßversagen | 52,27 | 2,89 |
| **21** |  | **29,3** | Stoßversagen | 31,93 | 2,16 |
| **23** |  | **29,7** | Stoßversagen | 52,27 | 2,89 |
| **24** |  | **36,8** | Mischversagen | 30,94 | 2,01 |
| **25** |  | **26,7** | Stoßversagen | 30,94 | 2,01 |
| **26** |  | **52,8** | Stoßversagen | 25,50 | 2,03 |
| **27** |  | **52,9** | Stoßversagen | 25,50 | 2,03 |
| **28** |  | **46,6** | Stoßversagen | 27,83 | 2,03 |
| **29** |  | **39,7** | Stoßversagen | 50,73 | 2,81 |
| **30** |  | **45,0** | Stoßversagen | 27,83 | 2,03 |
| **31** |  | **30,3** | Stoßversagen | 50,73 | 2,81 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | |

[1] Würfeldruck- und Zugfestigkeit ermittelt anhand von je 3 am Bauteil gelagerten Würfeln und Zylindern (Spaltzugversuch $f_{ct} = 0{,}9 \cdot f_{ct,sp}$)
[2] Stoßbereich mit vielen DMS

**Tabelle 4-5:** Versuchsergebnisse Kombi-Stöße Typ II (Glattstahl-Haken und Rippenstahl-Haken)

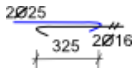
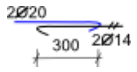
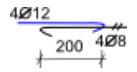
| **Balken Nr.** | Stoßausbildung | **Traglast F [kN]** | Versagensart | Würfeldruckfestigkeit[1)] $f_{c,cube}$[N/mm²] | Zugfestigkeit[1)] $f_{ct}$ [N/mm²] |
|---|---|---|---|---|---|
| **3** |  | **42,2** | Stoßversagen | 29,72 | 2,21 |
| **6** |  | **33,6** | Stoßversagen | 29,72 | 2,21 |
| **15** |  | **30,0** | Stoßversagen | 29,93 | 1,84 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | |
| [1)] Würfeldruck- und Zugfestigkeit ermittelt anhand von je 3 am Bauteil gelagerten Würfeln und Zylindern (Spaltzugversuch $f_{ct} = 0{,}9 \cdot f_{ct,sp}$) | | | | | |

**Tabelle 4-6:** Versuchsergebnisse Kombi-Stöße unterschiedliche Stabanzahl, gleiche $\phi$

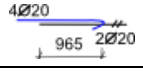
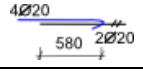
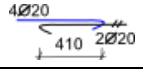
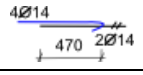
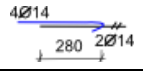
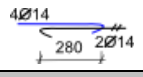
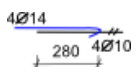
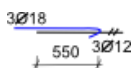
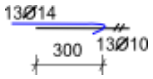
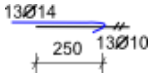
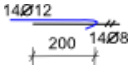
| **Balken Nr.** | Stoßausbildung | **Traglast F [kN]** | Versagensart | Würfeldruckfestigkeit[1)] $f_{c,\,cube}$[N/mm²] | Zugfestigkeit[1)] $f_{ct}$ [N/mm²] |
|---|---|---|---|---|---|
| **7** |  | **87,1** | Stoßversagen | 38,19 | 2,50 |
| **8** |  | **64,3** | Stoßversagen | 38,19 | 2,50 |
| **9** |  | **72,7** | Stoßversagen | 38,19 | 2,50 |
| **10** |  | **41,1** | Stoßversagen | 39,65 | 2,20 |
| **11** |  | **27,0** | Stoßversagen | 39,82 | 2,40 [3)] |
| **12** |  | **28,2** | Stoßversagen | 39,82 | 2,40 [3)] |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | |
| [1)] Würfeldruck- und Zugfestigkeit ermittelt anhand von je 3 am Bauteil gelagerten Würfeln und Zylindern (Spaltzugversuch $f_{ct} = 0{,}9 \cdot f_{ct,sp}$)<br>[3)] Wert anhand Proben an anderen Versuchstagen aus gleicher Charge abgeschätzt | | | | | |

**Tabelle 4-7:** Versuchsergebnisse Kombi-Stöße Typ I (Glattstahl-Haken und Rippenstahl-Gerade) mit verringerter seitlicher Betondeckung ($1{,}5\phi \leq c_1 < 2\phi$)

| **Balken Nr.** | Stoßausbildung | **Traglast F [kN]** | Versagensart | Würfeldruckfestigkeit[1)] $f_{c,\,cube}$[N/mm²] | Zugfestigkeit[1)] $f_{ct}$ [N/mm²] |
|---|---|---|---|---|---|
| **16** |  | **33,5** | Stoßversagen | 30,47 | 1,87 |
| **22** |  | **49,2** | Stoßversagen | 31,93 | 2,16 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | |
| [1)] Würfeldruck- und Zugfestigkeit ermittelt anhand von je 3 am Bauteil gelagerten Würfeln und Zylindern (Spaltzugversuch $f_{ct} = 0{,}9 \cdot f_{ct,sp}$) | | | | | |

Die Versuchsergebnisse der 3 untersuchten Biegeplatten sind in *Tab. 4-8* zusammengestellt. Ein Vergleich der Ergebnisse mit den übrigen Versuchen ist aufgrund deutlich abweichender Geometrie und Bewehrungswahl nicht ohne Vergleichsberechnung möglich, vgl. Kap. 5.

**Tabelle 4-8:** Versuchsergebnisse der Kombi-Stöße in Biegeplatten

| **Platte Nr.** | Stoßausbildung | **Traglast F [kN]** | Versagensart | Würfeldruckfestigkeit[1] $f_{c,\,cube}$[N/mm²] | Zugfestigkeit[1] $f_{ct}$ [N/mm²] |
|---|---|---|---|---|---|
| **47** |  | **64,4** | Stoßversagen | 32,07 | 1,99 |
| **48** |  | **76,7** | Stoßversagen | 55,23 | 2,76 |
| **49** |  | **45,3** | Stoßversagen | 32,07 | 1,99 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | |

[1] Würfeldruck- und Zugfestigkeit ermittelt anhand von je 3 am Bauteil gelagerten Würfeln und Zylindern (Spaltzugversuch $f_{ct} = 0{,}9 \cdot f_{ct,sp}$)

### 4.3.2 Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

In *Tab. 4-9* sind die im Rahmen der Versuchsdurchführung auf dem vorgeschätzten Gebrauchslastniveau gemessenen Rissbreiten zusammengestellt. Die maßgebende Breite der Risse wurde jeweils getrennt an den Enden der Stöße (Stoß - $w_E$) und im übrigen Balken- bzw. Plattenbereich (Feld - $w$) im Anschluss an die zehn Lastwechsel auf einem Lastniveau zwischen ca. 65% und 85% der im Nachgang anhand der festgestellten Betonkennwerte rechnerisch ermittelten Grenztraglast im GZT nach *EC2 2011* gemessen, vgl. Kap.4.2.2.

Anhand der Messergebnisse war festzustellen, dass die Rissbreiten bei Balken mit Bewehrungen größerer Durchmesser regelmäßig breiter waren als bei Balken mit Bewehrungen kleinerer Durchmesser, was den Aussagen in *DAfStb 301* und Kap. 2.7.5 entspricht. Während die Rissbreiten bei Verwendung dicker Stäbe (z. B. $\phi_{B500}$ = 16mm und $\phi_{BStl}$ = 25mm) in der Regel um $w$ = 0,3 mm breit waren, wurden bei Verwendung dünnerer Stäbe (z.B. $\phi_{B500}$ = 10mm und $\phi_{BStl}$ = 14mm) Werte um $w$ = 0,2 mm gemessen. Des Weiteren waren auf Gebrauchslastniveau nur geringe Unterschiede in Abhängigkeit zu den variierenden Übergreifungslängen zu beobachten. Die Rissbreiten divergierten bei gleichen Stoßausbildungen und unterschiedlichen Stoßlängen nur geringfügig, vgl. z. B. Balken 4 bis 6. Ebenfalls ohne größeren Einfluss auf die Rissbreiten blieb die Betongüte.

Im Regelfall entstanden die breitesten Risse an den Stoßenden der glatten Stähle, was auf die Verformungen und Kraftflüsse der biegesteifen Glattstahlhaken (vgl. Kap. 4.4.1) sowie die auf dieser Balkenseite wirksame gerippte Bewehrung B500 mit gegenüber den Glattstählen deutlich geringeren Stabdurchmessern und damit niedrigerem Bewehrungsgrad zurückzuführen war. Infolge dessen ergaben sich regelmäßig auf der mit Betonstahl B500 bewehrten Balken- bzw. Plattenseite deutlich stärkere Durchbiegungen. Diese Verformungen mit einhergehender Längenänderung der gezogenen Faser führten zu breiterer Rissbildung auf der mit dünneren Rippenstählen bewehrten Seite, was auch den maßgebenden Riss am Ende des

Glattstahlhakens vergrößerte. Auf der gegenüberliegenden Seite kam es aufgrund des größeren E-Moduls trotz glatter Bewehrung zu geringerer Verformung und Rissbildung, was sich auch auf den dortigen Riss am Ende des geraden oder gebogenen Rippenstahls übertrug, der in aller Regel deutlich schmäler war als sein gegenüberliegendes Pendant am Ende des Glattstahlhakens.

Wie *Tab. 4-9* belegt, sind mit Ausnahme der Balken Nr. 2, 3, 26, 29 und 30 trotz eines in der Regel überhöhten Gebrauchslastniveaus alle Rissbreiten kleiner als der zulässige Wert $w_{max} \leq 0{,}3$ mm für den üblichen Hochbau, vgl. Kap. 4.2.2. Dabei ist zu bedenken, dass die tatsächlich einzubauende Übergreifungslänge infolge der Beaufschlagung mit charakteristischen Werten und Teilsicherheiten deutlich größer wird, was gleichzeitig die Gefahr vergrößerter Rissbildung an den Stoßenden erheblich verringert, vgl. Kap.2.7.5 und *Bild 2.61*.

**Tabelle 4-9:** Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

| **Versuch** Nr. | **Traglast GZT nach EC2[1)]** | **Traglast GZG Kap. 4.2.2** | **Rissbreite** Feld $w$ | **Rissbreite** Stoß $w_E$ | | **Versuch** Nr. | **Traglast GZT nach EC2[1)]** | **Traglast GZG Kap. 4.2.2** | **Rissbreite** Feld $w$ | **Rissbreite** Stoß $w_E$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [kN] | [kN] | [mm] | [mm] | | | [kN] | [kN] | [mm] | [mm] |
| 1[2)] | 50,9 | 32,5 | 0,25 | 0,25 | | 18 | 39,8 | 28,5 | 0,20 | 0,25 |
| 2 | 50,6 | 37,0 | 0,30 | 0,35 | | 19 | 40,6 | 29,8 | Vers.[3)] | Vers. [3)] |
| 3 | 49,8 | 37,0 | 0,30 | 0,40 | | 20 | 40,7 | 26,5 | 0,20 | 0,15 |
| 4 | 39,3 | 28,0 | 0,25 | 0,30 | | 21 | 37,8 | 29,3 | Vers. [3)] | Vers. [3)] |
| 5[2)] | 40,7 | 27,0 | 0,25 | 0,30 | | 22 | 41,4 | 32,0 | 0,10 | 0,15 |
| 6 | 38,0 | 28,5 | 0,25 | 0,30 | | 23 | 29,6 | 21,0 | 0,20 | 0,20 |
| 7 | 76,2 | 52,5 | 0,15 | 0,20 | | 24 | 28,7 | 22,0 | 0,15 | 0,20 |
| 8 | 76,3 | 52,0 | 0,15 | 0,20 | | 25 | 28,9 | 22,0 | 0,15 | 0,20 |
| 9 | 78,5 | 43,0 | 0,15 | 0,25 | | 26 | 48,6 | 36,0 | 0,30 | 0,35 |
| 10 | 40,5 | 29,5 | 0,15 | 0,20 | | 27 | 48,2 | 34,0 | 0,25 | 0,30 |
| 11 | 40,1 | 25,5 | 0,15 | 0,25 | | 28 | 39,6 | 30,0 | 0,25 | 0,25 |
| 12 | 40,4 | 26,0 | 0,15 | 0,25 | | 29 | 39,7 | 29,0 | 0,30 | 0,35 |
| 13 | 26,4 | 21,0 | 0,10 | 0,10 | | 30 | 37,5 | 30,5 | 0,30 | 0,35 |
| 14 | 26,2 | 19,5 | 0,10 | 0,15 | | 31 | 29,7 | 22,0 | 0,30 | 0,30 |
| 15 | 26,2 | 25,0 | 0,20 | 0,25 | | 47 | 53,7 | 42,0 | 0,20 | 0,20 |
| 16 | 38,9 | 28,0 | 0,20 | 0,20 | | 48 | 59,0 | 43,0 | 0,15 | 0,15 |
| 17 | 41,9 | 31,5 | 0,20 | 0,20 | | 49 | 39,2 | 30,0 | 0,20 | 0,20 |

[1)] rechnerische Traglast $F_T$ (Biegetragfähigkeit) nach *EC2 2011* unter Berücksichigung von:
$f_{ck} = f_{c,Versuch} - 8$ [N/mm²]; $f_{ctk;0,05} = 0{,}7 \cdot f_{ct,Versuch}$ [N/mm²]; $\gamma_S = 1{,}15$; $\gamma_C = 1{,}5$; $\alpha_{cc} = 0{,}85$

[2)] DMS im Stoßbereich

[3)] Vers.= Versuchskörper versagt während der zyklischen Belastung, keine Messung möglich

Die etwas über dem zulässigen Wert liegenden Rissbreiten an den Stoßenden der Balken Nr. 2, 3 und 26 (Kombination $\phi_{B500}$ = 16mm und $\phi_{BStl}$ = 25mm) sowie Nr. 29 und 30 (Kombination $\phi_{B500}$ = 14mm und $\phi_{BStl}$ = 20mm) können mit den gegenüber den Bemessungswerten deutlich kürzeren Übergreifungslängen und einem gleichzeitig sehr hohen Lastniveau begründet werden. Die in Kap.5 ausgewiesenen Bemessungswerte der Übergreifungslänge $l_{0,com}$ sind deutlich mehr als doppelt so lang wie die im Versuch gewählten Stoßlängen und die Messung der Rissbreiten erfolgte bei diesen fünf Balken auf einem Lastniveau zwischen 75% und 85% der maximal möglichen Traglast im GZT nach *EC2 2011*, vgl. *Tab. 4-9*.

Darüber hinaus ist anzumerken, dass die Messung der Rissbreite im Versuch mit Rissvergleichsmaßstab und -lupe direkt an der Bauteiloberfläche erfolgte, während die in *EC2 2011* angegebenen Rechenwerte für $w_{max}$ in Höhe der Bewehrung berechnet werden. Aufgrund der während der Messung vorhandenen Biegung und der damit verbundenen keilförmigen Aufweitung des Risses bis zur Bauteiloberfläche kann davon ausgegangen werden, dass die Rissbreiten in Höhe der Bewehrung etwas geringer sind.

Das Vorgesagte gilt auch für die Versuche mit dünnen, hochbewehrten Platten, vgl. *Tab. 4-9*, Versuche Nr. 47 bis 49. Auch hier ist die Gebrauchstauglichkeit der Stoßverbindung gewährleistet. Gegenüber den untersuchten Balken war jedoch auffällig, dass die Platten aufgrund der stärkeren Durchbiegung und der damit verbundenen größeren Krümmung deutlich mehr Risse in kleineren Abständen besaßen als die Balken. Die Risse in den Platten blieben jedoch verhältnismäßig klein, vgl. *Bild 4.9* und *Tab. 4-9*.

Alle Versuchsprotokolle mit Zusammenstellung der Rissbreiten und zugehörige, aussagekräftige Kraft-Weg-Diagramme zu jedem einzelnen Versuch enthält Anlage Nr.2.

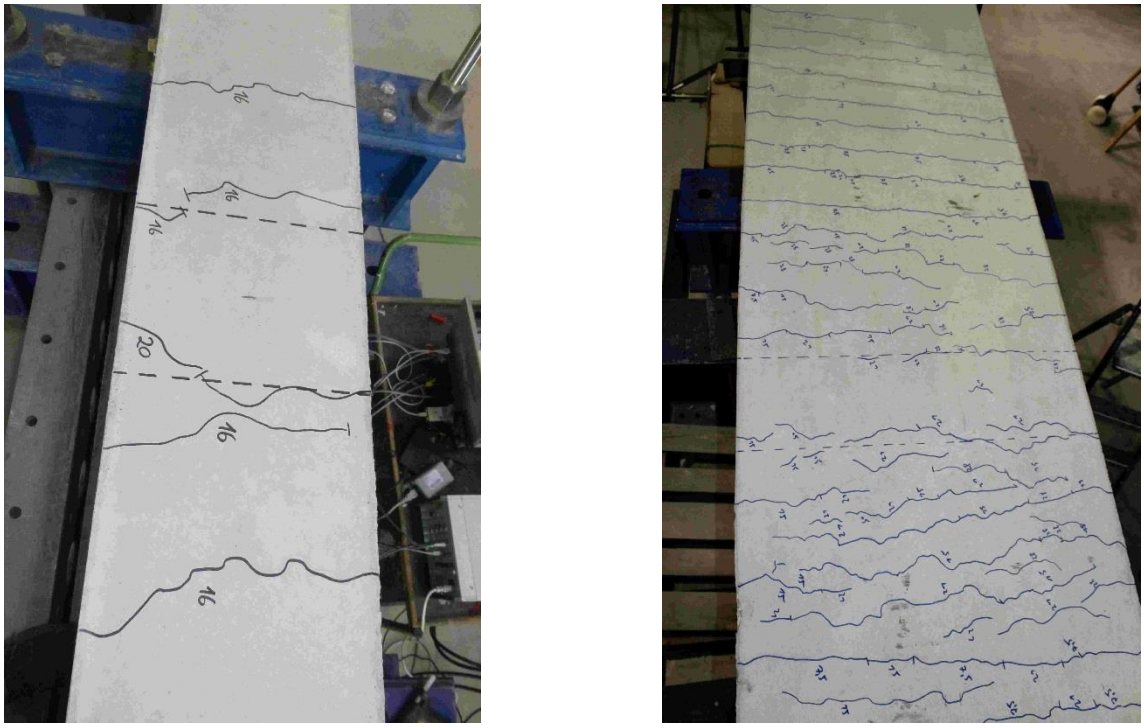



**Bild 4.9:** Rissbilder von Balken Nr.14 und Platte Nr.49 (P-03) im Vergleich (Risse im GZG)

## 4.4 Versagensmechanismen kombinierter Übergreifungsstöße

### 4.4.1 Kombinierte Übergreifungsstöße Typ I (glatt, Haken und gerippt, gerade)

Die untersuchten kombinierten Übergreifungsstöße des Typs I, bestehend aus Glattstählen BStI mit Haken und Rippenstählen B500 mit geraden Stabenden, versagten in den schmalen Biegebalken mit zwei bis maximal vier möglichst engliegenden Stößen in der Regel analog zu den in *DAfStb 301* und *Ferguson 1969* für Rippenstähle mit Randabstand angegebenen Bruchform B, vgl. Kap. 2.7.2 sowie *Bilder 2.49, 2.50 und 4.10*.

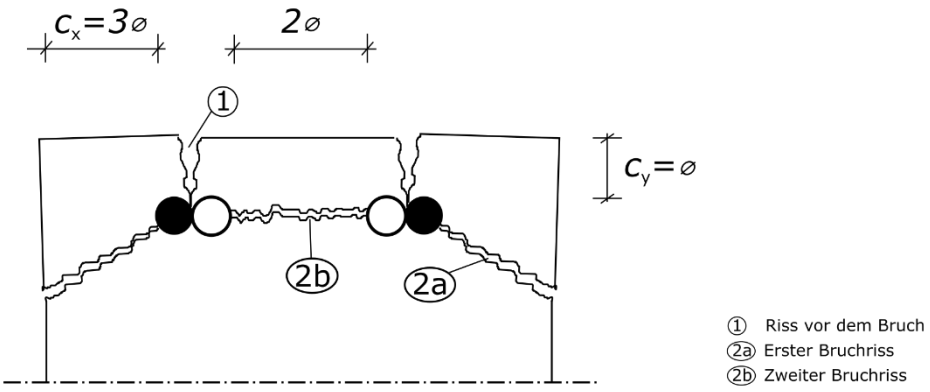



**Bild 4.10:** Versagensmechanismus Kombi-Stoß Typ I (Glatt, Haken / Gerippt, gerade)

Aufgrund des randnahen Glattstahlhakens und den dort im Zuge der Krafteinleitung punktuell entstehenden Querzugspannungen, vgl. Kap. 2.4.3 und 2.6.3, wurde dieser Versagensmechanismus in Abhängigkeit von der Größe der seitlichen Betondeckung überlagert mit einem seitlichen Ablösen der Betondeckung. Die seitliche Rissbildung, vgl. *Bild 4.10* Riss Nr. 2a, folgte dabei regelmäßig einer Neigung, die dem Höhenversatz vom geraden Ende bis zum Hakenende des Glattstahlhakens entsprach, vgl. *Bild 4.11*.

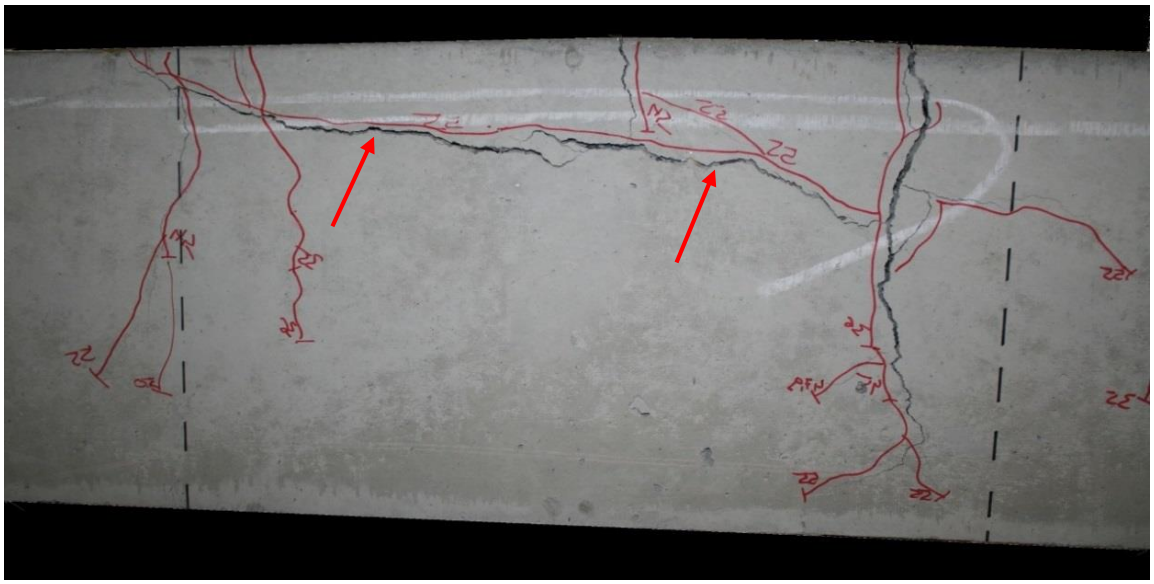


**Bild 4.11:** Seitenansicht Balken nach Versagen mit Rissen an Stoßenden und Längsriss Nr.2a

Nachdem die Risse außerhalb des Stoßes in den niedrigen Laststufen ähnliche Breiten wie die Risse an den Stoßenden besaßen und die Risse im Stoßbereich aufgrund des dort höhe-

ren Bewehrungsgrads deutlich kleiner blieben, entstanden vor dem Versagen zuerst die typischen breiten Risse an den Stoßenden. Während der Riss am Ende des geraden Rippenstahls direkt entlang den Stabenden senkrecht zur Balkenachse verlief, entwickelte sich der gegenüberliegende Riss in der Regel leicht bogenförmig zur Balkenmitte am Übergang von der geraden Vorlänge in den Haken an der beginnenden Stabkrümmung, vgl. *Bilder 4.12 und 3.10*. Dabei waren die Risse an den Hakenenden des Glattstahls deutlich breiter als am gegenüberliegenden geraden Ende des Rippenstahls, vgl. Kap. 4.3.3 und *Bild 4.12,* was neben der erhöhten Durchbiegung infolge unterschiedlicher Biegesteifigkeiten der Balkenseiten auf die Verformungen und Kraftflüsse des Glattstahlhakens zurückgeführt werden kann. Der Glattstahl wurde aufgrund seiner Biegesteifigkeit nicht wie ein biegeweiches Seil ideal gerade und anliegend durch den rund geformten Betonkanal gezogen, sondern die Betondeckung aufgrund der Hakengeometrie am Anfang der Krümmung nach oben weggedrückt, vgl. *Bilder 3.9 und 3.10*. Unmittelbar neben den früh entstehenden Rissen entlang der Stoßenden - in *Bild 3.10* rechts oben zu sehen - entstanden dadurch im Zuge der Biegebelastung spürbare Wölbungen der Oberfläche über der Abbiegung. Des Weiteren begünstigten die am randnahen Haken entstehenden Querzugspannungen den seitlichen Riss, der sich analog zum Rissbild bei Typ II direkt entlang des Hakens senkrecht zur geraden Vorlänge ausbildete, vgl. *Bild 4.11* sowie die Ausführungen in Kap. 2.4.3 und 2.6.3.

Anschließend folgten unmittelbar vor dem Versagen in der Regel Primärrisse (Riss Nr.1 in *Bild 4.10* und Pfeile in *Bild 4.12*) direkt über den Stoßmitten parallel zur Stoßachse, bevor horizontale Risse (Risse Nr.2a und 2b in *Bild 4.10* und Pfeile in Bild *4.11*) in Achse der Bewehrung das plötzliche Versagen der Stoßverbindung herbeiführten. Die Stöße versagten schließlich explosionsartig durch Abplatzen der Betondeckung und häufig klappten die geraden Enden der gerippten Bewehrung nach oben auf, vgl. *Bild 4.13*.

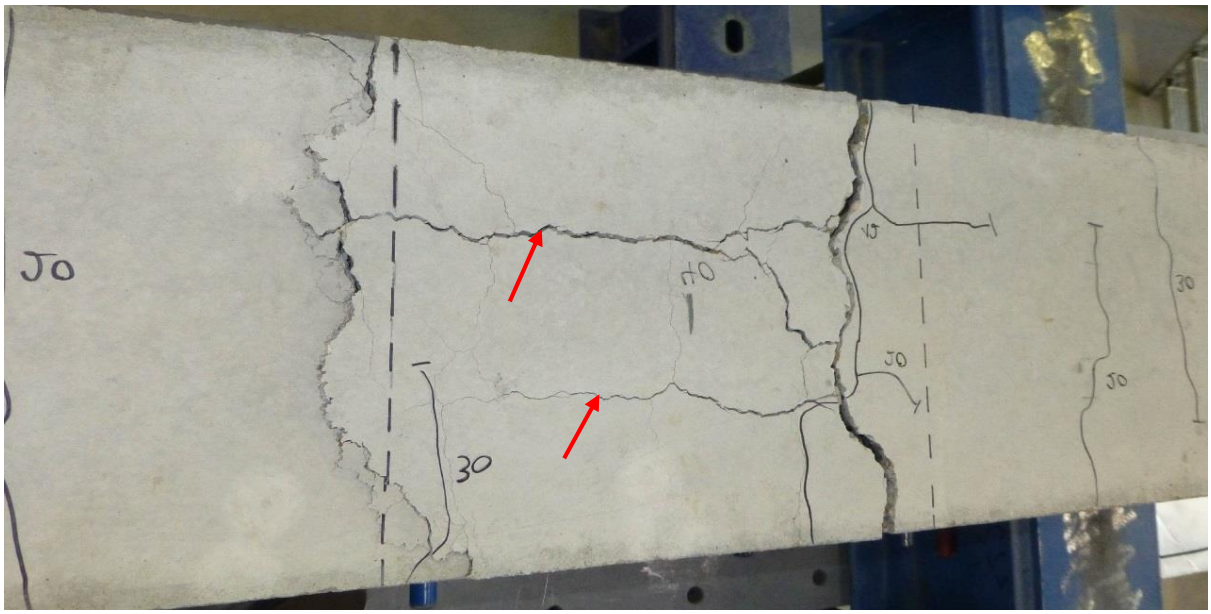


**Bild 4.12:** Draufsicht Balken nach dem Versagen mit primären Längsrissen (Pfeile), vgl. *Bild 4.10*, Riss-Nr.1

Bei Balken mit mehr als zwei Bewehrungsstößen waren vor dem Versagen in einigen Fällen nicht über allen Stößen die primären Längsrisse zu erkennen. Hier kam es teilweise auch zu

einem direkten Abplatzen der Betondeckung, welches der Bruchform A gemäß Ferguson und Eligehausen entspricht, vgl. *Bilder 2.49 und 2.50*.

(a) Draufsicht



(b) Seitenansicht

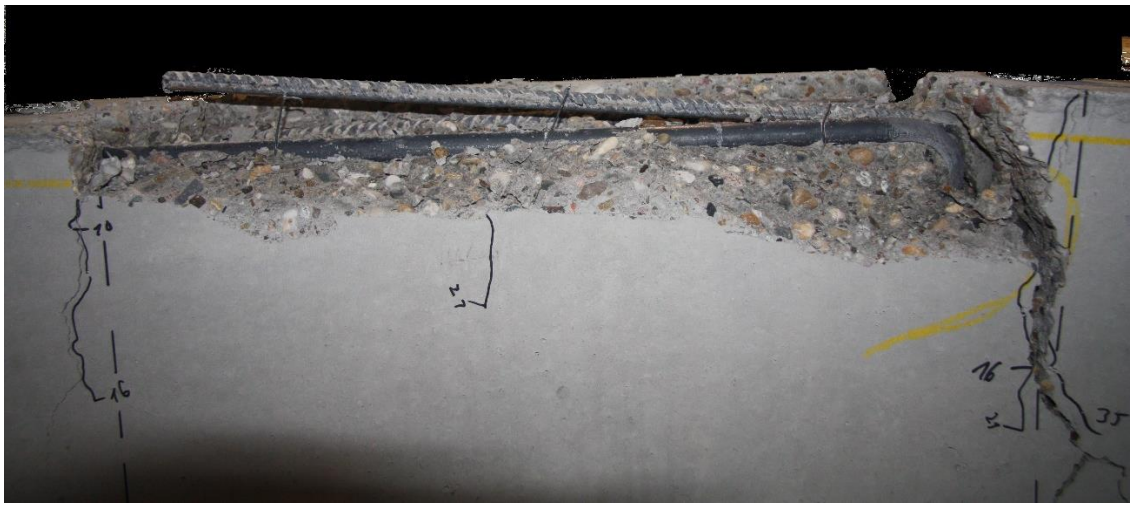


**Bild 4.13:** Balken nach Versagen und Ablösen der Betondeckung über Riss-Nr. 2a und 2b
(a) Draufsicht; (b) Seitenansicht

Dieses Versagensbild zeigte sich in ähnlicher Form ebenfalls bei den drei untersuchten Biegeplatten (Versuche Nr. 47 bis 49) mit engliegender Bewehrung über eine größere Fläche. Hier entstanden ebenfalls zuerst die breiten Risse an den Stoßenden. Gleichwohl waren bei den Platten kaum primäre Längsrisse der Bruchform B (Riss Nr.1 in *Bild 4.10*) zu beobachten. Aufgrund der engliegenden Bewehrung und den wenigen randnahen Stößen war das plötzliche Absprengen der Betondeckung durch Querrisse in der Achse der Bewehrung (Risse Nr.2a und 2b in *Bild 4.10*) ohne vorherige Längsrisse über den Stößen gemäß Bruchform A (vgl. *Bilder 2.49 und 2.50*) die Regel. Der Einfluss der Haken der Glattstahlbewehrung beschränkte sich im Wesentlichen auf den Rand, wo ein zu den Balken analoges Versagensbild festzustellen war, vgl. *Bild 4.14*.

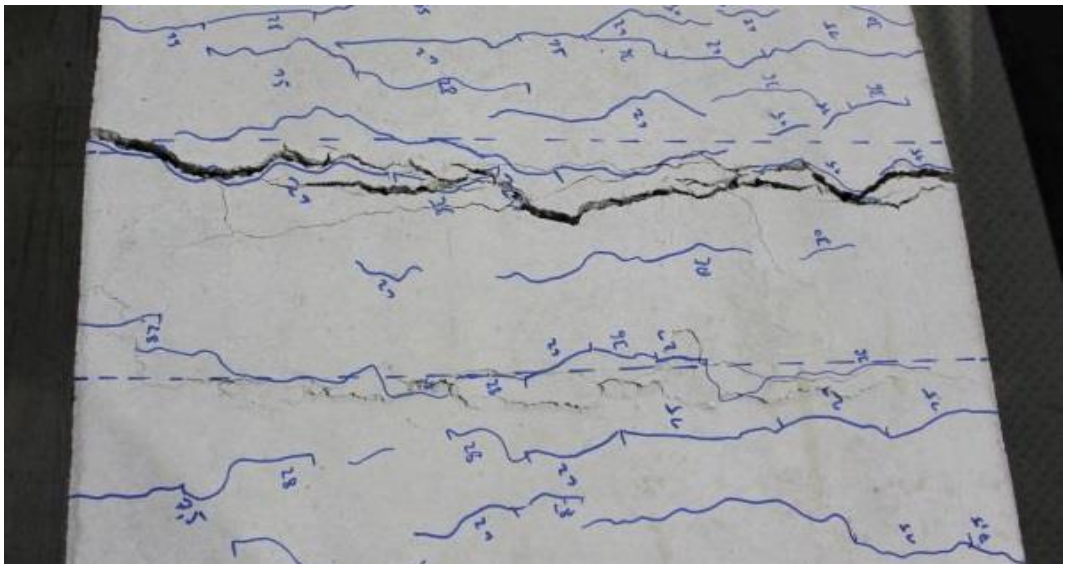


**Bild 4.14**: Draufsicht Platte im Versagenszustand ohne Längsrisse im Stoßbereich

### 4.4.2 Kombinierte Übergreifungsstöße Typ II (glatt, Haken und gerippt, Haken)

Die untersuchten kombinierten Übergreifungsstöße des Typs II, bestehend aus Glattstählen BStI und Rippenstählen B500 mit Haken, versagten analog zu den Stößen des Typs I in den schmalen Balken ebenfalls nach Bruchform B mit primären Längsrissen über den Stoßmitten, vgl. *Bilder 4.10, 4.15* und *4.16*.

Aufgrund der randnahen Haken und den dort im Zuge der Krafteinleitung punktuell entstehenden Querzugspannungen, vgl. Kap. 2.4.3, 2.6.3 und 2.7.6, wurde dieser Versagensmechanismus in Abhängigkeit von der Größe der seitlichen Betondeckung überlagert mit einem seitlichen Ablösen bzw. Ausbrechen der Betondeckung. Die seitliche Rissbildung, vgl. *Bild 4.10* Riss Nr. 2a, erfolgte aufgrund der beidseitigen Haken weitgehend horizontal in Höhe der Hakenenden, vgl. *Bild 4.15.*

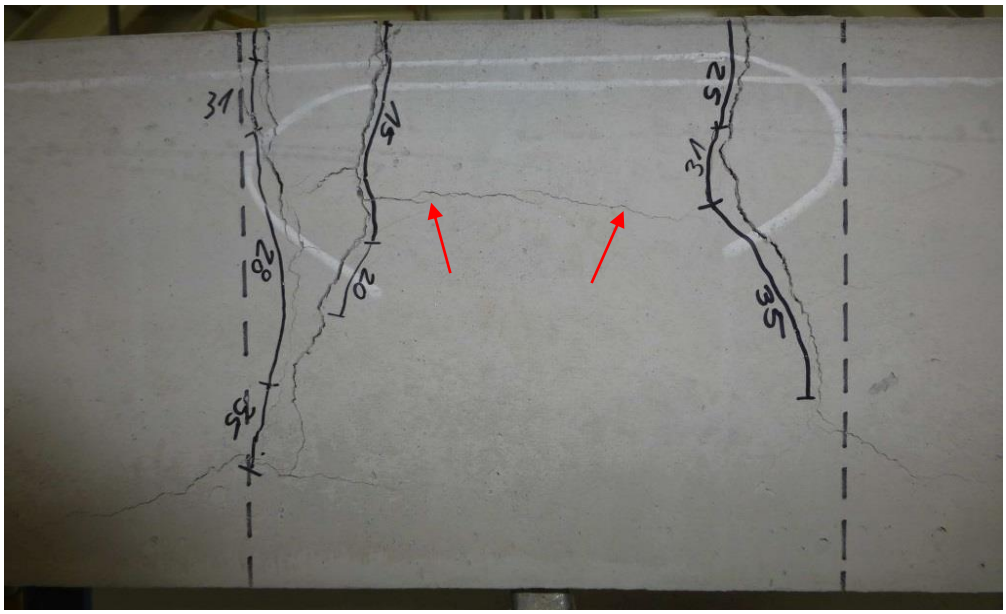



**Bild 4.15:** Seitenansicht Balken vor dem Versagen mit Rissen an den Stoßenden und Längsriss

Vor dem Versagen entstanden zunächst die typischen breiten Risse an den Stoßenden. Infolge der beidseitigen Haken kam es zu einer weitgehend symmetrischen Rissbildung in Grundriss und Seitenansicht, vgl. *Bilder 4.15* und *4.16.* Aufgrund der Verformungen des Glattstahlhakens und der geringeren Steifigkeit der mit Rippenstahl bewehrten Seite war auch bei den Stößen des Typs II der Riss am glatten Hakenende etwas breiter. Gleichwohl war die Differenz deutlich geringer als bei Typ I, vgl. *Bild 4.15.* Im Grundriss entwickelten sich beide Risse an den Stoßenden am Übergang von gerader Vorlänge in den Haken an der beginnenden Stabkrümmung, vgl. *Bilder 4.11, 4.12, 4.15 und 4.16*. Dennoch waren Wölbung und Rissversatz vor allem an der Seite des Glattstahlhakens festzustellen, was auf das Einhängen des Glattstahlhakens bei höherer Belastung hindeutete.

Des Weiteren begünstigten die am randnahen Haken entstehenden Querzugspannungen den seitlichen Riss, der sich beidseits direkt entlang des Hakens senkrecht zur geraden Vorlänge ausbildete, vgl. *Bild 4.16* sowie die Ausführungen in Kap. 2.4.3 und 2.6.3.

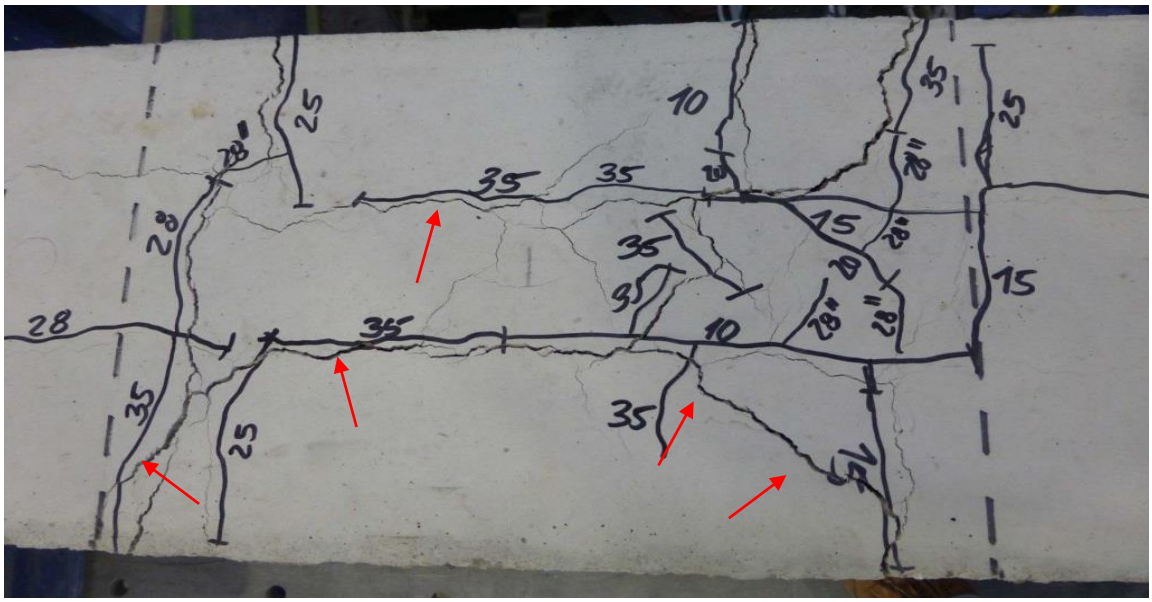



**Bild 4.16:** Draufsicht Balken nach Versagen mit primären Längsrissen (Pfeile), vgl. *Bild 4.8*, Riss-Nr.1

Anschließend folgten auch bei Typ II unmittelbar vor dem Versagen Primärrisse (Riss Nr. 1 in *Bild 4.10* und Pfeile in *Bild 4.16*) direkt über den Stoßmitten parallel zur Stoßachse, bevor horizontale Risse (Risse Nr.2a und 2b in *Bild 4.10 und* Pfeile in *Bild 4.15*) in Achse der Bewehrung das Versagen der Stoßverbindung herbeiführten. Schließlich versagte der Stoß analog zu Typ I durch Abplatzen der Betondeckung. Das Versagen erfolgte jedoch weniger explosionsartig und der Balken besaß aufgrund der Verankerung der beiden Haken im Beton weiterhin eine geringe Resttragfähigkeit. Das Tragverhalten der kombinierten Übergreifungsstöße des Typs II im Versagenszustand ist demzufolge gegenüber Typ I weniger spröde.

Im Gegensatz zu den gemäß Typ I bewehrten Stößen kam es nach weiterer Belastung auf geringerem Lastniveau auf beiden Seiten zu einem muschelförmigen Ausbruch der seitlichen Betondeckung zwischen den beiden Haken, vgl. *Bild 4.17*. Im Grundriss *Bild 4.16* und in der Seitenansicht *Bild 4.15* zeichnet sich dieser Ausbruch bereits durch die vorgegebene Rissbildung (vgl. Pfeile) ab.

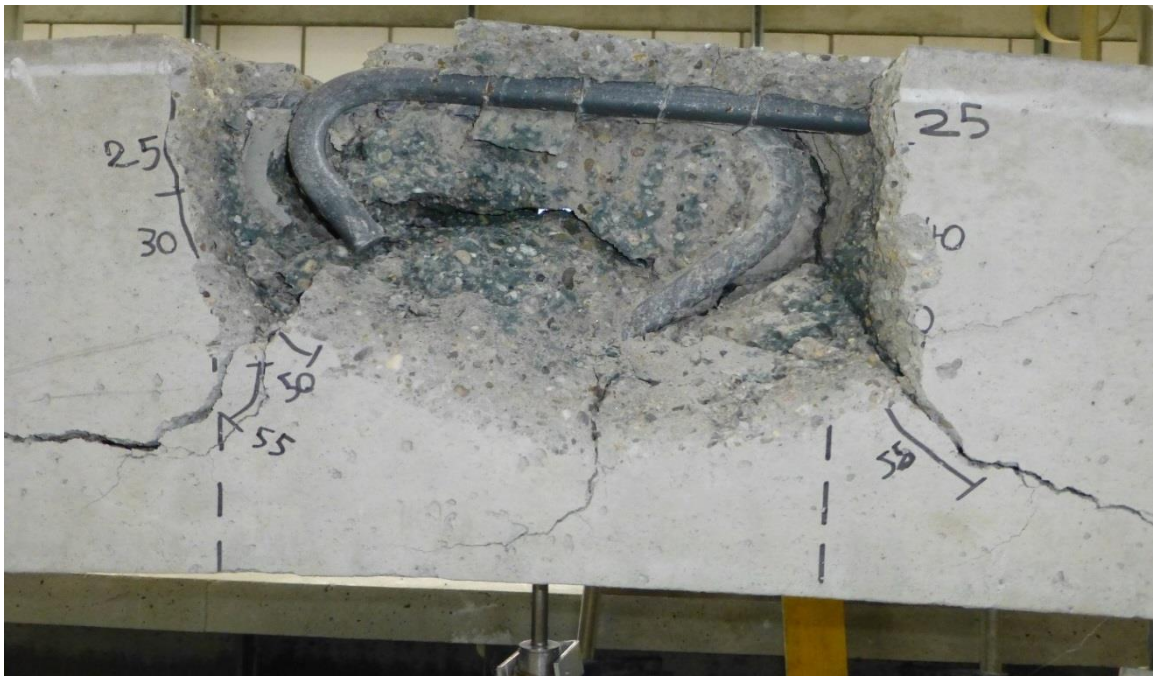



**Bild 4.17:** Seitenansicht Balken mit Stoß Typ II und muschelförmigem Betonausbruch

Bezüglich der im Regelfall ähnlich hohen Traglasten der beiden Stoßtypen wird auf die Ausführungen im Kapitel 5 verwiesen.

## 4.5 Zuggliedversuche

### 4.5.1 Entwicklung

Wie bereits in Kap. 3.1 und 4.2 beschrieben, wurden die systematischen Versuchsreihen ohne Dehnmessstreifen (DMS) durchgeführt, um die Verbundtragfähigkeit im Übergreifungsbereich nicht zu mindern und realitätsnahe Prüfergebnisse zu erhalten. Darüber hinaus brachte die Applikation der DMS im Rahmen der ergänzenden Tastversuche auf der Staboberfläche der dünnen Rundstäbe ($\phi_{B500}$ = 10mm / $\phi_{BStl}$ = 14 mm) mit Ausnahme der in Kap. 3.3.4 vorgestellten Messreihe kaum verwertbare Ergebnisse. Auch die zu Beginn der systematischen Versuchsreihen bei den Versuchen Nr.1 und 5 auf den dickeren Rundstäben direkt auf der Oberfläche oder in gefrästen Nuten applizierten DMS-Reihen reduzierten die Stoßtragfähigkeit und lieferten gleichzeitig wenig verwertbare Messergebnisse. Infolgedessen wurde entschieden, die Spannungsverläufe in einer gesonderten Versuchsreihe zu ermitteln.

Zur Analyse des Tragverhaltens kombinierter Übergreifungsstöße des Typs I war, neben dem Verlauf der Spannungen über die Stoßlänge der beiden unterschiedlichen Verankerungen, insbesondere deren Verlauf im Glattstahlhaken sowie dessen Traganteil in Abhängigkeit vom Lastniveau von hohem Interesse, vgl. Kap.2.6.2. Während auf der geraden Vorlänge des Glattstahls und dem geraden Rippenstahl eine Applikation der DMS auf möglichst dicken Bewehrungsstäben mit geringer Krümmung und großer Oberfläche genügend Erfolg versprach, war dies für den Bereich der mehrfach stark gekrümmten Oberfläche der Haken mit kleinem Biegerollendurchmesser technisch nicht gegeben. Überdies waren im gekrümmten Haken lediglich im Schwerpunkt des Stabes keine größeren Biegespannungen und damit vergleichbare Zugspannungen in allen Messpunkten zu erwarten, sodass dort eine Anordnung der DMS im Stabinneren bevorzugt wurde.

Letztlich erfolgte der Einbau der DMS, nach Prüfung weiterer bereits erfolgreich durchgeführter Varianten von *Kurz 1997* und Schmidt-Thrö in *DAfStb 347*, im Haken analog zu der von Franz und Timm in *DAfStb 226* gewählten Ausführung bei Versuchen zur Ermittlung der Spannungen in Zugschlaufenstößen. Die DMS wurden in parallel zur Stabachse in die Haken gefräste Schlitze eingeklebt, die nach Verkabelung der DMS und Aufbringen der notwendigen Schutzschichten mit Epoxid-Harz kraftschlüssig vergossen wurden, vgl. *Bild 4.18*.

Da sowohl für die Applikation der DMS auf den geraden Teilstücken als auch für die Herstellung der Schlitze möglichst dicke Bewehrungsstäbe von Vorteil waren, wurden, nach Abschätzung der ausführbaren Dimensionen von zugehörigem Betonkörper und Versuchsaufbau, Glattstähle S235 mit einem Durchmesser von 30 mm gewählt. Der Biegerollendurchmesser der Haken wurde, aufgrund der zu erwartenden Schwierigkeiten bei Herstellung der Schlitze und Applikation der DMS, gegenüber den übrigen Versuchen mit $D = 5\phi$ etwas größer und dennoch genügend aussagekräftig gewählt.

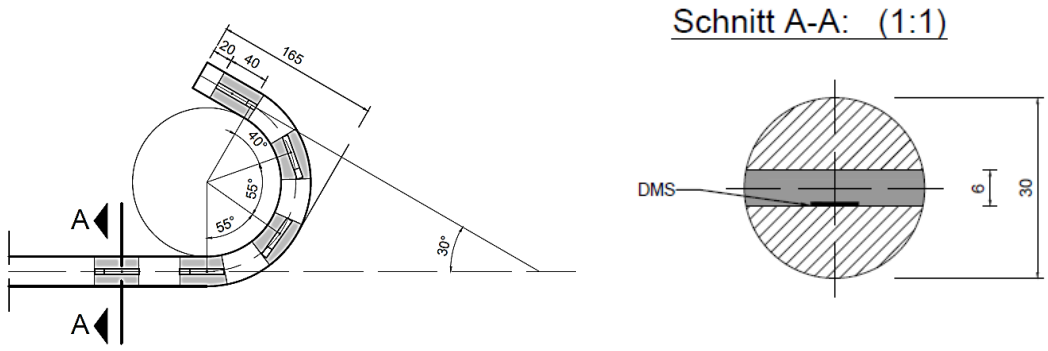



**Bild 4.18:** Anordnung der DMS im Haken (aus *Kiemen 2015*)

Zur Erfüllung der in Kap. 4.1.1 gestellten Forderung nach möglichst vergleichbaren Spannungsausnutzungen, wurde die zugehörige gerade Rippenstahlbewehrung B500 des Stoßes Typ I mit Stabdurchmesser 20 mm gewählt.

Da bisher nur Vier-Punkt-Biegeversuche an Balken und Platten durchgeführt wurden, obwohl in der Praxis des Bauens im Bestand ebenfalls Zugstöße in reinen Zuggliedern realisiert werden müssen und die Ergebnisse dieser Arbeit deshalb auch für Stöße in derartigen Bauteilen gelten sollen, wurden die mit DMS ausgestatteten Stöße in Zugglieder integriert, um in dieser Hinsicht qualitative Erkenntnisse zu sammeln und die Versagensmechanismen zu studieren. Wie in *Bild 4.19* dargestellt, fiel die Wahl auf rechteckige Versuchskörper, die einen mittig gestoßenen Bewehrungsstrang in jeder Ecke besaßen.

Die Wahl der Betonabmessungen erfolgte in Abhängigkeit von Bewehrungsführung und Stoßlänge sowie unter versuchs- und ausführungstechnischen Gesichtspunkten. Die Versuchskörperlänge wurde durch die gewünschte Stoßlänge zuzüglich eines geringen Zuschlags zur Installation der Montagebewehrung vorgegeben, während die Bewehrung die Höhe bestimmte. Dabei war insbesondere darauf zu achten, dass sich die direkt gegenüberliegenden Haken an den Enden nicht berührten, vgl. *Bild 4.19*. Mit etwas Sicherheitsabstand wurde eine Balkenhöhe von 60 cm erforderlich. Um außerdem eine ausreichende Breite zur Installation der Verkabelung, genügend Zwischenraum zur Verdichtung und genügend Stababstand für den Ver-

suchsaufbau vorzuhalten, wurde im Gegensatz zu den übrigen Versuchen nicht der Mindeststababstand, sondern ein lichter Stoßabstand von $5\phi_{BStl}$ gewählt. Unter Berücksichtigung einer beidseitigen Betondeckung von mindestens je $3\phi_{BStl}$ ergab sich somit eine Breite des Zugglieds von 43 cm.

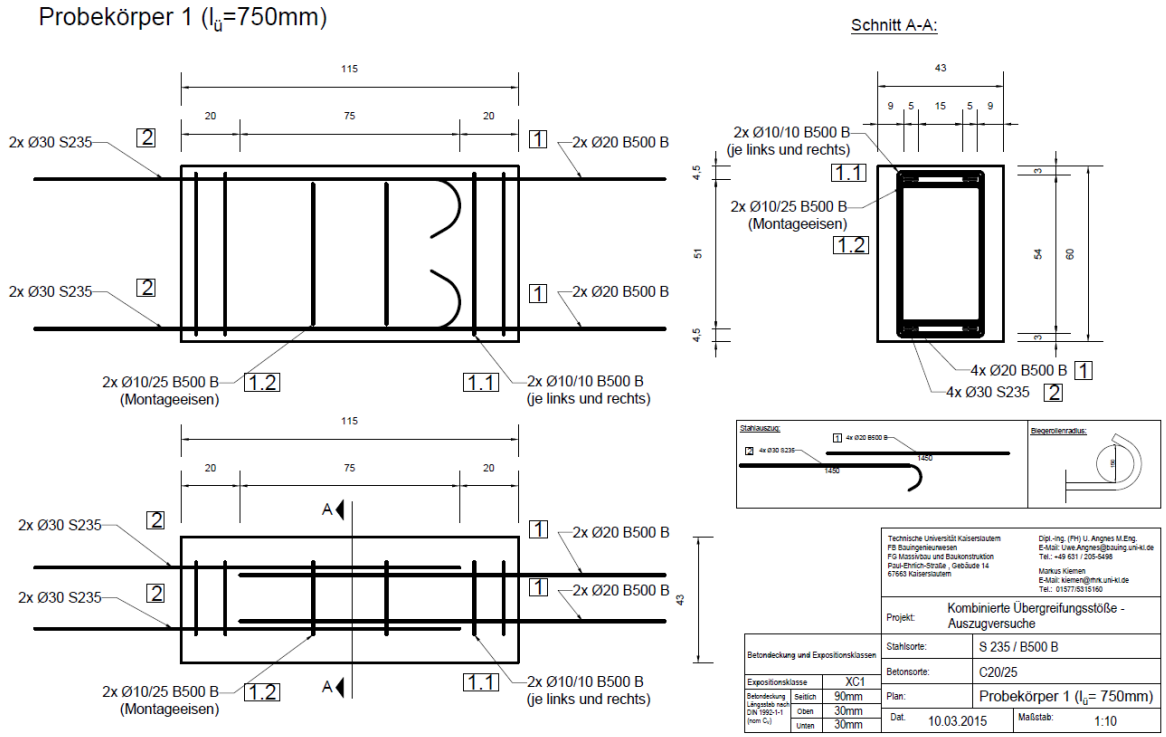



**Bild 4.19:** Versuchskörper mit $l_{o,com}$ = 75 cm: Geometrie und Bewehrung (aus *Kiemen 2015*)

Um sowohl Stoß- als auch Fließversagen zu erzeugen, wurden drei Versuchskörper aus Normalbeton C20/25 mit unterschiedlichen Stoßlängen von 750, 1000 und 1250 mm hergestellt. Dabei entsprach die Mindestlänge von 750 mm genau 40% der nach *EC2 2011* erforderlichen Übergreifungslänge $l_{0,EC2,R}$ für den Rippenstahl B500, vgl. Gl. (4.5), sowie der vergleichbaren erforderlichen Übergreifungslänge $l_{0,EC2,G}$ für den Glattstahl $\phi_{BStl}$ = 30 mm nach Gl. (4.6), denn für beide Stähle errechnet sich der Bemessungswert zu $l_{0,EC2,R} = l_{0,EC2,G}$ = 1.872 mm.

In jedem der Betonquader wurden gemäß Darstellung in *Bild 4.20* insgesamt 40 DMS auf den vier Stößen appliziert. Um auch bei den Zuggliedern im guten Verbundbereich zu prüfen, mussten die Betonquader stehend betoniert werden.

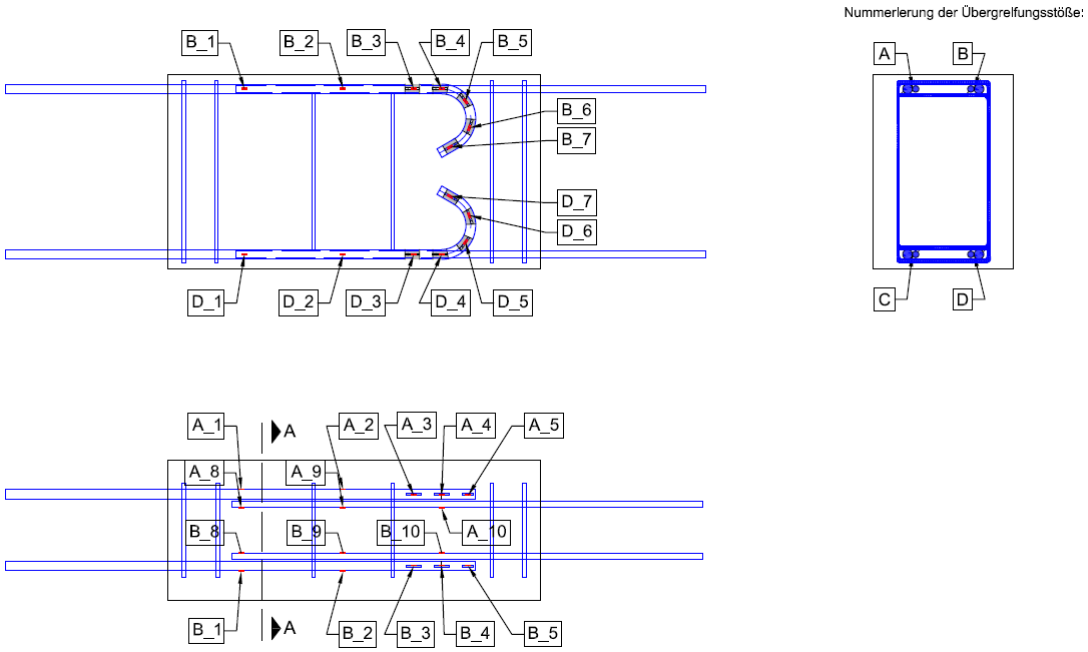



**Bild 4.20:** Lage der DMS (Nr. 1, 2, 8, 9, 10 außen appliziert - aus *Kiemen 2015*)

## 4.5.2 Versuchsdurchführung

Die Belastung der Versuchskörper, die stehend in den in *Bild 4.21* dargestellten Vier-Säulen-Rahmen eingebaut waren, erfolgte weggesteuert mit geringer Geschwindigkeit und wiederholten Pausen in kleinen Schritten bis zum Versagen. Dabei wurde die Entstehung der Risse bis zum abgeschlossenen Rissbild dokumentiert.

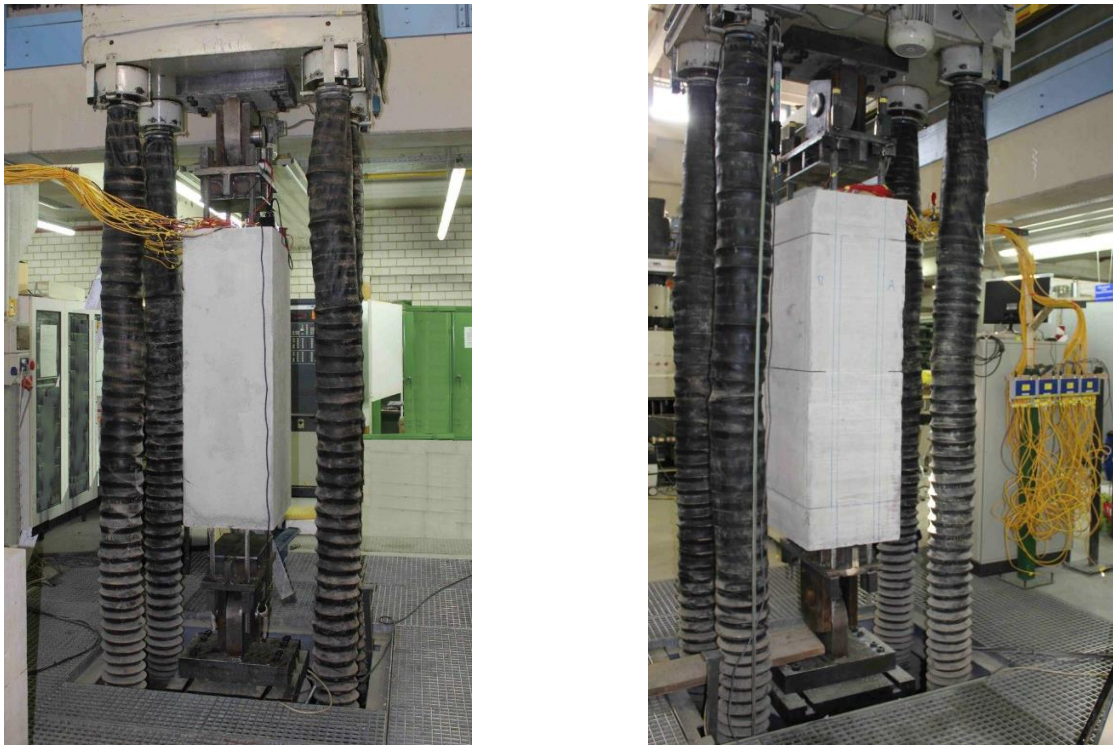


**Bild 4.21:** Versuchsstände mit Probekörper vor der Versuchsdurchführung

Um die DMS-Messungen nicht zu beeinträchtigen und den Versuchsaufbau nicht zu überfordern, wurde bei den beiden Zuggliedversuchen Nr. 53 und 54 mit den kürzeren Längen auf die Lastwechsel in Höhe des Gebrauchslastniveaus verzichtet, während zur Beobachtung des Verhaltens im gerissenen Zustand und unter Dauerlast in das Zugglied Nr. 55 mit 1250 mm Übergreifungslänge in Stoßmitte und an den Stoßenden vorgegebene Sollbruchstellen geschnitten wurden. Nach Steigerung der Zuglast in kleinen Schritten bis unmittelbar unter die charakteristische Streckgrenze der Rippenstähle folgten zehn Lastwechsel, bevor auf diesem Lastniveau in Höhe von 600 kN eine halbtägige Dauerlastbeaufschlagung mit anschließender Entlastung und Laststeigerung bis zum Bruch folgte.

### 4.5.3 Versuchsergebnisse

In *Bild 4.22* ist der Versuchskörper mit der geringsten Stoßlänge nach Erreichen der Grenztragfähigkeit dargestellt. Hier kam es zum Stoßversagen vor Erreichen der Stahlstreckgrenze, während der Stoß mit 1000 mm Länge erst nach einiger Verweildauer im Fließbereich kollabierte, wie die Kraft-Weg-Diagramme in *Bild 4.23* zeigen. Auch der mit Lastwechseln und Dauerlast beaufschlagte Versuchskörper mit vorgegebenen Rissen versagte nach intensivem Fließen schließlich erst kurz vor Erreichen der Bruchlast der Rippenstähle B500 im Stoßbereich. In *Tab. 4-10* sind neben der Versagensart die experimentell ermittelten Traglasten sowie die zugehörigen Betonkennwerte angegeben.

**Tabelle 4-10:** Zugglieder mit Kombi-Stoß Glattstahl, Haken und Rippenstahl, gerade

| **Zuggl. Nr.** | Stoßausbildung (oben + unten) | **Traglast F [kN]** | Versagensart | Würfeldruckfestigkeit[1)] $f_{c,cube}$[N/mm²] | Zugfestigkeit[1)] $f_{ct}$ [N/mm²] |
|---|---|---|---|---|---|
| **53** | 2Ø30 / 750 / 2Ø20 | **650,2** | Stoßversagen | 31,4 | 1,98 |
| **54** | 2Ø30 / 1000 / 2Ø20 | **721,0** | Mischversagen | 31,4 | 1,98 |
| **55** | 2Ø30 / 1250 / 2Ø20 | **762,8** | Fließversagen | 33,6 | 2,25 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | |
| [1)] Würfeldruck- und Zugfestigkeit ermittelt anhand von am Bauteil gelagerten Würfeln und Zylindern (Spaltzugversuch $f_{ct} = 0{,}9 \cdot f_{ct,sp}$) | | | | | |

Wie *Bild 4.22* zeigt, entstanden die Risse weitestgehend auf der Betonfläche der unteren Zuggliedhälfte mit Rippenstahlbewehrung. Dabei zeigten sich die ersten Risse bei kleinen Lasten ab 230 kN und anschließend bei 400 kN im Bereich der kurzen Lasteinleitung über den beiden unteren Bügeln. Erste Haarrisse im Stoßbereich waren ab 450 kN zu erkennen, während sich die typischen, vorrangig quer zur Stabachse verlaufenden Risse – zwischen den Stößen am Krümmungsbeginn des Hakens und seitlich zum Hakenvorderpunkt verlaufend - erst ab einer Laststufe von ca. 600 kN entwickelten und direkt bis in die seitliche Betondeckung verliefen. Gleichzeitig bildeten sich ab dem Hakenende nach oben über den gerippten Stählen bzw. über den Stößen die typischen Längsrisse aus, die ungefähr bis zur Stoßmitte reichten vgl. *Bild 4.22*.

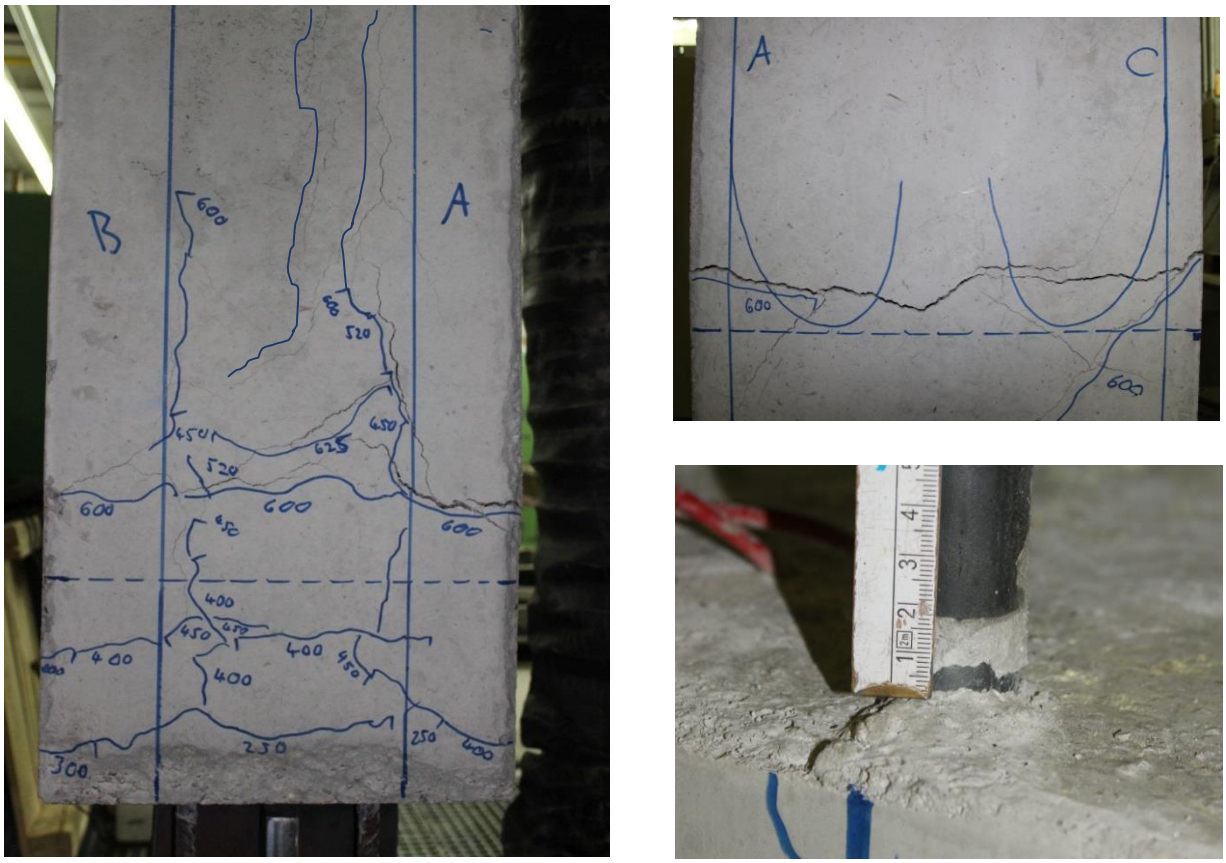



**Bild 4.22:** Zugglied Nr. 53 im Versagenszustand:

Links: Draufsicht mit Rissen am Stoßende und Lasteinleitungsbereich

Rechts oben: Seitenansicht mit Riss entlang Haken

Rechts unten: Schlupf Glattstahl bei Versagen ca. 5 mm

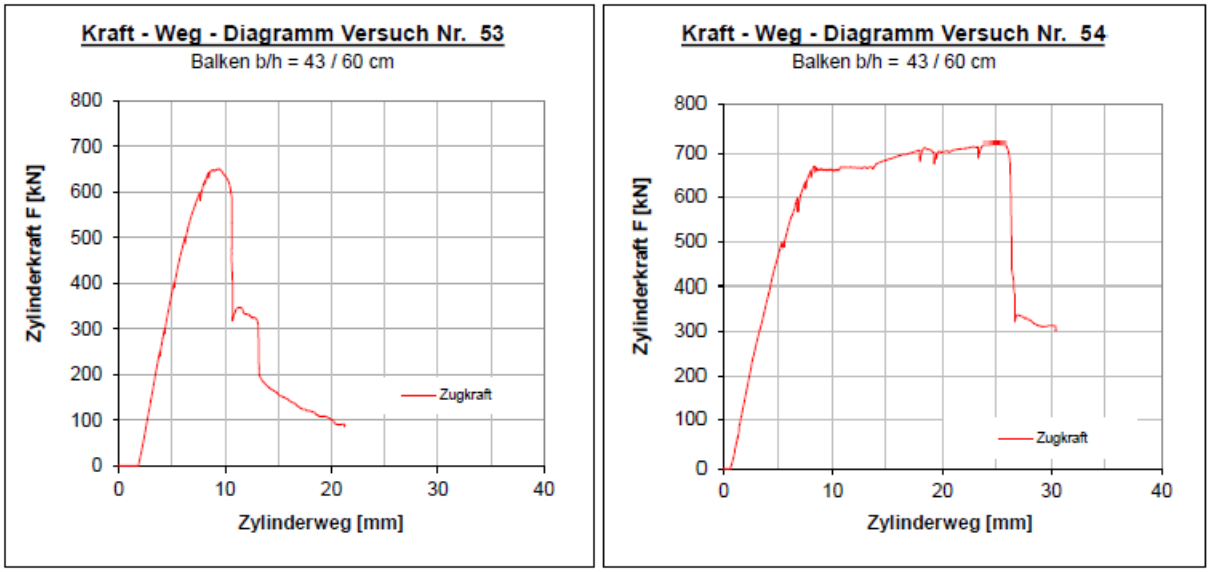



**Bild 4.23:** Kraft-Weg-Diagramme Zuggliedversuche Nr.53 ($l_{0,com}$ = 750 mm) und Nr.54 ($l_{0,com}$ = 1000 mm)

Der Bruch des kürzesten Stoßes folgte bei ca. 650 kN mit schlagartig abfallender Traglast. Dabei riss der Betonblock im Haken am Stoßende komplett durch, vgl. *Bild 4.22 rechts oben*,

und die Glattstähle am oberen Ende zogen sich ungefähr um diese Rissbreite aus dem Betonblock, vgl. *Bild 4.22 rechts unten*, während sich über den Rippenstählen die Längsrisse weiter bis zum Stoßende entwickelten, vgl. *Bild 4.22 links*. Nach weiterer Belastung deutlich unterhalb der Traglast brach schließlich die Betondeckung seitlich weg, während sich gleichzeitig im unteren Bereich des Stoßes die vertikale Betondeckung ablöste. Augenscheinlich glitt der Glattstahl im Betonkanal, bis der Haken seine maximale Traglast erreicht hatte, das Hakenende seine Klemmwirkung erzeugte und die zu hohen Querzugspannungen die seitliche Betondeckung abspaltete, vgl. Ausführungen in Kap. 2.4.3, 2.6.2 und 2.6.3. Gleichzeitig zeigten sich über den Rippenstäben im unteren Stoßbereich analog zu den Balkenversuchen bereits die Primärrisse gemäß Bruchform B, vgl. *Bild 4.10 (Riss Nr.1)* und Kap. 2.7.2, die ebenfalls das Versagen der Stoßverbindung infolge Absprengen der vertikalen Betondeckung ankündigten. Gleichwohl kam es, offensichtlich aufgrund des fehlenden Abklappeffekts (vgl. *Bild 2.51*) zu einem von den Biegebalken abweichenden Versagensbild.

Anhand der Kraft-Weg-Diagramme in *Bild 4.23* ist zu erkennen, dass die Streckgrenze der Rippenstahlbewehrung des Zugglieds Nr.54 bereits bei ca. 685 kN erreicht war, während die Grenztragfähigkeit des Stoßes erst bei 721 kN erreicht wurde. Das Kraft-Weg-Diagramm des Versuchs Nr. 55 zeigt, mit Ausnahme der zusätzlichen Lastwechsel und einer nochmals höheren Traglast, die gleiche Entwicklung. Das zugehörige Kraft-Weg-Diagramm kann ebenso wie die Versuchsprotokolle und Bewehrungszeichnungen aller Zuggliedversuche der Anlage Nr.2 entnommen werden.

### 4.5.4 Messung der Spannungsverläufe mit DMS

Wie die nachfolgenden *Bilder 4.24* und *4.25* zeigen, ergaben die DMS-Messungen sehr plausible Spannungsverläufe. Während der Graph des gerippten Stahls B500 mit geraden Stabenden im Wesentlichen dem in *DAfStb 301* angegebenen Spannungsverlauf für einen reinen Rippenstahlstoß folgt, vgl. Kap. 2.7.3 und *Bild 2.54*, ist für den mit Haken ausgeführten Glattstahl der in Kap. 2.6.2 und 2.6.3 beschriebene Sachverhalt gültig. Demgemäß erhält der Haken bei niedrigen Laststufen kaum Last. Die gerade Vorlänge trägt bis zu einer Zuglast von 375 kN, also bis auf ein Niveau von 58% der erzielten Traglast bzw. 69% der theoretisch möglichen Zuglast im GZT (mit $f_{yd,\,B500}$ = 434,8 N/mm²), die Last weitgehend alleine ab. Der Haken erhält bis zu dieser Last lediglich einen fast vernachlässigbaren Anteil von ca. 15 N/mm², um dann über 475 kN und 575 kN bis 650 kN, unmittelbar vor dem Versagen, stetig überproportional zur Last bis auf ca. 165 N/mm² (vgl. *Bild 4.24 und Bild 4.25 DMS 4*) anzusteigen. Während der Haken im Gebrauchslastzustand bei ca. 400 kN weniger als 20% der einwirkenden Stoßzugkraft abträgt, nimmt er im Grenzzustand der Tragfähigkeit etwas mehr als 70% der auf den Glattstahl einwirkenden Zugkraft auf, vgl. *Bild 4.24* unten rechts.

Der Verlauf im Haken entspricht ebenfalls den Erwartungen, vgl. *Bild 4.25*. Nach Überschreiten des Haft- und Reibungsverbunds auf der geraden Vorlänge trägt der Haken durch den in Kap. 2.4.3 und 2.4.4 beschriebenen Einfluss von Seilreibung und Klemmwirkung einen immer größer werdenden Lastanteil ab, bis entweder der Stahl ins Fließen kommt oder die seitliche Betondeckung versagt.

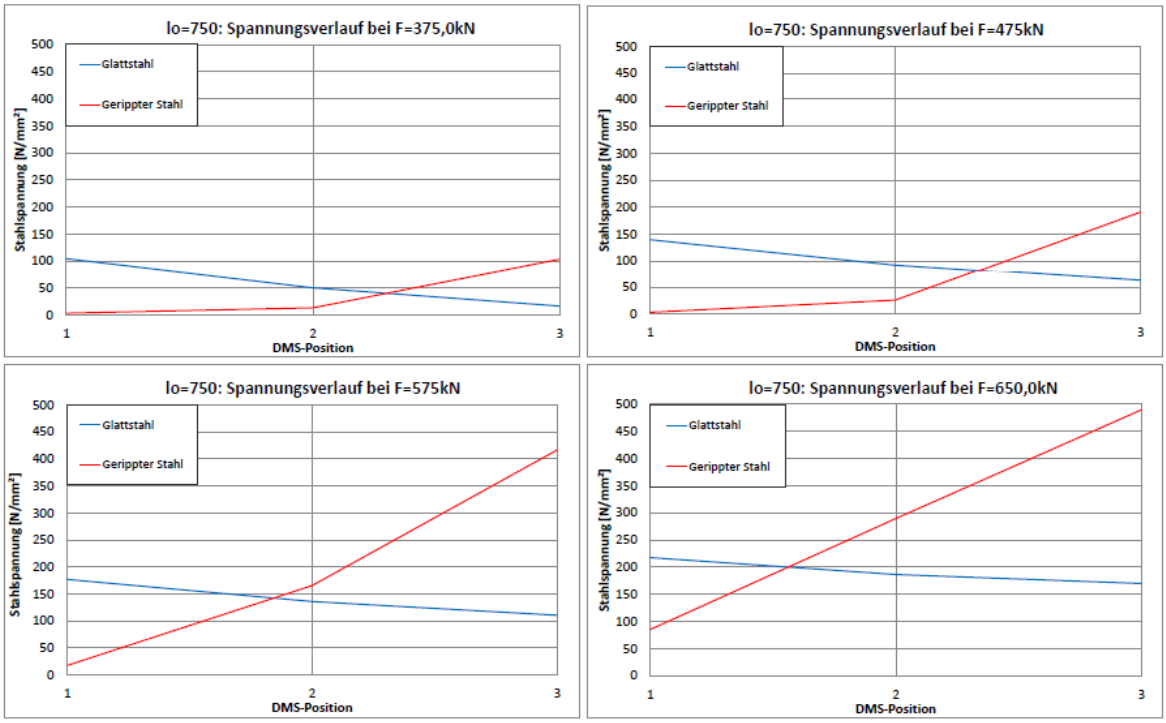
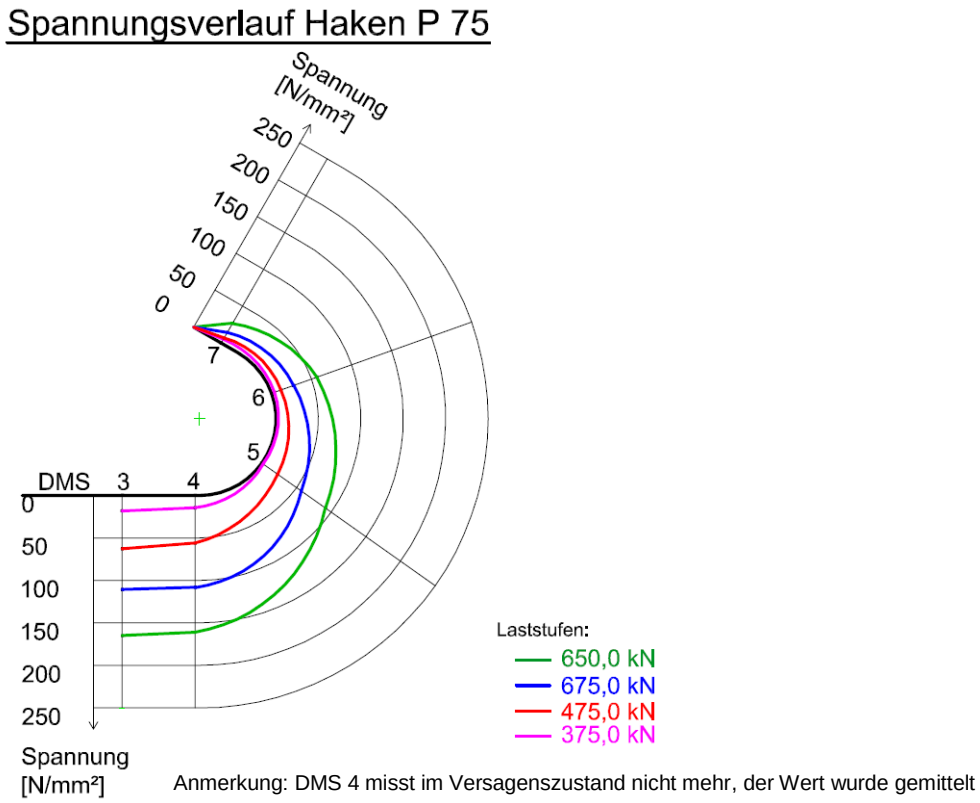



**Bild 4.24:** Spannungsverläufe im Stoßbereich in Abhängigkeit von der Zugkraft




Anmerkung: DMS 4 misst im Versagenszustand nicht mehr, der Wert wurde gemittelt

**Bild 4.25:** Spannungsverlauf im Haken in Abhängigkeit von den Laststufen

Der exakte Verlauf des Graphs der Rippenstahlspannungen auf den unteren Laststufen kann aufgrund der geringen Anzahl an DMS auf der Stoßlänge nur qualitativ abgeschätzt werden,

denn der Rippenstahl trägt die meiste Spannung an den Stoßenden ab, während die Stoßmitte geringer am Kraftübertrag beteiligt ist, vgl. *DAfStb 301* bzw. *DAfStb 291* und Kap. 2.7.3 sowie *Bild 2.54*.

Abweichend zu den in *Bild 2.54* dargestellten Graphen für den symmetrischen Rippenstahlstoß mit geraden Stabenden, dessen Steigung an beiden Stoßenden in allen Laststufen gleich ist, kann für den hier untersuchten unsymmetrischen kombinierten Übergreifungsstoß des Typs I festgestellt werden, dass die Krafteinleitung aus dem gerippten Stahl in den Beton in den unteren Laststufen vorrangig am Stoßende gegenüber dem Glattstahlhaken erfolgt. Dies kann daran abgelesen werden, dass die Steigung des Graphs von DMS 2 zu DMS 3 hier eindeutig steiler ist als die Gerade von DMS 1 zu DMS 2. Somit sind Spannungen und Stabkraft im gerippten Stahl bis zur Stoßmitte bereits größtenteils abgebaut, vgl. *Bild 4.23*. Erst mit steigender Einwirkung steigen die Spannungen an den DMS 1 und 2 deutlich an, bis die Steigung der Verbindungsgeraden der 3 DMS-Messpunkte unmittelbar vor dem Versagen bei einer Stoßtraglast von 650 kN in allen Punkt gleich ist, vgl. *Bild 4.23 unten rechts*. Nun ist die Stoßmitte ebenfalls am Lastabtrag beteiligt und für den gerippten Stahl gelten die in *Bild 2.56* dargestellten Verhältnismäßigkeiten zwischen den radialen Pressungen p, der Verbundspannung $\tau$ und der Stahlspannung $\sigma_s$.

Demzufolge entspricht der Spannungsverlauf im Rippenstahl B500 erst im Grenzzustand der Tragfähigkeit dem Verlauf des symmetrischen Rippenstahlstoßes nach Kap. 2.7.2 und 2.7.3, während der Spannungsverlauf im Glattstahl auch in den unteren Laststufen weitgehend den Erkenntnissen für den Glattstahlstoß mit Haken des Kap. 2.6.2 folgt.

## 4.6 Lastübertragungsmodell für kombinierte Übergreifungsstöße Typ I

Die in Kap. 4.5 gemessenen Spannungsverläufe bestätigen das bereits in Kap. 4.2 qualitativ diskutierte Lastübertragungsmodell, vgl. *Bild 4.2*, welches eine Mischform der beiden in den Kap. 2.6.2 und 2.7.3 vorgestellten Modelle für Glattstahl und Rippenstahl darstellt.

Infolge der im Verhältnis zur einwirkenden Zugkraft veränderlichen Traglastanteile von Haken bzw. gerader Vorlänge beim Glattstahl und unterschiedlich großen Lastanteile über die Stoßlänge des Rippenstahls wird für kombinierte Übergreifungsstöße des Typs I ein zweigeteiltes Lastübertragungsmodell für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit vorgeschlagen. Aufgrund der fehlenden Symmetrie des Stoßes und der unterschiedlichen Verankerungsarten mit wechselnden Lastanteilen ist eine direkte Übertragung vom Rippenstahl in den Glattstahl nicht gegeben. Vielmehr erfolgt für jeden Stab getrennt eine Verankerung der Zugkraft im umgebenden Beton, bevor dieser die eingeleiteten Kräfte in den jeweils gegenüberliegenden Stab weiterleitet. Der Beton funktioniert dabei als lastumverteilendes zug-, druck- und schubfestes Tragelement.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) gilt ein Lastübertragungsmodell, welches sich prinzipiell an das Modell des in *Bild 2.52* dargestellten Rippenstahlstoßes anlehnt. Allerdings kann aufgrund der fehlenden Symmetrie und der ungleichmäßigen Verteilung der Spannungen im Rippenstahl keine Konstanz der Druckstreben über die Stoßlänge angenommen werden. Des Weiteren wird die auf den Glattstahl einwirkende Zugkraft im GZG zu einem kleinen Anteil von bis zu 20% analog zu dem in *Bild 2.44* dargestellten Lastübertragungsmodell

des ideal glatten Rundstahlstoßes über den Haken an den Beton abgegeben. Während der Glattstahl gemäß *Bild 4.23* die übrigen 80% seiner Spannung kontinuierlich über Reibverbund auf der geraden Vorlänge an den Beton abgibt, wird die Spannung des Rippenstahls über Scherverbund zu großen Teilen auf einem kurzen, gegenüber dem Glattstahlhaken liegenden Teilstück der Stoßlänge abgebaut. Der restliche Rippenstahl im Stoßbereich erhält nur noch einen geringen Teil der Last. Auf Grundlage der in Kap. 4.5 beschriebenen Versuchsergebnisse wird der Lastanteil des vorderen Stoßdrittels mit 80% angenommen, während die restlichen beiden Drittel nur noch insgesamt 20% Lastanteil übertragen. Die Verteilung der unterschiedlich konzentrierten Lasten erfolgt über den umgebenden, zug-, druck- und schubfesten Beton. Daraus ergibt sich das in *Bild 4.26* dargestellte Lastübertragungsmodell für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

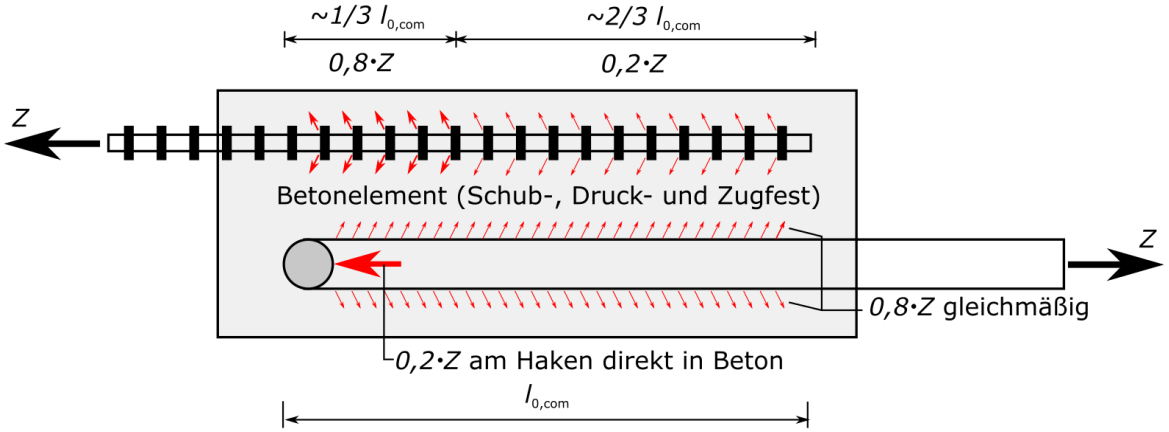



**Bild 4.26:** Lastübertragungsmodell im GZG

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit kehren sich die für den GZG beschriebenen Verhältnisse um. Nun wird die Spannung im gerippten Stahl gleichmäßig über die gesamte Stablänge abgebaut, während beim Glattstahl vorrangig der Haken die einwirkende Zuglast an den Beton abgibt. Im GZT werden nur noch 30% der Zuglast über den Reibungsverbund der geraden Vorlänge und 70% über den Haken des Glattstahls in den Beton eingeleitet. Auch im GZT fungiert der umgebende zug-, druck- und schubfeste Beton als lastverteilendes Element, vgl. *Bild 4.27*.

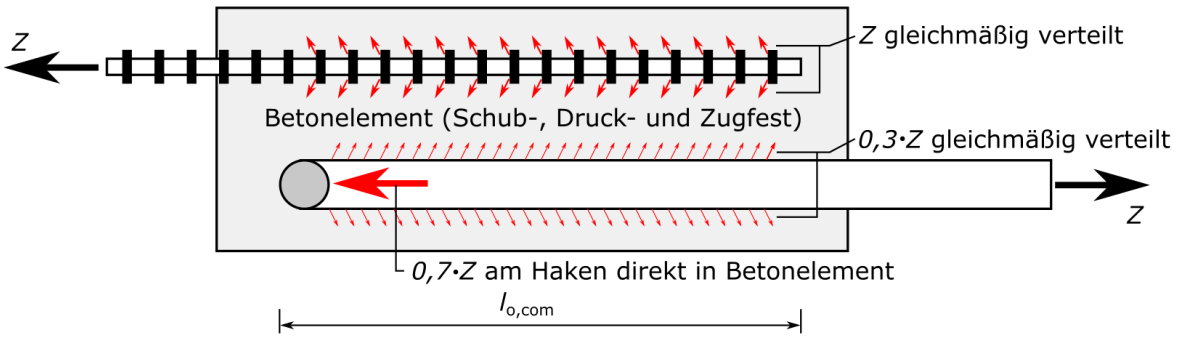



**Bild 4.27:** Lastübertragungsmodell im GZT

Infolge der geringen Versuchsanzahl mit nur einer Stabkombination ist nicht auszuschließen, dass die Aufteilung der Zugkräfte über die Stablänge in Abhängigkeit von Biegerollen- und Stabdurchmessern variieren kann.

## 4.7 Tastversuche mit variierter Stoßausbildung

### 4.7.1 Veranlassung

Zum Abschluss der systematischen Versuchsreihen mit Biegebalken (Versuche Nr.1-31) wurden zum Vergleich verschiedener Verankerungselemente mit dem in Kap. 4.2 beschriebenen Versuchsaufbau drei weitere Tastversuche (Versuche Nr. 50-52) als Vier-Punkt-Biegeversuche an Balken mit gegenüber Kap. 4.1 unveränderter Geometrie und Bewehrung durchgeführt. Variiert wurden lediglich die gewählte Verankerung der Glattstähle und in einem Fall die Übergreifungslänge, vgl. *Tab. 4-11*.

Beim Bauen im Bestand besteht die Möglichkeit, dass vor Ort an einen Glattstahl ohne bereits vorhandenen Haken neu anzuschließen ist. Dies kann der Fall sein, wenn die Bewehrung vor Ort unbeabsichtigt gekürzt wurde oder wenn die Glattstähle bereits ohne Haken eingebaut wurden. Eine Option zur sicheren Verankerung solcher Glattstähle mit geraden Enden ist die nachträgliche Herstellung des Hakens durch Kaltbiegen vor Ort. Dies gilt jedoch nur für Glattstahlbewehrung BStI bis $\phi \leq 12$ mm. Eine Alternative dazu stellt das Anschweißen oder, bei nicht schweißbaren Stählen, das Anschrauben kleiner Ankerplatten an die geraden Stabenden der Glattstähle und das Übergreifen mit moderner gerippter Bewehrung B500 dar. Um zu prüfen, ob eine derartige Verankerung den Haken ersetzen kann, wurden zwei zusätzliche Tastversuche (Versuche Nr. 50 und 51) mit gleicher Bewehrung, aber unterschiedlichen Übergreifungslängen durchgeführt.

Des Weiteren wurde zum Vergleich der Tragfähigkeit einer Stoßverbindung mit Glattstahl BStI ohne Haken ein kombinierter Übergreifungsstoß mit geraden Enden an Glatt- und Rippenstahl untersucht.

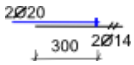
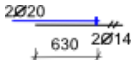
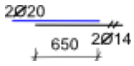
### 4.7.2 Versuchsdurchführung und -ergebnisse

Die Versuchsdurchführung erfolgte analog zu den systematischen Versuchsreihen an Biegebalken, vgl. Kap. 4.1 und 4.2 sowie *Bilder 4.5 bis 4.7*. In allen drei Fällen wurden Balken b/h = 240/300 mm mit einer Tragbewehrung der Zugstöße von je 2 Stählen BStI $\phi$ = 20 mm und B500 $\phi$ = 14 mm gewählt. Die sonstige Bewehrung wurde analog zu den Vorpositionen ausgeführt, vgl. *Bild 4.4* und Anhang 2. Variiert wurde lediglich die Verankerung der Glattstahlbewehrung BStI.

Bei den ersten beiden Tastversuchen wurden auf die geraden Enden der Glattstähle 10 mm dicke Ankerplatten mit mittigem Loch $\phi$ = 21 mm und quadratischem Grundriss bei einer Kantenlänge von 40 mm als Ersatz für den Haken angeschweißt. Die Übergreifungslänge betrug $l_{0,com}$ = 300 mm (Balken Nr.50) bzw. 630 mm (Balken Nr.51).

Beim letzten Tastversuch wurde das gerade Ende des Glattstahls belassen und mit einer Übergreifungslänge $l_{0,com}$ = 650 mm mit dem Rippenstahl gestoßen.

**Tabelle 4-11:** Tastversuche mit variierter Stoßausbildung (Balken 240/300mm)

| **Balken Nr.** | Stoßaus-bildung | **Traglast F [kN]** | Versagensart | Würfeldruckfestigkeit[1)] $f_{c,cube}$[N/mm²] | Zugfestigkeit[1)] $f_{ct}$ [N/mm²] |
|---|---|---|---|---|---|
| **50** |  | **43,8** | Sprengrissversagen | 39,6 | 2,69 |
| **51** |  | **45,7** | Sprengrissversagen | 39,6 | 2,69 |
| **52** |  | **39,9** | Ausziehversagen | 39,6 | 2,69 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | |
| [1)] Würfeldruck- und Zugfestigkeit ermittelt anhand von am Bauteil gelagerten Würfeln und Zylindern (Spaltzugversuch $f_{ct} = 0{,}9 \cdot f_{ct,sp}$) | | | | | |

Die beiden ersten Versuche zeigten, dass eine Ausführung mit Ankerplatten eine mögliche Alternative zu den kombinierten Übergreifungsstößen mit Haken am Glattstahl sein kann. Gemäß der in *Tab. 4-12* dokumentierten Berechnung - statisches System und Berechnungsansätze, vgl. Kap. 5.1 - überschritten vor dem Stoßversagen die Spannungen bei beiden Versuchen die charakteristische Fließgrenze $f_{yk}$ des Glattstahls BStI und bei dem längeren Stoß außerdem die charakteristische Fließgrenze des Rippenstahls B500. Dabei kam es im Gegensatz zu den sonstigen Stoßausführungen zu verstärkter Rissbildung und Betonausbruch im Bereich der Verankerung, vgl. *Bild 4.28.*

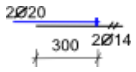
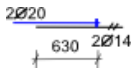
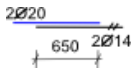
Da diese Ausführungsvariante für das Bauen im Bestand bei fehlenden Haken und insbesondere fehlender Schweißeignung der bestehenden Bewehrungen interessant ist, sollte im Rahmen weiterer Forschung anhand einer neuen Versuchsreihe eine allgemeingültige Bemessung für die Baupraxis hergeleitet werden.



**Bild 4.28:** Stoßversagen bei aufgeschweißter Ankerplatte (Grundriss und Detail Seitenansicht)

Des Weiteren zeigte der Tastversuch mit dem glatten Stahl ohne Haken, dass unter Laborbedingungen bei guter Betonqualität ein erheblicher Anteil der Zuglast bereits über Haft- bzw. Gleitreibung abgetragen werden kann. Der Versuchskörper versagte erst auf Höhe der Fließgrenze des Glattstahls BStI, vgl. *Tab. 4-12*. Gleichwohl versagte das Bauteil plötzlich und ohne Vorankündigung. Der Glattstahl zog sich unvermittelt aus dem Betonkörper heraus und das Tragwerk kollabierte plötzlich.

**Tabelle 4-12:** Ergebnisse der Tastversuche mit variierter Stoßausbildung

| **Balken Nr.** | Stoßausbildung | **Traglast F [kN]** | Biegemoment $M$ [kNm] | Zugkraft im Stahl $F_{yt}$ [kN] | $f_{y,\ B500}$ [N/mm²] | $\sigma_{s,B500}$ [N/mm²] | $\eta_{B500}$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | $f_{y,\ BStl}$ [N/mm²] | $\sigma_{s,BStl}$ [N/mm²] | $\eta_{BStl}$ [-] |
| **50** |  | **43,8** | 39,4 | 151,2 | 500 | 491,1 | 0,98 |
| | | | | | 220 | 240,6 | 1,09 |
| **51** |  | **45,7** | 41,1 | 157,8 | 500 | 512,5 | 1,03 |
| | | | | | 220 | 251,1 | 1,14 |
| **52** |  | **39,9** | 36,0 | 136,6 | 500 | 443,7 | 0,89 |
| | | | | | 220 | 217,4 | 0,99 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | | | |

# 5 Ingenieurmodell zur Bemessung kombinierter Übergreifungsstöße

## 5.1 Entwicklung eines Ingenieurmodells für Kombi-Stöße Typ I

### 5.1.1 Vergleichsberechnungen zu den systematischen Versuchsreihen

Zur Interpretation der Versuchsergebnisse wurden für die systematischen Versuchsreihen auf Basis des statischen Systems, vgl. *Bild 5.1*, und unter Berücksichtigung der Einwirkungen aus Eigenlast und experimentell festgestellter Traglast die zugehörigen Stahlspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) berechnet, vgl. *Tab.5-1 bis 5-5*.

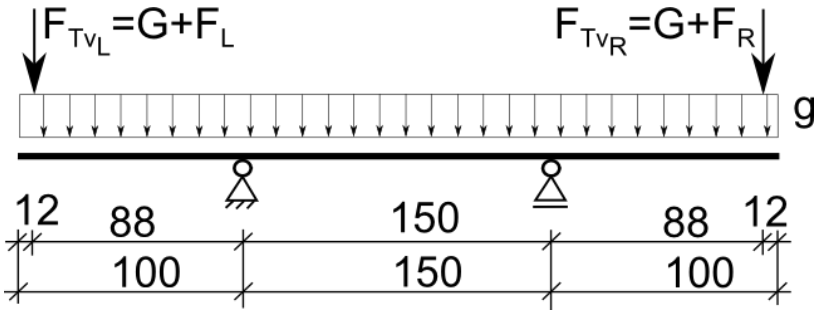



**Bild 5.1:** Statisches System und Einwirkungen der systematischen Versuchsreihen

Analog zu den Ergänzungsversuchen erfolgte die Berechnung der unter Berücksichtigung der Nenndurchmesser der Stähle maximal erreichten Spannungen anhand der für das Bauteil ermittelten tatsächlichen Betonfestigkeiten (vgl. *Tab. 4-4 bis Tab.4-8*) und Betondeckungen (vgl. *Anhang 2 Tab. A2.2*) nach *EC2 2011* ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten und Abminderungen für Langzeitauswirkungen.

Ziel der Untersuchungsreihen war die Ermittlung derjenigen Übergreifungslänge, die sicherstellt, dass die Tragfähigkeit des Kombi-Stoßes unter Berücksichtigung der ungünstigst gewählten Randbedingungen, vgl. Kap. 4.1.1, mindestens der Biegetragfähigkeit des Stahlbetonbalkens entspricht. Durch Einhaltung dieser später mit Teilsicherheitsbeiwerten zu beaufschlagenden und mit charakteristischen Materialkennwerten zu ermittelnden Grenzlänge kann ein vorzeitiges Versagen des Stoßes ausgeschlossen werden, denn bei ausreichender Stoßlänge versagt das Tragwerk vor Erreichen der maximal aufnehmbaren Stoßtraglast infolge Biegung oder Zug durch Überschreiten der Streckgrenze $f_y$ des Stahls.

Für diese Grenzbetrachtung wurden die bei maximaler Traglast im GZT ohne Teilsicherheitsbeiwerte errechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,B500}$ und $\sigma_{s,BStI}$ in den gestoßenen Stäben mit den jeweiligen charakteristischen Streckgrenzen $f_{yk}$ der eingesetzten Stahlsorten B500 ($f_{yk,\,B500}$=500N/mm²) und BStI ($f_{yk,\,BStI}$ = 220 N/mm²) anhand der beiden dimensionslosen Ausnutzungsfaktoren $\eta_{B500}$ und $\eta_{BStI}$ verglichen. Dabei wurde der zur Berechnung der Stahlzugkraft $F_{yt}$ benötigte innere Hebelarm $z$ näherungsweise anhand Gl. (5.1) unter Berücksichtigung des allgemeinen Bemessungsdiagramms nach *Zilch 2009* ermittelt.

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_c} \;\rightarrow\; \text{ablesen von } \zeta \;\rightarrow\; z = \zeta \cdot d \;\rightarrow\; F_{yt} = \frac{M}{z} \tag{5.1}$$

mit $M \leq F_{TV} \cdot 10^3 \cdot 880$ mm + $b \cdot h \cdot 25 \cdot 10^{-6}$ N/mm³ · 1000 mm · 500 mm [Nmm]

$F_{TV}$ experimentell ermittelte Tragkraft [kN] (vgl. *Tab. 4-4 bis 4-8*)

$b$ Balken- bzw. Plattenbreite [mm] (vgl. *Tab. 4-2 bzw. 4-3*)

$d = h - c - \phi_{BStI} / 2$ [mm] (Betondeckung $c$ vgl. *Anhang 2, Tab. A2.2*; $c \approx \phi_G$)

$h$ = 300 mm (Balken Nr. 1-31) bzw. h = 150 mm (Platten Nr. 47-49)

$f_c \approx 0{,}8182 \cdot f_{c,cube}$ [N/mm²] ($f_{c,cube}$ vgl. *Tab. 4-4 bis 4-8*)

Durch Division der anhand Gl. (5.1) berechneten Stahlzugkraft $F_{yt}$ mit den auf den Nenndurchmesser bezogenen Querschnittsflächen $A_{s,B500}$ und $A_{s,BStI}$ der Stahleinlagen erhält man die im GZT erwarteten Spannungen $\sigma_{s,B500}$ und $\sigma_{s,BStI}$. Teilt man diese wiederum durch die jeweiligen charakteristischen Streckgrenzen lassen sich weiter die Ausnutzungen $\eta_{B500}$ und $\eta_{BStI}$ der kombinierten Stöße in Abhängigkeit zur rechnerisch maximal erreichbaren Biegetragfähigkeit der beteiligten Stäbe unter Einhaltung der charakteristischen Streckgrenzen der verwendeten Stähle B500 und BStI ermitteln. Eine zielführende Ausnutzung $\eta \geq 1{,}0$ ist möglich, da die eingebauten Stähle in aller Regel höhere tatsächliche Streckgrenzen besitzen und außerdem nach Erreichen der Streckgrenze unter größeren Verformungen weiterhin Last bis zum Erreichen der Zugfestigkeit aufnehmen können. Insbesondere die bei den Versuchen verwendeten Glattstähle S235 besaßen deutlich höhere Streckgrenzen, vgl. *Tab. 3-2* und *3-5*. Ergänzend wurden die verwendeten Betonstähle B500 im Rahmen der Versuchsreihen stichprobenartig nach *DIN EN ISO 6892-1* geprüft, wobei sich Streckgrenzen $f_{yk}$ ($R_{P0,2}$) zwischen 545 N/mm² und 595 N/mm² ergaben.

### 5.1.2 Einführung der bezogenen kombinierten Übergreifungslänge $\alpha_{com}$

Unter Einhaltung der in Kap. 4.1.2 aufgeführten extremen Randbedingungen wird die Tragfähigkeit kombinierter Übergreifungsstöße im Wesentlichen vom Einfluss der im Verhältnis der Streckgrenzen gewählten unterschiedlichen Stabdurchmesser $\phi_{B500}$ und $\phi_{BStI}$ sowie von der gewählten Übergreifungslänge $l_{0,com}$, der Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ und der Stahlspannung $\sigma_s$ der beiden beteiligten Stäbe bestimmt.

Mit zunehmendem Stabdurchmesser verringert sich die auf den jeweiligen Durchmesser bezogene Spaltfläche im umgebenden Beton, was verhältnismäßig zu einer Abnahme der aufnehmbaren Verbundspannung führt, vgl. Kap. 2.7.4. Dabei spiegeln die Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ als maßgebende Kenngröße für die Verbundfestigkeit $f_b$ den Bauteilwiderstand und die infolge der aufgebrachten Last entstehenden Stahlspannungen $\sigma_{s,B500}$ und $\sigma_{s,BStI}$ die Einwirkung wider. Die Übergreifungslänge $l_{0,com}$ ist somit eine Funktion der variablen Parameter Stabdurchmesser $\phi$, Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ und Stahlspannung $\sigma_s$. Dieser Zusammenhang wird in Gl. (5.2) zusammengefasst.

$$l_{0,com} = f(\phi_{B500};\ \phi_{BStI};\ f_{ct};\ \sigma_{s,B500};\ \sigma_{s,BStI}) \tag{5.2}$$

Im Rahmen der systematischen Versuchsreihen konnten für die untersuchten und in *Tab. 4-1* farbig hinterlegten Kombinationen alle in Gl. (5.2) genannten variablen Parameter ermittelt werden. Die kombinierte Übergreifungslänge $l_{0,com}$ wurde, nach Abschätzung ihrer erforderlichen Länge anhand Gl. (4.5), vgl. Kap. 4.1.2, ebenso wie die Stabdurchmesser der Bewehrung vor der Versuchsdurchführung festgelegt, die Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ anhand von am Bauteil gelagerten Betonzylindern nach *DIN EN 12390* mittels Spaltzugversuchen ermittelt und die Spannungen in den Stählen mittels der experimentell ermittelten Traglast unter Verwendung von Gl. (5.1) berechnet.

Analog zu den Berechnungsannahmen in den historischen Normen ab *DIN 1045 1972* bis zu der aktuell eingeführten technischen Baubestimmung *EC2 2011* wurde ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen den genannten beteiligten Parametern angenommen und dessen Plausibilität im Zuge der Erarbeitung des Ingenieurmodells anhand von rechnerischen Vergleichen auf Basis der erzielten Versuchsergebnisse nachgewiesen.

Zur Klärung der Frage, in welchem Verhältnis die Parameter aus Gl. (5.2) zueinander stehen, folgte anschließend, unter Einbeziehung der Versuchsergebnisse, die Aufstellung analytischer Beziehungen der Variablen untereinander.

Da die Spannungen der beteiligten Bewehrungen zwar unterschiedlich hoch waren, sich jedoch aufgrund der gewählten Analogie der Ausnutzung im Verhältnis zur jeweiligen Streckgrenze annähernd proportional zueinander verhielten, wurde nur eine Spannung der beteiligten Bewehrungsstäbe des kombinierten Übergreifungsstoßes als Leitgröße benutzt. Aufgrund der Übereinstimmung mit den aktuell geltenden technischen Baubestimmungen fiel die Wahl auf die Spannung $\sigma_{s,B500}$ des Rippenstahls. Folglich war analog dazu für alle Anwendungen der Stabdurchmesser des gerippten Stahls $\phi_{B500}$ einzusetzen. Im Bedarfsfall können alle entwickelten Gleichungen ebenso unter Verwendung von Spannung $\sigma_{s,BStl}$ und Stabdurchmesser $\phi_{BStl}$ des glatten Stahls hergeleitet werden.

Da die erforderliche Übergreifungslänge $l_{0,com}$ bei gleichzeitig unveränderter Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ und Spannung $\sigma_{s,B500}$ mit anwachsendem Stabdurchmesser $\phi_{B500}$ größer wird, gilt für diesen Zusammenhang Gl. (5.3).

$$\phi_{\mathrm{B500},1} > \phi_{\mathrm{B500},2} \rightarrow l_{0,\mathrm{com},1} > l_{0,\mathrm{com},2} \tag{5.3}$$

Des Weiteren wird die erforderliche Übergreifungslänge $l_{0,com}$ bei ansteigender Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ sowie gleichzeitig unverändertem Stabdurchmesser $\phi_{B500}$ und unveränderter Spannung $\sigma_{s,B500}$ kleiner. Deshalb gilt diesbezüglich Gl. (5.4).

$$f_{\mathrm{ct},1} > f_{\mathrm{ct},2} \rightarrow l_{0,\mathrm{com},1} < l_{0,\mathrm{com},2} \tag{5.4}$$

Schließlich wird bei anwachsender Spannung $\sigma_{s,B500}$ und gleichzeitig unveränderter Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ sowie unverändertem Stabdurchmesser $\phi_{B500}$ ebenfalls eine größere Übergreifungslänge $l_{0,com}$ benötigt, was sich in Gl. (5.5) ausdrückt.

$$\sigma_{\mathrm{s},1} > \sigma_{\mathrm{s},2} \rightarrow l_{0,\mathrm{com},1} > l_{0,\mathrm{com},2} \tag{5.5}$$

Um mehrere Variablen zu einer einzigen aussagekräftigen Kenngröße zu bündeln und zur Bewertung der kombinierten Übergreifungsstöße untereinander, wurde ergänzend die bezogene kombinierte Übergreifungslänge $\alpha_{com}$ eingeführt. Während die Stabdurchmesser der beteiligten Stäbe als weitere Variable neben $\alpha_{com}$ erhalten blieben, wurden die kombinierte Übergreifungslänge $l_{0,com}$, die Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ und die beiden Stahlspannungen $\sigma_{s,B500}$ und $\sigma_{s,BStl}$ zur variablen Kenngröße $\alpha_{com}$ zusammengefasst, vgl. Gl. (5.6).

$$\alpha_{0,com} = f(l_{0,\mathrm{com}};\ f_{\mathrm{ct}};\ \sigma_{\mathrm{s,B500}}) \tag{5.6}$$

Da die kombinierte Übergreifungslänge $l_{0,\ com}$ gemäß Gl. (5.5) mit anwachsender Stahlspannung $\sigma_{s,B500}$ größer und gleichzeitig mit ansteigender Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ kleiner werden

muss, stehen die in Gl. (5.6) aufgeführten Parameter unter Annahme eines linearen Zusammenhangs in dem in Gl. (5.7) ausgedrückten Verhältnis zueinander.

$$l_{0,\mathrm{com}} = \alpha_{\mathrm{com}} \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{s,B500}}}{f_{\mathrm{ct}}} \ [\mathrm{mm}] \tag{5.7}$$

mit $l_{0,com}$ Länge des kombinierten Übergreifungsstoßes [mm]

$\alpha_{\mathrm{com}}$ bezogene Übergreifungslänge [mm]

$f_{ct}$ Betonzugfestigkeit des Bauteils (vgl. *Tab. 4-4 bis 4-8*) [N/mm²]

$\sigma_{s,\,B500}$ Spannung des Rippenstahls B500 im GZT [N/mm²]

$\sigma_{s,\,B500} = F_{yt} / A_{s,\,B500}$ (vgl. *Tab. 4-9 bis 4-13*)

Die bezogene Übergreifungslänge $\alpha_{com}$, welche die gleiche Dimension besitzt wie die Übergreifungslänge $l_{0,com}$, wird folglich nach Umstellung der Gl. (5.7) für jeden Versuch unter Berücksichtigung der am Bauteil ermittelten Festigkeiten und Traglasten sowie den daraus berechneten Stahlspannungen gemäß Gl. (5.8) ermittelt.

$$\alpha_{\mathrm{com}} = l_{0,\mathrm{com}} \cdot \frac{f_{\mathrm{ct}}}{\sigma_{\mathrm{s,B500}}} \ [\mathrm{mm}] \tag{5.8}$$

Des Weiteren ist die bezogene Übergreifungslänge $\alpha_{com}$, ebenso wie die Übergreifungslänge $l_{0,\,com}$, abhängig vom Stabdurchmesser $\phi_{B500}$. Wie die Ergebnisse der *Tab. 5-1 bis 5-5* und Gl. (5.3) belegen, wächst die bezogene Übergreifungslänge mit steigendem Stabdurchmesser deutlich an. Somit stehen diese beiden Kenngrößen ebenfalls in einer Funktion zueinander, die im nachfolgenden Kapitel 5.3 genauer behandelt wird.

Die übrigen Einflussparameter auf die Stoßtragfähigkeit (vgl. u.a. Kap.2.7.4), wie Betondeckungen, Stababstände, Querbewehrung und Verbundbereich, wurden durch Einhaltung der in Kap. 4.1.1 zusammengestellten Randbedingungen möglichst ungünstigst als Extremwerte eingeführt. Da sie bei allen Versuchen im Toleranzbereich einheitlich ausgeführt wurden, dürfen sie für die nachfolgende Entwicklung des Ingenieurmodells als unveränderliche Parameter angesehen werden.

Die nachfolgend gelisteten Ergebnisse der Vergleichsberechnungen zeigen auf den ersten Blick, dass in vielen Fällen die charakteristische Streckgrenze des gerippten und / oder glatten Stahls zumindest annähernd erreicht wurde. Eine Ausnutzung beider charakteristischer Streckgrenzen unter 90% ist für Stöße des Typs I (Haken, glatt - gerade, gerippt) lediglich bei 4 von 20 Balkenversuchen (Nr. 5, 19, 21, 25) und bei keinem der drei Plattenversuche zu verzeichnen, vgl. *Tab. 5-1* und *5-5*, während die Tragfähigkeit von 2 der 3 Versuche (Nr.3, 6) der Stoßkombination II (Haken-Haken) aufgrund vorzeitigem Stoßversagen nicht in den Bereich der Biegetragfähigkeit des Bauteils gelangten, vgl. *Tab. 5-2*. Dies gilt ebenso für 3 von 5 Stößen mit gleichen Stabdurchmessern bei unterschiedlicher Stabanzahl (Versuche Nr. 8, 11, 12) und 1 von 2 Stößen des Typs I mit verminderter seitlicher Betondeckung (Versuch Nr. 16) vgl. *Tab. 5-3* und *5-4*.

**Tabelle 5-1:** Vergleichsberechnungen Kombi-Stöße Typ I (Haken, glatt – Gerade, gerippt)

| Balken Nr. | Stoßausbildung mit $l_{0,com}$ [mm] | Balken-traglast $F_{TV}$ [kN] | Biege-moment $M$ [kNm] | Zugkraft im Stahl $F_{yt}$ [kN] | $f_{y,\,B500}$ [N/mm²] / $f_{y,\,BStl}$ [N/mm²] | $\sigma_{s,B500}$ [N/mm²] / $\sigma_{s,BStl}$ [N/mm²] | $\eta_{B500}$ [-] / $\eta_{BStl}$ [-] | Kombi-Beiwert $\alpha_{com}$ [mm] $\frac{l_{0,com}\cdot f_{ct}}{\sigma_{s,B500}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1**[1)] | 2Ø25 / 770 / 2Ø16 | **59,1** | 53,2 | 211,1 | 500 | 524,9 | 1,05 | 4,64 |
| | | | | | 220 | 215,0 | 0,98 | |
| **2** | 2Ø25 / 460 / 2Ø16 | **51,1** | 46,1 | 184,2 | 500 | 458,8 | 0,92 | 3,22 |
| | | | | | 220 | 187,9 | 0,85 | |
| **4** | 2Ø20 / 470 / 2Ø14 | **44,6** | 40,1 | 156,3 | 500 | 507,8 | 1,02 | 2,97 |
| | | | | | 220 | 248,9 | 1,13 | |
| **5**[1)] | 2Ø20 / 300 / 2Ø14 | **30,7** | 27,9 | 106,5 | 500 | 346,0 | 0,69 | 2,74 |
| | | | | | 220 | 169,5 | 0,77 | |
| **13** | 4Ø12 / 270 / 4Ø8 | **35,1** | 31,9 | 121,0 | 500 | 601,8 | 1,20 | 0,91[2)] |
| | | | | | 220 | 267,5 | 1,22 | |
| **14** | 4Ø12 / 200 / 4Ø8 | **34,7** | 31,5 | 118,4 | 500 | 588,9 | 1,18 | 0,69 |
| | | | | | 220 | 261,7 | 1,19 | |
| **17** | 4Ø14 / 210 / 4Ø10 | **40,8** | 36,9 | 139,8 | 500 | 444,9 | 0,89 | 1,41 |
| | | | | | 220 | 227,0 | 1,03 | |
| **18** | 4Ø14 / 280 / 4Ø10 | **37,4** | 33,9 | 131,4 | 500 | 418,2 | 0,84 | 1,25 |
| | | | | | 220 | 213,4 | 0,97 | |
| **19** | 4Ø14 / 210 / 4Ø10 | **29,8** | 27,2 | 101,5 | 500 | 323,0 | 0,65 | 1,22 |
| | | | | | 220 | 164,8 | 0,75 | |
| **20** | 2Ø20 / 300 / 2Ø14 | **38,1** | 34,4 | 131,6 | 500 | 427,4 | 0,85 | 2,03 |
| | | | | | 220 | 209,5 | 0,95 | |
| **21** | 2Ø20 / 375 / 2Ø14 | **29,3** | 26,7 | 104,6 | 500 | 339,7 | 0,68 | 2,39 |
| | | | | | 220 | 166,5 | 0,76 | |
| **23** | 2Ø18 / 270 / 2Ø12 | **29,7** | 26,9 | 102,8 | 500 | 454,5 | 0,91 | 1,72 |
| | | | | | 220 | 202,0 | 0,92 | |
| **24** | 2Ø18 / 550 / 2Ø12 | **36,8** | 33,2 | 128,4 | 500 | 567,7 | 1,14 | 1,95 |
| | | | | | 220 | 252,2 | 1,15 | |
| **25** | 2Ø18 / 340 / 2Ø12 | **26,7** | 24,3 | 93,1 | 500 | 411,6 | 0,82 | 1,66 |
| | | | | | 220 | 182,9 | 0,83 | |
| **26** | 2Ø25 / 800 / 2Ø16 | **52,8** | 47,5 | 191,9 | 500 | 477,2 | 0,96 | 3,40 |
| | | | | | 220 | 195,5 | 0,89 | |
| **27** | 2Ø25 / 700 / 2Ø16 | **52,9** | 47,6 | 192,9 | 500 | 479,7 | 0,96 | 2,96 |
| | | | | | 220 | 196,5 | 0,89 | |
| **28** | 4Ø14 / 300 / 4Ø10 | **46,6** | 42,0 | 163,5 | 500 | 520,4 | 1,04 | 1,17 |
| | | | | | 220 | 265,5 | 1,21 | |
| **29** | 2Ø20 / 330 / 2Ø14 | **39,7** | 35,8 | 137,8 | 500 | 447,6 | 0,90 | 2,07 |
| | | | | | 220 | 219,3 | 1,00 | |
| **30** | 2Ø20 / 585 / 2Ø14 | **45,0** | 40,5 | 158,7 | 500 | 515,6 | 1,03 | 2,30 |
| | | | | | 220 | 252,6 | 1,15 | |
| **31** | 2Ø18 / 300 / 2Ø12 | **30,3** | 27,5 | 104,8 | 500 | 463,3 | 0,93 | 1,82 |
| | | | | | 220 | 205,9 | 0,94 | |

Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 [1)] Stoßbereich mit vielen DMS [2)] Fließversagen (Versuchsabbruch)

**Tabelle 5-2:** Vergleichsberechnungen Kombi-Stöße Typ II (Haken, glatt – Haken, gerippt)

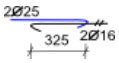
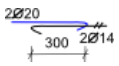
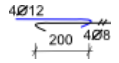
| Balken Nr. | Stoßausbildung mit $l_{0,com}$ [mm] | Balken-traglast $F_{TV}$ [kN] | Biege-moment $M$ [kNm] | Zugkraft im Stahl $F_{yt}$ [kN] | $f_{y,\,B500}$ [N/mm²] / $f_{y,\,BStl}$ [N/mm²] | $\sigma_{s,B500}$ [N/mm²] / $\sigma_{s,BStl}$ [N/mm²] | $\eta_{B500}$ [-] / $\eta_{BStl}$ [-] | Kombi-Beiwert $\alpha_{com}$ [mm] $\frac{l_{0,com} \cdot f_{ct}}{\sigma_{s,B500}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **3** |  | **42,2** | 38,3 | 150,2 | 500<br>220 | 373,5<br>153,0 | 0,75<br>0,70 | 1,92 |
| **6** |  | **33,6** | 30,5 | 117,9 | 500<br>220 | 382,9<br>187,6 | 0,77<br>0,85 | 1,73 |
| **15** |  | **30,0** | 27,4 | 104,4 | 500<br>220 | 519,5<br>230,8 | 1,04<br>1,05 | 0,71 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | | | | |

**Tabelle 5-3:** Vergleichsberechnungen Kombi-Stöße unterschiedliche Stabanzahl, gleiche $\phi$

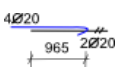
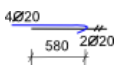
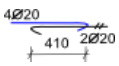
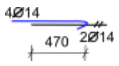
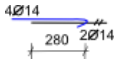
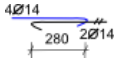
| Balken Nr. | Stoßausbildung mit $l_{0,com}$ [mm] | Balken-traglast $F_{TV}$ [kN] | Biege-moment $M$ [kNm] | Zugkraft im Stahl $F_{yt}$ [kN] | $f_{y,\,B500}$ [N/mm²] / $f_{y,\,BStl}$ [N/mm²] | $\sigma_{s,B500}$ [N/mm²] / $\sigma_{s,BStl}$ [N/mm²] | $\eta_{B500}$ [-] / $\eta_{BStl}$ [-] | Kombi-Beiwert $\alpha_{com}$ [mm] $\frac{l_{0,com} \cdot f_{ct}}{\sigma_{s,B500}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **7** |  | **87,1** | 77,7 | 308,4 | 500<br>220 | 490,8<br>245,4 | 0,98<br>1,12 | 4,92 |
| **8** |  | **64,3** | 57,6 | 224,3 | 500<br>220 | 356,9<br>178,5 | 0,71<br>0,81 | 4,06 |
| **9** |  | **72,7** | 65,0 | 254,8 | 500<br>220 | 405,5<br>202,7 | 0,81<br>0,92 | 2,53 |
| **10** |  | **41,1** | 36,9 | 138,3 | 500<br>220 | 449,2<br>224,6 | 0,90<br>1,02 | 2,31 |
| **11** |  | **27,0** | 24,5 | 91,8 | 500<br>220 | 298,2<br>149,1 | 0,60<br>0,68 | 2,25 |
| **12** |  | **28,2** | 25,6 | 94,9 | 500<br>220 | 308,0<br>154,0 | 0,62<br>0,70 | 2,18 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | | | | |

**Tabelle 5-4:** Vergleichsberechnungen Kombi-Stöße Haken, glatt – gerade (Typ I), gerippt mit verringerter seitlicher Betondeckung ($1{,}5\phi \leq c_1 < 2\phi$)

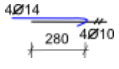
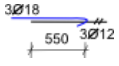
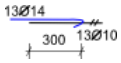
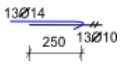
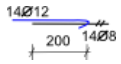
| Balken Nr. | Stoßausbildung mit $l_{0,com}$ [mm] | Balken-traglast $F_{TV}$ [kN] | Biege-moment $M$ [kNm] | Zugkraft im Stahl $F_{yt}$ [kN] | $f_{y,\,B500}$ [N/mm²] / $f_{y,\,BStl}$ [N/mm²] | $\sigma_{s,B500}$ [N/mm²] / $\sigma_{s,BStl}$ [N/mm²] | $\eta_{B500}$ [-] / $\eta_{BStl}$ [-] | Kombi-Beiwert $\alpha_{com}$ [mm] $\frac{l_{0,com} \cdot f_{ct}}{\sigma_{s,B500}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **16** |  | **33,5** | 30,3 | 115,6 | 500<br>220 | 368,0<br>187,4 | 0,74<br>0,85 | 1,42 |
| **22** |  | **49,2** | 44,1 | 174,2 | 500<br>220 | 513,5<br>228,2 | 1,03<br>1,04 | 2,31 |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | | | | |

**Tabelle 5-5:** Vergleichsberechnungen Kombi-Stöße Platten Typ I

| Balken Nr. | Stoßausbildung mit $l_{0,com}$ [mm] | Platten-traglast $F_{TV}$ [kN] | Biege-moment $M$ [kNm] | Zugkraft im Stahl $F_{yt}$ [kN] | $f_{y,\,B500}$ [N/mm²] / $f_{y,\,BStI}$ [N/mm²] | $\sigma_{s,B500}$ [N/mm²] / $\sigma_{s,BStI}$ [N/mm²] | $\eta_{B500}$ [-] / $\eta_{BStI}$ [-] | Kombi-Beiwert $\alpha_{com}$ [mm] $\frac{l_{0,com} \cdot f_{ct}}{\sigma_{s,B500}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **47** |  | **64,4** | 58,1 | 507,4 | 500 | 497,0 | 0,99 | 1,20 |
| | | | | | 220 | 253,6 | 1,15 | |
| **48** |  | **76,7** | 68,9 | 599,5 | 500 | 571,0 | 1,14 | 1,21 |
| | | | | | 220 | 291,3 | 1,32 | |
| **49** |  | **45,3** | 41,3 | 335,5 | 500 | 476,9 | 0,95 | 0,83 |
| | | | | | 220 | 211,9 | 0,96 | |
| Glattstahl S235 – Rippenstahl B500 | | | | | | | | |

### 5.1.3 Bemessungsdiagramm für kombinierte Übergreifungsstöße des Typs I

Wie im vorhergehenden Kapitel bereits angekündigt und anhand der in *Tab. 5-1 bis 5-5* gelisteten Versuchsergebnisse unschwer abzulesen, ist die bezogene Übergreifungslänge $\alpha_{com}$ ebenso wie die kombinierte Übergreifungslänge $l_{0,com}$ abhängig vom Stabdurchmesser $\phi$ der gestoßenen Stäbe und wächst mit steigender Stabdicke kontinuierlich an. Die bezogene Übergreifungslänge $\alpha_{com}$ steht in Relation zum Stabdurchmesser $\phi$ und es ergibt sich eine Funktion. Als Leitdurchmesser wird, wie in Kap. 5.2 bereits begründet, der Stabdurchmesser $\phi_{B500}$ des gerippten Stahls B500 gewählt. Geht man wiederum von einer Proportionalität der beiden beteiligten Kenngrößen $\alpha_{com}$ und $\phi_{B500}$ aus, ergibt sich eine lineare Funktion, deren Graph im kartesischen Koordinatensystem eine Gerade darstellt und Gl. (5.9) erfüllt.

$$y = m \cdot x + b \tag{5.9}$$

Zur Herleitung der für den Kombi-Stoß des Typs I gültigen linearen Funktion wurden die auf Basis der Versuchsergebnisse ermittelten bezogenen Übergreifungslängen $\alpha_{com}$ in Abhängigkeit zu den jeweiligen Stabdurchmessern $\phi_{B500}$ der einzelnen Versuche in ein kartesisches Koordinatensystem eingetragen, vgl. *Bild 5.2*. Dabei waren die beiden Variablen als kartesische Koordinaten *x* und *y* zu betrachten. Im Koordinatensystem wurde auf der Abszisse (*x*-Achse) die unabhängige Variable $\phi_{B500}$ und auf der Ordinaten (*y*-Achse) die davon abhängige Variable $\alpha_{com}$ aufgetragen. Für den Graphen der linearen Funktion ergibt sich folglich Gl. (5.10).

$$\alpha_{com} = m \cdot \phi_{B500} + b \tag{5.10}$$

Zur Ermittlung der linearen Funktion der Kombi-Stöße Typ I wurden die berechneten bezogenen Übergreifungslängen $\alpha_{com}$ der Versuche mit einer Ausnutzung von mindestens 90% der charakteristischen Stahlstreckgrenzen aus *Tab. 5-1 (Balken)* und *5-5 (Platten)* in das Streuungsdiagramm *Bild 5.2* übertragen. Vor dem Hintergrund, dass die Werte für $\alpha_{com}$ bei niedriger Spannungsausnutzung tendenziell etwas kleiner waren, wurden Versuche mit geringerer Ausnutzung der Streckgrenzen nicht verwendet, um die Auswertung nicht zu begünstigen.

Da weiter die $\alpha_{com}$-Werte von Platten (Versuch-Nr. 47-49) und Balken nur unwesentlich differierten, war diesbezüglich keine unterschiedliche Handhabung der Versuchsergebnisse erforderlich und die Integration der Versuchsergebnisse der Platten in das Diagramm *Bild 5.2* ohne

Abstriche möglich. Während die Rissbildung von Platten und Balken deutlich unterschiedlich ausfiel, vgl. Kap. 4.3.2 und *Bild 4.9*, besaß die geringere Biegesteifigkeit der Platten kaum Einfluss auf die Stoßtragfähigkeit und der Abklappeffekt, vgl. Kap. 2.7.2 und Kap. 4.1.3 sowie *Bild 2.51,* kam nicht nennenswert zum Tragen.

Die bezogene Übergreifungslänge des Versuchs Nr.1 blieb aufgrund der Schwächung infolge zu vieler DMS im Stoßbereich, trotz eines genügenden Ausnutzungsgrads, im Diagramm unberücksichtigt. Der Wert von Versuch Nr. 13 wurde auf der sicheren Seite liegend berücksichtigt, obwohl er aufgrund des vor dem Stoßversagen eintretenden Fließversagens nachweislich zu hoch ist. Überdies wurde zusätzlich die bezogene Übergreifungslänge des ergänzenden Tastversuchs Nr. E1-3 berücksichtigt, vgl. Kap. 3.3.5, *Tab. 3-6* sowie Anhang 2, Versuch Nr. 34. Die beiden übrigen ergänzenden Tastversuche des Kombi-Stoßes Typ I konnten aufgrund der Verwendung von DMS im Stoßbereich dagegen nicht einfließen.

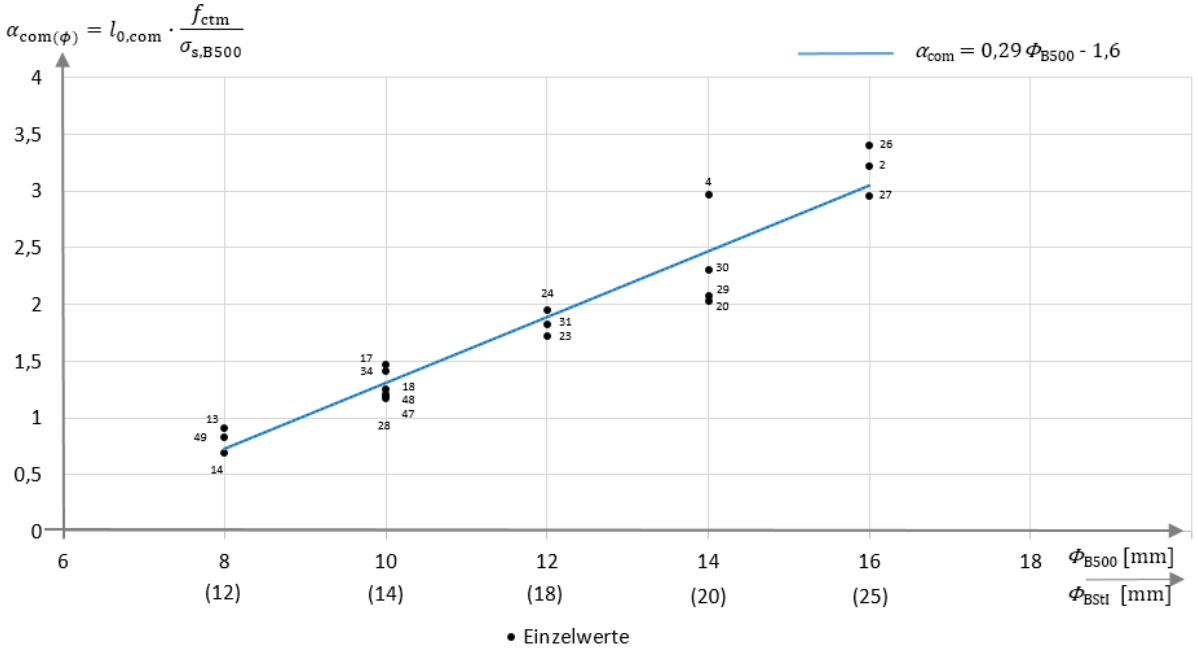



**Bild 5.2:** Streuungsdiagramm mit Regressionsgerade für Kombi-Stöße Typ I (——)

Das Streuungsdiagramm *Bild 5.2* mit den eingetragenen Wertepaaren für die einzelnen Versuchsergebnisse zeigt eine deutliche Tendenz zu einer Geraden. Zur Ermittlung der zugehörigen Regressionsgeraden folgte anhand der Anzahl der Wertepaare *n,* im vorliegenden Fall 19 Stück, und den jeweiligen Summen $\Sigma x_i = \Sigma \phi_{B500_i}$ bzw. $\Sigma y_i = \Sigma \alpha_{com_i}$ gemäß Gl. (5.11) die Ermittlung der Mittelwerte $\bar{x}$ und $\bar{y}$ der Parameter $\phi_{B500}$ und $\alpha_{com}$.

$$\bar{x} = \frac{\Sigma x_i}{n} = \frac{\Sigma \phi_{B500_i}}{n} \; und \; \bar{y} = \frac{\Sigma y_i}{n} = \frac{\Sigma \alpha_{com_i}}{n} \tag{5.11}$$

Daran anschließend konnten, nach Bildung der Summe der quadrierten Einzelwerte $\Sigma x_i^2 = \Sigma \phi_{B500_i}^2$ und $\Sigma y_i^2 = \Sigma \alpha_{com_i}^2$, die Varianzen $s_x^2$ und $s_y^2$ gemäß Gl. (5.12) berechnet werden.

$$s_x^2 = \frac{\Sigma x_i^2}{n} - \bar{x}^2 = \frac{\Sigma \phi_{B500_i}^2}{n} - \left(\frac{\Sigma \phi_{B500_i}}{n}\right)^2 \; und \; s_y^2 = \frac{\Sigma y_i^2}{n} - \bar{y}^2 = \frac{\Sigma \alpha_{com_i}^2}{n} - \left(\frac{\Sigma \alpha_{com_i}}{n}\right)^2 \tag{5.12}$$

Um die Steigung *m* und den Ordinatenabschnitt *b* der linearen Funktion der Regressionsgeraden berechnen zu können, war schließlich, nach Bildung der Summe der miteinander multiplizierten Einzelwerte $S_{xy}=\Sigma(x_i \cdot y_i)$, die Kovarianz $s_{xy}$ gemäß Gl. (5.13) zu ermitteln.

$$s_{xy} = \frac{S_{xy}}{n} - \bar{x} \cdot \bar{y} = \frac{\Sigma(\phi_{B500_i} \cdot \alpha_{com_i})}{n} - \frac{\Sigma \phi_{B500_i}}{n} \cdot \frac{\Sigma \alpha_{com_i}}{n} \tag{5.13}$$

Die Steigung *m* der linearen Funktion errechnet sich dann aus dem Quotienten von Kovarianz und Varianz, vgl. Gl. (5.14), während sich der Ordinatenabschnitt *b* aus der Differenz der Mittelwerte $\bar{y}$ der Einzelwerte des Parameters $\alpha_{com}$ und der Mittelwerte $\bar{x}$ der Einzelwerte des Parameters $\phi_{B500}$ multipliziert mit der Steigung *m* ermitteln lässt, vgl. Gl. (5.15).

$$m = \frac{s_{xy}}{s_x^2} = \frac{\frac{\Sigma(\phi_{B500_i} \cdot \alpha_{com_i})}{n} - \frac{\Sigma \phi_{B500_i} \cdot \Sigma \alpha_{com_i}}{n^2}}{\frac{\Sigma \phi_{B500_i}^2}{n} - \left(\frac{\Sigma \phi_{B500_i}}{n}\right)^2} \tag{5.14}$$

$$b = \bar{y} - m \cdot \bar{x} = \frac{\Sigma \alpha_{com_i}}{n} - \left( \frac{\frac{\Sigma(\phi_{B500_i} \cdot \alpha_{com_i})}{n} - \frac{\Sigma \phi_{B500_i} \cdot \Sigma \alpha_{com_i}}{n^2}}{\frac{\Sigma \phi_{B500_i}^2}{n} - \left(\frac{\Sigma \phi_{B500_i}}{n}\right)^2} \cdot \frac{\Sigma \phi_{B500_i}}{n} \right) \tag{5.15}$$

Nach Einsetzen der insgesamt 19 verwendeten Wertepaare für den Kombi-Stoß Typ I, vgl. *Tab.5-1, 5-5* und *3-4* sowie Anhang 2, ergab sich anhand einer Excel-Berechnung unter der Verwendung der vorgenannten Gleichungen für die Regressionsgerade die folgende gerundete Gleichung Gl. (5.16):

$$\alpha_{com} = 0{,}29 \cdot \phi_{B500} - 1{,}6 \; [\text{mm}] \tag{5.16}$$

Anhand der Gln. (5.7) und (5.16) lässt sich für jede untersuchte Kombination des Typs I mit Stabdurchmessern $\phi_{B500}$ von 8 mm bis 16 mm bzw. $\phi_{BStl}$ von 12 mm bis 26 mm abhängig von der gewählten Betonqualität und Einwirkung durch Berücksichtigung von Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ und Stahlspannung $\sigma_{s,B500}$ bzw. $\sigma_{s,BStl}$ der statistische Mittelwert der erforderlichen kombinierten Übergreifungslänge $l_{0,com}$ bestimmen.

Der Mittelwert wurde, mit Ausnahme der als Grenzwerte in Ansatz gebrachten charakteristischen Streckgrenzen $f_{yk}$ der verwendeten Betonstähle, anhand mittlerer Bauteilfestigkeiten und ohne Berücksichtigung von Maßtoleranzen des Versuchsaufbaus, der Stabdurchmesser der Stähle sowie der eingesetzten Messgeräte ermittelt. Zur statistischen Absicherung folgte deshalb anhand *DIN ISO 16296-6 2009* unter Annahme der Gaußschen Normalverteilung die Bestimmung der charakteristischen bezogenen Übergreifungslänge $\alpha_{com,k}$ anhand der parallel zur Regressionsgeraden der Mittelwerte verschobenen Geraden der charakteristischen Werte.

Dazu war in Anlehnung an u.a. *EC2 2011* als charakteristischer Wert das 95%-Quantil zu berechnen, da 95% aller im Versuch ermittelten Werte $\alpha_{com}$ unter der charakteristischen Regressionsgeraden liegen sollten. Damit lag der normativ häufig auch als Abdeckung bezeichnete,

für den Anteilsbereich gewählte Anteil *p* an der Grundgesamtheit bei 0,95. Die charakteristische Regressionsgerade begrenzt den Anteilsbereich dabei nur einseitig nach oben, da nur 5% aller Versuchswerte über der Geraden liegen dürfen, bzw. 95% aller Werte unter der Gerade liegen müssen, aber nach unten keine weitere Grenze gesetzt wird.

Das Vertrauensniveau *1-α* liegt nach *DIN ISO 16296-6 Anhang F* für verteilungsfreie, einseitig begrenzte statistische Anteilsbereiche bei einen Stichprobenumfang (Versuchsanzahl) *n* = 19 und einer Abdeckung *p* = 0,95 zwischen 0,5 und 0,75. Das Streuungsdiagramm Bild 5.2 zeigt jedoch, dass die Streuung der einzelnen Kombinationen stark unterschiedlich ist und dass insbesondere bei Kombinationen mit größeren Stabdurchmessern größere Abweichungen von der Regressionsgeraden festzustellen sind. Zur Abfederung dieser unterschiedlich großen Streuungen und zur Erlangung der Allgemeingültigkeit, wurde, auf der sicheren Seite liegend, abweichend von *DIN ISO 16296-6 Anhang F* ein Vertrauensniveau *1-α* = 0,90 angesetzt.

Da die Standardabweichung der Grundgesamtheit *σ* unbekannt ist, kann der für die Berechnung der oberen Grenze $y_U$ erforderliche Faktor $k_3$ (*n*; *p*; *1-α*) für den einseitig begrenzten Anteilsbereich mit einem Vertrauensniveau *1-α* = 0,90 der Tabelle D.3 der *DIN ISO 16296-6 Anhang D* entnommen werden. Dort ist für einen Stichprobenumfang *n* = 19 und eine Abdeckung *p* = 0,95 der Wert $k_3$=2,228 abzulesen.

Anschließend kann unter Verwendung der auf den jeweiligen Stabdurchmesser der Kombination bezogenen Mittelwerte $\overline{y_{(\phi)}}$ bzw. $\overline{\alpha_{\mathrm{com}(\phi)}}$ der insgesamt *n* = 19 Stichproben mit Gl. (5.17) die auf den jeweiligen Stabdurchmesser bezogene Stichprobenstandardabweichung $s_{(\phi)}$ berechnet werden. Da es sich hier um eine lineare Funktion mit einer Steigung $m \neq 0$ handelt, ist die Summe der Abweichungsquadrate jeweils mit den einzelnen Mittelwerten der Stabdurchmesser $\phi_{\mathrm{B500}}$ von 8 mm bis 16 mm zu berechnen und anschließend zu summieren, bevor diese Summe durch (*n*-1) dividiert und von diesem Quotienten die Wurzel gezogen wird.

$$s_{(\phi)} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \Sigma\left(y_{(\phi)\mathrm{i}} - \overline{y_{(\phi)}}\right)^2} = \sqrt{\frac{1}{19-1} \cdot \Sigma\left(\alpha_{\mathrm{com}(\phi)_\mathrm{i}} - \overline{\alpha_{\mathrm{com}(\phi)}}\right)^2} \tag{5.17}$$

$$= \sqrt{\frac{1}{19-1} \cdot [\Sigma\left(\alpha_{\mathrm{com}(\phi=16)_\mathrm{i}} - \overline{\alpha_{\mathrm{com}(\phi=16)}}\right)^2}$$

$$+ \Sigma\left(\alpha_{\mathrm{com}(\phi=14)_\mathrm{i}} - \overline{\alpha_{\mathrm{com}(\phi=14)}}\right)^2 + \Sigma(\alpha_{\mathrm{com}(\phi=12)_\mathrm{i}} - \overline{\alpha_{\mathrm{com}(\phi=12)}})^2$$

$$+ \Sigma\left(\alpha_{\mathrm{com}(\phi=10)_\mathrm{i}} - \overline{\alpha_{\mathrm{com}(\phi=10)}}\right)^2 + \Sigma\left(\alpha_{\mathrm{com}(\phi=8)_\mathrm{i}} - \overline{\alpha_{\mathrm{com}(\phi=8)}}\right)^2]$$

Mit den Werten *b* aus Gl. (5.10) bzw. (5.16), $k_3$ und $s_{(\phi)}$ lässt sich mit Gl. (5.18) abschließend die obere Grenze $b_U$ des einseitig nach oben begrenzten Anteilsbereichs der auf das 5% bzw. 95%-Quantil modifizierten in Gl. (5.16) beschriebenen linearen Funktion mit einer Abdeckung *p* = 0,95 bei einem Vertrauensniveau von *1-α* = 0,90 berechnen.

$$b_\mathrm{U} = b + k_3(n; p; 1-\alpha) \cdot s_{(\phi)} = -1{,}6181 + 2{,}228 \cdot \sqrt{\frac{1}{18} \cdot \Sigma(\alpha_{\mathrm{com}(\phi)_\mathrm{i}} - \overline{\alpha_{\mathrm{com}(\phi)}})^2} \tag{5.18}$$

Nach Einsetzen der insgesamt 19 verwendeten Wertepaare für den Kombi-Stoß Typ I, vgl. *Tab.5-1, 5-5* und *3-4* sowie Anhang 2, ergab sich anhand einer Excel-Berechnung unter Verwendung der Gln. (5.17) und (5.18) für die charakteristische Regressionsgerade des 95%-Quantil-Werts die gerundete lineare Funktion Gl. (5.19).

$$\alpha_{\mathrm{com,k}} = 0{,}29 \cdot \phi_{\mathrm{B500}} - 1{,}1 \ [\mathrm{mm}] \tag{5.19}$$

Die Regressionsgerade der charakteristischen bezogenen Übergreifungslänge $\alpha_{\mathrm{com,k}}$ ist in *Bild 5.3* ergänzend zur Regressionsgerade der mittleren bezogenen Übergreifungslänge $\alpha_{\mathrm{com}}$ dargestellt.

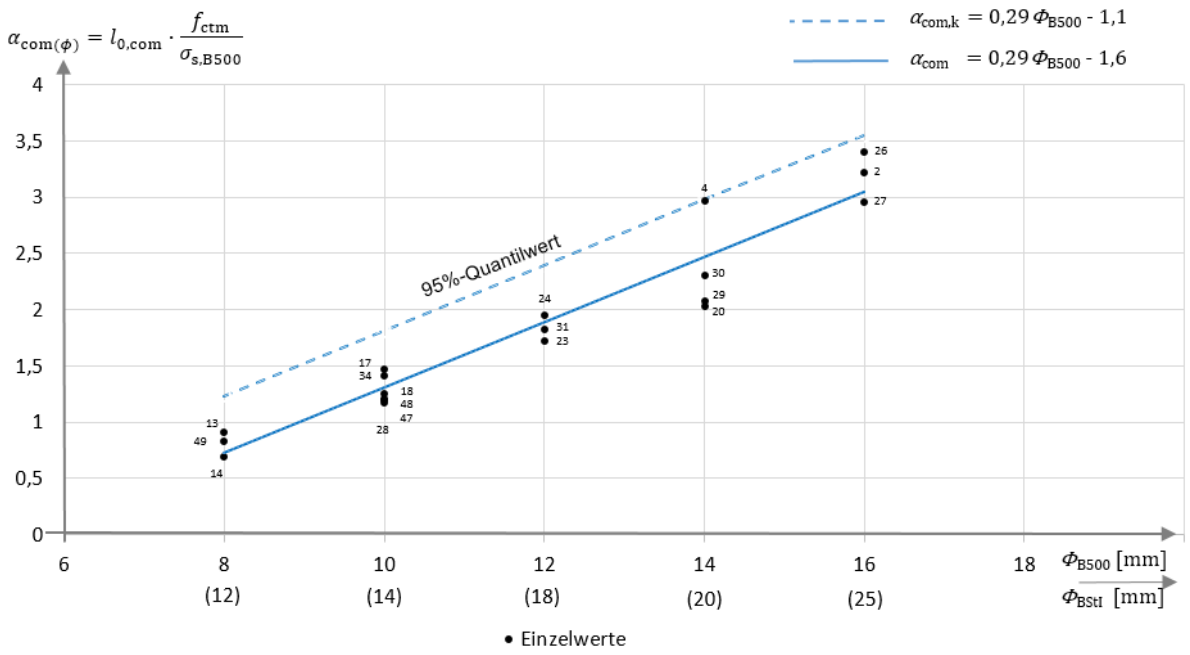



**Bild 5.3:** Diagramm mit 95%-Quantil-Wert Regressionsgerade Kombi-Stöße Typ I (⟶//)

Alternativ kann der charakteristische Wert (95-%-Quantil) nach *EC0 2010 (Anhang D)* anhand Gl. (5.20) ermittelt werden.

$$\alpha_{\mathrm{com,k}} = \alpha_{\mathrm{com}} \cdot (1 + k_n \cdot V_{(\phi)}) \cdot m_{(\phi)} \ [\mathrm{mm}] \tag{5.20}$$

mit

| | |
|---|---|
| $\alpha_{\mathrm{com}}$ | vgl. Gl. (5.16) |
| $k_n = 1{,}78$ | nach *EC0 2010 (Anhang D) Tab. D.1* für $n$ = 19 |
| $V_{(\phi)} = {}^{s_{(\phi)}}/_{m_{(\phi)}}$ | Variationskoeffizient |
| $s_{(\phi)} = \sqrt{(\frac{1}{(n-1)} \cdot \Sigma(m_i - m_{(\phi)})}$ | |
| $m_{(\phi)} = \Sigma m_i / n$ | Mittelwert mit $m_i = {}^{\alpha_{com,i}}/_{\alpha_{com}}$ |

Anhand einer Excel-Berechnung ergibt sich die charakteristische bezogene Übergreifungslänge nach *EC0 2010 (Anhang D)* gemäß Gl. (5.21) wie folgt:

$$\alpha_{\mathrm{com,k}} = 0{,}356 \cdot \phi_{\mathrm{B500}} - 1{,}965 \ \approx 0{,}36 \cdot \phi_{\mathrm{B500}} - 2{,}0 \ [\mathrm{mm}] \tag{5.21}$$

Die gegenüber der Mittelgeraden abweichende Steigung der 95-%-Quantil-Geraden nach *EC0 2010* führt bei allen Kombinationen zu einer prozentual gleichen Erhöhung der bezogenen Übergreifungslänge und somit zu mit dem Stabdurchmesser ansteigenden Zuschlägen auf die Übergreifungslänge. Demgegenüber ergibt sich nach *DIN 16296-6 2009* infolge der Parallelverschiebung unabhängig vom Stabdurchmesser ein für alle Kombinationen gleicher Zuschlag auf die bezogene Übergreifungslänge, vgl. *Bild 5.4*.

Bei Anwendung von Gl. (5.21) nach *EC0 2010* ergeben sich aufgrund der abweichenden Steigung gegenüber der parallel verschobenen Geraden nach *DIN ISO 16296-6 2009* für Kombinationen mit kleineren Stabdurchmessern bis $\phi_{B500}$ = 12 mm deutlich kleinere, für Kombinationen mit $\phi_{B500}$ = 14 mm etwa gleichgroße und für Kombinationen mit $\phi_{B500}$ = 16 mm ca. 5% größere bezogene Übergreifungslängen $\alpha_{com,k}$ (vgl. *Bild 5.4*).

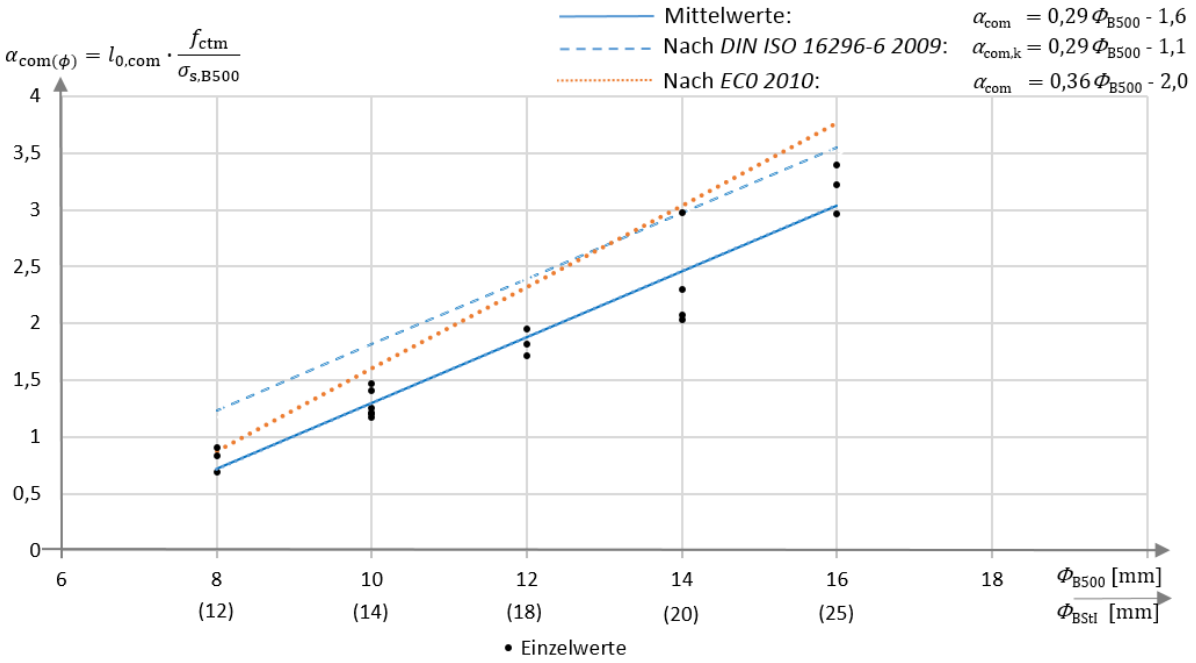



**Bild 5.4:** Vergleich der 95-%-Quantil-Werte nach *EC0 2010* und *DIN ISO 16296-6 2009*

Um bei kombinierten Übergreifungsstößen mit kleineren Stabdurchmessern größere Abweichungen bei Ausführungsfehlern zu ermöglichen, wird, trotz der Plausibilität der Berechnung nach *EC0 2010,* auf der sicheren Seite liegend die Berechnung der 95-%-Quantile nach *DIN 16296-6 2009* beibehalten. Um für die Kombinationen mit $\phi_{B500}$ = 16 mm ebenfalls die charakteristischen Werte nach *EC0 2010* einzuhalten, wird ergänzend die Gl. (5.19) aufgerundet, vgl. Gl. (5.22). Mit dieser Rundung ergibt sich für Kombinationen mit $\phi_{B500}$ = 16 mm nach beiden Verfahren die gleiche bezogene Übergreifungslänge $\alpha_{com,k}$.

$$\alpha_{com,k} = 0{,}3 \cdot \phi_{B500} - 1{,}1\ [\text{mm}] \tag{5.22}$$

Anhand Gl. (5.22) lässt sich in Verbindung mit Gl. (5.23) für jede untersuchte Kombination des Typs I mit Stabdurchmessern $\phi_{B500}$ von 8 mm bis 16 mm bzw. $\phi_{BStl}$ von 12 mm bis 26 mm abhängig von der gewählten Betonqualität und Einwirkung durch Berücksichtigung der mittleren Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$ und der Stahlspannung $\sigma_{s,B500}$ der statistische 95%-Quantil-Wert der erforderlichen charakteristischen kombinierten Übergreifungslänge $l_{0,com,k}$ bestimmen.

$$l_{0,\mathrm{com,k}} = \alpha_{\mathrm{com,k}} \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{s,B500}}}{f_{\mathrm{ct}}} = (0{,}3 \cdot \phi_{\mathrm{B500}} - 1{,}1) \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{s,B500}}}{f_{\mathrm{ctm}}} [mm] \tag{5.23}$$

Dabei ist zu beachten, dass bei voller Ausnutzung der charakteristischen Streckgrenze $f_{yk}$ des Betonstahls B500 die zugehörige charakteristische kombinierte Übergreifungslänge $l_{0,com,k}$ als Produkt der charakteristischen bezogenen kombinierten Übergreifungslänge $\alpha_{com,k}$ mit dem Quotienten der charakteristischen Stahlspannung $\sigma_{s,B500} \leq f_{yk,B500}$ und der bei den Versuchen erreichten mittleren Betonzugfestigkeit $f_{ct} = f_{ctm}$ berechnet wird. Die Ermittlung der bezogenen charakteristischen Übergreifungslänge $\alpha_{com,k}$ beinhaltet dabei bereits das 5-%-Quantil des Bauteilwiderstands. Die mittlere Betonfestigkeit $f_{ctm}$ muss somit nicht mehr auf das 5-%-Quantil $f_{ctk;0,05}$ herabgesetzt werden, da dies bereits in der vollzogenen Abminderung von $\alpha_{com}$ zu $\alpha_{com,k}$ impliziert ist.

Da die Werte für $\alpha_{com}$ bei geringerer Ausnutzung der Stahlspannungen $\sigma_{s,B500}$ gegenüber den Werten bei voller Ausnutzung im Durchschnitt nur marginal günstiger sind, ist die Annahme einer linearen Berechnung der kombinierten Übergreifungslänge im Verhältnis $\sigma_{s,B500}$ / $f_{yk,B500}$ bei Spannungen unterhalb der Streckgrenze des Betonstahls B500 berechtigt und liegt im Mittel geringfügig auf der sicheren Seite, wie *Tab. 5-6* für die im Diagramm *Bild 5.2* unberücksichtigten Stöße mit geringerer Ausnutzung der Stahlspannungen im Verhältnis zu den Mittelwerten der berücksichtigten Versuche belegt. Die mittleren $\overline{\alpha_{\mathrm{com}}}$- Werte liegen in zwei von drei Fällen unter den $\alpha_{com}$ - Werten der unberücksichtigten Versuche mit gleicher Bewehrung bei geringerer Ausnutzung, während ein Versuch geringfügig darüber liegt.

**Tabelle 5-6:** Vergleich von Spannungsausnutzung und bezogener Übergreifungslänge diverser Stöße

| Nr. | Kombination - Stoß | | Versuch Nr. | Ausnutzung η | $\alpha_{com,i}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| | $\phi_{B500}\ [mm]$ | $\phi_{BStI}\ [mm]$ | Versuche Nr. | Ausnutzung $\bar{\eta}$ | $\overline{\alpha_{com}}$ |
| 1 | 10 | 14 | 19 | 0,65 | 1,22 |
| | | | 17, 18, 28, 34, 47, 48 | 1,01 | 1,27 |
| 2 | 12 | 18 | 25 | 0,82 | 1,66 |
| | | | 23, 24, 31 | 0,99 | 1,83 |
| 3 | 14 | 20 | 21 | 0,68 | 2,39 |
| | | | 4, 20, 29, 30 | 0,95 | 2,34 |

Auch die unterschiedlichen Größen der Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ gehen annähernd linear und proportional in die Berechnungen der kombinierten Übergreifungslänge ein, wie das Streuungsdiagramm *Bild 5.5* belegt. Demgemäß besitzt die Regressionsgerade für die bezogene kombinierte Übergreifungslänge $\alpha_{com}$ der Versuchskörper mit niedriger Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ (1,87 bis 2,16 N/mm²) eine nur geringfügig von der Regressionsgeraden der Versuchskörper mit deutlich höherer Betonzugfestigkeit $f_{ct}$ (2,76 bis 3,21 N/mm²) abweichende Steigung. Während die Gerade der niedrigeren Festigkeiten fast der Geraden der Mittelwerte entspricht, steigt die Gerade der höheren Festigkeiten etwas steiler an. Die geringe Differenz liegt im Toleranzbereich der Versuchsreihen.

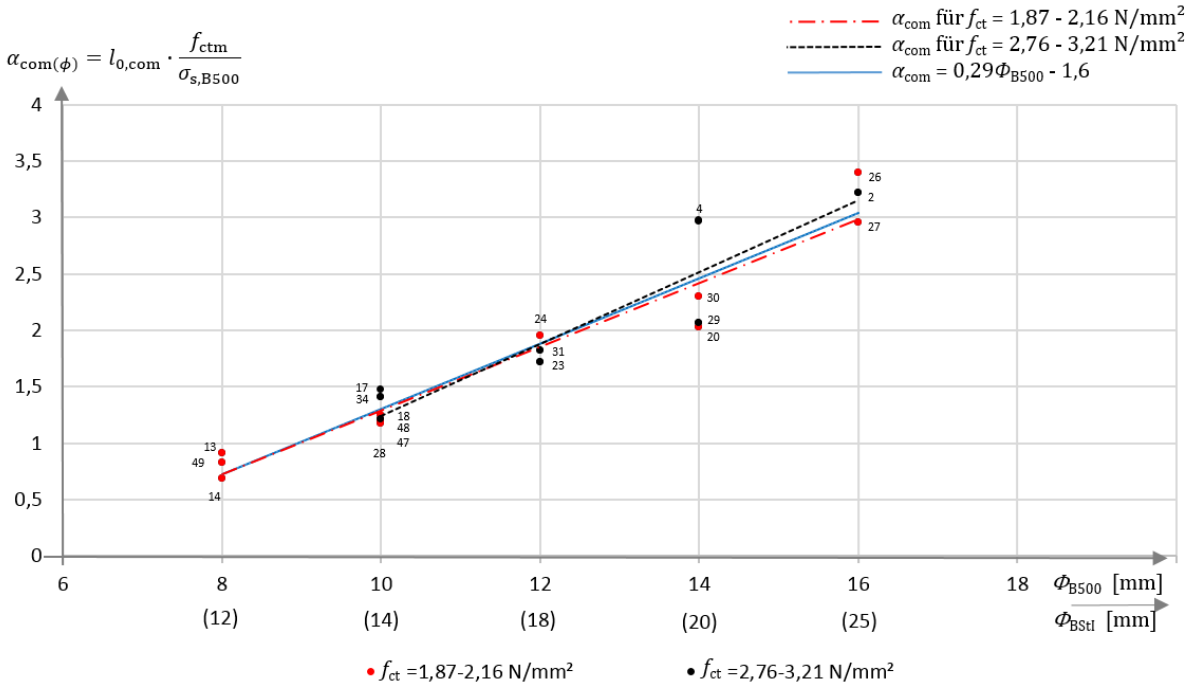



**Bild 5.5:** Streuungsdiagramm für Kombi-Stöße Typ I ( ) mit getrennten Regressionsgeraden für Versuche mit niedrigen und höheren Betonzugfestigkeiten

### 5.1.4 Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_{0,com,I}$ des Kombi-Stoßes Typs I

Zur Berechnung des Bemessungswerts der kombinierten Übergreifungslänge $l_{0,com,I}$ ist die nach Gl. (5.23) zu ermittelnde charakteristische Übergreifungslänge $l_{0,com,k}$ ergänzend mit einem ausreichenden Sicherheitszuschlag zu versehen. Da das Ziel eine wirtschaftliche und gleichzeitig sichere Bemessung des kombinierten Übergreifungsstoßes in Anlehnung an die aktuell gültigen Regelwerke *EC2 2011* und *EC0 2010* ist, wird das semi-probabilistische Sicherheitskonzept dieser Regelwerke übernommen. Demnach wird die Einwirkungsseite gemäß *EC0 2010* separat mit Teilsicherheitsbeiwerten für die im üblichen Hochbau vorkommenden Lastfälle bzw. Lastfallkombinationen beaufschlagt, während die Widerstandsseite eigene Teilsicherheitsbeiwerte auf die Materialien oder das Gesamtbauteil erhält. Da bereits der 5-%-Quantil-Wert für das gesamte gestoßene Bauteil durch die Abminderung der bezogenen Übergreifungslänge von $\alpha_{com}$ auf $\alpha_{com,k}$ und nicht für die einzelnen Materialien Beton und Stahl berechnet wurde, wird auch für den zu wählenden Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite ein einheitlicher Gesamtwert für das gestoßene Bauteil vorgeschlagen. Da die Streuung der aufnehmbaren Verbundspannung des Betons für die Stoßtragfähigkeit eindeutig im Vordergrund steht, wird der Widerstand des gesamten Stoßes vorrangig von den Betoneigenschaften bestimmt. Deshalb wird der Bauteilwiderstand für den kombinierten Übergreifungsstoß im GZT analog zum Widerstand des Betons $\gamma_c$ im üblichen Hochbau mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Bt} = 1{,}5$ festgelegt. Der Teilsicherheitsbeiwert des Stahls $\gamma_S$, welcher den Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_{0,com}$ reduzieren und die Stahlspannung $\sigma_{sd,B500}$ der Einwirkungsseite als Divisor verringern würde (vgl. Gl. (5.23)), wird nicht in Ansatz gebracht, da er die Bauteilsicherheit herabsetzen würde.

Unter Berücksichtigung der im üblichen Hochbau auf der Einwirkungsseite nach *EC0 2010* zu wählenden Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_G$ = 1,35 und $\gamma_Q$ = 1,5 durch einen grob geschätzten Mittelwert von $\gamma_E \approx 1{,}4$ ergibt sich mit $\gamma_{Bt}$ = 1,5 zum Vergleich ein globaler Sicherheitsbeiwert $\gamma_{Gl}$ für die nach Gl. (5.23) berechnete charakteristische Übergreifungslänge von

$$\gamma_{Gl} = \gamma_E \cdot \gamma_{Bt} = 1{,}4 \cdot 1{,}5 = 2{,}1.$$

Dieser vergleichend abgeschätzte globale Sicherheitsbeiwert entspricht den Forderungen von Eligehausen in *DAfStb 301*, der neben der Berücksichtigung der statistischen Komponente durch 5%-Quantil-Werte für die Stoßverbindung aufgrund des für Stöße mit Sprengrissen und Betonabplatzungen typischen plötzlichen Versagens und dem damit verbundenen sofortigen sowie vollständigen Verlusts der Tragfähigkeit einen Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{Gl}$ = 2,1 forderte, vgl. Kap. 2.7.4 und Gl. (2.58).

Für die Bemessung der Kombi-Stöße in Anlehnung an *EC2 2011* ist schließlich zu beachten, dass die Eingangswerte der Stahlspannung $\sigma_{sd,B500}$ in der Regel im Zuge der Bemessung der Biegetragfähigkeit bereits mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_S$ abgemindert wurden, vgl. *Fingerloos 2012 Anhang Z.5*. In den dort zur Bemessung der erforderlichen Biegezugbewehrung enthaltenen Bemessungstafeln wird $\sigma_{sd}$ in Abhängigkeit von der Ausnutzung der Drucktragfähigkeit linear ansteigend zwischen $f_{yd}$ = 434,8 N/mm² und $f_{td,cal}$ = 456,5 N/mm² festgelegt. Im Gegensatz dazu soll die Bemessung der kombinierten Übergreifungsstöße aufgrund des vorbeschriebenen Zuverlässigkeitskonzeptes mit Stahlspannungen ohne Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_S$ erfolgen. Unter Vernachlässigung des ansteigenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung, vgl. *Fingerloos 2012 Bild 3.8,* ergibt sich zur Verwendung der Stahlspannung $\sigma_{sd,B500}$ aus dem Nachweis der Biegetragfähigkeit nach *EC2 2011* gemäß Gl. (5.24) ein Korrekturbeiwert von $c_{cor} \leq 1{,}15$.

$$c_{\mathrm{cor}} = \frac{f_{\mathrm{yk}}}{f_{\mathrm{yd}}} \leq \frac{500\ N/mm^2}{434{,}8\ N/mm^2} \leq 1{,}15 \tag{5.24}$$

Die bislang aufgrund der Versuchsdurchführung im guten Verbundbereich unberücksichtigt gebliebenen Verbundbedingungen werden für die nachfolgenden allgemeingültigen Bemessungsregeln aufgrund fehlender Versuche analog zu *EC2 2011 8.4.2 Gl.(8.2) und Bild 8.2* durch Division der errechneten Längen mit dem Beiwert $\eta_1$ berücksichtigt. Der in *EC2 2011* ebenfalls enthaltene Beiwert $\eta_2$ zur Berücksichtigung von Stabdurchmessern $\phi > 32$ mm kann dagegen entfallen, da gemäß den in Kap. 4.1.1 genannten Randbedingungen in dieser Arbeit nur Stöße mit Betonstählen behandelt werden, die Stabdurchmesser $\phi \leq 26$ mm besitzen.

Der Bemessungswert der Übergreifungslänge für die experimentell untersuchten kombinierten Übergreifungsstöße des Typs I $l_{0,com,I}$ wird somit nach Gl. (5.25) wie folgt berechnet:

$$\begin{aligned} l_{0,\mathrm{com,I}} &= \gamma_{\mathrm{Bt}} \cdot \alpha_{\mathrm{com,k}} \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{sd,B500}} \cdot c_{\mathrm{cor}}}{f_{\mathrm{ctm}}} = 1{,}5 \cdot (0{,}3 \cdot \phi_{\mathrm{B500}} - 1{,}1) \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{sd,B500}} \cdot 1{,}15}{f_{\mathrm{ctm}} \cdot \eta_1} \\ &= (0{,}52 \cdot \phi_{\mathrm{B500}} - 1{,}9) \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{sd,B500}}}{f_{\mathrm{ctm}} \cdot \eta_1} \leq l_{0,com,min}\ [mm] \end{aligned} \tag{5.25}$$

mit $l_{0,\mathrm{com,I}}$ Bemessungswert der Übergreifungslänge der Kombi-Stöße Typ I

$\phi_{\mathrm{B500}}$ Stabdurchmesser des gestoßenen Betonstahls B500

$\sigma_{\mathrm{sd,B500}}$ mit der im GZT nach *EC2 2011* maximal am Stoß angreifenden Zugkraft $F_{sd}$ berechnete Spannung des Betonstahls B500. Eine Abminderung für $A_{s,erf}$ / $A_{s,vorh}$ darf berücksichtigt werden.

$f_{\mathrm{ctm}}$ mittlere Zugfestigkeit des Betons mit $f_{\mathrm{ctm}} = 0{,}30 \cdot f_{\mathrm{ck}}^{\left(\frac{2}{3}\right)}$

$\eta_1$ Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen nach *EC2 2011, Kap. 8.4.2, Bild 8.2* (vgl. *Fingerloos 2012*)

gute Verbundbedingungen $\eta_1$ = 1,0; ansonsten $\eta_1$ = 0,7

$l_{0,\mathrm{com,min}}$ siehe Gl. (5.26)

Aufgrund der weitgehenden Analogie im Tragverhalten zu den Übergreifungsstößen gerippter Stähle B500 mit geraden Stabenden nach *EC2 2011 Gl. 8.11* kann die dort angegebene Mindestlänge $l_{0,min}$ ebenfalls sinngemäß auf die untersuchten kombinierten Stöße des Typs I übertragen werden, vgl. Gl. (5.26). Infolge der Unwägbarkeiten beim Bauen im Bestand mit seinen schwierigen Rand- und Herstellbedingungen, wird der aus Toleranzgründen eingeführte absolute Mindestwert von 200 mm ebenfalls übernommen.

$$l_{0,\mathrm{com,min}} = \begin{cases} 0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot \left(\frac{\phi_{\mathrm{B500}}}{4}\right) \cdot \left(\frac{f_{\mathrm{yd,B500}}}{f_{\mathrm{bd,B500}}}\right) \\ 15\phi_{\mathrm{BStI}} \\ 200\ \mathrm{mm} \end{cases} \tag{5.26}$$

mit $\alpha_1$ Beiwert zur Berücksichtigung der Form des gerippten Stabs

Zugstab mit geradem Ende $\alpha_1 = 1{,}0$

Zugstab mit Haken, Winkelhaken $\alpha_1 = 0{,}7$

$\alpha_6$ Beiwert zur Bemessung der Übergreifungslänge, vgl. *Tab.2-7*

$f_{\mathrm{yd,B500}}$ Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls B500 im GZT nach *EC2 2011*

$f_{\mathrm{bd,B500}}$ Bemessungswert der Verbundfestigkeit des Betonstahls B500

$f_{\mathrm{bd}} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{\mathrm{ctd}}$ (vgl. *EC2 2011*)

Mit Gl. (5.25) lassen sich für die experimentell untersuchten Kombinationen Nr. 4, 5, 7, 8 und 11 nach *Tab. 4-1* und *5-7* allgemeingültig die Bemessungswerte der Übergreifungslänge $l_{0,com}$ berechnen.

Für die beiden Kombinationen 1 und 2 der *Tab. 4-1 und 5-7* mit Stabdurchmesser $\phi_{B500}$ = 6 mm wird aufgrund fehlender Versuche, vereinfacht und weit auf der sicheren Seite liegend, eine Berechnung mit einem fixen Wert für die bezogene charakteristische Übergreifungslänge $\alpha_{\mathrm{com,k}}$ in Höhe des für den Stabdurchmesser 8 mm gültigen Werts vorgeschlagen, vgl. Gl. (5.27). Für Kombination Nr.1 erhält man damit Werte, die unter der zu verwendenden Mindestlänge von 200 mm liegen, vgl. Gl. (5.26).

$$l_{0,\mathrm{com,I}(\phi_{\mathrm{B500}}=\phi_{\mathrm{BStI}}=6\mathrm{mm})} \leq (0{,}52 \cdot 8 - 1{,}9) \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{sd,B500}}}{f_{\mathrm{ctm}} \cdot \eta_1} \leq 2{,}3 \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{sd,B500}}}{f_{\mathrm{ctm}} \cdot \eta_1} \leq l_{0,\mathrm{com,min}}\ [mm] \tag{5.27}$$

Für Kombination 2 liegt die nach Gl. (5.27) ermittelte Übergreifungslänge trotz deutlich geringerer maximaler Stoßtragkraft aufgrund der Vereinfachung höher als für Kombination Nr.3, weshalb zur Wahrung der Plausibilität für Kombination 2 ebenfalls stark vereinfacht ein Abschlag von 15% in Ansatz gebracht wird, vgl. Gl. (5.28).

$$l_{0,\mathrm{com,I}(\phi_{\mathrm{B500}}=6\ /\ \phi_{\mathrm{BStI}}=8\mathrm{mm})} \leq 1{,}9 \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{sd,B500}}}{f_{\mathrm{ctm}} \cdot \eta_1} \leq l_{0,\mathrm{com,min}}\ [mm] \tag{5.28}$$

Ebenfalls aufgrund fehlender Versuche wird für die bisher nicht betrachtete Kombination Nr.12 der *Tab. 4-1* mit $\phi_{\mathrm{B500}}$= 20mm und $\phi_{\mathrm{BStI}}$= 26mm zur Ermittlung des Bemessungswerts der Übergreifungslänge $l_{0,\mathrm{com}}$ eine Vergleichsbetrachtung unter Berücksichtigung der Versuche mit der Kombination $\phi_{\mathrm{B500}}$= 16mm und $\phi_{\mathrm{BStI}}$= 25mm angestellt.

Für die Kombination $\phi_{\mathrm{B500}}$= 16mm und $\phi_{\mathrm{BStI}}$= 25mm wird der Bemessungswert der Übergreifungslänge, unter Verwendung von Beton C20/25 mit $f_{\mathrm{ctm}}$ = 2,2 N/mm², bei Ausnutzung der Stahlspannungen bis $\sigma_{sd,B500}$= $f_{\mathrm{yd,\ B500}}$= 434,8 N/mm² nach Gl. (5.25), berechnet zu $l_{0,\mathrm{com,I}}$ = 1.269 mm, vgl. *Tab. 5-7*. Die zugehörige maximale Stoßtragkraft im GZT beträgt

$F_{\mathrm{sd,11}} = f_{\mathrm{yd,B500}} \cdot A_{\mathrm{s,B500}}$ = 434,8 · 0,201= 87,4 kN.

Demgegenüber beträgt für die Kombination $\phi_{\mathrm{B500}}$= 20 mm und $\phi_{\mathrm{BStI}}$= 26 mm die maximal aufnehmbare Stoßtragkraft bei voller Ausnutzung der Stahlspannungen infolge der Begrenzung durch die maximale Zugkraft des BStI $\phi_{\mathrm{BStI}}$= 26mm

$F_{\mathrm{sd,12}} = f_{\mathrm{yd,BStI}} \cdot A_{\mathrm{s,BStI}}$ = 220/1,15 · 0,531 = 101,6 kN.

Die max. Spannung im Stahl $\phi_{\mathrm{B500}}$ = 20 mm beträgt dabei $\sigma_{\mathrm{sd,B500}}$= 101,6/0,314 = 323,6 N/mm².

Unter Verwendung von Gl. (5.25) ergibt sich für Kombination Nr.12 aufgrund des dickeren Stahls B500 mit deutlich kleineren Stahlspannungen nur ein Bemessungswert der Übergreifungslänge von

$$l_{0,\mathrm{com,I}(\phi_{\mathrm{B500}}=20/\phi_{\mathrm{BStI}}=26)} = (0{,}52 \cdot 20 - 1{,}9) \cdot \frac{323{,}6}{2{,}2} = 1250\ \mathrm{mm}.$$

Demnach wird für Kombination Nr. 12 bei unterschiedlich großen Stabdurchmessern von glattem und gerippten Stahl mit Gl. (5.25) trotz ca. 16% größerer Stoßkräfte infolge der gegenüber Kombination Nr. 11 um ca. 26% geringeren Stahlspannung im Betonstahl B500 keine größere Übergreifungslänge benötigt. Da gleichzeitig jedoch die Spannung im glatten Stahl BStI unverändert hoch bleibt und infolge der erhöhten Stabkraft im Glattstahl ein Versagen des Stoßes bei der geringen Übergreifungslänge nicht mit Sicherheit auszuschließen ist, kann diese Vergünstigung ohne zusätzliche experimentelle Untersuchungen nicht in Anspruch genommen werden.

Ohne zusätzliche Überlegungen darf Gl. (5.25), entsprechend der Versuchsdurchführung, nur für am Stoß beteiligte Stäbe mit annähernd gleichhoher Ausnutzung der jeweiligen Streckgrenzen des B500 bzw. BStI angewendet werden. Da die Herleitungen nur für Kombinationen mit vergleichbar großen maximalen Stabzugkräften in BStI und B500 gelten, sollten die diesbezüglichen Abweichungen maximal bei ca. 15% liegen, vgl. untersuchte Kombination Nr. 5 mit $\phi_{\mathrm{B500}}$ = 10mm und $\phi_{\mathrm{BStI}}$ = 14mm und *Tab.4-1*.

Da keine experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten der Kombination Nr. 12 vorliegen und mit Rippenstahldurchmesser 20 mm keine adäquaten Vergleichsergebnisse bekannt sind, wird die Tragfähigkeit dieser Stoßausbildung, auf der sicheren Seite liegend, in Abhängigkeit zum ausgenutzten Glattstahl BStI bzw. zur Größe der maximalen Stoßzugkräfte festgelegt. Da die aufnehmbare Stoßtragkraft aufgrund der Vergrößerung des Stabdurchmessers des Glattstahls von 25 auf 26 mm gegenüber Kombination Nr. 11 um 16% anwachsen muss, wird $l_{0,\mathrm{com}}$ vereinfacht im aufgerundeten Verhältnis der anwachsenden Stoßzugkraft gemäß Gl. (5.29) berechnet. Da aufgrund der in Kap. 4.1.1 definierten Randbedingungen alle übrigen Parameter im Verhältnis der Durchmesser angepasst werden, deckt diese Betrachtung alle Risiken ab und genügt den Anforderungen.

$$l_{0,\mathrm{com,I}(20/26)} \leq 1{,}2 \cdot (0{,}52 \cdot 20 - 1{,}9) \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{sd,B500}}}{f_{\mathrm{ctm}} \cdot \eta_1} \leq 10 \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{sd,B500}}}{f_{\mathrm{ctm}} \cdot \eta_1} \leq l_{0,\mathrm{com,min}} \; [mm] \qquad (5.29)$$

Die Einschränkung bezüglich der annähernd gleichhohen Ausnutzung der jeweiligen Streckgrenzen des B500 bzw. BStI gilt in deutlich abgeschwächter Form analog für die beiden Kombinationen Nr. 3 und 6, deren maximale Stabzugkräfte im Stoß ebenfalls mehr als ca. 15% voneinander abweichen, vgl. *Tab. 4-1* und *5-7*. Allerdings wird bei diesen beiden Kombinationen gegenüber den höher ausgenutzten Kombinationen Nr. 4 bzw. 7 nur der Durchmesser des glatten Stahls geändert, während bei Kombination Nr. 12 gegenüber den benachbarten Kombinationen die Durchmesser beider beteiligter Stäbe in ungleichem Verhältnis variiert wurden.

Bei ähnlich hoher Ausnutzung der beteiligten Stäbe versagen die kombinierten Stöße des Typs I analog zu den Versagensmechanismen von Stößen mit gerippter Bewehrung und geraden Stoßenden, vgl. Kap. 4.4 und *Bild 4.10*. Ob dies bei deutlich abweichender Beanspruchung der beteiligten Stäbe mit verhältnismäßig größerer Ausnutzung der Glattstähle unverändert gegeben ist, kann aufgrund fehlender bzw. nicht repräsentativer Vergleichsuntersuchungen - hierzu liegen nur die in Kap.3 beschriebenen Referenz- und Tastversuche mit abweichenden Randbedingungen vor - nicht mit Sicherheit festgestellt werden. Deshalb werden nachfolgend auch zu den Kombinationen Nr. 3 und 6 vergleichende Betrachtungen unter Berücksichtigung der maximalen Stoßzugkraft angestellt.

Kombination Nr. 3 muss gegenüber Kombination Nr. 4 bei gleichem $\phi_{\mathrm{B500}}$ = 8mm sowie 2 mm kleinerem $\phi_{\mathrm{BStI}}$= 10mm eine um 30% kleinere Stoßtragkraft abtragen. Berechnet man mit Gl. (5.25) die zugehörigen Übergreifungslängen $l_{0,\mathrm{com}}$ ist festzustellen, dass die Übergreifungslänge der Kombination Nr. 3 ebenfalls 30% kleiner ist. Ähnlich verhält es sich bei Kombination Nr. 6, die gegenüber Kombination Nr. 7 bei gleichem $\phi_{\mathrm{B500}}$= 12 mm sowie 2 mm kleinerem $\phi_{\mathrm{BStI}}$= 16mm eine 21% kleinere Stoßtragkraft abtragen muss. Berechnet man auch hier mit Gl. (5.25) die zugehörigen Übergreifungslängen $l_{0,\mathrm{com}}$, stellt man fest, dass die Übergreifungslänge der Kombination Nr. 6 ebenfalls 21% kleiner ist. Unter Berücksichtigung der beschriebenen Linearität der einzelnen Parameter untereinander ist das Ergebnis plausibel und die Gl. (5.25) kann für beide Kombinationen entsprechende Anwendung finden.

Da die jeweiligen Streckgrenzen der an den Stößen der Kombinationen Nr. 8 und 9 beteiligten Stäbe annähernd gleichhoch ausgenutzt sind, kann für diese beiden Kombinationen ebenfalls Gl. (5.25) angewendet werden.

Unter Verwendung der Gln. (5.25) bis (5.29) ergeben sich für die 12 näher untersuchten im Hinblick auf den Stahlbedarf wirtschaftlichsten Kombinationen des Typs I bei voller Ausnutzung der Stoßtragfähigkeit die in *Tab. 5-7* gelisteten Bemessungswerte der kombinierten Übergreifungslängen $l_{0,com,I}$.

**Tabelle 5-7:** Bemessungswerte der Übergreifungslänge $l_{0,com,I}$ für Kombi-Stöße Typ I in Beton C20/25 bei Ausnutzung der maximalen Stoßtragfähigkeit nach *EC2 2011*

| Kombi.-Nr. | Kombination - Stoß | | Stahlfläche | | Maximale Zugkraft $F_{Z,d}$ | | Spannung | Ü-Länge |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\Phi_{BStl}$ [mm] | $\Phi_{B500}$ [mm] | $A_{S,\,BStl}$ [mm²] | $A_{S,\,B500}$ [mm²] | $F_{Z,d\ BStl}$ [kN] ($f_{yd}$ = 191,3 N/mm²) | $F_{Z,d\ B500}$ [kN] ($f_{yd}$ = 434,8 N/mm²) | $\sigma_{sd,B500}$ für min $F_{Z,d}$ [N/mm²] | $l_{0,com,I}$ [mm] |
| 1 | 6 | 6 | 28,27 | 28,27 | 5,41 | 12,29 | 191,3 | 200 |
| 2 | 8 | 6 | 50,27 | 28,27 | 9,62 | 12,29 | 340,3 | 294 |
| 3 | 10 | 8 | 78,54 | 50,27 | 15,03 | 21,86 | 299,0 | 307 |
| 4 | 12 | 8 | 113,10 | 50,27 | 21,64 | 21,86 | 430,5 | 442 |
| 5 | 14 | 10 | 153,94 | 78,54 | 29,45 | 34,15 | 375,0 | 563 |
| 6 | 16 | 12 | 201,06 | 113,10 | 38,46 | 49,18 | 340,1 | 671 |
| 7 | 18 | 12 | 254,47 | 113,10 | 48,68 | 49,18 | 430,4 | 849 |
| 8 | 20 | 14 | 314,16 | 153,94 | 60,10 | 66,93 | 391,2 | 957 |
| 9 | 22 | 16 | 380,13 | 201,06 | 72,72 | 87,42 | 361,7 | 1.056 |
| 10 | 24 | 16 | 452,39 | 201,06 | 86,54 | 87,42 | 430,4 | 1.256 |
| 11 | 25 | 16 | 490,87 | 201,06 | 93,90 | 87,42 | 434,8 | 1.269 |
| 12 | 26 | 20 | 530,93 | 314,16 | 101,57 | 136,60 | 323,4 | 1.470 |

Bei geringerer Ausnutzung der Stahlspannungen dürfen die in *Tab. 5-7* tabellierten Bemessungswerte der Übergreifungslänge $l_{0,com,I}$ im Verhältnis $A_{s,erf}$ / $A_{s,vorh}$ unter Berücksichtigung der Mindestlänge $l_{0,com,min}$ gemäß Gl. (5.26) abgemindert werden. Alternativ kann die Bemessung direkt entsprechend der gewählten Kombination mit den Gln. (5.25) bis (5.29) erfolgen.

Obwohl für kombinierte Übergreifungsstöße bei größeren lichten Stab- und Randabständen analog zu den Stößen mit gerippten Stählen nach *EC2 2011* infolge der größer werdenden lastverteilenden Betonfläche günstigere Verhältnisse herrschen, wird aufgrund fehlender experimenteller Untersuchungen und der hohen Wahrscheinlichkeit des Vollstoßes bei Ergänzungen im Bestand auf eine Abminderung der Bemessungswerte der Übergreifungslängen $l_{0,com}$ nach dem Vorbild des *EC2 2011,Tab.8.3DE, Fußnoten [a] und [b]* verzichtet.

### 5.1.5 Vergleich der Kombi-Stöße Typ I mit Übergreifungsstößen nach *EC2 2011*

Wie das nachfolgende Diagramm *Bild 5.6* zeigt, ergibt sich für den theoretischen Fall der Ausnutzung der maximal möglichen Spannung im Betonrippenstahl B500 eine weitgehende Übereinstimmung der Bemessungswerte der Übergreifungslänge für Kombi-Stöße des Typs I nach Kap. 5.1.4 und Stöße von Betonstählen B500 mit gleichen Stabdurchmessern und geraden Stabenden nach *EC2 2011*.

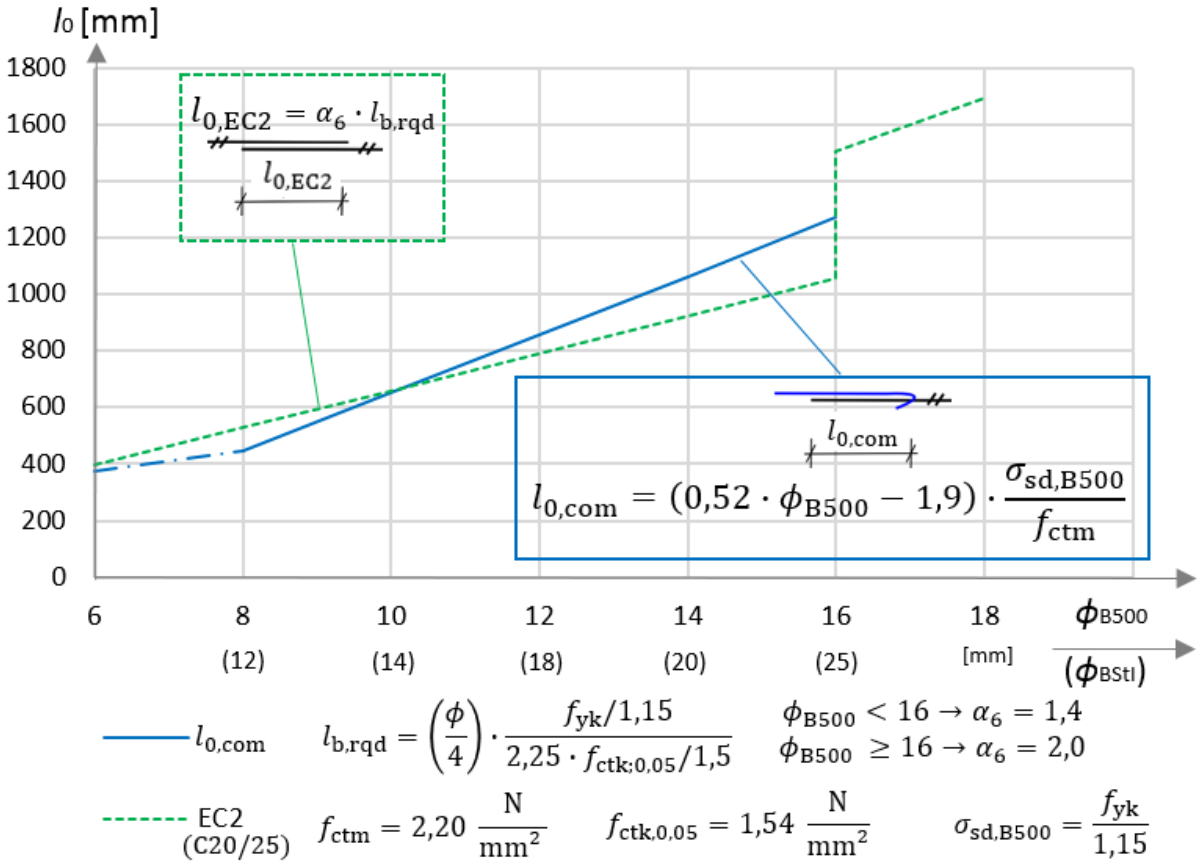
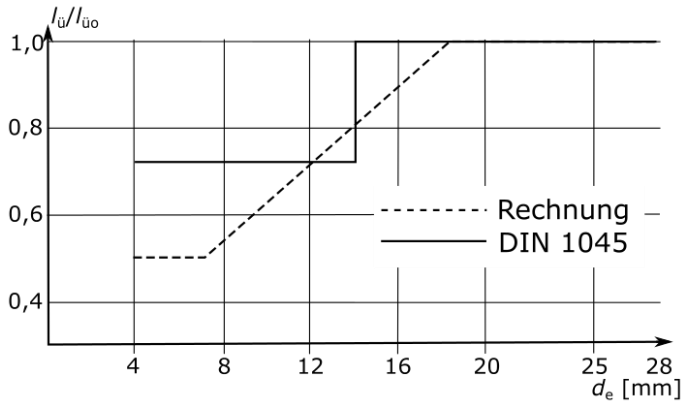



**Bild 5.6:** Bemessungswerte der Übergreifungslängen von Kombi-Stößen Typ I und Stößen nach *EC2 2011* mit Betonstählen B500 mit geraden Stabenden im Vergleich

Die Gerade der Kombi-Stöße Typ I besitzt gegenüber dem Verlauf nach *EC2 2011* eine etwas größere Steigung, was mit der vereinfachten Annahme des Einflusses des Stabdurchmessers in *EC2 2011* zu begründen ist. *EC2 2011* unterscheidet nur in dünnere Stäbe $\phi < 16$ mm und dickere Stäbe $\phi \geq 16$ mm, während aus den Versuchsergebnissen bei den Kombi-Stößen ein kontinuierlicher, linearer Anstieg von $l_{0,com}$ in Abhängigkeit zur Größe der verwendeten Stabdurchmesser resultiert.

Auch Eligehausen beschreibt in *DAfStb 301* einen kontinuierlichen, linearen Anstieg von $l_0$ bzw. $l_ü$ in Abhängigkeit zum Stabdurchmesser des Stoßes gerippter Stähle BSt 420/500 mit geraden Stabenden und liegt mit seinen Rechenergebnissen bei kleineren Stabdurchmessern ebenfalls deutlich unter der damaligen Normanforderung nach *DIN 1045 1972 bzw. 1978*, wel-

che den heutigen Anforderungen an Übergreifungsstöße von gerippten Stählen B500 mit geraden Stabenden immer noch weitgehend entspricht. Sein analog zu den *Bildern 5.2 und 5.3* auf eine bezogene Übergreifungslänge projiziertes Diagramm, vgl. *Bild 5.7*, zeigt außerdem, dass die Bemessung des Stoßes von Stäben $\phi$ = 14 mm nach Norm etwas geringere erforderliche Übergreifungslängen ergibt als seine Berechnung. Auch dies entspricht den in dieser Arbeit erzielten Ergebnissen, vgl. *Bild 5.6*.




Legende:

$l_ü$ = Übergreifungslänge für Stöße mit 4 mm ≤ $d_e$ ≤ 28 mm

$l_{ü0}$= Übergreifungslänge für Stoß mit $d_e$ = 18 mm

Graphik für B25, BSt 420/500

**Bild 5.7:** Einfluss des Stabdurchmessers auf die erforderliche Übergreifungslänge nach *DAfStb 301* (Rechnung) und *DIN 1045 1972/1978*

Wie der Vergleich zeigt, gibt es eine sehr gute Übereinstimmung der vorliegenden Ergebnisse für Kombi-Stöße des Typs I mit den Resultaten von Eligehausen in *DAfStb 301* und den Ergebnissen der aktuellen Normung nach *EC2 2011* für Stöße gerippter Stäbe mit geraden Enden. Daraus lässt sich unter Berücksichtigung der in Kap. 4.4 beschriebenen Versagensmechanismen schlussfolgern, dass bei Kombi-Stößen des Typs I mit Stabdurchmessern im Verhältnis der unterschiedlichen Streckgrenzen das Versagen der beteiligten gerippten Stäbe bemessungsrelevant ist und dass die benötigten Bemessungswerte der Übergreifungslänge in Höhe der aktuellen Normung nach *EC2 2011* liegen.

Die in Kap. 4.1.1 zusammengestellten Randbedingungen, insbesondere die Einhaltung der vorgegebenen Betondeckungen und Stababständen, sind zwingend zu beachten.

### 5.1.6 Kombi-Stöße Typ I mit ungleicher Ausnutzung der Streckgrenzen

Wie bereits in Kap. 5.4 für die nicht experimentell untersuchten Kombinationen beschrieben, gelten die dort angegebenen Gleichungen zur Ermittlung des Bemessungswertes der Übergreifungslänge nur für Kombi-Stöße des Typs I mit ähnlich hoher Ausnutzung der unterschiedlichen Streckgrenzen der am Stoß beteiligten Stähle B500 und BStI. Die entsprechenden Kombinationen sind in *Tab. 5-7* angegeben.

Aus baupraktischen Gründen wird es beim Bauen im Bestand jedoch häufig zur Anwendung anderer Kombinationen mit ungleicher Ausnutzung der Streckgrenzen kommen, weshalb hierfür ebenfalls die direkte Bemessung der benötigten Übergreifungslänge ermöglicht werden soll. Derartige Kombinationen wurden experimentell jedoch nur im Rahmen der anfänglichen Referenz- und Tastversuche am Beispiel einer nur wenig repräsentativen Kombination mit anderen Randbedingungen untersucht, vgl. Kap.3.2, Versuche Nr. R4 bis R6, mit Stößen von je einem geraden gerippten Stahl B500 und einem glatten mit Haken ausgestatteten Stahl BStI mit gleichen Durchmessern $\phi_{B500} = \phi_{S235}$ = 14mm.

Die beiden Referenzversuche R5 und R6 mit den größeren Übergreifungslängen versagten durch Überschreiten der Biegetragfähigkeit infolge Stahlfließens, während bei Referenzversuch R4 der kombinierte Übergreifungsstoß mit einer Übergreifungslänge $l_{0,com}$ = 310 mm im Fließbereich des Glattstahls S235 bei Stahlspannungen von $\sigma_{s,B500} = \sigma_{s,S235} \approx 320\ \mathrm{N/mm^2}$ anteilig versagte. Für den Balken R4 ergab sich die Betonzugfestigkeit durch Umrechnung der am Bauteil ermittelten und in *Tab. 3-1* angegebenen Betondruckfestigkeit $f_{c,cube}$ = 37,1 N/mm² nach *EC2 2011* zu $f_{ct} \approx$ 2,38 N/mm². Weiter ergibt sich nach Gl. (5.16) für R4 bei einer Stahlspannung von $\sigma_{s,B500} \approx 320\ \mathrm{N/mm^2}$ ein rechnerisch benötigter Mittelwert der Übergreifungslänge $l_{0,com,m}$ von

$$l_{0,\mathrm{com,m}} = (0{,}29 \cdot 14 - 1{,}6) \cdot \frac{320}{2{,}38} = 331\mathrm{mm} \geq l_{0,\mathrm{com,vorh}} = 310\mathrm{mm}$$

Im Gegensatz zu den Untersuchungen bei den systematischen Versuchsreihen wurden die Stöße allerdings nicht mit dem lichten Mindeststoßabstand von $2\phi_{BStl}$ hergestellt, sondern mit einem deutlich größeren lichten Abstand von ca. $6{,}5\phi_{BStl=S235}$, vgl. *Bild 3.1*. Nach u.a. Kap. 2.8 und *DAfStb 301* sowie den einschlägigen Normen führt dieser großzügige Stoßabstand zu deutlich günstigeren Ergebnissen, da sich bei größerem Stoßabstand die Verbundspannungen und Sprengkräfte bei sinkendem Bewehrungsgrad auf eine größere Betonfläche verteilen können. Um die Ergebnisse trotzdem direkt miteinander vergleichen zu können, wird vereinfacht, unter Berücksichtigung von *EC2 2011* und *Tab. 2-7,* der Verhältnisbeiwert *k* zur Berücksichtigung von gegenüber den Randbedingungen aus Kap. 4.1.1 größeren Stoßabständen eingeführt. Dieser wird durch Interpolation des für Übergreifungsstöße nach *EC2 2011* mit gerippten Stählen anzusetzenden Beiwerts $\alpha_6$ ermittelt. Für Stöße $\phi$ = 14mm wird bei Einhaltung des lichten Mindeststoßabstands von $2\phi$ ein Beiwert $\alpha_6$ =1,4 gefordert, während für einen lichten Stoßabstand von $8\phi$ nur noch $\alpha_6$ =1,0 zu berücksichtigen ist. Bei einem lichten Abstand von $6{,}5\phi$ ergibt sich der Verhältnisbeiwert *k* zu

$$k = \frac{\alpha_{6;6{,}5\phi}}{\alpha_{6;2\phi}} = \frac{1{,}4 - (1{,}4 - 1{,}0) \cdot \frac{6{,}5-2}{8-2}}{1{,}4} = \frac{1{,}1}{1{,}4} \approx 0{,}8$$

Der Mittelwert der rechnerisch erforderlichen Übergreifungslänge liegt 21 mm bzw. 7% über dem im Versuch tatsächlich vorhandenen Wert zum Erreichen der berechneten Stahlspannung. Berücksichtigt man jedoch ergänzend den größeren Stoßabstand von R4 durch den Faktor *k,* kehren sich die Verhältnisse um:

$$l_{0,\mathrm{com,m}} = 331\ \mathrm{mm} \leq l_{0,\mathrm{com,R4,theor.}} = \frac{310}{0{,}8} = 387\ \mathrm{mm}$$

Nun ergibt sich eine Abweichung von 387/331*100-100 = 17% zu Ungunsten des Referenzversuchs R4, die jedoch noch im Bereich des statistischen 95-%-Quantil-Werts liegt, denn dieser beträgt:

$$l_{0,\mathrm{com,k}} = (0{,}3 \cdot 14 - 1{,}1) \cdot \frac{320}{2{,}38} = 416\ \mathrm{mm} \geq l_{0,\mathrm{com,R4,theor.}} = 387\ \mathrm{mm}$$

Somit kann die Abweichung vom Mittelwert auf Ungenauigkeiten bei den Versuchsaufbauten oder bei der nur überschlägigen Ermittlung der Betonzugfestigkeit zurückgeführt werden. Des Weiteren besteht die im Hinblick auf die Art des Versagens durchaus plausible Möglichkeit, dass der weit über die charakteristische Streckgrenze für BStl hinaus ausgenutzte Glattstahl mit Haken während des Fließens durch seitliches Absprengen der Betondeckung ein etwas

frühzeitigeres Versagen ausgelöst hat. Die Versuchsbeobachtungen zeigen, dass die Stoßtragkraft durch beginnendes Fließen der Stähle u.a. infolge der Querkontraktion, vgl. Kap. 2.2 und *Bild 2.9* deutlich verringert wird. Bei Verwendung von Glattstahl mit nur geringfügig niedrigerer Fließgrenze wäre für den Versuch R4 trotz der geringen Übergreifungslänge ein reines Fließversagen unvermeidbar gewesen.

Des Weiteren ist anzumerken, dass im vorliegenden Fall, analog zu den Kombinationen Nr. 3 und 6 in Kap. 5.4, die Stoßtragkraft genau im Verhältnis zur kombinierten Übergreifungslänge abnimmt. Gegenüber der Kombination $\phi_{B500}$ = 14mm und $\phi_{BStI}$ = 20mm (Kombination 8 in *Tab. 5-7*) nimmt die Stoßtragkraft bei Berechnung mit $f_{yd}$ = 191,3 N/mm² der Kombination $\phi_{B500} = \phi_{BStI}$ = 14 mm (vgl. Referenzversuch R4) ebenso wie der Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_{0,com}$ nach Gl. (5.25) um 51% ab.

Ohne weitere experimentelle Untersuchungen besteht insbesondere bei Randnähe oder mit Abstrichen bei sehr geringen Abständen dennoch das Risiko, dass bei Stößen mit gleichen Durchmessern der beteiligten Stähle B500 und BStI das Versagen infolge der glatten Stäbe BStI mit Haken aufgrund deren gleichbleibend hoher Ausnutzung bei mindestens 50% geringerer Übergreifungslänge gegenüber dem Versagen des ausgenutzten gerippten Stahls bei den bisher untersuchten Kombinationen in den Vordergrund tritt.

Da für Stöße des Typs I mit $\phi_{B500} = \phi_{BStI}$ keine ausreichende Anzahl von repräsentativen Versuchen vorliegt, wird, trotz der vorbeschriebenen Plausibilität einer linearen Abminderung der Übergreifungslänge, bei stark ungleicher Ausnutzung der Stahlstreckgrenzen für randnahe Stöße mit einer seitlichen Betondeckung $c_1 \leq 5\phi$ oder für ungleich ausgenutzte Stöße mit sehr geringem lichten Stoßabstand $a \leq 4\phi$ ein Zuschlag von 20% in Ansatz gebracht. Für diese Stöße mit $\phi_{B500} = \phi_{BStI}$ kann der Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_{0,\,com,\,I,\,R}$ nach Gl. (5.30) ermittelt werden, während für Stöße ohne Randeinfluss mit lichtem Stoßabstand $a > 4\phi$ weiter Gl. (5.25) benutzt werden darf.

$$l_{0,\mathrm{com,I,R}} = 1{,}2 \cdot l_{0,\mathrm{com,I}} = 1{,}2 \cdot (0{,}52 \cdot \phi_{\mathrm{B500}} - 1{,}9) \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{sd,B500}}}{f_{\mathrm{ctm}\cdot\eta_1}} \leq l_{0,\mathrm{com,min}} \ [\mathrm{mm}] \qquad (5.30)$$

Die Bemessungswerte der Übergreifungslängen aller sonstigen randnahen Stöße und Stöße mit sehr geringem Stoßabstand des Typs I mit ungleicher Ausnutzung der Streckgrenzen sind ab einer Ausnutzungsdifferenz von > 20% ebenfalls mit Gl. (5.30) zu berechnen.

Alle Angaben für Kombi-Stöße des Typs I mit ungleicher Ausnutzung der Streckgrenzen gelten nur für kombinierte Stöße unter Beteiligung von Betonstahl B500 mit Stabdurchmessern $\phi_{B500} \leq$ 16 mm. Kombinierte Stöße mit größeren Stabdurchmessern werden mit Ausnahme von Kombination Nr. 12 der *Tab. 4-1* und *5-7* in dieser Arbeit nicht behandelt.

### 5.1.7 Kombi-Stöße des Typs I mit verminderter seitlicher Betondeckung

Wie die Ergebnisse der systematischen Versuchsreihen belegen, vgl. *Tab.5-4*, ergeben sich für Kombi-Stöße des Typs I mit verminderter seitlicher Betondeckung geringere Stoßtragfähigkeiten.

Die bezogenen Übergreifungslängen $\alpha_{0,com}$ der beiden mit verminderter seitlicher Betondeckung betonierten Versuche Nr. 16 und 22 steigen gegenüber den mit gleicher Bewehrung

und ausreichender seitlicher Betondeckung hergestellten Versuchen Nr. 18 und 24 um 14% (16/18) bzw. 19% (22/24) an, vgl. *Tab. 5-1* und *5-4*. Die verminderte seitliche Betondeckung lag zwischen 1,5 und 2$\phi$. Dabei wurden die beiden Versuche Nr. 16 und 18 mit der gleichen Betonlieferung hergestellt und geprüft, während die beiden Versuche Nr. 22 und 24 mit verschiedenen Betonen hergestellt wurden.

Trotz dieser plausiblen Ergebnisse liegen zur Herleitung gesonderter, differenzierter Bemessungsformeln nicht genügend repräsentative Untersuchungen vor. Aus diesem Grund wird vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend vorgeschlagen, den für Stöße mit gleichartiger Bewehrung in den einschlägigen Normen *DIN 1045 1978* und *EC2 2011* vorgesehenen Abschlag für randnahe Stöße mit $\phi_{BStI} \leq c_1 \leq 3\phi_{BStI}$ zur Ermittlung der benötigten Übergreifungslänge kombinierter Stöße zu übernehmen, vgl. Kap. 2.6.4 Gl. (2.50) und *Tab. 2-2*. Nach beiden Vorschriften darf für Stöße mit Haken der Beiwert $\alpha_1$ für die Art der Verankerung nur bis zu einer seitlichen Betondeckung von $c_1 \geq 3\phi_{BStI}$ von 1,0 auf 0,7 reduziert werden. Demgemäß ergibt sich für Kombi-Stöße mit Haken und verminderter seitlicher Betondeckung der Erhöhungsfaktor $\chi$ gemäß Gl. (5.31).

$$\chi = \frac{1{,}0}{0{,}7} \approx 1{,}4 \tag{5.31}$$

Mit dem Erhöhungsfaktor $\chi$ wird der Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_{0,com,\chi}$ für randnahe Kombi-Stöße mit verminderter seitlicher Betondeckung $\phi_{BStI} \leq c_1 \leq 3\phi_{BStI}$ nach Gl. (5.32) berechnet.

$$l_{0,\mathrm{com},\chi} = 1{,}4 \cdot l_{0,\mathrm{com}} \leq l_{0,\mathrm{com,min}} \ [\mathrm{mm}] \tag{5.32}$$

## 5.2 Die Tragfähigkeit weiterer untersuchter Kombi-Stöße

### 5.2.1 Kombi-Stöße des Typs II (Haken, glatt – Haken, gerippt)

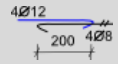
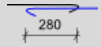
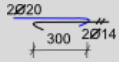
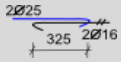
Die Ergebnisse der systematischen Versuchsreihen mit kombinierten Übergreifungsstößen des Typs II, dem kombinierten Stoß von je einem Glattstahl BStI und einem Rippenstahl B500 mit Haken, sind in *Tab. 5-2* gelistet. Ergänzend können die Ergebnisse der Referenzversuche R7 bis R9 (vgl. *Tab.3-1* und *3-2* sowie *Anhang 2, Versuche Nr.-38-46*) und der ergänzenden Tastversuche E2-1 bis E2-3 (vgl. *Tab.3-3, 3-4* und *3-6* sowie *Anhang 2 Versuche Nr. 32-38*) in die Betrachtungen einfließen.

Gegenüber den Ergebnissen für Kombi-Stöße des Typs I ist insbesondere für die am häufigsten untersuchte Stoßkombination mit $\phi_{B500}$ = 10 mm und $\phi_{BStI}$ = 14 mm sowie die Kombination $\phi_{B500}$ = 8 mm und $\phi_{BSt\,I}$ = 12 mm bei gleicher Stoßüberdeckung für den Typ II keine Steigerung der Traglasten zu erkennen, denn für diese Stöße mit dünnen Stabdurchmessern sind im direkten Vergleich der bezogenen Übergreifungslängen $\alpha_{0,com}$ in *Tab. 5-8* kaum Unterschiede festzustellen. Ebenso wenig sind bei den Referenzversuchen mit $\phi_{B500}$ = 14 mm und $\phi_{BStI}$ = 14 mm zwischen den beiden kurzen Stößen R4 (Typ I mit $l_{0,com}$ = 310 mm) und R7 (Typ II mit $l_{0,com}$ = 280 mm) signifikante Unterschiede zu finden.

Ein anderes Bild zeigt sich dagegen bei den beiden vergleichsweise untersuchten Kombinationen mit dickeren Stäben $\phi_{B500}$= 14 mm und $\phi_{BStI}$= 20 mm (Balken Nr. 5 / 6) sowie $\phi_{B500}$= 16 mm

und $\phi_{BStl}$= 25 mm (Balken Nr. 2 / 3). Hier ergibt sich für den Kombi-Stoß Typ II mit Haken am gerippten Stahl gegenüber Typ I eine deutlich geringere bezogene Übergreifungslänge. Obwohl die Ausnutzungen der Stahlspannungen beider Versuche mit Typ II gering sind, was mit zusätzlichen Unsicherheiten bei der Versuchsauswertung einhergeht (vgl. Kap. 5.4), sind, selbst unter Berücksichtigung erheblicher Streuungen bei den Ergebnissen für größere Stabdurchmesser (vgl. Diagramm *Bild 5.2*), die Differenzen zwischen den Werten der beiden Versuche mit dickeren Stabdurchmessern zugunsten von Typ II deutlich zu erkennen.

**Tabelle 5-8:** bezogene Übergreifungslängen $\alpha_{0,com}$ von Typ I und II im Vergleich

| Kombination Darstellung von Typ II | Balken Nr. | | Bezogene Übergreifungslänge $\alpha_{0,com}$ | |
|---|---|---|---|---|
| | Typ I | Typ II | Typ I | Typ II |
|  | 14 | 15 | 0,69 | 0,71 |
|  | E1[1)] | E2[1)] | 1,47[1)] | 1,40[1)] |
|  | 5[2)] | 6 | 2,46[2)] | 1,73[3)] |
|  | 2 | 3 | 3,22 | 1,92[3)] |

[1)] Werte der Balken E1-3 und E2-3 ohne DMS

[2)] Balken 5 mit DMS ($\alpha_{0,com}$=2,74), deshalb Mittelwert $\alpha_{0,com}$ nach Gl. (5.16)

[3)] Balken 3 und 6 besitzen einen geringen Ausnutzungsgrad der Stahlstreckgrenze

Obwohl kombinierte Übergreifungsstöße des Typs II mit Haken an Glatt- und Rippenstahl gegenüber Stößen des Typs I ein duktileres Tragverhalten besitzen, vgl. Kap. 4.4.2, kann die vorbeschriebene Tendenz überproportional mit dem Durchmesser ansteigender Tragfähigkeit aufgrund fehlender repräsentativer Versuchsanzahlen nicht ohne weitere Versuche als allgemeingültig angesehen werden. Auf der sicheren Seite liegend wird deshalb vorgeschlagen, bis zur Durchführung einer repräsentativen Versuchsreihe den Bemessungswert der Übergreifungslänge mit den für Kombi-Stöße Typ I gültigen Gl. (5.25) bis (5.32) zu berechnen.

### 5.2.2 Kombi-Stöße mit gleichen Durchmessern und ungleicher Stabanzahl

Die Ergebnisse der systematischen Versuchsreihen mit kombinierten Übergreifungsstößen unter Verwendung von Rippen- und Glattstählen mit gleichen Stabdurchmessern, aber unterschiedlicher Stabanzahl sind in *Tab. 5-3* gelistet. Die Stöße wurden mit je 2 Glattstählen und 1 Rippenstahl direkt nebeneinander liegend bewehrt, vgl. *Bild 4.3*.

Die mit den Balken Nr. 7-9 getesteten Stöße mit 1 Rippenstahl $\phi_{B500}$= 20 mm und 2 Glattstählen $\phi_{BStl}$= 20 mm können nicht direkt mit einer anderen geprüften Kombination verglichen werden, da in Biegebalken keine Stöße mit Stäben $\phi_{B500}$ = 20 mm und vergleichbaren Randbedingungen untersucht wurden. Mit derart großen Stabdurchmessern wurden lediglich die Zuggliedversuche durchgeführt, die jedoch aufgrund abweichender Biegerollendurchmesser und größerer Stoßabstände ebenfalls nicht vergleichbar sind. Des Weiteren war die Ausnutzung der Streckgrenzen der beiden Balken 8 und 9 gering. Trotz des geringen Ausnutzungsgrades der Kombination Nr.9 mit Haken an beiden beteiligten Stahlsorten (Typ II) ist auffällig, dass diese

gegenüber den beiden anderen Kombinationen mit geraden Enden an den gerippten Stählen überproportional günstig abschneidet ($\alpha_{0,com,9}$ = 2,53; $\alpha_{0,com,8}$ = 4,06).

Die Stöße in den Balken Nr.10 bis 12 mit 1 Rippenstahl $\phi_{B500}$= 14 mm und 2 Glattstählen $\phi_{BStI}$ = 14 mm können dagegen direkt mit der Kombination 1 Rippenstahl $\phi_{B500}$= 14 mm und 1 Glattstahl $\phi_{BStI}$= 20 mm der Stoß-Typen I und II verglichen werden, vgl. *Tab. 5-1* und *5-2,* Balken Nr. 4, 5, 6, 20, 21, 29 und 30. Nach Gl. (5.16) ergibt sich für diese ein Mittelwert der bezogenen Übergreifungslänge von $\alpha_{0,com}$ = 2,45, der unter Berücksichtigung von Toleranzen dem Mittelwert $\alpha_{0,com}$ = 2,31 der einzigen ausgenutzten Kombination Nr.10 entspricht. Da auch die weniger ausgenutzten Kombinationen ähnliche bezogene Übergreifungslängen erzielten, ist bei diesen Kombinationen mit vergleichsweise kleinen Stabdurchmessern kein signifikanter Unterschied der Tragfähigkeit zwischen den unterschiedlichen Stoßarten festzustellen.

Generell kann somit für Kombinationen mit kleinen Stabdurchmessern keine übermäßige Beeinträchtigung der Tragfähigkeit durch die Anordnung von nur 1 Rippenstahl und 2 Glattstählen mit gleichen Durchmessern festgestellt werden, während bei größeren Durchmessern keine verlässliche Aussage möglich ist.

Aus baupraktischen Gründen sind die in den Kap. 5.1.4 bis 5.1.7 und 5.2.1 vorgestellten kombinierten Stöße Typ I und II mit je 1 Stab B500 und BStI zu bevorzugen. Sollten dennoch Stöße mit ungleicher Stabanzahl ausgeführt werden, ist, zur Gewährleistung einer möglichst gleichmäßigen Lastübertragung in die beteiligten Stäbe, darauf zu achten, dass der Abstand zwischen den am Stoß beteiligten Stäben symmetrisch ist. Sollte der Rippenstahl nur mit einem der Glattstähle übergreifen und der zweite Glattstahl in größerer Entfernung belassen werden, ist die Stoßtragkraft zu halbieren. Sollte der lichte Abstand zwischen den beteiligten Stäben bei symmetrischen Stößen dieser Art auf einer oder beiden Seiten größer als $4\phi$ werden, ist eine andere Ausführung zu wählen. Da die geringe Versuchsanzahl keine repräsentative Aussagen bei größeren Durchmessern zulässt, ist diese Variante nur bis zu maximalen Stabdurchmessern $\phi_{B500} = \phi_{BStI} \leq 14$ mm zu empfehlen. Aufgrund der baupraktischen Unsicherheiten ist der Bemessungswert der Übergreifungslänge für diesen Sonderfall selbst bei symmetrisch hergestellten Stößen gegenüber den Gl. (5.25) bis Gl. (5.28) pauschal um 25% zu erhöhen.

## 5.3 Konstruktionsregeln für kombinierte Übergreifungsstöße

### 5.3.1 Anforderungen an die bauliche Durchbildung der Stöße

Die nachfolgend zusammengestellten Konstruktionsregeln basieren im Wesentlichen auf den in Kap. 4.1.1 angegebenen Randbedingungen für kombinierte Übergreifungsstöße aus Betonstählen B500 und BStI sowie den Ergebnissen der systematischen Versuchsreihen und den in Kap. 2.8 zusammengestellten Regeln für Übergreifungsstöße gleichartiger Bewehrung.

Generell sind kombinierte Übergreifungsstöße analog zu den Forderungen nach *EC2 2011* derart auszuführen, dass die Kraftübertragung sichergestellt ist, im Bereich der Stöße keine Betonabplatzungen auftreten und keine großen Risse entstehen, die die Funktion des Tragwerks und die Gebrauchstauglichkeit einschränken.

Während Stöße nach *EC2 2011* in der Regel versetzt anzuordnen sind, müssen kombinierte Übergreifungsstöße aufgrund der spezifischen Anforderungen des Bauens im Bestand häufig

als Vollstöße ausgeführt werden, die zu 100% in einem Schnitt gestoßen werden. Umso mehr ist darauf zu achten, dass die Kombi-Stöße möglichst nicht in hoch beanspruchten Bereichen liegen und symmetrisch in jedem Querschnitt angeordnet werden. Generell werden in dieser Arbeit nur einlagige Ein-Ebenen-Zugstöße mit Betonstabstahl behandelt.

Die Anordnung der gestoßenen Stäbe muss dennoch aufgrund der Analogie der Verbundproblematik und der Lastübertragungsmodelle, vgl. *Bilder 2.44, 2.52, und 4.27,* regelmäßig den Anforderungen nach *EC2 2011* entsprechen. Aufgrund der beim Bauen im Bestand möglichen Vollstöße gilt *Bild 5.8*.

Bezüglich der Rissbildung werden für Bauteile mit Vollstößen gemäß Kap. 4.3.3 die Anforderungen an Stahlbetonbauteile des üblichen Hochbaus nach *EC2 2011 Tab. 7.1DE Spalte 2* für die quasi-ständige Lastkombination nach *EC0 2010* eingehalten. Die maximale Rissbreite ist demgemäß auf $w_{max} \leq 0{,}3$mm beschränkt. Weitergehende Anforderungen sind im Bedarfsfall durch gesonderte Überlegungen abzudecken.

Zur Wahrung möglichst optimaler Verbundbedingungen und zur Vermeidung größerer Risse sowie unnötiger Verformungen im Stoßbereich wird neben einer ordnungsgemäßen Einbringung, Verdichtung und Verarbeitung des Betons explizit auf die Wahrung ausreichend langer Ausschalfristen und Rüstzeiten, vgl. *DBV 2006,* und die Einhaltung der nach DIN EN 13670 bzw. DIN 1045-3 geforderten Nachbehandlung (vgl. *Zement 2014*) hingewiesen.

Um den im Rahmen der experimentellen Untersuchungen festgestellten Lastabtrag in der Baupraxis zu gewährleisten und das daraus entwickelte Lastübertragungsmodell (vgl. *Bild 4.27*) zur Geltung zu bringen, darf der lichte Abstand zwischen sich übergreifenden Stäben bei Stößen der Typen I und II mit je 1 Stab B500 und BStI in Anlehnung an *EC2 2011* nicht größer als $4\phi$ oder 50 mm sein. Diesbezüglich gilt auch für kombinierte Stöße *Bild 2.67.* Andernfalls ist die Übergreifungslänge $l_{0,com}$ um die Differenz zwischen dem vorhandenen lichten Abstand und $4\phi$ oder 50 mm zu erhöhen. Dies gilt nicht für den Sonderfall von kombinierten Stößen mit drei am Stoß beteiligten Stäben. Dort gelten bezüglich der Stababstände der sich übergreifenden Stöße die in Kap. 5.2.2 beschriebenen Regeln in engeren Grenzen.

Zur Sicherstellung einer genügend großen Lastverteilungsfläche im Beton und zur Beschränkung des Bewehrungsgrads darf der lichte Abstand zwischen benachbarten Stößen nicht kleiner werden als $2\phi_{BStI}$ oder 20 mm. Überdies muss der Stoßabstand bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung $d_g > 16$ mm mindestens $d_g + 5$mm betragen. Es gilt *Bild 5.8*.

Die Betondeckung rechtwinklig zur gestoßenen Bewehrungslage muss mindestens ein Durchmesser des dicksten beteiligten Stabs betragen. Die seitliche Betondeckung darf in der Regel $3\phi_{BStI}$ nicht unterschreiten. Zur Berücksichtigung der besonderen Bedingungen beim Bauen im Bestand darf die seitliche Betondeckung in Sonderfällen auf bis zu $1\phi_{BStI}$ reduziert werden, wenn der Bemessungswert der Übergreifungslänge gemäß Kap. 5.1.7 um 40% erhöht wird.

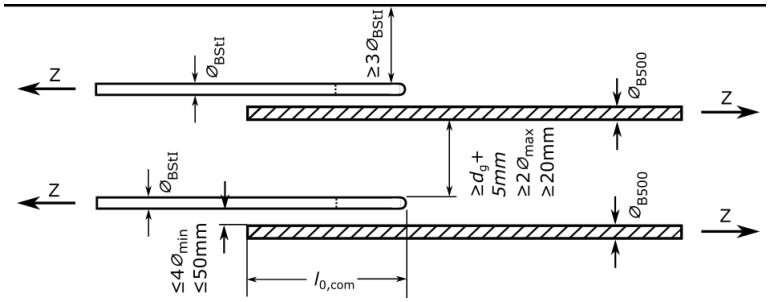



**Bild 5.8:** benachbarte kombinierte Übergreifungsstöße

### 5.3.2 Querbewehrung kombinierter zugbeanspruchter Übergreifungsstöße

Das in dieser Arbeit entwickelte Ingenieurmodell und die daraus abgeleiteten Bemessungsgleichungen wurden ohne Ansatz von Querbewehrung hergeleitet, da innenliegende Querbewehrung nahezu wirkungslos ist, vgl. Kap. 2.7.4, und es beim Bauen im Bestand aufgrund geringer vorhandener Betondeckung häufig nicht möglich ist, außenliegende Querbewehrung einzubauen.

Gleichwohl ist bei kombinierten Übergreifungsstößen mit einem Stoßanteil von mehr als 50% zur Aufnahme von Querzugkräften im Bereich von möglichen Längsrissen parallel zur Tragbewehrung mindestens die nach *EC2 2011 Kap.9* geforderte konstruktive Querbewehrung außenliegend einzulegen und an Bauteilrändern generell zu verankern, z.B. durch den Einbau von Steckbügeln.

Um das schlagartige Abplatzen der Betondeckung und das Abklappen der gerippten Bewehrung mit geraden Stabenden zu verhindern, ist die Querbewehrung von Kombi-Stößen in biegebeanspruchten Bauteilen analog zu den nach *EC2 2011* genormten Stößen ab einem Stoßanteil von > 50% und mehr als hälftiger Ausnutzung der maximalen Stoßtragfähigkeit ($\sigma_{sd} > 0{,}5 \cdot f_{yd}$) generell außenliegend und in Form von Bügeln oder Steckbügeln auszuführen, die senkrecht zur Bauteiloberfläche in das Innere des Betonquerschnitts zu verankern sind. Dabei sind in Anlehnung an *EC2 2011 und Fingerloos 2012* in stabförmigen Bauteilen (Balken) generell und in flächenartigen Bauteilen (Platten) ab einem lichten Stoßabstand von $a \leq 5\phi_{BStl}$ alle Stöße in Bügelecken anzuordnen. In flächenartigen Bauteilen darf von Bügeln abgesehen werden, wenn der Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_{0,com}$ um 30% erhöht wird.

Aufgrund der Analogie zum Versagen der kombinierten Stöße mit den genormten Rippenstahlstößen wird in Anlehnung an *EC2 2011* bzw. *DIN 1045 1978,* vgl. *Fingerloos 2012*, bei Stößen mit Stäben $\phi_{BStl} \geq 20$ mm oder $\phi_{B500} \geq 16$ mm auch bei kombinierten Übergreifungsstößen ergänzend gefordert, dass die Gesamtquerschnittsfläche der innerhalb der Übergreifungslänge angeordneten Querbewehrung ($\Sigma A_{st}$) nicht kleiner als die Querschnittsfläche $A_s$ des größeren der gestoßenen Stäbe ($\Sigma A_{st} \geq A_s$) sein darf. Die Querbewehrung ist dabei analog zu *Bild 2.69* in den Anfangs- und Endbereichen der Stöße zu konzentrieren.

Die vorbeschriebenen Regeln gelten in Anlehnung an *Fingerloos 2012* für biegebeanspruchte Bauteile auch vor dem Hintergrund, dass die Gefahr von Abplatzungen im Brandfall insbesondere in der frühen Brandphase bis zu 30 Minuten weiter ansteigt, vgl. *DAfStb 400*. Ergänzend sind bei Stößen mit hoch ausgenutzter Bewehrung die Achsabstände *a* und die Betondeckungen *c* mit den Forderungen nach *DIN EN 1992-1-2* abzugleichen.

Wie in Kap. 2.7.4 beschrieben, ist durch eine sinnvolle Anordnung von außenliegender Querbewehrung für Stöße von gerippten Betonstählen mit geraden Stabenden eine erhebliche Traglaststeigerung möglich, da ausreichend verankerte Querbewehrung den Teil der von den Sprengkräften ausgelösten Ringzugspannungen aufnehmen kann, der von der Betonzugfestigkeit des Betons nicht abgedeckt ist. Für Stöße mit geraden Stabenden ist bei entsprechend ausgelegter Querbewehrung die Steigerung der Tragfähigkeit zur Vermeidung eines Sprengrissversagens möglich. Ein Ausziehversagen kann jedoch durch Querbewehrung nicht verhindert werden, vgl. *DAfStb 301*.

Ebenso ist bei Glattstahlstößen mit Haken durch endverankerte Querbewehrung eine deutliche Erhöhung der aufnehmbaren Stoßkräfte möglich, wie die Untersuchungen von *Bauer 1949* belegen, vgl. Kap.2.4.3 und 2.6.2. Hier kann die Tragfähigkeit der mit Haken ausgeführten Stöße mit ausreichender Querbewehrung und Betonfestigkeit unter Berücksichtigung des in Kap. 2.4.4 vorgestellten Modells bis zum Erreichen der charakteristischen Streckgrenze des Stahls BStI gesteigert werden.

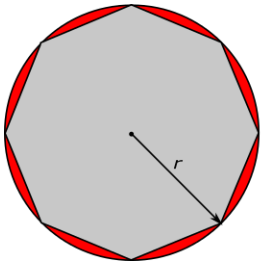
Ohne weitere experimentelle Untersuchungen und ergänzende FE-Berechnungen (vgl. Kap. 5.4) darf für kombinierte Übergreifungsstöße die Wirkung von Bügeln oder Spiralen nicht zur Verringerung des Bemessungswerts der Übergreifungslänge genutzt werden.

## 5.4 Vergleichsberechnungen mit dem FE-Programm ATENA 3D

### 5.4.1 Entwicklung der berechneten FE-Modelle

Die nachfolgend vorgestellten FE-Berechnungen wurden mit dem Ziel durchgeführt, das anhand der systematischen Versuchsreihen entwickelte Ingenieurmodell analytisch zu bestätigen. Dazu wurde, in Anlehnung an die systematischen Versuchsreihen, jeweils ein FE-Modell eines Biegebalkens mit zwei Übergreifungsstößen bestehend aus je zwei Glattstählen mit Haken (Modell GG), zwei gerippten Stählen mit geraden Stabenden (Modell RR) und einer Kombination mit jeweils einem glatten und einem gerippten Betonstahl (Modell RG) entwickelt. Die FE-Modellierung erfolgte mit dem dreidimensional arbeitenden FE-Programm ATENA 3D, um das Tragverhalten der Übergreifungsstöße durch die räumliche Abbildung der Tragwirkung möglichst genau zu erfassen, vgl. *ATENA 2013*.

Insgesamt wurden acht verschiedene Varianten mit gleichbleibender Betonkörpergeometrie und jeweils gleicher Bewehrung für Glatt- und Rippenstahl berechnet. In Anlehnung an den Versuch Nr.29 der systematischen Versuchsreihen, Ergebnisse vgl. *Tab. 4-4* und *5-1* sowie Anhang 2, wurden die Glattstähle mit $\phi_G$ = 20 mm und die Rippenstähle mit $\phi_R$ = 14 mm in die Berechnung eingeführt und im FE-Modell konkret mit achteckigem Querschnitt in der Betonumhüllenden abgebildet. Das Achteck wurde vereinfacht in den genannten Kreisdurchmesser einbeschrieben, sodass die im Modell verwendeten Stähle nur 90% der Fläche und 97,5% des Umfangs der experimentell eingesetzten Rundstähle besaßen, vgl. *Bild 5.9*. Neben der Stoßbewehrung wurden im Lasteinleitungsbereich vor den Stößen, zur Vermeidung von Rissen und zur Aufnahme von vertikalen, die Betondeckung beanspruchenden Abtriebskräften infolge exakt horizontaler Lasteinleitung bei in Abhängigkeit zur Beanspruchung gekrümmtem Biegebalken, ergänzend Bügel $\phi$ = 8mm eingebaut, vgl. *Bild 5.11*.




Rippenstahl mit $\varnothing_R$=14mm:
: $A_\varnothing$= 153,9 mm² $U_\varnothing$= 44,0 mm
: $A_\bigcirc$= 138,6 mm² $U_\bigcirc$= 42,9 mm

Glattstahl mit $\varnothing_G$=20mm:
: $A_\varnothing$= 314,2 mm² $U_\varnothing$= 62,8 mm
: $A_\bigcirc$= 282,8 mm² $U_\bigcirc$= 61,2 mm

**Bild 5.9:** Querschnittsflächen der im Modell verwendeten Glatt- und Rippenstähle

Während die Materialparameter des Betons unverändert blieben, wurde zum Vergleich des Einflusses auf Tragfähigkeit und Verformung sowie zur Überprüfung der Plausibilität der Resultate für die Modelle GG und RR mit reinen Glattstahl- bzw. Rippenstahlstößen jeweils ein erster Rechengang mit der charakteristischen Streckgrenze des Glattstahls BStI (GG-1 mit $f_{yk,G}$ = 220 N/mm²) bzw. des Rippenstahls B500 (RR-1 mit $f_{yk,R}$ = 500 N/mm²) durchgeführt, um anschließend mit deutlich höheren Streckgrenzen für den Glattstahl (GG-2 mit $f_{y,G}$ = 350 N/mm²) und den Rippenstahl (RR-2 mit $f_{y,R}$ = 1.000 N/mm²) die Entwicklung bei erhöhter Tragfähigkeit des Bewehrungsstahls zu analysieren. Der E-Modul wurde für alle Stähle mit 200.000 N/mm² festgelegt und die Übergreifungslänge der Stähle betrug bei den Modellen GG und RR analog zu Versuch Nr.29 jeweils $l_0$ = 330 mm.

Auch bei den vier Modellen mit kombinierter Stoßbewehrung blieben die Materialparameter des Betons unverändert, während die Streckgrenzen der Stähle analog zu den Modellen mit reinen Glattstahl- oder Rippenstahlstößen variiert wurden. Die Modelle RG-1 und RG-3 wurden mit $f_{yk,G}$ = 220 N/mm² und $f_{yk,R}$ = 500 N/mm² berechnet, während die Streckgrenze der Modelle RG-2 und RG-4 mit $f_{y,G}$ = 350 N/mm² und $f_{y,R}$ = 1.000 N/mm² festgelegt wurde.

Weiter unterschieden sich die vier FE-Modelle mit kombinierten Stößen in der Wahl der Übergreifungslänge. Während die beiden Modelle RG-1 und RG-2 analog zu den Modellen GG und RR mit der gleichen Stoßlänge $l_{0,com}$ = 330 mm berechnet wurden, erfolgte die Modellierung des Stoßes der beiden Modelle RG-3 und RG-4 mit nur noch $l_{0,com}$ = 200 mm.

Abmessungen und Materialparameter des Betonkörpers sowie Anordnung der Stoßbewehrung wurden in Anlehnung an Versuch Nr.29 gewählt. Die Höhe betrug $h$ = 300 mm und die Breite $b$ = 240 mm. Die Achsabstände der Bewehrung und die Betondeckungen wurden soweit wie möglich mit den nach Kap. 4.1.1 festgelegten Abmessungen des experimentell untersuchten Balkens Nr.29 eingeplant. Da im FE-Programm ATENA 3D eine Berührung der Stäbe zu einem erhöhten Rechenaufwand führt, erfolgte eine geringe Modifikation der Achsmaße gegenüber dem Versuch, vgl. *Bild 5.10*.

Der Beton wurde in Übereinstimmung mit Versuch Nr.29 gewählt. Gemäß den am Bauteil ermittelten Kennwerten aus *Tab. 4-4* wurden einheitlich die Querdehnzahl mit 0,2, die Betondruckfestigkeit mit $f_c \approx 0{,}82 \cdot f_{c,cube} \approx 41{,}6$ N/mm² und die Betonzugfestigkeit mit $f_{ct}$ = 2,81 N/mm² festgelegt sowie das zugehörige Elastizitätsmodul mit 31.320 N/mm² berechnet.

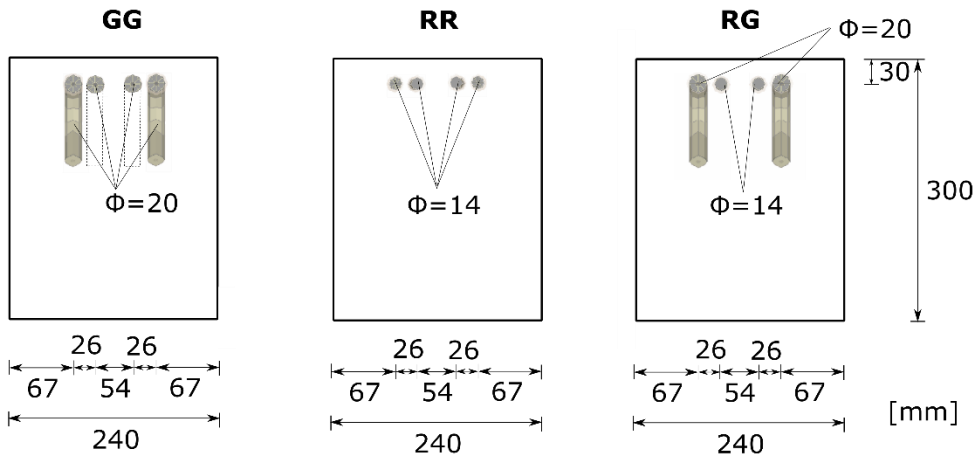



**Bild 5.10:** Lage der Stoßbewehrungen im Querschnitt

Um das Rechnen zu ermöglichen und annehmbare Rechenzeiten zu erhalten, erfolgte die Modellierung der Biegebalken, zur Vermeidung einer übergroßen Anzahl finiter Elemente, gegenüber den experimentellen Untersuchungen mit deutlich kürzerer Länge. Im Vergleich zum statischen System der experimentell untersuchten Balken, vgl. *Bild 5.1*, entfielen die beiden 1,0 m langen Kragarme und die Feldlänge zwischen den beiden Auflagern wurde von ursprünglich 1,50 m auf ein Minimum von 575 mm für den kurzen Stoß verringert. Ersatzweise wurde das Biegemoment als Kräftepaar mit einem auf Basis der Vergleichsberechnungen abgeschätzten inneren Hebelarm auf den Betonbalken aufgebracht. Dazu wurde die Zuglast als Einzellast, jeweils hälftig, direkt in die an den Balkenenden vorhandenen zwei Bewehrungsstäbe und die Drucklast als Linienlast über eine 50 mm breite Lastverteilerplatte in die Betondruckzone am unteren Rand der Balkenenden symmetrisch eingeleitet. Das so entstandene statische System enthält *Bild 5.11*.

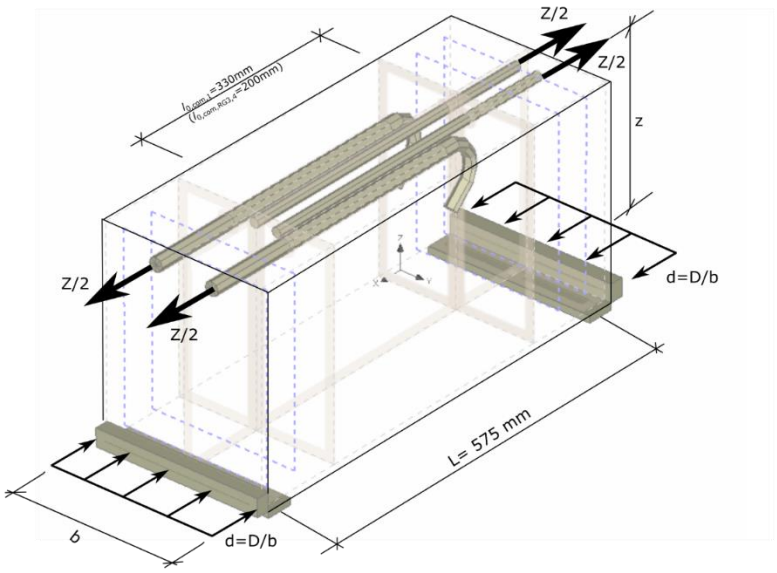



**Bild 5.11:** Statisches System der FE-Modelle

Eine entscheidende Bedeutung kommt der Modellierung des Verbunds zwischen dem eingelegten Betonstahl und dem umhüllenden Beton zu. Nachdem erste Modellierungen in Anlehnung an die Berechnungen von Eligehausen in *DAfStb 301* mit konkreter Erfassung der Rippengeometrie und in Abhängigkeit von der Druckbeanspruchung gestaffelten Elementsteifigkeiten aufgrund der immensen Anzahl finiter Elemente und dem damit einhergehenden übermäßigen Rechenaufwand nicht zielführend waren, wurden, entsprechend der Herangehensweise von *Lettow 2006* und *Burkhardt 2000,* die von ATENA 3D vorgegebenen Verbundgesetze nach *MC 1990* für die elastischen Feder- bzw. Verbundelemente zwischen Stahloberfläche und Betonumhüllung übernommen. Für den gerippten Stahl gilt demgemäß das in *Bild 2.18* dargestellte Verbundgesetz für Sprengrissversagen, während für den glatten Stahl die in *Bild 2.32* vorgestellte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zutreffend ist. Ein Vergleich beider Bilder zeigt die in Abhängigkeit von der Oberfläche der verwendeten Stähle sehr unterschiedlich verlaufende Funktion. Während die maximale Verbundspannung $\tau_{b,max}$ des glatten Stahls mit Erreichen der maximalen Reibverbundspannung $\tau_f$ gleichgesetzt wird, steigt die maximale Verbundspannung $\tau_{b,max}$ des gerippten Stahls nach Erreichen der maximalen Reibverbundspannung $\tau_f$ aufgrund des Scherverbunds der Rippen im Beton um ein Vielfaches weiter an. In Anlehnung an *MC 1990* gilt für die Reibverbundspannung $\tau_f$ beider Stähle Gl. (5.33), während die maximale Verbundspannung $\tau_{b,max}$ des gerippten Stahls bei Sprengrissversagen mit Gl. (5.34) ermittelt wird.

$$\tau_f = 0{,}3 \cdot \sqrt{f_c} \tag{5.33}$$

$$\tau_{b,max} = 2{,}0 \cdot \sqrt{f_c} \tag{5.34}$$

Gemäß *ATENA 2013* werden die programmintern ermittelten zweidimensionalen Verbundspannungen in Ebene der Verbundfuge im Kontaktelement zwischen Stahl und Beton in eine Resultierende $\tau = \sqrt{\tau_1 + \tau_2}$ umgerechnet. Diese resultierende Verbundspannung $\tau$ wird in die ursprünglich für eindimensionale Betrachtungen abgeleiteten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen nach *Bild 2.18* bzw. *Bild 2.32* eingeführt. Die ebenfalls vorhandenen Spannungen $\sigma$ senkrecht zur Verbundfuge wurden im Kontaktelement zwischen Stahl und Beton möglichst realistisch berücksichtigt. Während hier die Übertragung von Zugspannungen ausgeschlossen ist, können Druckspannungen übertragen werden. Als Reibungsbeiwert für diese Druckspannungen wurde zur Übertragung von Kräften parallel zur Fuge ein Reibungsbeiwert von $\mu = 0{,}3$ angenommen. Gegenüber den Versuchsergebnissen und Vergleichswerten können diese Annahmen zu Abweichungen führen.

Ebenfalls von großer Bedeutung für die Rechenergebnisse sind die möglichst wirklichkeitsnahe Erfassung und Abbildung der Quer- und Längsrisse sowie der im Anschluss an die Rissbildung noch zu übertragenden Kräfte, vgl. *Burkhardt 2000.* Diesbezüglich wurden die vorgegebenen Einstellungen des verwendeten FE-Programms ATENA 3D ohne Änderungen übernommen.

### 5.4.2 Zusammenfassung der erzielten Rechenergebnisse

Wie die in Anhang 3 zusammengestellten Ergebnisse und *Tab. 5-9* zeigen, stimmen die Rechenergebnisse der drei unterschiedlichen Modelle gut bis zufriedenstellend mit den Forderungen für die verschiedenen Stöße nach den einschlägigen Vorschriften bzw. den im Versuch erreichten Traglasten überein. Direkt vergleichbar sind die erzielten Zugkräfte am Stoßbeginn der beteiligten Stäbe im Grenzzustand der Tragfähigkeit, vgl. *Tab. 5-9*.

**Tabelle 5-9:** Vergleich der Spannungen im GZT der einzelnen FE-Modelle und Versuch Nr.29

| Kombination FE-Modell | Stahlzugkräfte am Stoßende [3] $F_{z,i}$ [kN] | Vergleichswert $F_{z,v}$ [kN] | Vergleich anhand von |
|---|---|---|---|
| GG-1 [1] | 58,1 / 67,1 | 41,6[6] | mod. Gl. (4.5) [5] |
| GG-2 [2] | 73,7 / 78,5 | 41,6[6] | mod. Gl. (4.5) [5] |
| RR-1 [1] | 69,8 / 68,2 | 65,5[6] | mod. Gl. (4.5) [5] |
| RR-2 [2] | 73,5 / 70,8 | 65,5[6] | mod. Gl. (4.5) [5] |
| RG-1 [1] | 75,5 / 63,3 [4] | 68,9 | Versuch Nr.29 |
| RG-2 [2] | 80,5 / 55,6 [4] | 68,9 | Versuch Nr.29 |
| RG-3 [1] | 66,5 / 53,6 [4] | 35,2 | Gl. (5.7) + (5.16) |
| RG-4 [2] | 61,5 / 55,9 [4] | 35,2 | Gl. (5.7) + (5.16) |

[1] Berechnung mit charakteristischer Fließgrenze: $f_{yk,B500}$ = 500 N/mm²; $f_{yk,BStl}$ = 220 N/mm²

[2] Berechnung mit höherer Fließgrenze: $f_{yk,R}$ = 1000 N/mm²; $f_{yk,G}$ = 350 N/mm²

[3] 1.Wert: innerer Stab / 2.Wert: äußerer Stab (bei Modellen RG: äußerer Stab = Glattstahl)

[4] Bei Modellen RG: stark ungleichmäßige Stabkräfte erst in letzten 2-3 Laststufen ($\Delta F_i$ = 3,5 kN)

[5] ohne Teilsicherheiten $\gamma_C$ + $\gamma_{S;}$ mit $f_{ct}$ = 2,81 N/mm² statt $f_{ctk;0,05}$; $\eta_{B500}$ = 2,25 bzw. $\eta_{BStl}$ = 1,0

[6] untere Vergleichswerte, vgl. Analyse Kap. 5.4.3

Für die acht berechneten FE-Modelle werden in Anhang 3 außerdem die ermittelten Spannungsverläufe im Stoßbereich dargestellt. Dazu wurden in den 6 Modellen mit einer Stoßlänge von 330 mm jeweils 8 gleichmäßig über die Stoßlänge verteilte Beobachtungspunkte (View-Points) eingerichtet, während es bei den beiden Modellen mit kürzerer Übergreifungslänge von 200 mm nur 5 Punkte waren. An jeder dieser Stellen konnte die örtliche Spannung im Stahl abgelesen werden. Zum Vergleich und zur Diskussion der Ergebnisse sind die Spannungsverläufe von 3 der 8 Modelle ergänzend in *Bild 5.12 bis 5.14* dargestellt.

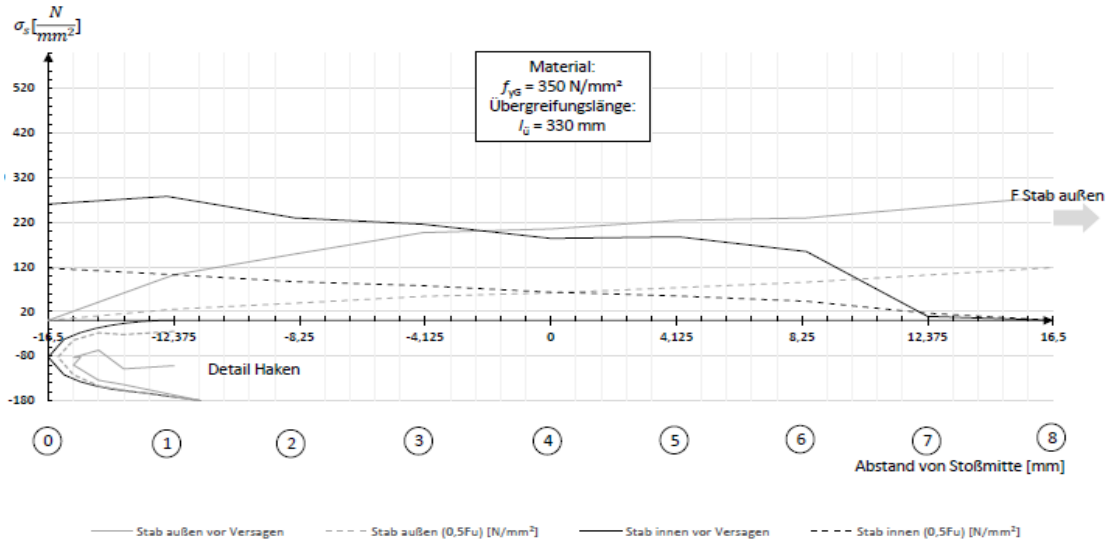



**Bild 5.12:** Stahlspannungen im Stoßbereich GG-2

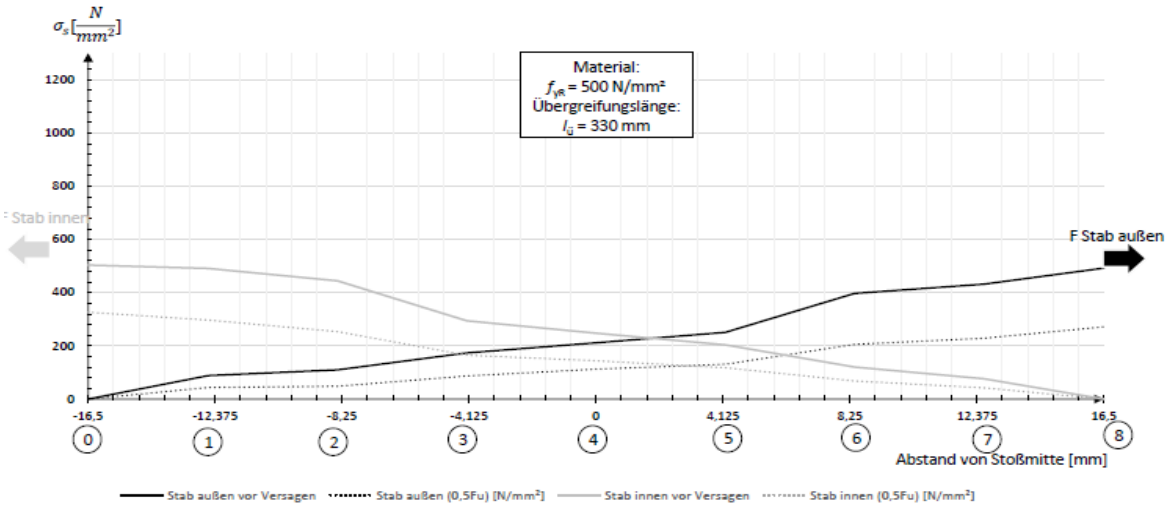



**Bild 5.13:** Stahlspannungen im Stoßbereich RR-1

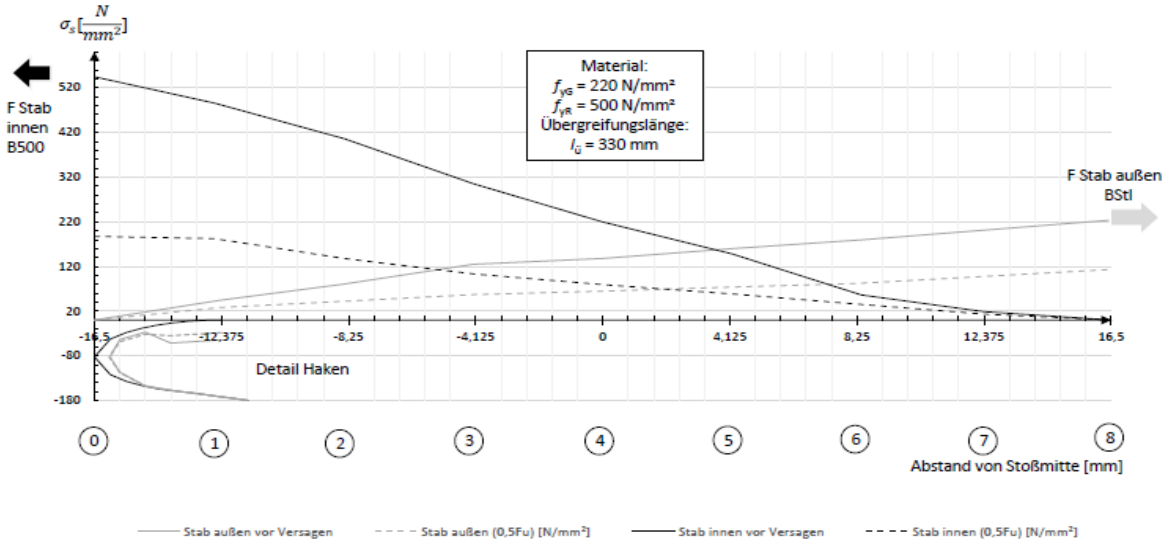



**Bild 5.14:** Stahlspannungen im Stoßbereich RG1

Des Weiteren wurden die jeweiligen Rissentwicklungen in den FE-Modellen beobachtet. Es ergaben sich durchaus Übereinstimmungen mit den im Rahmen der experimentellen Untersuchungen festgestellten Rissbildern. Insbesondere waren an den Stoßenden aller FE-Modelle die typischen breiten Risse zu finden, wobei insbesondere der breite Riss des kombinierten Stoßes am Ende des Glattstahlhakens auf Seite des dünneren Rippenstahls analog zu den Versuchen heraus stach, vgl. *Bild 5.15 RG1*. In diesem Modell ist weiter deutlich das Ungleichgewicht der Rissbildungen und Verformungen infolge der unsymmetrischen Stoßausbildung zu erkennen. Ebenfalls waren während der Berechnungen in den Modellen RR und RG die versagensankündigenden Längsrisse zu finden, die allerdings nur unmittelbar vor dem Versagen in der letzten, nicht zu dokumentierenden Laststufe der FE-Modellierung beobachtet werden konnten. Auf der Oberseite der in *Bild 5.15* dargestellten Modelle RR2 und RG1 sind in der vorletzten Laststufe  nur die Anfänge dieser Längsrisse zu erkennen. Außerdem ist im Bereich der Glattstahlhaken deutlich verstärkte Rissbildung in der seitlichen Betondeckung festzustellen.

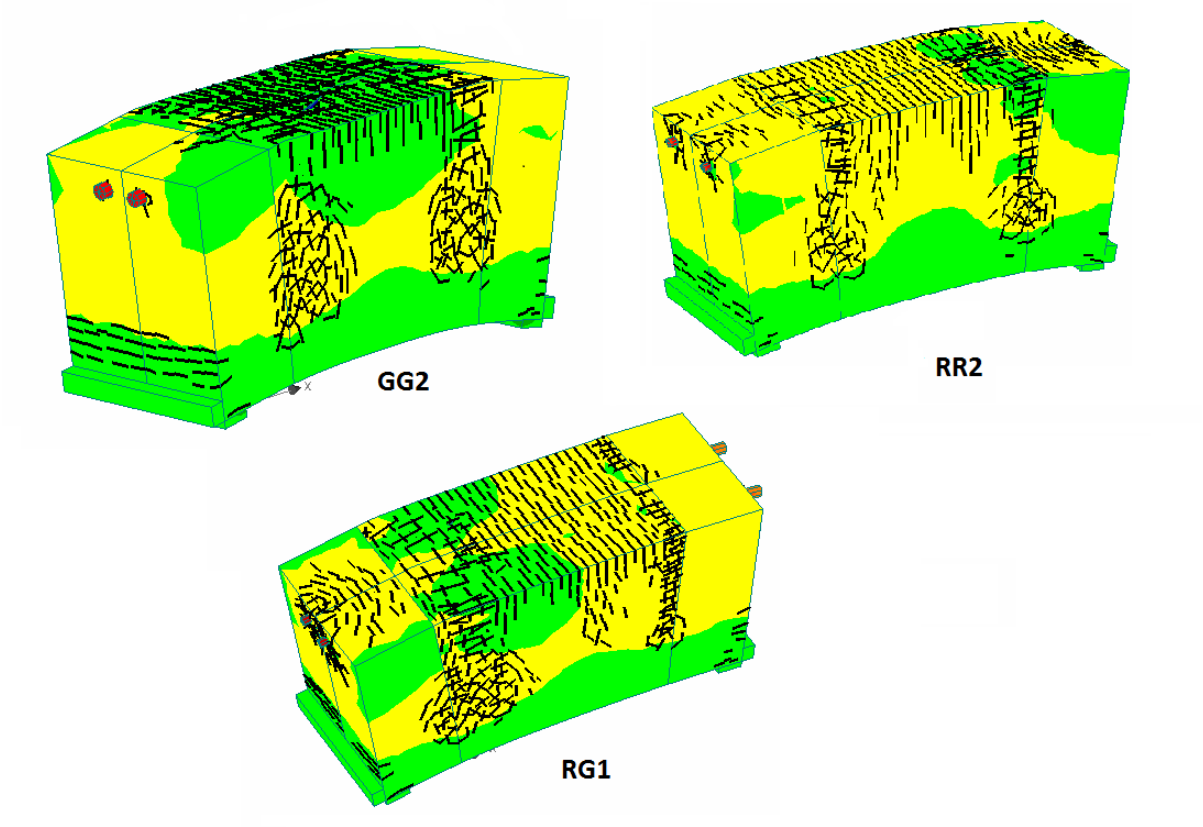



**Bild 5.15:** Rissbildung im GZT hier Modelle GG2, RR2 und RG1

### 5.4.3 Bewertung der Ergebnisse

Die vorgestellte Finite-Elemente-Modellierung brachte im ersten Schritt gute Ergebnisse für die Berechnung von symmetrisch ausgeführten Übergreifungsstößen unter Verwendung von zwei Glattstählen mit Haken oder zwei gerippten Stählen mit geraden Stabenden und befriedigende Übereinstimmung für die Versuche mit kombinierten Übergreifungsstößen.

Für den im *Modell RR* abgebildeten Stoß mit zwei gerippten Stählen $\phi_R \geq 14$ mm und geraden Stabenden ergibt sich nach modifizierter Gl. (4.5) ohne Ansatz der Teilsicherheiten $\gamma_C$ und $\gamma_S$ sowie unter Berücksichtigung der im FE-Modell verwendeten mittleren Betonzugfestigkeit $f_{ct} = 2{,}81$ N/mm² eine maximal aufnehmbare Stabzugkraft von

$$\sigma_s = \frac{l_0 \cdot \eta \cdot f_{ct}}{\alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot \phi/4} = \frac{330 \cdot 2{,}25 \cdot 2{,}81}{1{,}0 \cdot 1{,}4 \cdot 14/4} = 425{,}8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \rightarrow F_{z,v} = 425{,}8 \cdot 153{,}94 \cdot 10^{-3} = 65{,}5 \text{ kN}$$

Diese übertragbare Stoßtragkraft ist etwas niedriger als die in der FE-Berechnung ermittelte Kraft von ca. 70-75 kN, vgl. *Tab. 5-9*, was jedoch mit den gegenüber den Mindestanforderungen abweichenden Betondeckungen und Stababständen des untersuchten Stoßes begründet werden kann.

Dem gegenüber erhält man unter Ansatz der in *Bild 5.10* dargestellten Betondeckungen, Stabdurchmesser und Stoß- sowie Stababständen gemäß Eligehausen nach *DAfStb 301* unter Anwendung der in Kap. 2.7.4 erläuterten Gl. (2.55) für Bruchart B mit dem in Versuch Nr. 29 verwendeten Beton ($f_{c,cube} = 50{,}73$ N/mm²) eine im Bruchzustand übertragbare Stoßzugkraft von

$$\sigma_{\mathrm{eu}} = 5{,}8 \cdot \sqrt[4]{\frac{e_{\mathrm{s}}}{c_{\mathrm{y}}}} \cdot \sqrt{\frac{c_{\mathrm{y}}}{d_{\mathrm{e}}}} \cdot \sqrt{\beta_{\mathrm{W}}} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{l_{\mathrm{ü}}}{d_{\mathrm{e}}}\right)^2} \cdot k = 625{,}8\ \mathrm{N/mm^2} \rightarrow F_{\mathrm{z,v}} = 96{,}3\ \mathrm{kN}$$

Diese gegenüber der FE-Berechnung deutlich höhere aufnehmbare Stoßzugkraft ist jedoch im vorliegenden Fall ebenfalls nicht ohne Korrektur zutreffend, da hier mit der hohen Würfeldruckfestigkeit des Betons ($\beta_{\mathrm{w}} \approx 1{,}05 \cdot f_{\mathrm{c,cube}} \approx 53{,}27$ N/mm²) gerechnet wird und nicht mit der für Stöße maßgebenden Betonzugfestigkeit $f_{\mathrm{ct}}$, die bei Versuch Nr.29 lediglich $f_{\mathrm{ct}} = 2{,}81$ N/mm² beträgt. Nach *EC2 2011* ergibt sich für Betone mit $f_{\mathrm{c,cube}} \approx 50$ N/mm² stattdessen eine Betonzugfestigkeit von $f_{\mathrm{ctm}} \approx 3{,}5$ N/mm². Setzt man nur eine dieser Betonzugfestigkeit von 2,81 N/mm² entsprechende Betondruckfestigkeit $f_{\mathrm{c,cube}}$ von ca. 35 N/mm² ($\beta_{\mathrm{w}} \approx 36{,}8$ N/mm²) an, verringert sich die Stoßzugkraft rechnerisch deutlich auf $F_{\mathrm{z,v}} \approx 80$ kN. Berücksichtigt man weiter die verringerten Abmessungen des im Modell integrierten achteckigen Stabs, ergibt sich eine weitere Reduktion der aufnehmbaren Stoßzugkraft bis in Höhe der mit den FE-Modellen RR-1 und RR-2 ermittelten Größe an den Stoßenden. Letztlich zeigen diese Betrachtungen, dass die aufnehmbare Stoßtragkraft sehr stark von der Betonzugfestigkeit und den geometrischen Randbedingungen abhängt.

Wie *Bild 5.13* zeigt, stimmt ebenso der Spannungsverlauf im Stoßbereich weitgehend mit den Erwartungen überein, vgl. *Bild 2.54*, weshalb man von guten Ergebnissen für das Modell RR sprechen kann.

Für den mit *Modell GG* nachgerechneten Stoß mit zwei glatten Stählen BStI $\phi_{\mathrm{G}} \geq 20$ mm erhält man unter Anwendung der modifizierten Gl. (4.5) und der im FE-Modell berücksichtigten Betonzugfestigkeit $f_{\mathrm{ct}} = 2{,}81$ N/mm² eine maximal aufnehmbare Stabzugkraft von

$$\sigma_{\mathrm{s}} = \frac{l_0 \cdot \eta \cdot f_{\mathrm{ct}}}{\alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot \phi/4} = \frac{330 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}81}{0{,}7 \cdot 2{,}0 \cdot 20/4} = 132{,}5\ \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^2}} \rightarrow F_{\mathrm{z,v}} = 132{,}5 \cdot 314{,}16 \cdot 10^{-3} = 41{,}6\ \mathrm{kN}$$

Diese aufnehmbare Zugkraft liegt deutlich unter den erreichten Rechenergebnissen, was einerseits auf den konservativen Rechenansatz für Glattstahlstöße BSt I mit großen Stabdurchmessern und andererseits auf Nebeneffekte infolge der Biegesteifigkeit des Hakens zurückgeführt werden kann.

Gegenüber dem allgemeingültigen Rechenansatz nach Gl. (4.5) ist zu beachten, dass im vorliegenden Fall infolge der kurzen Übergreifungslänge im Bereich der Mindestlänge ($l_{0,\mathrm{min}} = 300$ mm) der Haken im Verhältnis zur kurzen Vorlänge an Einfluss gewinnt und dass die infolge des niederfesten Glattstahlhakens BSt I eingeleiteten Pressungen gegenüber Pressungen aus Konstruktionen mit höherfesten Stählen geringer sind, vgl. Kap.2.6.2. Während die pauschale Abminderung von $\alpha_1 = 0{,}7$ hier etwas zu gering erscheint, schlägt gleichzeitig der Effekt des großen Stabdurchmessers mit $\alpha_6 = 2{,}0$ unter Berücksichtigung der geringeren Pressungen bei niederfesten Stählen BStI überdurchschnittlich hoch zu Buche. Bereits eine mit vorgenannten Argumenten begründbare Anpassung der beiden Faktoren um ca. 20% auf $\alpha_1 \approx 0{,}56$ und $\alpha_6 \approx 1{,}6$ hebt die rechnerisch aufnehmbare Stabkraft um mehr als 50% an. Darüber hinaus sind im vorliegenden Fall bei nicht ausgenutzter Streckgrenze des Glattstahls erhebliche Tragreserven durch die vorhandene Biegesteifigkeit des Hakens vorhanden, die zur Erhöhung der Tragkraft genutzt werden können, wie u.a. das Modell in Kap. 2.4.4 belegt.

Dies wird durch die Versuchsergebnisse bestätigt, denn auch der kombinierte Stoß mit Versuch Nr.29 wurde bei direkt vergleichbaren Balkenabmessungen, Stababständen und Betondeckungen mit Glattstahl $\phi_G$ = 20 mm und Haken ausgeführt. Hier erreichte die Stoßverbindung eine maximale Stabzugkraft von ca. 69 kN bis ein Sprengrissversagen eintrat, welches vom gerippten Stahl $\phi_R$ = 14 mm ausgelöst wurde, was im Umkehrschluss eine mögliche weitere Kraftaufnahme des glatten Stahls $\phi_G$ = 20 mm mit Haken bedeutet.

Der in *Bild 5.12* dargestellte Spannungsverlauf erscheint ebenfalls weitgehend plausibel. Lediglich im Bereich der Haken zeigt sich kein nachvollziehbarer, symmetrischer Verlauf der Spannungen in den beiden übergreifenden Stäben und der Haken erhält in der Berechnung gegenüber den Zuggliedversuchen, vgl. Kap. 4.7, im GZT deutlich geringere Lastanteile von maximal 40% der Stabzugkraft. Dies kann auf die abweichend zur Realität durchgeführte achteckige und polygonartige Modellierung der Hakengeometrie zurückgeführt werden. Weiteren Einfluss auf das Hakentragverhalten können eine von den Versuchsbedingungen abweichende Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, ungleichmäßige Rissbildung, sonstige Modellungenauigkeiten oder der gegenüber den Zugversuchen nur halb so große Biegerollendurchmesser der Haken ausüben.

Die aufnehmbaren Stabzugkräfte an den Stoßenden der *Modelle RG-1 und RG-2* mit einer Stoßlänge von 330 mm lassen sich direkt mit dem Ergebnis des Versuchs Nr. 29, siehe *Tab. 5-1 und 5.9*, vergleichen. In beiden Fällen ergibt sich für das Modell RG-1 eine gute und für Modell RG-2 eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

Die große Differenz der an den beiden gegenüberliegenden Stoßenden angreifenden Kräfte, die bei Modell RG-2 mit höheren charakteristischen Streckgrenzen gegenüber RG-1 noch weiter anwächst, ist nicht ohne weiterführende Berechnungen zu begründen. Insbesondere ist dabei der, bei an beiden Balkenenden gleichzeitig steigender Belastung auftretende, leichte Spannungsrückgang am Stoßende des Glattstahls bei gleichzeitigem Spannungszuwachs am Stoßende des Rippenstahls nicht plausibel zu erklären. Zu beobachten ist, dass diese ungleiche Last an den unterschiedlichen Stabenden erst in den letzten drei Laststufen auftritt und stetig anwächst. Neben einer nicht ausreichend genauen FE-Modellierung könnte dies eine Folge ungleicher Lasteinleitungen von Glatt- und Rippenstahl an den Balkenenden, unsymmetrischer Stoßausbildung und ungleichen Stabdurchmessern sein. Unsymmetrischer Bewehrungsgrad und Stoßausbildung führen zu ungleichen Systemsteifigkeiten, Rissbildungen und Verformungen in beiden Balkenhälften. Hinzu kommt, dass sich ebenfalls auf der Seite des gerippten Stahls, am Ende des Glattstahlhakens ein deutlich breiterer Riss ausbildet als gegenüber, vgl. *Bild 5.15*. In der Summe resultieren daraus ungleiche Verformungen, die gegebenenfalls bei einer nichtlinearen, dreidimensionalen Berechnung zu derartigen Verschiebungen der Kräfte führen können. Eine Problemstellung die weiterer Untersuchungen bedarf.

In diesem Zusammenhang ist darauf hinzuweisen, dass bereits im Rahmen der Versuche experimentell ungleiche Durchbiegungen der beiden mit gleicher Einwirkung beaufschlagten Kragarme festgestellt wurden. Die Verformungen der mit geringeren Stabdurchmessern bewehrten und mit dem breiten Riss am Haken des Glattstahls behafteten gerippten Seite waren in der Regel deutlich stärker ausgeprägt als auf der gegenüberliegenden Seite, vgl. Kraft-Weg-Diagramme in Anhang 2. Dies ist bei weiteren Berechnungen, sowohl bei weiterer FE-Modellierung als auch bei Statischen Berechnungen in der Praxis des Bauens im Bestand zu berücksichtigen.

Die aufnehmbaren Stahlzugkräfte der FE-Modelle RG-3 und RG-4 mit einer Stoßlänge von 200 mm sind nur geringfügig kleiner als die Zugkräfte der beiden Modelle RG-1 und RG-2. Die vergleichbaren Zugkräfte lassen sich mit der Spannung $\sigma_{s,B500}$ der umgestellten Gl. (5.7) mit mittlerem Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_{0,com}$ und mittlerer bezogener Übergreifungslänge $\alpha_{com}$ nach Gl. (5.16) berechnen.

$$\sigma_{s,B500} = \frac{l_{0,com} \cdot f_{ct}}{\alpha_{com}} = \frac{200 \cdot 2{,}81}{2{,}46} = 228{,}5 \frac{N}{mm^2} \rightarrow F_{z,v} = 228{,}5 \cdot 153{,}9 \cdot 10^{-3} = 35{,}2\ kN$$

Es zeigt sich, dass die erzielten Rechenergebnisse deutlich über dem auf Basis einer linearen Funktion berechneten Vergleichswert liegen, vgl. Kap. 5.1.2 und *Tab.5-9*. Zumindest ein Teil der überschüssigen Spannungen ist damit zu erklären, dass die Verbundspannungen nicht linear mit der Verringerung der Übergreifungslänge abfallen und die Tragkraft des Glattstahlhakens mit abnehmender Vorlänge unverändert groß bleibt. Die lineare Vorgehensweise stellt eher eine auf der sicheren Seite liegende ingenieurmäßige und praxisnahe Betrachtung dar. Ansonsten gelten die Anmerkungen zu den beiden Modellen RG-1 und RG-2 auch für die beiden Modelle RG-3 und RG-4 mit kürzeren Stößen sinngemäß.

Abschließend ist zusammenfassend festzustellen, dass die durchgeführten Berechnungen mit dem FE-Programm ATENA 3D qualitativ und quantitativ gut die Tragfähigkeit von symmetrisch ausgebildeten Übergreifungsstößen nur mit glatten Betonstählen (Modell GG) oder nur mit gerippten Betonstählen (Modell RR) widerspiegelt. Bei diesen Modellen ist im Bedarfsfall noch an der Genauigkeit der Modellierung des Glattstahlhakens zu arbeiten, um dessen Tragfähigkeit im FE-Modell besser abbilden zu können.

Auch die Tragfähigkeit der kombinierten Stöße mit glatten und gerippten Stählen wird mit den Modellen RG qualitativ zufriedenstellend beschrieben. Vor einer allgemeinen Anwendung und Übertragung auf andere kombinierte Stöße sind hier jedoch weitere Detaillierungen am gewählten FE-Modell erforderlich. Insbesondere sind die nicht plausibel zu erklärenden unterschiedlich hohen Kräfte an den Stoßenden zu untersuchen, die mit zunehmender Stoßbelastung immer ungleichmäßiger werden.

Bei allen Modellen besteht noch Bearbeitungsbedarf bezüglich der Einleitung der Zuglast, denn bei den acht untersuchten Balken wurde festgestellt, dass ein Teil der im Schwerpunkt des Rundstahls angreifenden Zuglast unmittelbar an der Einleitstelle mit großen Spannungsspitzen direkt in den Beton eingeleitet und später nicht über den Übergreifungsstoß übertragen wird. Des Weiteren wurde die Zuglast schrittweise horizontal aufgebracht, während die Bewehrung sich gemeinsam mit dem unter Biegung stehenden Betonkörper krümmt. Hierdurch kommen in der Realität nicht vorhandene Exzentrizitäten und Abtriebskräfte zustande, die rechnerische Ungenauigkeiten produzieren. Dieser ungünstige Effekt wurde im ersten Schritt durch die Anordnung von Bügeln vor den Stoßenden eingedämmt, aber nicht eliminiert. Für die praktische Anwendung sollte das Modell am Stoßbeginn die gesamte eingeleitete Last parallel zur Stabachse besitzen.

Für weiterführende Berechnungen wird außerdem eine Überprüfung und Optimierung der angesetzten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen und programminternen Rechenannahmen, vgl. Kap. 5.4.1, anhand von speziellen experimentellen Untersuchungen empfohlen.

# 6 Zusammenfassung und Ausblick

Beim Bauen im Bestand werden häufig neue Stahlbetonbauteile kraftschlüssig an bestehende Tragstrukturen angeschlossen, was bei Ortbetonbauteilen günstig mit dem Übergreifungsstoß zu realisieren ist. Aufgrund der Entwicklung der im Stahlbetonbau verwendeten Betonstähle sind bei historischen Bauwerken, die bis Ende der 1950-er Jahre hergestellt wurden, an der Schnittstelle zwischen Alt und Neu regelmäßig glatte Betonstähle anzutreffen, die aufgrund ihrer Verbundeigenschaften an den Stabenden in der Regel mit Haken unterschiedlicher Form ausgestattet sind, vgl. Kap. 2. In der täglichen Praxis des Bauens im Bestand werden derartige historischen Glattstahlbewehrungen regelmäßig in neue Stahlbetonteile eingebunden, die mit Betonstählen B500 bewehrt werden, ohne dass es für diese kombinierten Stöße Bemessungsregeln gibt.

Um die in der Baupraxis häufig improvisierten "Vor-Ort-Lösungen" zukünftig zu vermeiden, wurden im Rahmen dieser Arbeit auf Basis eines Ingenieurmodells für kombinierte Übergreifungsstöße von Glattstahl und Rippenstahl differenzierte Bewehrungsregeln erarbeitet, die abgesicherte und gleichzeitig wirtschaftliche Lösungen ermöglichen. Denn eine ökonomische Bauweise unter Einbeziehung des Rückbaus bestehender Altbetonsubstanz verlangt nach Vollstößen mit kleinstmöglichen Übergreifungslängen, wobei die Anforderungen nach heutigem Regelwerk an die Zuverlässigkeit gegen Versagen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und die Sicherstellung der vorgegebenen Nutzung durch Begrenzung der Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) einzuhalten sind.

Nach der Einleitung folgen in Kap.2 eine Erläuterung der Historie der Übergreifungsstöße und eine detaillierte Zusammenstellung der Grundlagen zur Bemessung von Übergreifungsstößen mit gleichartiger Stoßbewehrung, die auf der Berücksichtigung differenter Verbundmechanismen, Werkstoffeigenschaften und Verankerungen von glatten und gerippten Stählen beruht. Daran anschließend wird das Tragverhalten von Stößen mit gleichartiger Bewehrung erörtert, bevor deren historische Konstruktionsregeln zusammenfassend kommentiert werden.

Anschließend werden die experimentellen Untersuchungen in zwei Abschnitten beschrieben. Nach Erläuterung der anfänglich durchgeführten Referenz- und Tastversuche zum Studium des Tragverhaltens von kombinierten Übergreifungsstößen in Kap.3 folgen in Kap. 4 Dokumentation und Analyse der systematischen Versuchsreihen zur empirischen Ermittlung der erforderlichen Übergreifungslängen für verschiedene kombinierte Übergreifungsstöße mit glatten Betonstählen BStI und gerippten Betonstählen B500. Unterschieden wurde generell in Kombi-Stöße des Typs I, bestehend aus einem Glattstahl BStI mit Haken und einem Rippenstahl B500 mit geraden Stabenden, und Kombi-Stöße des Typs II, die jeweils ein Glattstahl BStI und ein Rippenstahl B500 mit Haken besitzen. Dabei wurden praxisnah Kombinationen mit Stählen unterschiedlicher Durchmesser geprüft, deren Querschnittsflächen im Verhältnis der Streckgrenzen der eingesetzten Betonstähle BStI und B500 gewählt wurden, um die maximal mögliche Spannungsausnutzung zu erreichen.

Insbesondere auf Basis der in Kap. 4.5 beschriebenen Zuggliedversuche mit in bzw. auf den Bewehrungsstäben applizierten DMS zur Aufzeichnung der Spannungsverläufe, konnte für die Tragwirkung kombinierter Übergreifungsstöße des Typs I ein grundlegendes Verständnis gewonnen werden, welches in der Ausarbeitung eines Lastübertragungsmodells für diese Stöße mündete. Aufgrund der, in Abhängigkeit von der Beanspruchung, wechselnden Lastanteile für

die beteiligten Stähle und ihre Verankerungselemente ergaben sich die in Kap. 4.7 dargestellten beiden Übertragungsmodelle, getrennt für den GZG und den GZT, vgl. *Bilder 4.26 und 4.27*.

Anhand analytischer Beziehungen zwischen den in Kap.2 zusammengestellten und erläuterten wesentlichen Einflussparametern wird schließlich in Kap.5 ein Ingenieurmodell abgeleitet, welches die Tragwirkung kombinierter Übergreifungsstöße des Typs I zuverlässig beschreibt und die experimentell ermittelten Übergreifungslängen in eine allgemeingültige Bemessungsgleichung unter Berücksichtigung von Streuungen und Bauteilsicherheiten überführt.

Dazu wurden im ersten Schritt die geometrischen Parameter, durch Einhaltung extremer Randbedingungen (vgl. Kap. 4.1.1) bei den Versuchsreihen für Stab- und Stoßabstände sowie Betondeckungen, auf ihre maximal zulässige Einflussgröße festgelegt und gute Verbundbedingungen vorgegeben. Weiter wurde auf den Ansatz von nach Kap. 5.3.2 einzulegender Querbewehrung verzichtet.

Als variable Parameter blieben übrig

- die zu bemessende Übergreifungslänge $l_{0,com}$, die für die systematischen Versuchsreihen vorgegeben wurde,
- die Stabdurchmesser der sich übergreifenden Stäbe $\phi_{BStl}$ und $\phi_{B500}$, die ebenfalls für die Versuche vorgegeben wurden (es wurden nur Kombinationen untersucht, deren Querschnitte im Verhältnis zu den Streckgrenzen der Stähle stehen, vgl. *Tab. 4-1 bzw. 5.7* und als Leitgröße wurde $\phi_{B500}$ gewählt),
- die den Bauteilwiderstand repräsentierende Betonzugfestigkeit $f_{ct}$, die anhand am Bauteil gelagerter Probekörper experimentell ermittelt wurde,
- die die Einwirkung repräsentierende Stahlspannung $\sigma_s$, die durch Umrechnung der im Versuch ermittelten Traglast auf die im GZT vorliegende Stahlspannung gewonnen wurde.

Durch Einführung der bezogenen kombinierten Übergreifungslänge $\alpha_{com}$ folgte anschließend eine Bündelung der variablen Parameter $l_{0,com}$, $f_{ct}$ und $\sigma_s$, die unter Berücksichtigung ihrer gegenseitigen Abhängigkeiten als lineare Funktion abgebildet wurden, vgl. Gl. (5.8). Da $\alpha_{com}$ und $l_{0,com}$ vom Stabdurchmesser abhängig sind, wurde die bezogene kombinierte Übergreifungslänge $\alpha_{com}$ wiederum unter Nutzung der Versuchsergebnisse empirisch als lineare Funktion des Stabdurchmessers $\phi_{B500}$ dargestellt. Hierzu wurden die experimentell ermittelten Wertepaare für $\alpha_{com}$ in Abhängigkeit zum $\phi_{B500}$ in einem kartesischen Koordinatensystem aufgetragen. Darauf aufbauend konnte die lineare Funktion zur Ermittlung der mittleren Übergreifungslänge $l_{0,com,m}$ für Kombi-Stöße Typ I nach *Tab. 4-1* durch Berechnung der zugehörigen Regressionsgeraden festgelegt werden, vgl. Gln. (5.16) und (5.7).

Dabei handelt es sich um eine mittlere Länge, die nach statistischer Bewertung unter Berücksichtigung der Anzahl der Versuchsergebnisse in die charakteristische Übergreifungslänge $l_{0,com,k}$ überführt wurde, vgl. Gl. (5.23).

Nach Beaufschlagung von $l_{0,com,k}$ mit Bauteilsicherheiten und Korrekturbeiwerten ergab sich schließlich der Bemessungswert für die kombinierte Übergreifungslänge $l_{0,com}$ nach Gl. (5.25). Dieser kann für kombinierte Übergreifungsstöße des Typs I gemäß *Tab. 5-7 Kombinationen Nr. 3 bis 11* (vgl. Kap.5.1.4) und entsprechende Kombinationen des Typs II (vgl. Kap.5.2.1)

gleichwertig zum Bemessungswert der Übergreifungslänge nach *EC2 2011 Gl. (8.10)* für Stöße mit gerippten Stählen benutzt werden:

$$l_{0,\mathrm{com}} = (0{,}52 \cdot \phi_{\mathrm{B500}} - 1{,}9) \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{sd,B500}}}{f_{\mathrm{ctm}} \cdot \eta_1} \geq l_{0,\mathrm{com,min}} \ [\mathrm{mm}]$$

Für $l_{0,\mathrm{com,min}}$ gilt in Anlehnung an *EC2 2011* Gl. (5.26). Für die Kombinationen Nr.1 und 2 mit $\phi_{\mathrm{B500}}$ = 6 mm und $\phi_{\mathrm{BStI}}$ = 6 bzw.8 mm sowie Nr.12 mit $\phi_{\mathrm{B500}}$ = 20 und $\phi_{\mathrm{BStI}}$ = 26 mm gelten abweichend die Gln. (5.27) bis (5.29).

Andere Kombinationen der Typen I und II mit ungleicher Ausnutzung der Streckgrenzen, z.B. mit gleichen Stabdurchmessern für den BStI und den B500, können ebenfalls nach Gl. (5.25) berechnet werden, wenn die seitliche Betondeckung $c_1 > 5\phi$ und der lichte Stoßabstand $a > 4\phi$ betragen. Für seitliche Betondeckungen $3\phi \leq c_1 \leq 5\phi$ oder lichte Stoßabstände $2\phi \leq a \leq 4\phi$ ist gemäß Gl. (5.30) ein Aufschlag von 20% zu berücksichtigen.

Darüber hinaus wurde festgelegt, dass für randnahe kombinierte Übergreifungsstöße mit verminderter seitlicher Betondeckung $1\phi_{\mathrm{BStI}} \leq c_1 \leq 3\phi_{\mathrm{BStI}}$ nach Gl. (5.32) ein Zuschlag von 40% auf den Bemessungswert der Übergreifungslänge zu berücksichtigen ist.

Kombinierte Stöße mit ungleicher Stabanzahl sollten generell vermieden werden. Für Ausnahmefälle gilt Kap. 5.2.2.

Das vorgestellte Ingenieurmodell und die vorgenannten Bemessungsgleichungen gelten nur für kombinierte Stöße mit je einem glatten Stab BStI $\phi_{\mathrm{BStI}} \leq$ 26 mm mit Haken und einem gerippten Stab B500 $\phi_{\mathrm{B500}} \leq$ 16 mm mit geraden Stabenden oder Haken bzw. Winkelhaken im üblichen Hochbau. Dazu sind die in Kap. 4.1.1 zusammengestellten Randbedingungen und die in Kap. 5.3 formulierten Konstruktionsregeln zu beachten. Vor dem Hintergrund, dass beim Bauen im Bestand vorrangig Vollstöße zu erwarten sind, kommt der Einhaltung der dort formulierten Anforderungen an die bauliche Durchbildung der Stöße und den Einbau von Querbewehrung besondere Bedeutung zu.

Bezüglich der Gebrauchstauglichkeit wird darauf hingewiesen, dass die Regeln nicht ohne zusätzliche Überlegungen für gegenüber *EC2 2011 Tab. 7.1 DE* hinausgehende Anforderungen an die zulässigen Rissbreiten gelten. Des Weiteren sind bei Verformungsberechnungen die bereichsweise verschiedenen Steifigkeiten bei Verwendung unterschiedlich großer Stabdurchmesser von gerippten und glatten Stählen zu beachten.

Abschließend wurden, zur Bestätigung des Ingenieurmodells, vergleichende FE-Modellierungen für symmetrisch ausgebildete Übergreifungsstöße von jeweils zwei glatten oder zwei gerippten Stählen sowie für kombinierte Übergreifungsstöße des Typs I durchgeführt, die in Kap. 5.4 dokumentiert sind.

Die auf dieser Grundlage erarbeiteten Konstruktionsregeln für in der Praxis regelmäßig vorkommende Kombinationen von Stabdurchmessern, Betongüten und Verbundbedingungen können für Kombi-Stöße gleichwertig zu den Regeln des EC2 für den Neubaufall angewendet werden.

Trotz der weitreichenden Ergebnisse bleiben bei diesem neuen, großen Themenfeld selbstverständlich einige Fragen für die weitere Forschung offen, die abschließend kurz zusammengefasst werden.

Die hier vorgestellten Regeln zur Ermittlung des Bemessungswerts der Übergreifungslänge können durch ergänzende Versuche oder vertiefende FE-Modellierungen für Kombi-Stöße des Typs II mit größeren Stabdurchmessern ($\phi_{B500} \geq 14$mm / $\phi_{BStI} \geq 20$ mm) weiter verbessert werden, vgl. Kap. 5.2.1.

Ebenfalls noch nicht ausreichend geklärt sind randnahe Stöße mit verminderter seitlicher Betondeckung, vgl. Kap. 5.1.7, und voll ausgenutzte Stöße mit geringen Stoßabständen und gleichen Stabdurchmessern von Glatt- und Rippenstahl bzw. stark ungleicher Ausnutzung der Streckgrenzen, vgl. Kap.5.1.6.

Einer weiterführenden Untersuchung bedarf ebenfalls die Frage, ob und in welcher Größenordnung für Kombi-Stöße mit großem lichtem Stoßabstand $a \geq 8\phi$ und seitlicher Betondeckung $c_1 \geq 4\phi$ analog zu *EC2 2011, Tab. 8.3DE, Fußnoten [a] und [b]* der Bemessungswert der Übergreifungslänge abgemindert werden kann.

Ebenso stellt sich die Frage des Einflusses von Querzug oder Querdruck sowie dynamischer Belastung auf die Stöße, insbesondere im Hinblick auf die Rissbildung infolge stärkeren Schlupfs des Glattstahls.

Keine Untersuchung erfolgte bisher für Stöße historischer Betonstahlmatten mit Betonmattenstahl nach *DIN 488 2009*. Ebenso wenig wurden mehrlagige Stöße oder Zwei-Ebenen-Stöße thematisiert. Auch kombinierte Stöße moderner Betonstähle B500 mit hochwertigeren Glattstählen (u.a. St 48, 52 und BSt II) und insbesondere mit profilierten Betonformstählen bleiben weiterhin unerforscht.

In Kap. 4.7 wurden ergänzend Tastversuche mit Ankerplatten an geraden glatten Stählen als Hakenersatz durchgeführt. Diese Variante ist als Alternative zu den hier untersuchten Stößen mit Glattstahlhaken für den Fall gedacht, dass der einzubindende Glattstahl kein Haken besitzt oder dieser unabsichtlich abgeschnitten wurde. Die Versuche brachten gute Ergebnisse. Zur allgemeingültigen Verwendung sind jedoch weitere Versuche und die Herleitung eines adäquaten Bemessungsansatzes erforderlich.

Als wirtschaftliche Alternative zum klassischen, lohnintensiven Freilegen der Bewehrung zur Herstellung der Übergreifung mit dem historischen Glattstahl, sollte für kombinierte Stöße im Rahmen weiterer Forschung ergänzend die Möglichkeit eines nachträglichen Bewehrungsanschlusses mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung durch Anbohren und Einkleben gerippter Bewehrung untersucht werden.

# Literaturverzeichnis


***Abrams 1913*** Abrams, D.: Tests of Bond between Concrete and Steel, University of Illinois, Bulletin No. 71, Engineering Experiment Station, Urbana 1913.

***Alvarez 1998*** Alvarez, M.: Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsverhalten von Stahlbeton, Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Juli 1998.

***ATENA 2013*** Cervenka, V.; Jendele, L.; Cervenka, J.: ATENA Program Documentation, Part 1, Theory, Cervenka Consulting, Prag, Oktober 2013.

***BBR 2012*** Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung: Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung: Zuwendungsbescheid Nr.12.48 Optimierte Übergreifungsstöße von Betonstahl unterschiedlicher Güte beim Bauen im Bestand; Dezember 2012.

***Bach 1905*** Bach, C.: Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens, Buchdruckerei A.W. Schade, Berlin 1905.

***Bach 1911*** Bach, C.: Graf, O.: Versuche mit Eisenbetonbalken zur Bestimmung des Einflusses der Hakenform der Eiseneinlagen, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 9, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1911.

***Bauer 1949*** Bauer R.: Der Haken im Stahlbetonbau, Sonderdruck „Die Bautechnik“ Jahrgang 26, Heft 4, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1949.

***Bestimmungen 1907*** Bestimmungen des Königlich Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten, Ausgabe Mai 1907.

***Betzle 1981*** Betzle, M.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Vollstößen bei Übergreifung von zugbeanspruchten Rippenstählen; Technische Universität München; München 1981.

***Bindseil 2002*** Bindseil, P.; Schmitt, M.: Betonstähle vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart, Verlag Bauwesen, Berlin 2002.

***Bk2015 1-II*** Beton-Kalender 2015, Teil 1-II: Fingerloos, F.; Marx, S.; Schnell, J.; Angnes, U.; Bolle, G.; Schacht, G.; Stauder, F.; Weber, M.: Tragwerksplanung im Bestand – Bewertung bestehender Tragwerke, Seiten 25 – 113; Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

***Böge 2011*** Böge A.: Technische Mechanik: Statik – Dynamik – Fluidmechanik – Festigkeitslehre, 29.Auflage, Vieweg + Teubner Verlag, Wiesbaden, 2011.

***Bonzel 1972*** Bonzel, J.; Bub, H.; Funk, P.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen; Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1972.

***Briceno 1969*** Briceno, E. A.: Development length for spliced bars in concrete beams and walls, Diss. Universität von Texas, Austin, Mai 1969.

***Burkhardt 2000*** Burkhardt, J.: Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton, Dissertation RWTH Aachen, November 2000.

***BVBS 2011*** Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie); Ausgabe Mai 2011.

***Cairns 2014*** Cairns, J.; Eligehausen, R.: Evaluation of EC2 rules for design of tension lap joints; the structural Engineer, September 2014, page 44-52.

***Chinn 1955*** Chinn, J.; Ferguson, P. M.; Thompson, J. N.: Lapped splices in reinforced concrete beams, Journal of the American Concrete Institute, S. 201-213, Oktober 1955.

***DAfEb 1916*** Deutscher Ausschuss für Eisenbeton: Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton; Ausgabe Januar 1916.

***DAfStb 14*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 14: Scheit, H.; Wawrziniok, O.: Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Stoßverbindungen der Eiseneinlagen; Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1912.

***DAfStb 138*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138: Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton; Beuth-Verlag Berlin,1961.

***DAfStb 203*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 203: Heilmann, H. G.; Hilsdorf, H., Finsterwalder K.: Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen; Beuth-Verlag, Berlin,1969.

***DAfStb 210*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 210: Baumann T.; Rüsch H.: Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung. Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens; Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1970.

***DAfStb 220*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 220: E. Grasser; Kordina K., Quast u., Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045; Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1979.

***DAfStb 226*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 226: Leonhard, F., Walther, R., Dieterle, H.: Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Zugschlaufenstößen / Franz, G., Timm, G.: Versuche zur Haken- und Schlaufenverbindung bei Biegebeanspruchten Platten; Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1973.

***DAfStb 228*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 228: Martin H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung; Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1973.

***DAfStb 268*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 268: Franke L.: Einfluss der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl und Beton (Verbundkriechen); Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1976.

***DAfStb 276*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 276: Stöckl, S.: Versuche an zugbeanspruchten Übergreifungsstößen von Rippenstählen; Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1977.

***DAfStb 291*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 291: Rehm G.; Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße von Rippenstäben unter schwellender Belastung und Rehm G., Tewes, R., Eligehausen, R., Übergreifungsstöße geschweißter Betonstahlmatten; Beuth-Verlag, Berlin, 1977.

***DAfStb 296*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 296: Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur; Beuth-Verlag, Berlin, 1978.

***DAfStb 300*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 300: Rehm, G.; Eligehausen, R.; Neubert, B.: Erläuterung der Bewehrungsrichtlinien, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1979.

***DAfStb 301*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 301: Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden; Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1979.

***DAfStb 302*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 302: Manns W.; Zeus K.: Einfluss von Zusatzmitteln auf den Widerstand von jungem Beton gegen Rissbildung bei scharfem Austrocknen und Betzle, M., Spannungsoptische Untersuchungen zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Übergreifungsstößen; Beuth-Verlag, Berlin, 1979.

***DAfStb 319*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 319: Betzle, M.; Stöckl, S.; Kupfer, H: Vollstöße durch Übergreifung von zugbeanspruchten Rippenstählen in Normalbeton, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1981.

***DAfStb 347*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 347: Schmidt-Thrö, G.; et al.: Wirkung der Endhaken bei Vollstößen durch Übergreifung von zugbeanspruchten Rippenstählen; Beuth Verlag, Berlin 1983.

***DAfStb 394*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 394: Noakowski, P.: Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung Zwangsbeanspruchung und Rissbreite, Kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug; Beuth-Verlag, Berlin 1988.

***DAfStb 400*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 400: Erläuterungen zu DIN 1045, Beton- und Stahlbeton; Beuth-Verlag, Berlin 1989.

***DAfStb 525*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1, 2. Überarbeitete Auflage 2010, Beuth-Verlag, Berlin 2010.

***DAfStb 600*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2), Beuth-Verlag, Berlin, 2012.

***DAfStb 609*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 609: Wildermuth A. M: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper, Beuth Verlag, Berlin, 2013.

***DAfStb 1952*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Vorläufige Richtlinien für Zulassungen und Anwendungen von Stäben mit Nenndurchmessern bis 26 mm; 1. Ausgabe, März 1952.

***DAfStb 1954*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Vorläufige Richtlinien für Zulassungen und Anwendungen von Stäben mit Nenndurchmessern bis 26 mm; 2. Überarbeitete Ausgabe, Oktober 1954.

***DAfStb 1960*** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Vorläufige Richtlinien für Zulassungen und Anwendungen von Stäben mit Nenndurchmessern bis 26 mm; Fassung: März 1960; ergänzt auf den Stand der Zulassung, Juli 1963.

***DBV 1926*** Deutscher Beton Verein E.V.: Eisenbetonbau Entwurf und Berechnung 1.Band; Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1926.

***DBV 2006*** Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V: Merkblatt Betonschalungen und Ausschalfristen, Berlin, Juni 2013

***DBV 2008*** Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.: Merkblatt Bauen im Bestand – Beton und Betonstahl, Berlin, Januar 2008.

***De Groot 1981*** De Groot, A. K.; Kusters, G. M. A.; Monnier, Th.: Numerical Modeling of Bond-Slip Behaviour, In: Heron 26 S.1-90, 1981.

***DIN 488 1939*** Betonstahl-Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften Kennzeichnung. Deutsches Institut für Normung, Beuth-Verlag, Ausgabe August 1939.

***DIN 488 1984*** Betonstahl-Teil 1: Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen. Deutsches Institut für Normung, Beuth-Verlag, Ausgabe September 1984

***DIN 488 1972*** Betonstahl-Teil 1: Begriffe, Eigenschaften, Werkkennzeichen. Deutsches Institut für Normung, Beuth-Verlag, Ausgabe April 1972.

***DIN 488 1984*** Betonstahl-Teil 1: Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen. Deutsches Institut für Normung, Beuth-Verlag, Ausgabe September 1984.

***DIN 488 1986*** Betonstahl-Teil 2: Betonstabstahl, Maße und Gewichte. Deutsches Institut für Normung, Beuth-Verlag, Ausgabe Juni 1986.

***DIN 488 2009*** Betonstahl-Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften Kennzeichnung. Deutsches Institut für Normung, Beuth-Verlag, Ausgabe August 2009.

***DIN 1013-1 1976*** Warmgewalzter Rundstahl für die allgemeine Verwendung, Maße, zulässige Maß- und Formabweichungen; Beuth-Verlag, Berlin November 1976.

***DIN 1045 1925*** Teil A - Deutsche Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin September 1925.

***DIN 1045 1932*** Teil A - Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin Mai 1932.

***DIN 1045 1937*** Teil A - Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Mai 1937.

***DIN 1045 1943*** Teil A - Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin März 1943, Ausgabe 1946-02.

***DIN 1045 1952*** Teil A - Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin März 1943, 4.Ausgabe 1952-07.

***DIN 1045 1959*** Beton und Stahlbetonbau 1. Bauwerke aus Stahlbeton, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, Berlin November 1959.

***DIN 1045 1972*** Beton und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung – DIN 1045, Ernst & Sohn Verlag, Berlin Januar 1972.

***DIN 1045 1978*** Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ernst & Sohn Verlag, Berlin Dezember 1978.

***DIN 1045 1988*** Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ernst & Sohn Verlag, Berlin Juli 1988.

***DIN 1045-1 2001*** Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Beuth Verlag, Berlin Juli 2001.

***DIN 1045-1 2008*** Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Beuth Verlag, Berlin August 2008.

***DIN 1045-2 2008*** Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton – Festlegung, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Beuth Verlag, Berlin August 2008.

***DIN 4141-1 1984*** Lager im Bauwesen – Allgemeine Regelungen, Beuth Verlag, Berlin, September 1984.

***DIN 12390*** Prüfung von Festbeton Teile 1 bis 8 inklusive Berichtigungen in ihrer aktuell gültigen Fassung, Beuth Verlag, Berlin, div. Jahre.

***DIN 17100 1980*** Allgemeine Baustähle, Güte-Norm; Beuth-Verlag, Berlin Januar 1980.

***DIN EN ISO 6892-1*** Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur; Beuth Verlag, Berlin Dezember 2009.

***DIN EN 206-1 2001*** Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000. Beuth Verlag, Berlin Juli 2001.

***DIN EN 1992-1-2*** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004+AC:2008 mit nationalem Anhang DIN EN 1992-1-2/NA:2010-12; Beuth-Verlag, Berlin, Dezember 2010

***DIN EN 10025-2 2011*** Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen - Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle; Deutsche Fassung prEN 10025-2:2011; Beuth Verlag, Berlin April 2011.

***DIN EN 10080 2005*** DIN EN 10080: Stahl für die Bewehrung von Beton – Schweißgeeigneter Betonstahl – Allgemeines; Deutsche Fassung EN 10080:2005; Beuth Verlag, Berlin August 2005.

***DIN ISO 16296-6 2009*** Statistische Auswertung von Daten – Teil 6: Ermittlung von statistischen Anteilsbereichen, Beuth Verlag, Berlin, 2009.

***EC0 2010*** Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010 mit Nationalem Anhang DIN EN 1990/NA/A1:2012-08; Beuth-Verlag, Berlin

***EC2 2011*** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; 2011-01: Deutsche Fassung DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 mit Nationalem Anhang DIN EN 1992-1-1/NA: 2013-4; Beuth Verlag, Berlin.

***Eligehausen 1983*** Eligehausen, R.; Popov E. p., Bertero, V. v.: Local Bond Stress-Slip relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations – Report No. UCB/EERC-83/23, Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley 1983.

***Eligehausen 2000*** Eligehausen, R.; Mayer, U.: Untersuchungen zum Einfluss der bezogenen Rippenfläche von Bewehrungsstäben auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen im Gebrauchs- und Bruchzustand, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 503, Beuth-Verlag, Berlin, 2001.

***Emperger 1935*** Emperger, F.: Die Wirkung der Endhaken im Beton; Beton und Eisen 1935, Heft 12, Seite 197-200; Ernst & Sohn Verlag, Berlin Dezember 1935.

***Emperger 1940*** Emperger, F.: Die statische Bedeutung des Haftwiderstands im Tragwerk aus Eisenbeton; Beton und Eisen 1940, Heft 7,Seite 91-98 und Heft 8, Seite 106-109; Ernst & Sohn Verlag, Berlin Juli und August 1940.

***ENV 1992-1991*** Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken: Teil 1 Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, deutsche Fassung ENV 1992-1-1:1991, Beuth Verlag, Berlin, Juni 1992.

***Ferguson 1954*** Ferguson, P.M.; Turpin, R. D.; Thompson, J. N.: Minimum bar spacing as a Function of Bond and Shear Strength, Journal of the American Concrete Institute S. 869-887, Juni 1954.

***Ferguson 1965*** Ferguson, P. M.; Breen, J. E.; Thompson, J. N.: Pull-out Tests on High Strength Reinforcing Bars, Journal of the American Concrete Institute, S. 933-950, August 1965.

***Ferguson 1969*** Ferguson, P.M; Briceno, E.A.: Tensile Lap Splices, Part I: Reaining Wall Type, Varying Moment Zone, Research Report No. 113-2, Center for Highway Research, University of Texas, Austin, Juli 1969.

***Ferguson 1971*** Ferguson, P.M., Krishnaswamy, C.N.: Tensile Lap Splices, Part II: Design Recommendations for Retaining Wall Splices and Large Bar Splices, Research Report No. 113-3, Center for Highway Research, University of Texas, Austin, April 1971.

***Fingerloos 2008*** Fingerloos, F.: DIN 1045 – Ausgabe 2008 Tragwerkle aus Beton und Stahlbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Kommentierte Kurzfassung, Beuth-Verlag, Berlin und Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 3.Auflage 2008.

***Fingerloos 2009*** Fingerloos, F.: Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau - Bemessung und Ausführung; Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2012.

***Fingerloos 2012*** Fingerloos, F., Hegger, J; Zilch, K.: Eurocode 2 für Deutschland: DIN EN 1992-1-1, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang; Kommentierte Fassung, Ernst & Sohn Verlag und Beuth-Verlag, Berlin, 1.Auflage 2012.

***Franz 1966*** Franz, G.: Konstruktionslehre des Stahlbetonbaus, Erster Band: Grundlagen und Bauelemente, 2.Auflage, Springer Verlag, Berlin / Heidelberg, 1966.

***Goto 1971*** Goto, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars; ACI-Journal, Title 68-26, Seite 244-251; Detroit, April 1971.

***Graf 1910*** Mitteilung der Forschungsarbeiten 1910/12, vgl. Emperger, F. I. (Hrsg.) Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Auflage, Band1 Entwicklungsgeschichte und Theorie des Eisenbetons S.1-62, Berlin, 1930.

***Hölzenbein 1974*** Hölzenbein, H.; Soretz, S.: Contribution to the Behaviour of lapped Splices of Reinforcement Bars, Betonstahl in Entwicklung, TOR-ISTEG STEEL-Corporation, Heft 55, Luxemburg, Mai 1974.

***Idda 1999*** Idda, K.: Verbundverhalten von Betonrippenstählen bei Querzug, Universität Karlsruhe (TH), Dissertation, 1999.

***Kiemen 2015*** Kiemen M.: Versuchsgestützte Ermittlung von Spannungsverläufen in einbetonierten Rundstahlhaken im Bereich kombinierter Übergreifungsstöße beim Bauen im Bestand, Studienarbeit TU Kaiserslautern, Kaiserslautern, zur Zeit noch nicht veröffentlicht.

***Kersten 1940*** Kersten, C.: Der Eisenbetonbau, Band 1-3, Neuauflage, Ernst & Sohn, Berlin, 1940.

***Kürschner 2004*** Kürschner, K.: Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel im Verbundbau, Dissertation Universität Stuttgart, November 2003.

***Krips 1984*** Krips, M.: Risssbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton, Technische Hochschule Darmstadt, Dissertation, 1984.

***Kurz 1997*** Kurz, W.: Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundes zwischen Stahl und Beton, Dissertation Darmstadt 1997.

***Leitsätze 1904*** Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten; Aufgestellt vom Verband Deutscher Architekten und Ingenieurvereine und dem Deutschen Beton Verein; Ausgabe März1904.

***Leonhardt 1977*** Leonhardt, F., Mönnig, E.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 3: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, 3.Auflage, Springer-Verlag, Heidelberg, 1977.

***Leonhardt 1980*** Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 5: Spannbeton, Springer-Verlag, Heidelberg, 1980.

***Leonhardt 1984*** Leonhardt, F., Mönnig, E.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, 3.Auflage, Springer-Verlag, Heidelberg, 1984.

***Lettow 2006*** Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen – Anwendung auf Übergreifungsstöße; Dissertation, Universität Stuttgart, Januar 2006.

***Mabboux 2014*** Mabboux, J.: Einfluss von Konstruktionsdetails auf das Verformungsverhalten von bewehrtem Beton. Masterarbeit. Institut für Bau- und Umwelttechnologien, Hochschule für Technik und Architektur Freiburg i. Ü., Fachhochschule Westschweiz, 2014.

***MC 1990*** CEB-Comitee Euro-International du Beton, FIB-Federation Internationale du Beton: Modell Code 1990 Design Code, Verlag Thiomas Thelford, London, Januar 1993.

***MC 2010*** CEB-Comitee Euro-International du Beton, FIB-Federation Internationale du Beton: Modell Code 2010 Design Code, Verlag Thiomas Thelford, London, Januar 2010.

***Mörsch 1902*** Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau: Seine Theorie und Anwendung, 1.Auflage, Selbstverlag Fa. Wayss & Freitag, Neustadt a. d. Haardt, 1902.

***Mörsch 1920*** Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau: Seine Theorie und Anwendung, 1.Band ,1. Hälfte; 5.Auflage, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart 1920.

***Mörsch 1922*** Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau: Seine Theorie und Anwendung, 1.Band 2. Hälfte; 5.Auflge, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart 1922.

***Noakowski 1985*** Noakowski, P.: Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rissbreite, Beton und Stahlbetonbau 80, Hefte Nr. 7 S, 185-192 und Nr. 8 S. 215-221, 1985.

**Possey 1928** Possey, Ch. I.; Mylrea, T. D.: The carrying capacity of semicircular hooks, Proceedings of the American Concrete Institute, 1928.

***Rehm 1960*** Rehm, G., Martin, H.: Zur Frage der Tragfähigkeit von Überdeckungsstößen bei Rippenstahl, Bericht der Materialprüfanstalt für Bauwesen an der Universität München, Mai 1960.

***Rehm 1968*** Rehm, G., Martin, H., Müller, H.: Ausziehversuche mit Betonstahlhaken. Bericht Nr. 1975, Materialprüfamt für das Bauwesen der TH München, 1968.

***Rehm / Martin 1968*** Rehm, G.; Martin, H.: Zur Frage der Rissbreitenbegrenzung im Beton und Stahlbetonbau, 63 Jahrgang, Heft 8, Verlag Ernst & Sohn, 1968.

***Rehm 1969*** Rehm, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund; Stahlbetonbau (Festschrift Rüsch) S. 79-96, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1969.

***Rehm 1977*** Rehm, G., Eligehausen, R.: Einfluss einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstäben, Betonwerk + Fertigteiltechnik, Nr.6 S.295-299, 1977.

***Reinhardt 1992*** Reinhardt, H. W.; Van der Veen, C.: Splitting Failure of Strain-softening Material due to Bond Stresses. In. Carpinteri, A. (Hrsg.). Application of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete, Elsevier Applied Science S.333-346, 1992.

***Rilem 1970*** RILEM: Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton: Essai par traction /Bond test for reinforcing steel: Pull-Out Test, Matériaux et Construction 3, Nr. 3, S. 175-178, 1970.

***Ritter 2013*** Ritter L., Der Einfluss von Querzug auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl, Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau, Dresden, Heft 33, 2013.

***Rohling 1987*** Rohling, A.: Zum Einfluss des Verbundkriechens auf die Rissbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen, Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 1987.

***Rußwurm 2000*** Rußwurm, D.: Entwicklung der Betonstähle; Institut für Stahlbetonbewehrung e.V., München 2000.

***Schenkel 1997*** Schenkel, M.; Vogel, T.: Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrung bei mangelhafter Betondeckung; Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1997.

***Schenkel 1998*** Schenkel, M.: Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung; Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, September 1998.

***Schlaich 1989*** Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau, Sonderdruck aus dem Betonkalender 1989, Teil II S.563-711, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

***Schlaich 1998*** Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau, Sonderdruck aus dem Betonkalender 1998, Teil II S.721-895, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

***Schnell 2011*** Schnell, J.; Loch, M.; Stauder, F.; Wolbring, M.: Forschungsbericht für das Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung; Bauen im Bestand - Bewertung der Anwendbarkeit aktueller Bewehrungs- und Konstruktionsregeln im Stahlbetonbau, Dezember 2011.

***Schober 1984*** Schober , H.: Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbetonbau, Universität Stuttgart, Dissertation, 1984.

***SIA 269-2 2011*** Erhaltung von Tragwerken – Betonbau. Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein, Zürich, 2011.

***Soretz 1980*** Soretz, S.; Hölzenbein, H. (1980): Einfluss der Rippenabmessugen von Beton-Bewehrungsstäben auf den Verbund und die Biegefähigkeit; Betonstahl und Entwicklung. TOR-ISTEG STEEL Corporation, Heft 69, 1980.

***Stöckl 1972*** Stöckl, S.: Übergreifungsstöße von zugbeanspruchten Bewehrungsstäben, Beton- und Stahlbetonbau 67 (Heft 10-1972), Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1972.

***Tepfers 1973*** Tepfers, R.: A theory of Bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars; Chalmers university of technology Göteborg; Division of concrete structures, publication 73:2; Göteborg 1973.

***Van der Veen 1990*** Van der Veen C.: Cryogenic bond stress-slip relationship, Delft University of Technology, Diss., 1990.

***Vandewalle 1992*** Vandewalle, L.: Theoretical prediction oft he ultimate bond strength between a reinforcement bar and concrete. In: International –conference Bond in Concrete – from research to practice. Proceedings Topics 1,2, S.1-1-1-8,1992.

***Wagner /Erlhoff 1994*** Wagner, W; Erlhof, G.: Praktische Baustatik Teil 1 bis 3, Teubner Verlag, Stuttgart, 1994.

***Zement 2014*** Verein Deutscher Zementwerke e.V.: Zement-Merkblatt Betontechnik B8 – Nachbehandlung und Schutz des jungen Betons, Düsseldorf, Februar 2014

***Zilch 2009*** Zilch, K.; Zehetmeier, G: Bemessung im konstruktiven Betonbau, 2.Auflage, Springerverlag 2009.

***Zwicky 2015*** Zwicky, D.; Vogel, Th.: Die Normserie SIA 269 zur Erhaltung von Tragwerken. In Beton-Kalender 2015/2, Kapitel XIV: Normen und Regelwerke.

# Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Genormte Mindestbiegerollendurchmesser $D_{min}$ für Glattstahlhaken (Zugeisen) ..... 10
Tabelle 2-2: genormte Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Glattstähle BSt I (22/34) mit Haken.... 11
Tabelle 2-3: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstähle BSt IV (50/55), gerade Enden ..... 12
Tabelle 2-4: Bemessungswerte der Verbundfestigkeit $f_{bd}$ in [N/mm²] für glatte Betonstähle mit $\phi \leq 32$ mm bei guten Verbundbedingungen mit $\gamma_C = 1{,}5$..... 31
Tabelle 2-5: Tragkraft von Glattstahlverankerungen nach *Bach 1911* in [kN], vgl. *Bild 2.22*..... 37
Tabelle 2-6: Zuordnung der Betonfestigkeiten von Betonen nach *DIN 1045 1943* (*DBV 2008*)..... 40
Tabelle 2-7: Beiwert $\alpha_6$ für auf Zug beanspruchte Übergreifungsstöße nach *EC2 2011*(NA) ..... 77
Tabelle 2-8: Beiwert $\alpha_1$ für auf Zug beanspruchte Übergreifungsstöße nach *DIN 1045-1 2001* ..... 96
Tabelle 2-9: Beiwert $\alpha_6$ für Übergreifungsstöße nach *EC2 2011* (ohne NA) *Tab. 8.3* ..... 98
Tabelle 3-1: Traglast der Referenzversuche mit Versagensart und Würfeldruckfestigkeiten ..... 110
Tabelle 3-2: Ergebnisse der Vergleichsberechnungen für die Referenz- und Tastversuche ..... 114
Tabelle 3-3: Merkmale der Balkenserien und der Bewehrungsstöße ..... 117
Tabelle 3-4: Traglast Ergänzungsversuche mit Versagensart und ermittelten Würfeldruckfestigkeiten ..... 120
Tabelle 3-5: Stahlfestigkeiten nach Zugversuch gemäß *DIN EN ISO 6892-1* ..... 120
Tabelle 3-6: Ergebnisse der Vergleichsberechnungen zu den ergänzenden Tastversuchen ..... 125
Tabelle 4-1: Kombinationen mit möglichst großer Ausnutzung der Streckgrenzen ..... 134
Tabelle 4-2: Geometrie und Bewehrung der Biegebalken (Balkenhöhe 300 mm) ..... 139
Tabelle 4-3: Geometrie und Bewehrung der Biegeplatten ..... 139
Tabelle 4-4: Versuchsergebnisse Kombi-Stöße Typ I (Glattstahl-Haken und Rippenstahl-Gerade).. 144
Tabelle 4-5: Versuchsergebnisse Kombi-Stöße Typ II (Glattstahl-Haken und Rippenstahl-Haken) .. 145
Tabelle 4-6: Versuchsergebnisse Kombi-Stöße unterschiedliche Stabanzahl, gleiche $\phi$ ..... 145
Tabelle 4-7: Versuchsergebnisse Kombi-Stöße Typ I (Glattstahl-Haken und Rippenstahl-Gerade) mit verringerter seitlicher Betondeckung ($1{,}5\phi \leq c_1 < 2\phi$)..... 145
Tabelle 4-8: Versuchsergebnisse der Kombi-Stöße in Biegeplatten..... 146
Tabelle 4-9: Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ..... 147
Tabelle 4-10: Zugglieder mit Kombi-Stoß Glattstahl, Haken und Rippenstahl, gerade ..... 158
Tabelle 4-11: Tastversuche mit variierter Stoßausbildung (Balken 240/300mm) ..... 165
Tabelle 4-12: Ergebnisse der Tastversuche mit variierter Stoßausbildung ..... 166
Tabelle 5-1: Vergleichsberechnungen Kombi-Stöße Typ I (Haken, glatt – Gerade, gerippt) ..... 171
Tabelle 5-2: Vergleichsberechnungen Kombi-Stöße Typ II (Haken, glatt – Haken, gerippt) ..... 172
Tabelle 5-3: Vergleichsberechnungen Kombi-Stöße unterschiedliche Stabanzahl, gleiche $\phi$..... 172
Tabelle 5-4: Vergleichsberechnungen Kombi-Stöße Haken, glatt – Gerade (Typ I), gerippt mit verringerter seitlicher Betondeckung ($1{,}5\phi \leq c_1 < 2\phi$) ..... 172
Tabelle 5-5: Vergleichsberechnungen Kombi-Stöße Platten Typ I ..... 173
Tabelle 5-6: Vergleich von Spannungsausnutzung und bezogener Übergreifungslänge diverser Stöße ..... 179
Tabelle 5-7: Bemessungswerte der Übergreifungslänge $l_{0,com,I}$ für Kombi-Stöße Typ I in Beton C20/25 bei Ausnutzung der maximalen Stoßtragfähigkeit nach *EC2 2011* ..... 185
Tabelle 5-8: bezogene Übergreifungslängen $\alpha_{0,com}$ von Typ I und II im Vergleich ..... 191
Tabelle 5-9: Vergleich der Spannungen im GZT der einzelnen FE-Modelle und Versuch Nr.29 ..... 199

# Lebenslauf

## Persönliche Daten

Name: Uwe Angnes

Staatsangehörigkeit: deutsch

## Schulischer und beruflicher Werdegang:

| | |
|---|---|
| 1980 | Mittlere Reife an der Kurfürst-Balduin-Realschule Wittlich |
| 1980 – 1983 | Ausbildung zum Schlosser (Stahlbau) in Wittlich |
| 1983 – 1984 | Fachabitur an der Fachoberschule Wittlich |
| 1984 – 1989 | Studium des Bauingenieurwesens an der Fachhochschule Mainz I mit Schwerpunkt Tragwerksbau; Abschluss als Dipl.-Ing.(FH) |
| 1989 – 1990 | Wehrersatzdienst |
| 1990 – 1993 | Freiberufliche Tätigkeit als Tragwerksplaner und Fachbauleiter im eigenen Ingenieurbüro in Mainz und Nieder-Olm |
| 1993 | Eintragung in die Liste der Beratenden Ingenieure der IK RLP |
| 1993 – 2004 | Teilhaber an der GbR „Bau-Ingenieurbüro Rohde + Angnes“ Ingelheim am Rhein (Tragwerks- und Objektplanung, Bauphysik) |
| 1998 | Eintragung in die Liste der Berechtigten zur Aufstellung von Standsicherheitsnachweisen nach Landesbauordnung |
| 2003 | Eintragung in die Liste der Bauvorlageberechtigten nach Landesbauordnung |
| 2004 – 2014 | Geschäftsführender Gesellschafter der „Ingenieur-Gesellschaft Tragwerk Angnes + Rohde mbH“ in Ingelheim am Rhein |
| 2006 – 2007 | Zertifikatslehrgang an der TÜV Akademie Köln: Zertifizierter Sachverständiger für Schäden an Gebäuden und Gebäudeinstandsetzung (TÜV) |
| 2008 – 2010 | Zertifikatsstudium an der TAS-Akademie / FH K’lautern Zertifizierter Sachverständiger für Bauschäden, Baumängel und Instandsetzungsplanung (TAS) |
| 2010 | Öffentliche Bestellung und Vereidigung als Sachverständiger für Schäden an Gebäuden / Massivbau der Ingenieurkammer RLP |

| | |
|---|---|
| 2010 – 2011 | Weiterbildungsstudium an der Fachhochschule Kaiserslautern mit Schwerpunkt Baumängel, Bauschäden und Instandsetzungsplanung: Abschluss als M. Eng. - Master of Engineering |
| 2012 – 2013 | Zertifikatslehrgang bei der Akademie der Ingenieure / IK RLP: Zertifizierter Fachplaner Bauen im Bestand (IK RLP) |
| 2012 – 2015 | Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Technischen Universität Kaiserslautern im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion bei Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell |
| 2013 | Öffentliche Bestellung und Vereidigung als Sachverständiger für Betoninstandsetzung und -erhaltung der Ingenieurkammer RLP |
| 2015 – heute | Geschäftsführender Gesellschafter der „Ingenieur-Gesellschaft Tragwerk Angnes + Meister mbH“ in Ingelheim am Rhein |

## Sachverständigenausschüsse, Ehrenämter

| | |
|---|---|
| 2001 – 2007 | Sachverständigenausschuss der Ingenieurkammer Rheinland-Pfalz zur Überprüfung der ausreichenden Sachkunde und Erfahrung zum Aufstellen von Standsicherheitsnachweisen |
| 2007 – 2010 | Sachverständigenausschuss der Ingenieurkammer Rheinland-Pfalz zur Überprüfung der ausreichenden Sachkunde und Erfahrung zur Bauvorlageberechtigung |
| 2010 – heute | Mitglied im Vorstand der Ingenieurkammer Rheinland-Pfalz |

# Anhang 1 Historische Übergreifungsstöße - Beispielrechnungen

## Inhaltsverzeichnis

Anhang A1 Historie der Berechnung von Übergreifungsstößen ..... A.1-1

A.1.1 Historische Entwicklung des Übergreifungsstoßes im deutschen Stahlbetonbau .. ..... A.1-3

A.1.1.1 Vorbemerkungen ..... A.1-3

A.1.1.2 Die Historie der Normung von Verankerungselementen und Übergreifungsstößen von Zugbewehrungen ..... A.1-4

A1.1.2.1 Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung , Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten; Ausgabe 1904-03 ..... A.1-4

A1.1.2.2 Bestimmungen des König. preuß. Ministeriums f. d. Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten; Ausgabe 1907-05 A.1-4

A1.1.2.3 DAfEb-Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton; Ausgabe 1916-01 ..... A.1-4

A1.1.2.4 DIN 1045 – Deutsche Bestimmungen für Eisenbeton; ..... Ausgabe 1925-09 ..... A.1-4

A1.1.2.5 DIN 1045 – Deutsche Bestimmungen für Eisenbeton; ..... A.1-5

A1.1.2.6 DIN 1045 – Deutsche Bestimmungen für Eisenbeton; ..... A.1-5

A1.1.2.7 DIN 1045 – Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton; Ausgabe 1943-03 ..... A.1-5

A1.1.2.8 DIN 1045 – Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton; Ausgabe 1952-07 ..... A.1-7

A1.1.2.9 DIN 1045 – Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton; Ausgabe 1959-11 ..... A.1-7

A1.1.2.10 DIN 1045 – Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton; Ausgabe 1972-01 ..... A.1-7

A1.1.2.11 DIN 1045 – Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton; Ausgabe 1978-12 ..... A.1-13

A1.1.2.12 DIN 1045 – Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton; Ausgabe 1988-07 ..... A.1-19

A1.1.2.13 DIN 1045 – Tragwerke aus Beton und Stahlbeton ..... Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Ausgabe 2001-07 ..... A.1-19

A1.1.2.14 DIN 1045 – Tragwerke aus Beton und Stahlbeton .....

Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Ausgabe 2008-08..... A.1-26

A1.1.2.15 DIN EN 1992 – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau;.....

Ausgabe 2011-01 inkl. Nationaler Anhang (NA) - National festgelegte Parameter; Ausgabe 2011-01..... A.1-27

A.1.2 Die Historie der Biegerollenradien von Haken in der DIN1045 ..... A.1-32

## A.1.1 Historische Entwicklung des Übergreifungsstoßes im deutschen Stahlbetonbau

### A.1.1.1 Vorbemerkungen

Zu Beginn des deutschen Stahlbetonbaus wurden nach *DBV 2008* die Bauteile regelmäßig mit glatten Rundstählen bewehrt, die spitzwinklige oder halbkreisförmige Endhaken besaßen.

Schon in der Erstausgabe der *DIN 1045 1925*, wurden Überdeckungsstöße beschrieben, für die damals bei Verwendung von so genanntem Handelseisen (Zugfestigkeit 3.700 kg/cm²) mit Rundhaken Überdeckungslängen von 40 $d_s$ gefordert wurden.

Ab *DIN 1045 1943* erfolgte die Bestimmung der Übergreifungslänge in Abhängigkeit von Stabdurchmesser und zulässiger Stahl- sowie Haftspannung unter Einbeziehung der Betonfestigkeit anstelle der zuvor pauschalen Auslegung.

Mit Veröffentlichung von *DIN 1045 1972* wurden die Regeln für Übergreifungsstöße vollständig überarbeitet. Erstmals waren gleichzeitig Regeln für glatte und gerippte Betonstähle unterschiedlicher Materialgüten enthalten, jedoch ohne Angaben zu etwaigen Kombinationen. Während glatte Rundstähle nur mit spitzwinkligen Haken übergreifen durften, waren bei Rippenstählen auch gerade Enden oder Winkelhaken zulässig. Die Übergreifungslänge wurde in Abhängigkeit von Verankerungslänge, Hakenabzug und Anteil gestoßener Bewehrung ermittelt.

Aber auch diese Regeln wurden bereits in der nachfolgenden Normausgabe *DIN 1045 1978* stark abgewandelt. Die Regeln für Übergreifungsstöße mit glatten Stählen wurden gestrafft und der Einfluss der Haken durch eine Erhöhung der Vorlängen vermindert.

Ab der Ausgabe *DIN 1045 1988* sind zu Betonglattstählen keine Regeln mehr enthalten, da sich die Betonrippenstähle im Neubau wegen der besseren Verbundeigenschaften durchsetzten. Grundsätzlich entsprechen die aktuellen Regeln des *EC2 2011, Fingerloos 2012* für Übergreifungsstöße noch heute den seinerzeit ausgearbeiteten Konstruktionsregeln der Normausgabe *DIN 1045 1978*.

Die Entwicklung des Übergreifungsstoßes und der Endverankerungen von Zugbewehrungen wird auf den nachfolgenden Seiten detailliert anhand der in *Fingerloos 2009* zusammengestellten, jeweils gültigen Bestimmungen für die Bemessung im Deutschen Stahlbetonbau aufgezeigt, insbesondere anhand der Normenreihe DIN 1045. Dazu wird konsequent nach den jeweiligen Normvorschriften mindestens ein Rechenbeispiel vergleichend berechnet, um die praktisch existierenden Unterschiede in Abhängigkeit des Baualters bzw. der jeweils gültigen Norm zu verdeutlichen.

### A.1.1.2 Die Historie der Normung von Verankerungselementen und Übergreifungsstößen von Zugbewehrungen

#### A1.1.2.1 Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung , Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten; Ausgabe 1904-03

In den vorläufigen Leitsätzen von 1904 (*Leitsätze 1904*) wird empfohlen, die auf Zug beanspruchten Eiseneinlagen an den freien Enden umzubiegen oder derart zu gestalten, dass dadurch ein Gleiten des Eisens im Beton erschwert wird.

Zum Übergreifungsstoß sind in dieser ersten Vorschrift für den Stahlbetonbau in Deutschland noch keine Angaben enthalten.

#### A1.1.2.2 Bestimmungen des König. preuß. Ministeriums f. d. Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten; Ausgabe 1907-05

In den *Bestimmungen 1907* sind weiterhin keine Angaben zu Übergreifungsstößen enthalten. Auch für die Stabendausbildung von Zugeiseneinlagen sind in dieser Vorschrift keine konkreten Empfehlungen enthalten.

#### A1.1.2.3 DAfEb-Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton; Ausgabe 1916-01

Gemäß den Bestimmungen *DAfEb 1916* sind die Zugeiseneinlagen an ihren Enden mit runden oder spitzwinkligen Haken zu versehen, deren lichter Durchmesser mindestens gleich dem 2,5 - fachen des Eisendurchmessers ist.

Zum Übergreifungsstoß sind weiterhin keine Angaben zu finden.

#### A1.1.2.4 DIN 1045 – Deutsche Bestimmungen für Eisenbeton; Ausgabe 1925-09

In dieser ersten Norm *DIN 1045 1925* werden erstmals so genannte Überdeckungsstöße mit Bewehrungen aus Handelseisen mit einer Zugfestigkeit von $\geq 3.700$ kg/cm² beschrieben.

Zugeiseneinlagen sind an ihren Enden mit halbkreisförmigen oder spitzwinkligen Haken zu versehen, deren lichter Durchmesser mindestens gleich dem 2,5 - fachen des Eisendurchmessers ist.

Stöße erfolgen in der Regel mit Muffen, Spannschlössern oder Schweißungen. Der Überdeckungsstoß ist eher als Ausnahme zu betrachten. Generell wird darauf hingewiesen, dass Zugeinlagen möglichst nicht zu stoßen sind. Wenn es dennoch unvermeidbar ist, soll in einem Querschnitt von Balken und Zuggliedern maximal ein Stoß liegen. Bei Trageisen von Zuggliedern oder bei Zugeinlagen in Balken mit $d > 20$ *mm* ist kein Überdeckungsstoß zulässig.

Sollen Stöße durch Überdeckung gestoßen werden, so sind die Enden nebeneinander zu legen und mit Rundhaken nach Considere (vgl. *Mörsch 1922*) zu versehen. Dabei muss die Überdeckungslänge mindestens das 40 - fache des Eisendurchmessers ($40d_s$) betragen, vgl. *Bild A1.1.*

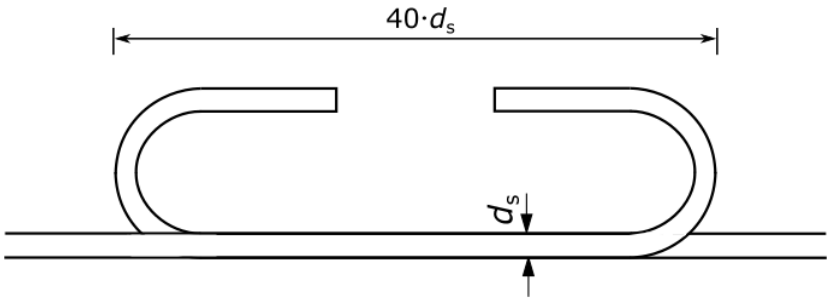



**Bild A1.1:** Überdeckungsstoß nach *DIN 1045 1925*

### A1.1.2.5 DIN 1045 – Deutsche Bestimmungen für Eisenbeton; Ausgabe 1932-05

Die Bestimmungen *DIN 1045 1932* entsprechen weitgehend denen von 1925. Aufgrund der Einführung eines besonders zu kennzeichnenden hochwertigen Stahls St52 werden jedoch Ergänzungen vorgenommen.

Während die Überdeckungslänge bei Handelseisen (St37) weiterhin mindestens das 40 - fache des Eisendurchmessers $d_s$ betragen muss, vgl. *Bild A1.1*, wird diese bei dem in dieser Norm eingeführten hochwertigen Stahl (St52) auf mindestens das 50 - fache von $d_s$ erhöht.

Darüber hinaus sind Überdeckungsstöße in Trageisen von Zuggliedern und bei Zugeinlagen in Balken, Rippendecken, Plattenbalken und rippenförmigen Rahmenriegeln mit $d_s > 25\ mm$, statt vorher $d_s > 20\ mm$ bei Balken, nicht zulässig.

### A1.1.2.6 DIN 1045 – Deutsche Bestimmungen für Eisenbeton; Ausgabe 1937-05

*DIN 1045 1937* enthält keine wesentliche Änderung im Vergleich zu *DIN 1045 1932*

### A1.1.2.7 DIN 1045 – Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton; Ausgabe 1943-03

In dieser Norm *DIN 1045 1943* werden erstmals Berechnungsformeln für die Überdeckungs- bzw. Übergreifungslänge von Stößen in Abhängigkeit von Betonfestigkeit, Stabdurchmesser und zulässiger Stahl- und Haftspannung (Verbundspannung) angegeben. Dabei ist insbesondere der erstmals angesetzte Einfluss der Druckfestigkeit des Betons, die sich in der sogenannten Güteklasse widerspiegelt, von wesentlicher Bedeutung, da sie die zulässige Haftspannung für die Bemessung der Stoßlängen vorgibt (vgl. Tafel V *DIN 1045 1943*).

Weiterhin werden Regeln für die Ausbildung der Stabenden (Endverankerung) verschiedener Betonstahlgruppen (BStI, BStII, BStIII) aus Rundstahl und Ausnahmen für Betonformstahl (z.B. Rippenstahl) angegeben (vgl. Tab.1 *DIN1045 1943*) und der maximale Stoßanteil wird konkretisiert.

Die Zugeinlagen sind an ihren Enden mit halbkreisförmigen Haken zu versehen, deren lichter Durchmesser bei Betonstahl I mindestens gleich dem 2,5 - fachen des Eisendurchmessers und bei Betonstahl der Gruppen II und III mindestens dem 5 - fachen des Eisendurchmessers

betragen muss. Für geeignete Betonformstähle (z.B. Rippenstahl) mit allgemeiner baupolizeilicher Zulassung sind bei höherer Streckgrenze ebenfalls Endhaken mit 2,5-fachem Eisendurchmesser zulässig. In Platten dürfen bei solchen Zugeinlagen die Endhaken sogar fehlen, wenn die Enden um ein nachzuweisendes Mindestmaß $a_1$ über den rechnerischen Endpunkt hinausreichen.

Stöße sollen weiterhin vermieden werden. In einem Querschnitt von Balken, Plattenbalken und Zuggliedern soll nach Möglichkeit nur ein Stoß liegen. Höchstens aber darf von je 5 Bewehrungsstäben ein Stab in einem Querschnitt gestoßen werden, was einem Stoßanteil von maximal 20 % entspricht.

Überdeckungsstöße sind in Trageisen von Zuggliedern und bei Eisen mit $d_s > 25$ mm weiterhin nicht zulässig.

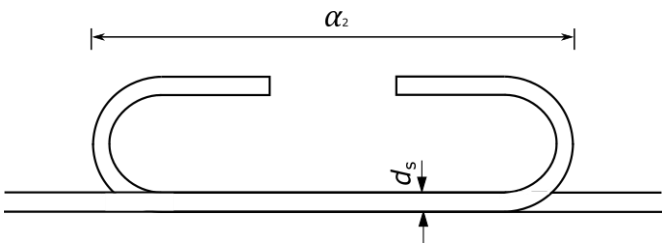



**Bild A1.2:** Überdeckungsstoß nach *DIN 1045 1943-03*

**Die Übergreifungslänge $\alpha_2$ wird für glatte Rundstähle mit Rundhaken berechnet zu:**

$$\alpha_2 = \frac{2 \cdot \sigma_{ezul} \cdot F_{e1}}{3 \cdot \tau_1 \cdot u}$$

Dabei ist:

| | |
|---|---|
| $\alpha_2$ | die Übergreifungslänge [cm] |
| $\sigma_{ezul}$ | die zulässige Stahlspannung nach Tafel V [kg/cm²] |
| $F_{e1}$ | die Querschnittsfläche der Zugeinlagen [cm²] |
| $u$ | der Umfang der Bewehrungsstäbe [cm] |
| $\tau_1$ | die zulässige Verbundspannung nach Tafel V [kg/cm²] |

**Tafel V *DIN 1045 1943* (Auszug):**
**Zulässige Stahlspannung $\sigma_{ezul}$ [1)] und Verbundspannung $\tau_1$**

| | kg/cm² | B120 | B160 | B225 | B300 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\sigma_{ezul}$ | Betonstahl I | - | 1400 | 1400 | 1400 |
| $\sigma_{ezul}$ | Betonstahl II | - | 1800 | 1800 | 1800 |
| $\sigma_{ezul}$ | Betonstahl III | - | - | 2000 | 2000 |
| $\sigma_{ezul}$ | Betonstahl IV | - | - | 2000 | 2000 |
| $\tau_1$ | (Haftspan- | 4 | 5 | 6 | 8 |

[1)] für Balken; Platten besitzen teilweise höhere zul. Spannungen

**Rechenbeispiel zum Vergleich:**

Stoß von Betonstahl I mit Endhaken; B300; $\phi$ 10mm, der zulässige Anteil der gestoßenen Stäbe am Gesamtquerschnitt der Bewehrung beträgt in dieser Normengeneration maximal 20%.

Berechnung der erforderlichen Überdeckungslänge $\alpha_2$:

$$\alpha_2 = \frac{2 \cdot \sigma_{ezul} \cdot F_{e1}}{3 \cdot \tau_1 \cdot u} = \frac{2 \cdot 1400 \cdot 0{,}79}{3 \cdot 8 \cdot 3{,}14} = 29{,}3 \text{ cm}$$

Die Verwendung eines Betons B160 würde aufgrund einer geringeren Verbundspannung (5 kg/cm², statt 8 kg/cm²) eine Vergrößerung der erforderliche Übergreifungslänge auf $\alpha_2$ = 46,7 cm bewirken, ebenso wie die Verwendung eines Betons B225 mit einer ebenfalls geringeren Verbundspannung (6 kg/cm² statt 8 kg/cm²), die eine Vergrößerung der erforderlichen Übergreifungslänge auf $\alpha_2$ = *39,1 cm* mit sich bringen würde.

Die Ermittlung auf Basis der Vorgängernormen ab 1925 hätte dem gegenüber für einen Betonstahl BStI $\phi$ 10mm mit Rundhaken noch unabhängig von der Betongüte eine erforderliche Übergreifungslänge von mindestens 40 cm (40 $d_s$) ergeben.

### A1.1.2.8 DIN 1045 – Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton; Ausgabe 1952-07

Für Übergreifungsstöße ergeben sich in *DIN 1045 1952* gegenüber *DIN 1045 1943* keine Änderungen.

### A1.1.2.9 DIN 1045 – Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton; Ausgabe 1959-11

Für Übergreifungsstöße sind in *DIN 1045 1959* keine wesentlichen Änderungen im Vergleich zur Vorgängernorm und zu *DIN1045 1943* enthalten. Es erfolgen lediglich einige Ergänzungen in der Tafel V, wie u.a. die Aufnahme von $\sigma_{ezul}$ für Betonstahl I und B120.

### A1.1.2.10 DIN 1045 – Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton; Ausgabe 1972-01

Mit *DIN 1045 1972* erfolgt eine grundlegende Überarbeitung der Bewehrungsregeln, die sowohl die Stababstände, die zulässigen Krümmungen von Bewehrungen (u.a. Biegerollendurchmesser), die Verankerung der Bewehrungsstähle als auch die Ausbildung der erstmals als Übergreifungsstöße (statt Überdeckungsstöße) bezeichneten Stöße von Bewehrungen und die Bewehrungsführung in ausgesuchten Bauteilen intensiv betrifft.

Neben dem neu eingeführten Versatzmaß bei der Zugkraftdeckung und den neuen Grundmaßen zur Bemessung der Verankerungslänge wurden auch die unterschiedlichen Verbundbedingungen Lage A (schlecht) und Lage B (gut) in dieser Norm erstmals aufgenommen. Insbe-

sondere die Übergreifungslängen von Stößen der oberen, waagerechten Bewehrungslage liegend betonierter, mindestens 30 cm dicker Bauteile müssen ab dieser Normengeneration aufgrund des schlechteren Verbunds verdoppelt werden, denn bei entsprechender Bauteildicke kann die Frischbetonsetzung im oberen Bereich zu einer deutlich verminderten Verbundfestigkeit führen. Dieser Zusammenhang beeinflusst fortan die Dimensionierung der Übergreifungsstöße erheblich.

Außerdem wurde durch die Berücksichtigung des lichten Stababstands im Stoßbereich auch der Bewehrungsgrad in die Berechnung der erforderlichen Stoßlängen eingeführt (vgl. *DIN 1045 1972,* Tab 22), der Längsversatz zweier Stöße definiert und überdies eine deutliche Veränderung des Anteils gestoßener Stäbe in einem Querschnitt festgeschrieben.

Die Biegerollendurchmesser der spitzwinkligen Haken wurden in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser und der Stahlgüte definiert (vgl. *DIN 1045 1972*, Tab.19). Für einen Stabdurchmesser < 20 mm musste z.B. für Glattstahl BStIG ein Mindestbiegerollendurchmesser von *2,5* $d_e$ eingehalten werden, während für gleiche Durchmesser bei gerippten Stahl BStIII *5* $d_e$ gefordert wurden. Bei Stabdurchmessern $20 < d_e < 28$ *mm* erhöhten sich die Werte dann auf *5* $d_e$ für BStI und *7* $d_e$ für BStIII.

Da Betonrippenstähle 1972 ebenfalls erstmals in der einschlägigen Bemessungsnorm DIN 1045 geregelt sind, wurden in dieser Norm gleichzeitíg Regeln für glatte und gerippte Stähle mit unterschiedlichen Güten (BStI, III, IV / glatt, gerippt - vgl. Tab.6) ausgearbeitet ohne bei den Konstruktionsregeln Angaben zu eventuellen Kombinationen von Stahleinlagen mit unterschiedlicher Oberflächenbeschaffenheit oder Güte zu machen. Übergreifungsstöße waren bei Glattstahl nur mit spitzwinkligen Endhaken möglich, wärend die Übergreifung von gerippten Stählen mit geraden Stabenden, Haken oder Winkelhaken zulässig war.

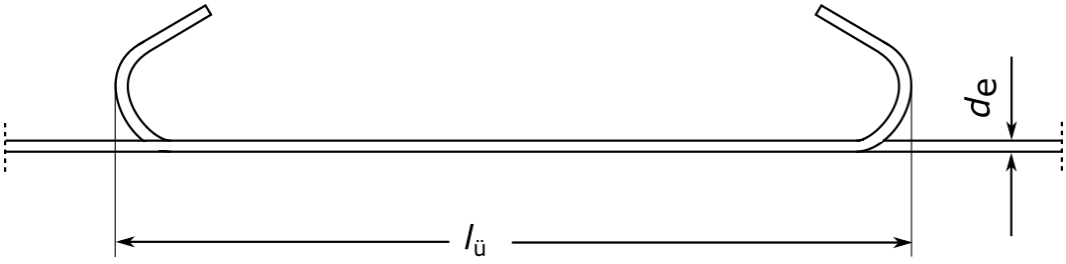



**Bild A1.3:** Übergreifungsstoß nach *DIN 1045 1972* mit spitzwinkligem Haken

**Die erforderliche Übergreifungslänge $l_ü$ wurde nach *DIN 1045 1972* wie folgt berechnet:**

$$l_ü = k \cdot a - a_0' \quad \begin{matrix} \geq 20\,\text{cm} \\ \geq 15\,d_e \end{matrix}$$

mit:

$k$ Beiwert nach Tabelle 22

$a$ Verkleinertes Grundmaß der Verankerungslänge

$a_0'$ Hakenabzug

$a_0' =$ $30\,d_e$ für Haken bei glatten oder profilierten Stäben

$20\,d_e$ für Haken und Winkelhaken bei gerippten Stäben

**Berechnung des verkleinerten Grundmaßes der Verankerungslänge $a$ :**

$$a = a_0 \cdot \frac{erf\ F_e}{vorh F_e} \geq \frac{1}{3} a_0$$
$$\geq 10\ d_s$$

mit:

$a_0$ Grundmaß der Verankerungslänge

$erf\ F_e$ erforderlicher Querschnitt der Längsbewehrung

$vorh\ F_e$ tatsächlicher Querschnitt der Längsbewehrung

**Berechnung des Grundmaßes der Verankerungslänge $a_0$ :**

$$a_0 = \frac{Z_s}{\nu \cdot u \cdot zul\,\tau_1} = \frac{d_e \cdot \beta_s}{\nu \cdot 4 \cdot zul\,\tau_1}$$

mit:

$Z_s$ Zugkraft im Bewehrungsstab bei $\sigma_e = \beta_s$

$\sigma_e$ vorhandene Spannung im Bewehrungsstab

$\beta_s$ Streckgrenze des Betonstahls nach Tabelle 6

$\upsilon$ Sicherheitsbeiwert $\upsilon$ =1,75

$u$ Umfang der Bewehrung

$zul\,\tau_1$ zul. Rechenwert der Verbundspannung nach Tab.20

$d_e$ Durchmesser des Bewehrungsstabs

**Tabelle 6 *DIN 1045 72*:** Sorteneinteilung, Eigenschaften der Betonstähle (Auszug)

| Streckgrenzen von Betonstabstahl $\beta_s$ [kp/cm²] | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Oberflächenge-staltung | glatt BSt | gerippt BSt | BSt | BSt |
| Kurzzeichen | I G | I R | III U | III K |
| Streckgrenze | 2200 | 2200 | 4200 | 4200 |

**Tabelle 20 *DIN 1045 72*:** Zul. Rechenwerte der Verbundspannung $zul\,\tau_1\,[kp/cm^2]$ unter vorwiegend ruhender Belastung

| Stabform | Verbundbereich | Festigkeit des Betons | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | B150 | B250 | B350 | B450 | B550 |
| glatte Rundstäbe | A | 3 | 3,5 | 4 | 4,5 | 5 |
| | B | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| profilierte Stäbe | A | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| | B | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 |
| Gerippte Stäbe | A | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 |
| | B | 14 | 18 | 22 | 26 | 30 |

*Hinweis:* Die Werte für $zul\,\tau_1$ werden bei Zuordnung in die schlechte Verbundlage A gegenüber der guten Verbundlage B halbiert!

**Tabelle 22 *DIN 1045 72*:** Beiwert *k* für die Übergreifungslänge von Stößen

| Abstand[1)] | Anteil ohne Längsversatz gestoßener Stäbe am Gesamtquerschnitt der Bewehrung | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | ≤20% | ≤25% | ≤33% | ≤50% | >50% |
| <10 $d_e$ | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2 | 2,2 |
| ≥10 $d_e$ | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,5 | 1,6 |
| [1)] seitlicher lichter Abstand der Stäbe nicht versetzter Stöße | | | | | |

Der zulässige Anteil der gestoßenen Stäbe am Gesamtquerschnitt der Bewehrung in einem Schnitt (ohne Längsversatz) ergibt sich dann nach *DIN 1045 1972, Tabelle 23*. Dabei ist zu beachten, dass bei den glatten Stählen auch der Ausnutzungsgrad eine erhebliche Rolle spielt. Insbesondere gilt für Glattstahl, dass unter bestimmten Randbedingungen - vorwiegend ruhende Belastung, Stabdurchmesser ≤ 14 mm und Ausnutzung im Stoßbereich ≤ 50% (vorh. $F_e \geq 2$ erf. $F_e$) - erstmals und zum einzigen Mal ein sogenannter Vollstoß mit 100 % Anteil an gestoßenen Stäben in einem Schnitt ohne Längsversatz für glatte Stäbe mit Haken möglich war. Bei Stäben mit Durchmessern ab 16 mm war in *DIN 1045 1972* weder bei Glattstahl noch bei Rippenstahl ein solcher Vollstoß erlaubt.

**Tabelle 23 *DIN 1045 72*:** Zulässiger Anteil gestoßener Stäbe am Gesamtquerschnitt.

| Stabdurchmesser [mm] | Rippenstäbe | Glatte Stäbe, Belastungsart | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Vorwiegend ruhend | | nicht vorwiegend ruhend |
| | | vorh $F_e \geq 2$ erf $F_e$ | vorh $F_e < 2$ erf $F_e$ | vorh $F_e \geq 2$ erf $F_e$ |
| ≤14 | 100% | 100% | 50% | 50% |
| >14 | 50% | 50% | 25% | 25% |

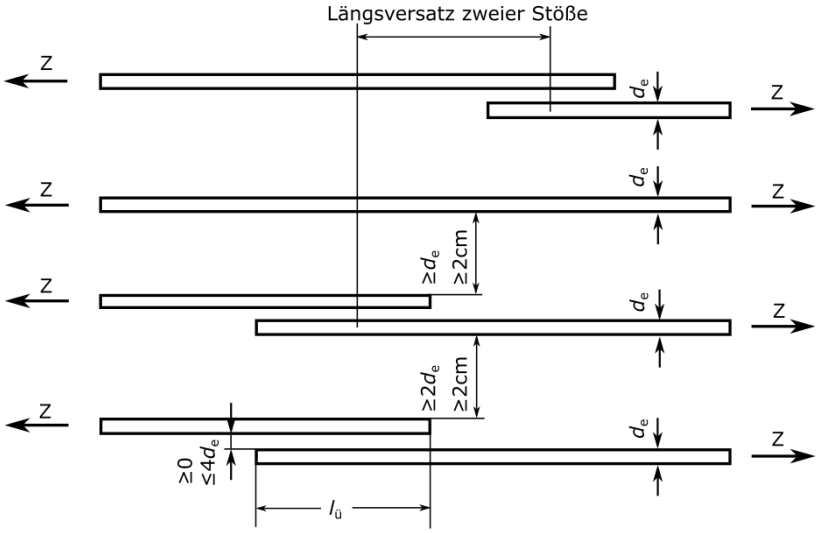



**Bild A1.4:** Längsversatz zweier Stöße $\geq 1.3$ lü (*DIN 1045 1972 Bild 24*)

**Rechenbeispiel zum Vergleich:**

**Variante 1: günstige Verbundbedingungen (Lage B), Stoßanteil 20%:**

Stoß von glattem Betonstahl BStIG mit Haken; B250; $\phi$ 10mm, Verbundbereich Lage B (guter Verbund), Anteil gestoßener Stäbe am Bewehrung im Schnitt ≤ 20% und lichter Abstand der Stäbe < 10 $d_e$, Bewehrung voll ausgenutzt, vorwiegend ruhende Belastung.

Das Grundmaß der Verankerungslänge $a_0$ ergibt sich unter Beachtung der Tabellen 6 und 20 der *DIN 1045 1972* wie folgt:

$$a_0 = \frac{Z_S}{\nu \cdot u \cdot zul\,\tau_1} = \frac{d_e \cdot \beta_S}{\nu \cdot 4 \cdot zul\,\tau_1} = \frac{1{,}0 \cdot 2200}{1{,}75 \cdot 4 \cdot 7} = 44{,}9 \text{ cm}$$

Bei voller Ausnutzung der glatten Bewehrung errechnet sich dann das verkleinerte Grundmaß der Verankerungslänge $a$ zu:

$$a = a_0 \cdot \frac{erf\,F_e}{vorh F_e} \qquad \begin{matrix} \geq \frac{1}{3} a_0 \\ \geq 10 d_s \end{matrix}$$

$$a = 44{,}9 \cdot 1{,}0 \qquad \begin{matrix} \geq \frac{1}{3} 44{,}9 \\ \geq 10 \cdot 1{,}0 \end{matrix}$$

$$a = 44{,}9 \text{ cm}$$

Der Hakenabzug für den Endhaken des glatten Stahls ergibt sich zu:

$$a_0' = 30\ d_e = 30 \cdot 1{,}0 = 30 \text{cm}$$

Aus Tab. 22 *DIN 1045 1972* ist für einen Stoßanteil ≤ 20% und einen lichten Stababstand < 10 $d_e$ der Beiwert $k$ = 1,4 zu entnehmen.

Auf Basis dieser Grundlagen beträgt die erforderliche Übergreifungslänge $l_{ü}$:

$$l_ü = k \cdot a - a_0' \qquad \begin{matrix} \geq 20 \text{ cm} \\ \geq 15\ d_e \end{matrix}$$

$$l_ü = 1{,}4 \cdot 44{,}9 - 30 \qquad \begin{matrix} \geq 20 \text{ cm} \\ \geq 15 \text{ cm} \end{matrix}$$

$$l_ü = 32{,}9 \text{ cm}$$

Ein veränderter Verbundbereich – statt dem Betonieren im guten Verbundbereich in Lage B nun im mäßigen Verbundbereich der Lage A - würde nach *DIN 1045 1972, Tabelle 20* aufgrund der halbierten zulässigen Verbundspannung (3,5 kp/cm² statt 7 kp/cm²) mehr als eine Verdopplung der erforderliche Übergreifungslänge bewirken, da der Hakenabzug eine weitere entscheidende Rolle spielt, wie nachfolgende Modifikation des Rechenbeispiels zeigt.

**Variante 2: ungünstige Verbundbedingungen (Lage A), Stoßanteil 20%:**

Stahl BStIG mit Haken; B250; $\phi$ 10mm, Lage A (mäßiger bzw. schlechter Verbund), Stoßanteil 20%, lichter Abstand der Stäbe < 10 $d_e$, Bewehrung voll ausgenutzt.

Es ändert sich die zulässige Verbundspannung, die von 7 auf 3,5 kp/cm² halbiert wird.

Daraus resultiert eine Verdopplung des Grundmaßes der Verankerungslänge:

$$a_0 = \frac{Z_s}{\nu \cdot u \cdot zul\,\tau_1} = \frac{d_e \cdot \beta_s}{\nu \cdot 4 \cdot zul\,\tau_1} = \frac{1 \cdot 2200}{1{,}75 \cdot 4 \cdot 3{,}5} = 89{,}8\,\text{cm}$$

Das verkleinerte Grundmaß der Verankerungslänge bleibt unverändert mit:

$$a = 89{,}8 \cdot 1{,}0 = 89{,}8\ \text{cm}$$

Der Hakenabzug ergibt sich weiterhin zu

$$a_0' = 30 d_e = 30 \cdot 1 = 30\ \text{cm}$$

Auch der Beiwert k = 1,4 für Stoßanteil ≤ 20% und Stababstand < *10 $d_e$* bleibt unverändert.

Die erforderliche Übergreifungslänge $l_{ü}$ mit den Verbundbedingungen der ungünstigeren Lage A beträgt dann:

$$l_ü = k \cdot a - a_0' \qquad \begin{matrix} \geq 20\,\text{cm} \\ \geq 15 d_e \end{matrix}$$

$$l_ü = 1{,}4 \cdot 89{,}8 - 30 \qquad \begin{matrix} \geq 20\,\text{cm} \\ \geq 15\,\text{cm} \end{matrix}$$

$$l_ü = 95{,}7\,\text{cm}$$

*Hinweis:* Aufgrund der schlechteren Verbundbedingungen wird nach *DIN 1045 1972* eine Erhöhung der Übergreifungslänge von 32,9 cm auf 95,7 cm erforderlich! Dies entspricht einer Erhöhung um 95,7/32,9*100= 290%**!** Diese doch übermäßige Erhöhung wird insbesondere durch den großen Einfluss des Hakenabzugs $a_0'$ in Verbindung mit den ungünstigen Verbundbedingungen hervorgerufen!

Erhöht man den Anteil der gestoßenen Bewehrung ergibt sich nach *Tab.22 DIN 1045 1972* eine deutliche Steigerung der Übergreifungslängen durch Anhebung des Beiwerts *k*. Erhöht man den lichten Stababstand der Stäbe auf ≥ *10 $d_e$* bewirkt derselbe Beiwert k eine deutliche Reduktion. Darüber hinaus ist *Tab. 23 DIN 1045 1972* mit dem zulässigen Anteil gestoßener Stäbe in einem Schnitt zu beachten.

Eine Besonderheit bietet der nur nach dieser Norm gestattete Vollstoß (Stoßanteil 100%) glatter Betonstähle mit Haken bei vorwiegend ruhender Belastung und einer Ausnutzung bis zu maximal 50% (vorh $F_e \geq 2$ erf $F_e$ ), wie das abschließende 3. Beispiel zu diesem Kapitel zeigt.

**Variante 3: Vollstoß bei ungünstigen Verbundbedingungen, Stoßanteil 100%:**

Stahl BStIG mit Haken; B250; ∅ 10mm, Verbundbereich A (mäßiger bzw. schlechter Verbund), Stoßanteil 100%, lichter Abstand der Stäbe < 10 $d_e$, Bewehrung ≤ 50% ausgenutzt.

Aufgrund der nur 50%igen Ausnutzung halbiert sich für dieses Beispiel trotz Vollstoß das verkleinerte Grundmaß der Verankerungslänge, das nach Gl. (25) *DIN 1045 1972* errechnet wird:

$$a = 89{,}8 \cdot 0{,}5 = 44{,}9 \text{ cm}$$

Der Hakenabzug bleibt unverändert bei 30 cm.

Es ändert sich aber der *k*-Wert nach Tabelle 22.

Der Beiwert *k* beträgt nach Tab. 22 für Stoßanteil > 50% und Stababstand < *10* $d_e$ → *k* = 2,2.

Die erforderliche Übergreifungslänge $l_{ü}$ mit den Verbundbedingungen der ungünstigeren Lage A beträgt dann:

$$l_{ü} = k \cdot a - a_0' \qquad \begin{matrix} \geq 20\,\text{cm} \\ \geq 15\,d_e \end{matrix}$$

$$l_{ü} = 2{,}2 \cdot 44{,}9 - 30 \qquad \begin{matrix} \geq 20\,\text{cm} \\ \geq 15\,\text{cm} \end{matrix}$$

$$l_{ü} = 66{,}8\,\text{cm}$$

*Hinweis:* Die für den Vollstoß bei max. 50% Ausnutzung – mit halb so großer Spannung bzw. doppelter Querschnittsfläche - erforderliche Übergreifungslänge ist mit 66,8 cm um ca. 43% geringer als die Übergreifungslänge von 95,7 cm bei 20%igem Stoßanteil und voller Ausnutzung von 100%.

### A1.1.2.11 DIN 1045 – Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton; Ausgabe 1978-12

Wie in *DAfStb 300* beschrieben und mit den Rechenbeispielen im vorhergehenden Abschnitt belegt, waren die Bewehrungsregeln der *DIN 1045 1972* häufig widersprüchlich und zu kompliziert. Folglich wurden sie bereits in der nachfolgenden Normausgabe *DIN 1045 1978* wieder geändert.

Zur Vereinfachung wurden die Regeln für Übergreifungsstöße mit glatten Stählen, deren Einsatzhäufigkeit in den siebziger Jahren zugunsten der gerippten höher festen Stähle bereits deutlich abgenommen hatte, stark gestrafft und der Einfluss der Haken wurde, insbesondere im Hinblick auf die großen Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, durch eine Erhöhung der Vorlängen vermindert.

Dabei wurde u.a. der in *DIN 1045 1972* in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser zu ermittelnde Hakenabzug durch die Einführung eines vom Durchmesser unabhängigen Beiwerts $\alpha_1$ für die Art der Verankerung ersetzt (vgl. *DIN 1045 1978*, Tab. 20). Dieser betrug fortan bei Zugstäben

mit Haken, Winkelhaken und Schlaufen für gerippte und glatte Stähle einheitlich $\alpha_1 = 0{,}7$. Allerdings nur unter der Bedingung, dass die seitliche Betondeckung im Krümmungsbereich $\geq 3\, d_e$ betragen musste. Ansonsten musste $\alpha_1 = 1{,}0$ in Ansatz gebracht werden. Insbesondere die Verankerungslängen der glatten Stähle wurden durch den Wegfall des Hakenabzugs deutlich länger, wie die nachfolgenden Rechenbeispiele belegen.

Neben einer generellen Umstellung auf die noch heute gültigen SI-Einheiten wurden auch bei den Bewehrungsrichtlinien in Kapitel 18 der Norm viele Bezeichnungen geändert. Insbesondere wurde das 1972 noch mit $\alpha_0$ bezeichnete Grundmaß der Verankerungslänge ohne eine substantielle Änderung der Formeln umbenannt in $l_0$ und die 1972 eingeführten unterschiedlichen Verbundbedingungen erhielten neue Bezeichnungen. Die 1972 mit Lage A bezeichneten schlechten oder mäßigen Verbundbedingungen erhielten in *DIN 1045 1978* die Bezeichnung Verbundbereich II und die mit Lage B bezeichneten guten Verbundbedingungen wurden umbenannt in Verbundbereich I. Dabei waren die zulässigen Verbundspannungen des ungünstigen Verbundbereichs II unverändert nur halb so groß wie die zulässigen Verbundspannungen des guten Verbundbereichs I.

Gegenüber der Vorgängernorm wurde 1978 die Regelung zum Anteil der ohne Längsversatz gestoßenen Tragstäbe in einem Bewehrungsquerschnitt ebenfalls stark abgewandelt und deutlich vereinfacht. Während gerippte Stähle nun unabhängig vom Stabdurchmesser in einer Lage zu 100% gestoßen werden durften, wurde der Stoßanteil bei glatten Stählen trotz des Hakens unabhängig vom Stabdurchmesser auf lediglich 33% beschränkt.

Ebenso änderte sich die Dimensionierung der Übergreifungslänge wesentlich gegenüber 1972, wie ein Vergleich der beiden maßgebenden Beiwerte $\alpha_ü$ bzw. $k$ in *Tab. 21 DIN 1045 1978* bzw. *Tab. 22 DIN 1045 1972* belegt. Zur Berücksichtigung des ungünstigen Einflusses dickerer Stabdurchmesser erfolgte in der neueren Norm erstmals eine Unterteilung in kleinere Stabdurchmesser bis 14 mm und größere Stabdurchmesser ab 16 mm. Die Werte für die größeren Durchmesser entsprachen dabei weitgehend den Werten der älteren Norm *DIN 1045 1972*. Darüber hinaus wurden die Verbundbedingungen, die bereits einen maßgeblichen Einfluss auf die zulässige Verbundspannung besaßen, hier nochmals berücksichtigt. Die Beiwerte $\alpha_ü$ wurden für den mäßigen Verbundbereich II reduziert und betrugen nur 75% von Verbundbereich I. Dies führte gegenüber *DIN 1045 1972* zu einer Abschwächung des Einflusses der ungünstigen Verbundbedingungen. Während die Verankerungslänge sich im Verbundbereich II aufgrund der Halbierung der zulässigen Verbundspannung verdoppelte, erhöhte sich die zugehörige Übergreifungslänge, aufgrund der Abminderung der Beiwerte $\alpha_ü$ um 25%, im Verbundbereich II nur um 50%, wie die nachfolgenden Rechenbeispiele belegen. Der Einfluss des Stababstands blieb in abgewandelter Form erhalten. In *DIN 1045 1978* wurden die Beiwerte $\alpha_ü$ bei großem Stababstand $\geq 10\, d_e$ einheitlich mit dem Faktor 0,7 multipliziert und es wurden keine Einzelwerte ausgewiesen.

Die Biegerollendurchmesser der spitzwinkligen Haken veränderten sich nicht wesentlich. Hier erfolgte lediglich eine Vereinheitlichung der Mindestbiegerollendurchmesser bei BStIII und BStIV auf 4 $d_s$ bzw. 7 $d_s$ bei Stabdurchmessern 20 mm < $d_e$ < 28 mm. Gerippte Stähle der Güte BStI waren im Gegensatz zu *DIN 1045 1972* nicht mehr enthalten.

**Die erforderliche Übergreifungslänge $l_ü$ wurde nach *DIN 1045 1978* wie folgt berechnet:**

$$l_{ü} = \alpha_{ü} \cdot l_1 \geq \begin{cases} 20\,\text{cm} \\ 15\,d_s \\ 1{,}5\,d_{br} \end{cases}$$

Dabei ist:

$\alpha_{ü}$ Beiwert nach Tabelle 21 $\geq 1{,}0$

$l_1$ Verankerungslänge

$d_s$ Durchmesser Bewehrungsstab

$d_{br}$ vorhandener Biegerollendurchmesser

**Verankerungslänge $l_1$:**

$$l_1 = \alpha_1 \cdot \frac{erf A_s}{vorh A_s} \cdot l_0$$ ≥ 10 $d_s$ bei geraden Stabenden

≥ $d_{br}/2+d_s$ bei Haken

Dabei ist:

$\alpha_1$ Beiwert für die Verankerungslänge nach Tabelle 20 mit $\alpha_1 \geq 0{,}7$

$erf\ A_s$ rechnerisch erforderliche Biegebewehrung

$vorh\ A_s$ tatsächlich vorhandene Biegebewehrung

$l_0$ Grundmaß der Verankerungslänge

**Grundmaß der Verankerungslänge $l_0$:**

$$l_0 = \frac{d_s \cdot \beta_s}{7 \cdot zul\tau_1}$$

Dabei ist:

$\beta_s$ Streckgrenze des Betonstahls nach Tabelle 6

$zul\tau_1$ zul. Rechenwert der Verbundspannung nach Tab.19

**Zulässiger Anteil der gestoßenen Stäbe in einem Schnitt**

Glattstahl $\leq$ 33% der Längszugbewehrung in jeder Lage.

Rippenstahl $\leq$ 100% der Längszugbewehrung bei 1 Lage; bei mehreren Lagen 50%

**Tabelle 6 *DIN 1045 78*:** Sorteneinteilung, Eigenschaften der Betonstähle (Auszug)

| Streckgrenzen von Betonstabstahl $\beta_s$ | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Oberflächengestaltung** | **glatt BSt** | **gerippt BSt** | | |
| | 220/340GU | 220/340RU | 420/500RU | 420/500RK |
| Kurzzeichen | I G | I R | III U | III K |
| Streckgrenze $\beta_s$ [N/mm²] | 220 | 220 | 420 | 420 |

**Tabelle 19 *DIN 1045 78*:** Zulässige Rechenwerte der Verbundspannung ( $zul\tau_1$).

| Verbund- | Oberfläche | B15 | B25 | B35 | B45 | B55 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | glatt | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| | profi- | 0,8 | 1,0 | 1,2 | 1,4 | 1,6 |
| | gerippt | 1,4 | 1,8 | 2,2 | 2,6 | 3 |
| 2 | 50 % der Werte aus Verbundbereich I | | | | | |

**Tabelle 20 *DIN 1045 78*:** Beiwert $\alpha_1$ zur Berücksichtigung der Art der Verankerung

| Art der Verankerung | Zugstäbe | Zugstäbe[3)] | Druckstäbe |
|---|---|---|---|
| Gerade Stabenden | 1 | 1 | 1 |
| Haken | 0,7 | 1 | 1 |
| Gerade Stabenden[1)] | 0,7 | 0,7 | 0,7 |
| Haken[1)] | 0,5 | 0,7 | 1 |
| Gerade Stabenden[2)] | 0,5 | 0,5 | 0,5 |

[1)] mit mindestens einem geschweißten Querstab innerhalb $l_1$

[2)] mit mindestens zwei angeschweißten Querstäben innerhalb $l_1$

[3)] Wenn im Krümmungsbereich rechtwinklig zur Krümmungsebene die Betondeckung < 3 $d_s$ bzw. kein Querdruck oder enge Verbügelung vorh.

**Tabelle 21 *DIN 1045 78*:** Beiwerte der Übergreifungslänge $\alpha_{ü}$

| Verbundbereich | $d_s$ mm | ≤20% | >20% ≤50% | >50% | Querbewehrung |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | <16 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1 |
| | ≥16 | 1,4 | 1,8 | 2,2 | 1 |
| 2 | 75% der Werte von Verbundbereich 1 | | | | 1 |

Die Werte aus Tabelle 21 *DIN 1045 1978* dürfen mit 0,7 multipliziert werden, wenn der gegenseitige Achsabstand nicht längsversetzter Stöße $\geq 10d_s$ und bei stabförmigen Bauteilen der Randabstand $\geq 5d_s$ betragen.

**<u>Rechenbeispiel zum Vergleich:</u>**

**Variante 1: günstige Verbundbedingungen (VB I), Stoßanteil 20%:**

Stoß von glattem Betonstahl BStIG mit Haken; B25; $\phi$ 10mm, Verbundbereich I (guter Verbund), Anteil gestoßener Stäbe am Gesamtquerschnitt der Bewehrung ≤ 20% und lichter Abstand der Stäbe < 10 $d_e$, Bewehrung voll ausgenutzt, vorwiegend ruhende Belastung.

Für das Grundmaß der Verankerungslänge $l_0$ ergibt sich:

$$l_0 = \frac{d_s \cdot \beta_s}{7 \cdot zul\tau_1} = \frac{1 \cdot 220}{7 \cdot 0{,}7} = 44{,}9\,\text{cm}$$

Daraus ergibt sich bei voller Ausnutzung der Bewehrung das verkleinerte Grundmaß der Verankerungslänge $l_1$:

$$l_1 = \alpha_1 \cdot \frac{erfA_s}{vorhA_s} \cdot l_0 = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 44{,}9 = 31{,}4\,\text{cm} \quad \geq \frac{d_{br}}{2} + d_s \text{ bei Haken}$$

(Beiwert $\alpha_1$ = 0,7 zur Berücksichtigung der Verankerung mit Haken *Tab. 20 DIN 1045 1978*!)

Aus *Tab. 21 DIN 1045 1978* ist bei einem Stoßanteil ≤ 20% und einen lichten Stababstand < 10 $d_e$ der Beiwert $\alpha_ü$ = 1,2 zu entnehmen.

Auf Basis dieser Grundlagen beträgt die erforderliche Übergreifungslänge $l_ü$:

$$l_ü = \alpha_ü \cdot l_1 = 1{,}2 \cdot 31{,}4 = 37{,}7\,\text{cm} \geq \begin{cases} 20\,\text{cm} \\ 15\,\text{d}_s \\ 1{,}5\,\text{d}_{br} \end{cases}$$

**Variante 2: ungünstige Verbundbedingungen (VB II), Stoßanteil 20%:**

Stahl BStIG mit Haken; B25; $\phi$ 10mm, Verbundbereich II (mäßiger Verbund), Anteil gestoßener Stäbe am Gesamtquerschnitt der Bewehrung ≤ 20% und lichter Abstand der Stäbe <10 $d_e$, Bewehrung voll ausgenutzt, vorwiegend ruhende Belastung.

Für das Grundmaß der Verankerungslänge $l_0$ ergibt sich:

$$l_0 = \frac{d_s \cdot \beta_s}{7 \cdot zul\tau_1} = \frac{1 \cdot 220}{7 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}7} = 89{,}8\ \text{cm}$$

Daraus ergibt sich bei voller Ausnutzung der Bewehrung das verkleinerte Grundmaß der Verankerungslänge $l_1$:

$$l_1 = \alpha_1 \cdot \frac{erfA_s}{vorhA_s} \cdot l_0 = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 89{,}8 = 62{,}9\ \text{cm} \quad \geq \frac{d_{br}}{2} + d_s \text{ bei Haken}$$

Nach *Tab. 21 DIN 1045 1978* wird für einen Stoßanteil ≤ 20% und einen lichten Stababstand < 10 $d_e$ der Beiwert $\alpha_ü$ = 1,2 entnommen und für Verbundbereich II mit 0,75 multipliziert!

Die erforderliche Übergreifungslänge $l_ü$ beträgt somit:

$$l_ü = \alpha_ü \cdot l_1 = 1{,}2 \cdot 0{,}75 \cdot 62{,}9 = 56{,}6\ \text{cm} \geq \begin{cases} 20\,\text{cm} \\ 15\,d_s \\ 1{,}5\,d_{br} \end{cases}$$

Ein veränderter Verbundbereich – statt dem Betonieren im guten Verbundbereich I nun im mäßigen Verbundbereich II - würde nach *DIN 1045 78 Tab. 19 und 21* mit halbierter zulässigen

Verbundspannung (3,5 kp/cm² statt 7 kp/cm²) und der Minderung für VBII nur noch eine Erhöhung der erforderliche Übergreifungslänge um 50% bewirken, wie diese Modifikation des Rechenbeispiels zeigt. Im Vergleich dazu erfolgte im vorherigen Beispiel nach *DIN 1045 72* eine übermäßige Erhöhung um 290%!

**Variante 3: ungünstige Verbundbedingungen (VB II), Stoßanteil 33% (maximal):**

Stahl BStIG mit Haken; B25; $\phi$ 10mm, Verbundbereich II (mäßiger Verbund), Stoßanteil 33% (maximal bei Glattstahl), lichter Abstand der Stäbe < 10 $d_e$, Bewehrung voll ausgenutzt.

Alle Werte wie Rechenbeispiel Variante 2, es ändert sich lediglich der Beiwert $\alpha_ü$ für den Übergreifungsstoß aufgrund des veränderten Anteils der gestoßenen Stäbe am Gesamtquerschnitt der Bewehrung!

Aus *Tab. 21 DIN 1045 1978* ist bei einem Stoßanteil >20% und ≤ 50% und einen lichten Stababstand < 10 $d_e$ der Beiwert $\alpha_ü$ = 1,4 zu entnehmen.
Die minimale Übergreifungslänge beträgt:

$$l_ü = \alpha_ü \cdot l_1 = 1{,}4 \cdot 0{,}75 \cdot 62{,}9 = 66{,}0 \text{ cm} \geq \begin{cases} 20\,\text{cm} \\ 15\,d_s \\ 1{,}5\,d_{br} \end{cases}$$

**Variante 4: Rippenstahl BStIII mit Haken, Vollstoß, ungünstige Verbundbedingungen**

Eine Änderung durch Verwendung von Rippenstahl BStIIIR mit Haken, B25, $\phi$ 10mm, hätte nach *DIN 1045 1978* einen Vollstoß (Stoßanteil 100%) möglich gemacht. Bei gleichen Verbundbedingungen (VB II) und lichtem Abstand der Stäbe wie vor, sowie voller Ausnutzung ist die erforderliche Übergreifungslänge wie folgt zu bestimmen:

$$l_0 = \frac{d_s \cdot \beta_s}{7 \cdot zul\tau_1} = \frac{1{,}0 \cdot 420}{7 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}8} = 66{,}7\,\text{cm}$$

$$l_1 = \alpha_1 \cdot \frac{erfA_s}{vorhA_s} \cdot l_0 = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 66{,}7 = 46{,}7\,\text{cm}$$

Aus *Tab. 21 DIN 1045 1978* ist bei einem Stoßanteil > 50% und einen lichten Stababstand < 10 $d_e$ für einen Stabdurchmesser $d_s$ ≤ 16 mm der Beiwert $\alpha_ü$ = 1,6 zu entnehmen.
Die erforderliche Übergreifungslänge des Rippenstahls BStIIIR mit $d_s$ = 10mm beträgt bei voller Ausnutzung des Stahls und einem Vollstoß:

$$l_ü = \alpha_ü \cdot l_1 = 1{,}6 \cdot 0{,}75 \cdot 46{,}7 = 56{,}0\,\text{cm} \geq \begin{cases} 20\,\text{cm} \\ 15\,d_s \\ 1{,}5\,d_{br} \end{cases}$$

Zu bedenken ist dabei, dass die aufnehmbare Zugkraft eines solchen Stoßes im Verhältnis der Streckgrenzen bei BStIII deutlich größer als bei BStI ist. Zum direkten Vergleich der Stöße wird deshalb die erforderliche Übergreifungslänge nachfolgend mit der Streckgrenze des Stahls I bzw. mit verringerter Ausnutzung im Verhältnis der Streckgrenzen berechnet:

$$l_1 = \alpha_1 \cdot \frac{erfA_s}{vorhA_s} \cdot l_0 = 0{,}7 \cdot (220/420) \cdot 66{,}7 = 24{,}5\ cm$$

$$l_{ü} = \alpha_{ü} \cdot l_1 = 1{,}6 \cdot 0{,}75 \cdot 24{,}5 = 29{,}4\,\text{cm} \geq \begin{cases} 20\,\text{cm} \\ 15\,d_s \\ 1{,}5\,d_{br} \end{cases}$$

Es zeigt sich, dass die Übergreifungslänge für Rippenstähle nach *DIN 1045 1978* aufgrund des günstigen kontinuierlichen Scherverbunds gegenüber den Glattstählen deutlich reduziert werden kann.

### A1.1.2.12 DIN 1045 – Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton; Ausgabe 1988-07

Die *DIN 1045 1988* enthält erstmals nur noch Regeln zu den gerippten Betonstabstählen BStIII (420) S und BStIV (500) S, sowie zu Betonstahlmatten nach *DIN 488 1984*. Für glatte Rundstähle sind keine Regeln mehr enthalten. Im Kapitel 6 Baustoffe ist im Punkt 6.6 Betonstahl lediglich unter 6.6.2 Rundstahl nach *DIN 1013-1 1976* noch ein Hinweis auf die ausschließliche Verwendung von Rundstahl aus St 37-2 nach *DIN 17100 1980* als glatter Betonstahl zu finden. Bezüglich der Rechenwerte und Bewehrungsrichtlinien wird dort auf *DAfStb 220* und *DAfStb 400* verwiesen. In der Baupraxis werden im deutschen Stahlbetonbau in den achtziger Jahren in der Regel keine glatten Bewehrungsstäbe mehr eingesetzt.

Die Bewehrungsrichtlinien zu Verankerungen und Stößen von gerippten Betonstählen sind ansonsten gegenüber der Vorgängernorm *DIN 1045 1978* weitgehend unverändert. *DIN 1045 1988* enthält gegenüber der Vorgängernorm jedoch ein zusätzliches Kapitel (Kap. 18.3.3) zum Hin- und Rückbiegen, welches die Bedingungen für das Warm- und Kaltbiegen von Betonstählen inklusive der Ausbildung von Verwahrkästen für Bewehrungsanschlüsse näher regelt.

### A1.1.2.13 DIN 1045 – Tragwerke aus Beton und Stahlbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Ausgabe 2001-07

In der, im Vorgriff auf den Eurocode, bereits auf das semi-probabilistische Teilsicherheitskonzept und die Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sowie Gebrauchstauglichkeit umgestellten *DIN 1045 2001*, mit durchgängig neuen Bezeichnungen auf Basis der englischen Sprache, entfällt auch der letzte Hinweis auf die Verwendung glatter Rundstähle im Stahlbetonbau und die Bewehrungsregeln für Betonstabstahl werden ausschließlich auf den gerippten Betonstahl BSt500 ausgerichtet.

Die nun im Kapitel 12 der *DIN 1045 2001* zu findenden allgemeinen Bewehrungsregeln zu Stababständen und zum Biegen von Betonstählen bleiben im Wesentlichen unverändert und werden teilweise ergänzt. Bei den Regeln zu den Verbundbedingungen werden die Verbund-

bereiche I und II abgeschafft. Nun erfolgt eine Unterteilung in gute und mäßige Verbundbedingungen, wobei in der neueren Normfassung bis max. 45° zur Waagerechten geneigte Stäbe, die bis zu 300 mm, statt den 250 mm in *DIN 1045 78*, über der Unterkante des Frischbetons liegen, zum guten Verbundbereich zugeordnet werden dürfen.

Die Berechnung der Verankerung der Längsbewehrung und der Übergreifungsstöße basiert weiterhin im Wesentlichen auf den Ergebnissen der Forschung aus der zweiten Hälfte des vergangenen Jahrhunderts und auf den in *DIN 1045 1978* entwickelten Bewehrungsregeln. Allerdings werden die Berechnungen der erforderlichen Verankerungs- und Übergreifungslängen infolge der veränderten Sicherheitsphilosophie, der neuen Sprachregelung und der Integration neuer Erkenntnisse und Regelwerke vollständig neu geregelt und mit neuen Formelzeichen versehen.

Zur Berechnung des Grundmaßes der Verankerungslänge $l_b$, welches in der Vorgängernorm mit $l_0$ bezeichnet wurde, wird der Bemessungswert der Verbundspannung $f_{bd}$ benötigt. Dieser ersetzt, als Folge der neuen Sicherheitsphilosophie, die zulässige Verbundspannung $\tau_1$ der älteren Vorschriften. Dieser neue Grenzwert der aufnehmbaren Verbundspannung $f_{bd}$ soll sicherstellen, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein ausreichender Sicherheitsabstand gegen Versagen des Verbunds vorliegt und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit keine wesentliche Verschiebung zwischen Stahl und Beton auftritt.

Die Anwendung der neuen Bemessungswerte $f_{bd}$ führt bei guten Verbundbedingungen gegenüber *DIN 1045 1978* und *DIN 1045 1988*, gemäß *DAfStb 525* infolge der Berücksichtigung neuer Erkenntnisse aus dem zu dieser Zeit bereits vorliegenden Vorentwurf des Eurocode 2, zu einer 20%igen Erhöhung des Grundmaßes der Verankerungslänge $l_b$. Die erforderliche Übergreifungslänge $l_s$, in *DIN 1045 78* bzw. *DIN 1045 88* noch als $l_ü$ bezeichnet, wurde jedoch nicht entsprechend erhöht, was durch eine gleichzeitige Verringerung der zugehörigen Beiwerte $\alpha_1$ in *DIN 1045-1 2001* gegenüber den Beiwerten $\alpha_ü$ aus *DIN 1045 1978* bzw. *DIN 1045 1988* erreicht wird.

Dem gegenüber sind in *DIN 1045-1 2001* die Bemessungswerte der Verbundspannung $f_{bd}$ bei mäßigen Verbundbedingungen nur noch auf 70% der für gute Verbundbedingungen geltenden Werte zu mindern, während in *DIN 1045 1988* die seinerzeit maßgeblichen zulässigen Verbundspannungen $\tau_1$ im Verbundbereich II gegenüber dem Verbundbereich I noch halbiert wurden. Diese Reduktion der Erhöhung bei mäßigen Verbundbedingungen führt zu einer deutlich moderateren Anhebung des Grundmaßes der Verankerungslänge bei mäßigen Verbundbedingungen, welches gegenüber den guten Verbundbedingungen nur noch um 43% (1/0,7*100-100) statt vormals 100% (1/0,5*100-100) erhöht wird. Um diese deutliche Änderung nicht in gleicher Dimension auf die geforderten Übergreifungslängen durchschlagen zu lassen, ändert sich in *DIN 1045-1 2001* gegenüber *DIN 1045 1988* wiederum ergänzend die Ermittlung der erforderlichen Übergreifungslänge bei mäßigem Verbund. Während die Beiwerte der Übergreifungslänge $\alpha_ü$ in *DIN 1045 1988* im Verbundbereich II noch um 25% auf 75% der Werte des Verbundbereichs I gemindert wurden, erfolgt in der neuen *DIN 1045-1 2001* als Ausgleich für das verringerte Grundmaß der Verankerungslänge $l_b$ keine Anpassung der Beiwerte $\alpha_1$ in Abhängigkeit zu den Verbundbedingungen. Somit bleiben die geforderten Übergreifungslängen gegenüber *DIN 1045 1988* auch bei mäßigen Verbundbedingungen weitgehend unverändert, wie die nachfolgenden Rechenbeispiele belegen.

Des Weiteren enthält *DIN 1045-1 2001* hinsichtlich der Mindestlänge der Übergreifung ergänzend ein neues Kriterium ein. Fortan wurde für übliche Übergreifungsstöße mit geraden Stabenden, Haken, Winkelhaken oder Schlaufen zusätzlich eine Mindestlänge von 30% der erforderlichen Übergreifungslänge bei voller Ausnutzung der Bewehrung gefordert.

**Die erforderliche Übergreifungslänge $l_s$ wurde nach *DIN 1045-1 2001* wie folgt berechnet:**

$$l_s = l_{b,net} \cdot \alpha_1 \geq l_{s,min}$$

Dabei ist:

$l_{b,net}$ die erforderliche Verankerungslänge

$\alpha_1$ der Beiwert für die Übergreifungslänge nach Tabelle 27

$l_{s,min}$ der Mindestwert der Übergreifungslänge

**Mindestwert der Übergreifungslänge $l_{s,min}$ :**

$$l_{s,min} = 0{,}3 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_1 \cdot l_b \geq \begin{cases} 15 d_s \\ 20 cm \end{cases}$$

Dabei ist:

$\alpha_a$ der Beiwert nach Tabelle 26, Zeile 1 oder 2

$\alpha_1$ der Beiwert für die Übergreifungslänge nach Tabelle 27

$l_b$ das Grundmaß der Verankerungslänge

$d_s$ der Bewehrungsdurchmesser

**Erforderliche Verankerungslänge $l_{b,net}$ :**

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} \geq l_{b,min}$$

Dabei ist:

$A_{s,erf}$ der Querschnitt der erforderlichen Biegebewehrung

$A_{s,vorh}$ der Querschnitt der tatsächlichen Biegebewehrung

$l_{b,min}$ der Mindestwert der Verankerungslänge

**Mindestwert der Verankerungslänge $l_{b,min}$ :**

$l_{b,min} = 0{,}3 \cdot \alpha_a \cdot l_b \geq 10 \cdot d_s$ bei Zugstäben

$l_{b,min} = 0{,}6 \cdot l_b \geq 10 \cdot d_s$ bei Druckstäben

**Grundmaß der Verankerungslänge $l_b$ :**

$$l_b = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

Dabei ist:

$f_{yd}$ Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls

$f_{bd}$ Bemessungswert der Verbundspannung nach Tabelle 25

Ist der lichte Abstand der gestoßenen Stäbe größer als *4 $d_s$*, muss die Übergreifungslänge um die Differenz zwischen vorhandenem lichten Stababstand und *4 $d_s$* vergrößert werden.

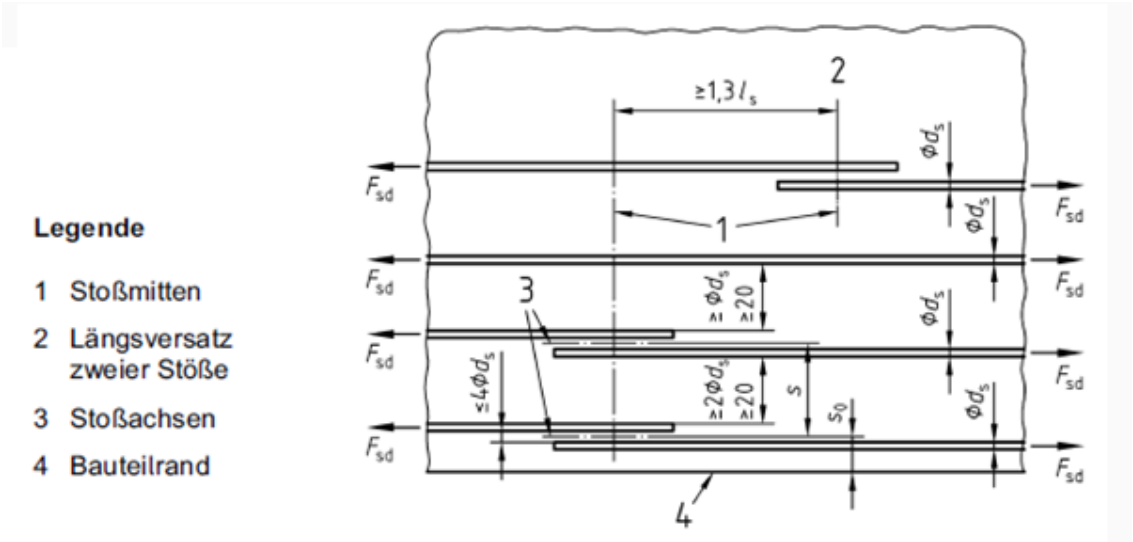



**Bild A1.5:** Längsversatz und Querabstand (*DIN 1045-1 2001 Bild 57)*

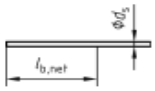
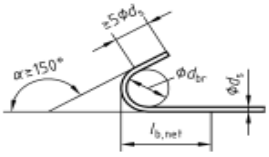
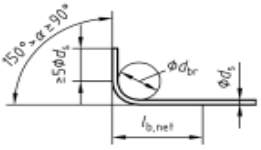
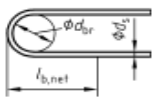
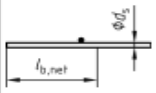
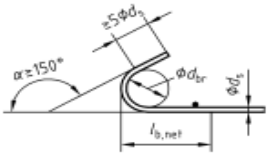
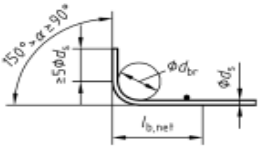
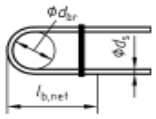
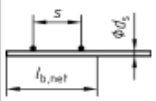
**Tabelle 25 *DIN 1045 2001*:** Bemessungswerte Verbundspannung $f_{bd}$ (guter Verbund)

| $f_{ck}$ [N/mm²] | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{bd}$ [N/mm²] | 1,6 | 2,00 | 2,3 | 2,7 | 3 | 3,4 | 3,7 | 4,0 | 4,3 | 4,4 | 4,5 | 4,7 |

$f_{bd}$ = 2,25 * $f_{ctk;0,05}$ / $\gamma_c$ [Tabellenwerte mit $\gamma_c$ = 1,5]

Für mäßige Verbundbedingungen sind die Werte mit dem Faktor 0,7 zu multiplizieren!

**Tabelle 26 *DIN 1045 2001*:** Zulässige Verankerungsarten von Betonstahl und Beiwerte $\alpha_a$

| | 1 | 2 | 3 |
|---|---|---|---|
| | Art und Ausbildung der Verankerung | Beiwert $\alpha_a$ | |
| | | Zug-stäbe [a] | Druck-stäbe |
| 1 | a) Gerade Stabenden  | 1,0 | 1,0 |
| 2 | b) Haken  c) Winkelhaken  d) Schlaufen  | 0,7[b] (1,0) | – |
| 3 | e) Gerade Stabenden mit mindestens einem angeschweißten Stab innerhalb $l_{b,net}$  | 0,7 | 0,7 |
| 4 | f) Haken  g) Winkelhaken  h) Schlaufen (Draufsicht)  mit jeweils mindestens einem angeschweißten Stab innerhalb $l_{b,net}$ vor dem Krümmungsbeginn | 0,5 (0,7) | – |
| 5 | i) Gerade Stabenden mit mindestens zwei angeschweißten Stäben innerhalb $l_{b,net}$ (Stababstand $s < 100\,mm$ und $\geq 5\,d_s$ und $\geq 50\,mm$) nur zulässig bei Einzelstäben mit $d_s \leq 16\,mm$ und bei Doppelstäben mit $d_s \leq 12\,mm$  | 0,5 | 0,5 |

[a] Die in Spalte 2 in Klammern angegebenen Werte gelten, wenn im Krümmungsbereich rechtwinklig zur Krümmungsebene die Betondeckung weniger als $3\,d_s$ beträgt oder kein Querdruck oder keine enge Verbügelung vorhanden ist.

[b] Bei Schlaufenverankerungen mit Biegerollendurchmesser $d_{br} \geq 15\,d_s$ darf der Wert $\alpha_a$ auf 0,5 reduziert werden.

**Tabelle 27 *DIN 1045 2001*:** Beiwerte $\alpha_1$ für die Übergreifungslänge

| | Anteil der ohne Längsversatz gestoßenen Stäbe am Querschnitt einer Bewehrungslage | |
|---|---|---|
| | ≤ 33% | >33% |
| Zugstoß $d_s$ <16mm | 1,2 [a] | 1,4 [a] |
| $d_s$ ≥16mm | 1,4 [a] | 2,0 [b] |
| Druckstoß | 1,0 | 1,0 |

[a] Falls Stababstand s $\geq 10d_s$ und Randabstand $s_0 \geq 5\,d_s$ gilt $\alpha_1 = 1,0$

[b] Falls Stababstand s $\geq 10d_s$ und Randabstand $s_0 \geq 5\,d_s$ gilt $\alpha_1 = 1,4$

**Rechenbeispiel zum Vergleich:**

**Variante 1: gute Verbundbedingungen, Vollstoß:**

Stahl BSt500 mit Haken; C20/25; $\phi$ 10mm, Vollstoß Stoßanteil 100%, Bewehrung bei guten Verbundbedingungen voll ausgenutzt, Achsabstand der Stäbe $s < 10\ d_s$

Für das Grundmaß der Verankerungslänge $l_b$ ergibt sich:

$$l_b = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1}{4} \cdot \frac{435}{2{,}3} = 47{,}2 \text{ cm}$$

Aus *Tab. 26 DIN 1045-1 2001* ist bei Verankerung mit Haken der Wert $\alpha_a = 0{,}7$ abzulesen.

Daraus ergibt sich das Mindestmaß der Verankerungslänge $l_{b,min}$ bei Zugstäben zu:

$$\begin{aligned} l_{b,min} &= 0{,}3 \cdot \alpha_a \cdot l_b \quad \geq 10 \cdot d_s \\ &= 0{,}3 \cdot 0{,}7 \cdot 47{,}2 \quad \geq 10 \cdot 1 \\ &= 9{,}8 \quad \geq 10 \\ &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

und die Verankerungslänge errechnet sich bei voller Ausnutzung zu:

$$\begin{aligned} l_{b,net} &= \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} \geq l_{b,min} \\ &= 0{,}7 \cdot 47{,}2 \quad \geq 10\,\text{cm} \\ &= 33{,}1 \text{ cm} \end{aligned}$$

Aus Tabelle 27 ist für einen Stoßanteil > 33% bei einem Stabdurchmesser $d_s$ = 10 mm und einem Stababstand $s < 10\ d_s$ der Beiwert für die Übergreifungslänge abzulesen mit

$\alpha_1 = 1{,}4$

Unter Beachtung des Mindestwerts der Übergreifungslänge von:

$$\begin{aligned} l_{s,min} &= 0{,}3 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_1 \cdot l_b \quad \geq \begin{cases} 15\,d_s \\ 20 \end{cases} \\ &= 0{,}3 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}4 \cdot 47{,}2 \quad \geq \begin{cases} 15 \cdot 1 \\ 20 \end{cases} \\ &= 13{,}8 \quad \geq \begin{cases} 15 \\ 20 \end{cases} \\ &= 20\,\text{cm} \end{aligned}$$

beträgt die erforderliche Übergreifungslänge letztlich:

$$\begin{aligned} l_s &= l_{b,net} \cdot \alpha_1 && \geq l_{s,min} \\ &= 33{,}1 \cdot 1{,}4 && \geq 20\,\text{cm} \\ &= 46{,}3\ \text{cm} \end{aligned}$$

**Variante 2: mäßige Verbundbedingungen, Vollstoß:**

Stahl BSt500 mit Haken; C20/25; $\phi$ 10mm, Stoßanteil 100%, Bewehrung bei mäßigen Verbundbedingungen voll ausgenutzt, Achsabstand der Stäbe $s < 10\ d_s$

Für das Grundmaß der Verankerungslänge $l_b$ ergibt sich nun:

$$l_b = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1}{4} \cdot \frac{435}{0{,}7 \cdot 2{,}3} = 67{,}5\ \text{cm}$$

Aus *Tab. 26 DIN 1045-1 2001* ist bei Verankerung mit Haken der Wert $\alpha_a = 0{,}7$ abzulesen.

Die Verankerungslänge errechnet sich bei voller Ausnutzung zu:

$$\begin{aligned} l_{b,net} &= \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} \geq l_{b,min} \\ &= 0{,}7 \cdot 67{,}5 && \geq 10 \\ &= 47{,}3\ \text{cm} \end{aligned}$$

und die erforderliche Übergreifungslänge beträgt dann:

$$\begin{aligned} l_s &= l_{b,net} \cdot \alpha_1 && \geq l_{s,min} \\ &= 47{,}3 \cdot 1{,}4 && \geq 20 \\ &= 66{,}2\ \text{cm} \end{aligned}$$

Die erforderliche Übergreifungslänge vergrößert sich bei mäßigen Verbundbedingungen demnach analog zur Verankerungslänge um genau 43% im Vergleich zum vorherigen Rechenbeispiel mit guten Verbundbedingungen.

**Variante 3: mäßige Verbundbedingungen, Vollstoß, geringere Ausnutzung (BStIII):**

Stahl BSt500 mit Haken; C20/25; $\phi$ 10mm, Stoßanteil 100%, Bewehrung bei mäßigen Verbundbedingungen nur bis zur Streckgrenze des Betonstahls BSt 420/500 (BStIII) ausgenutzt; lichter Abstand der Stäbe $s < 10\ d_s$

Gegenüber Variante 2 ändert sich infolge der Ausnutzung die Verankerungslänge $l_{b,net}$:

$$\begin{aligned} l_{b,net} &= \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} && \geq l_{b,min} \\ &= 0{,}7 \cdot 67{,}5 \cdot 420/500 && \geq 10 \\ &= 40{,}0\ \text{cm} \end{aligned}$$

Die erforderliche Übergreifungslänge beträgt dann:

$$\begin{aligned} l_s &= l_{b,net} \cdot \alpha_1 && \geq l_{s,min} \\ &= 40{,}0 \cdot 1{,}4 && \geq 20 \\ &= 56{,}0 \text{ cm} \end{aligned}$$

Die ermittelte Übergreifungslänge nach *DIN 1045-1 2001* entspricht exakt der erforderlichen Übergreifungslänge nach *DIN 1045 1988*, die ebenfalls 56,0 cm betrug!

Dies ändert sich nur geringfügig bei guten Verbundbedingungen, denn in diesem Fall beträgt die Verankerungslänge nach *DIN 1045-1 2001*

$$\begin{aligned} l_{b,net} &= \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} && \geq l_{b,min} \\ &= 0{,}7 \cdot 47{,}2 \cdot 420 / 500 && \geq 10 \\ &= 27{,}7 \text{ cm} \end{aligned}$$

und die erforderliche Übergreifungslänge nach *DIN 1045-1 2001* wird ermittelt zu:

$$\begin{aligned} l_s &= l_{b,net} \cdot \alpha_1 && \geq l_{s,min} \\ &= 27{,}7 \cdot 1{,}4 && \geq 20 \\ &= 38{,}9 \text{ cm} \end{aligned}$$

Die vergleichbare Übergreifungslänge beträgt dem gegenüber nach *DIN 1045 1978 / 1988*

$$l_0 = \frac{d_s \cdot \beta_s}{7 \cdot zul\tau_1} = \frac{1{,}0 \cdot 420}{7 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}8} = 33{,}3 \text{ cm} \qquad l_1 = \alpha_1 \cdot \frac{erfA_s}{vorhA_s} \cdot l_0 = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 33{,}3 = 23{,}3 \text{ cm}$$

$$l_ü = \alpha_ü \cdot l_1 = 1{,}6 \cdot 23{,}3 = 37{,}3 \text{ cm} \geq \begin{cases} 20\,\text{cm} \\ 15\,d_s \\ 1{,}5\,d_{br} \end{cases}$$

Die erforderliche Übergreifungslänge weicht zwischen den Normengenerationen auch bei guten Verbundbedingungen nur um geringfügige 4% ab.

Somit ist abschließend festzustellen, dass sich die erforderlichen Übergreifungslängen seit Ausgabe von *DIN 1045 1978* für Betonstähle BSt500 bzw. BStIV nicht wesentlich geändert haben.

### A1.1.2.14 DIN 1045 – Tragwerke aus Beton und Stahlbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Ausgabe 2008-08

Im Vergleich zur Vorgängernorm *DIN 1045 2001* sind bei der Berechnung von Verankerungen und Übergreifungsstößen nach *DIN 1045 2008* keine Änderungen festzustellen.

### A1.1.2.15 DIN EN 1992 – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Ausgabe 2011-01 inkl. Nationaler Anhang (NA) - National festgelegte Parameter; Ausgabe 2011-01

Die neue europäische Norm DIN EN 1992-1-1, *EC2 2011*, ersetzt die Reihe der Bemessungsnormen DIN 1045-1. Trotz der Überarbeitung der *DIN 1045-1 2008* sind im abweichend gegliederten *EC2 2011* neben Veränderungen im Aufbau und bei der Sprachregelung neue Bezeichnungen und abgewandelte bzw. neue Bemessungsregeln enthalten.

Bei den allgemeinen Bewehrungsregeln, vgl. *EC2 2011* und *Fingerloos 2012 Kap. 8*, halten sich, aufgrund der zusätzlichen Regeln im Nationalen Anhang, die Änderungen gegenüber *DIN 1045-1 2008* in Grenzen. Dies trifft auch auf die Regeln für die Verankerung der Längsbewehrung und die Übergreifungsstöße zu, deren Berechnung zu großen Teilen ebenso unverändert bleibt, wie die Unterteilung in gute und mäßige Verbundbedingungen.

Bei den Berechnungen von Verankerungen und Übergreifungsstößen werden allerdings viele Bezeichnungen und Formelzeichen geändert. Die erforderliche Verankerungslänge, in *DIN 1045 2008* noch als $l_{b,net}$ bezeichnet, wird im *EC2 2011* als Bemessungswert der Verankerungslänge $l_{bd}$ bezeichnet. Sie wird nun durch Multiplikation des Grundwerts der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$, der in *DIN 1045-1 2008* noch Grundmaß der Verankerungslänge $l_b$ genannt wurde, mit den Faktoren $\alpha_1$, $\alpha_3$, $\alpha_4$ und $\alpha_5$ ermittelt. Diese vier Beiwerte wurden in *DIN 1045-1 2008* noch unter dem Beiwert $\alpha_a$ (vgl. *Tab.26 DIN 1045-1 2008)* zusammengefasst und sind mit Ausnahme der zusätzlichen Abminderungen $\alpha_3$ zur Berücksichtigung einer nicht angeschweißten Hauptbewehrung und $\alpha_5$ zur Berücksichtigung eines Querdrucks unverändert. Der im *EC2 2011* außerdem enthaltene Faktor $\alpha_2$ zur Berücksichtigung einer gegenüber der Mindestforderung erhöhten Betondeckung wird im Nationalen Anhang wieder auf 1,0 gesetzt, sodass der Einfluss der Betondeckung auch nach *EC2 2011* unberücksichtigt bleibt.

Ebenfalls unverändert gegenüber *DIN 1045 2008* wird die Mindestverankerungslänge mit $l_{b,min}$ bezeichnet und berechnet. Auch der wichtige Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ wird unverändert auf Basis des Stabdurchmessers, im *EC2 2011* allerdings mit $\phi$ statt mit $d_s$ bezeichnet, und dem unverändert zu ermittelnden Bemessungswert der Verbundfestigkeit $f_{bd}$ in Abhängigkeit von der Oberflächenstruktur des Betonstahls und der charakteristischen Betonzugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ berechnet.

Auch die Berechnung der Übergreifungslänge liefert gegenüber der Vorgängernorm, aufgrund der Übernahme weitgehend identischer Beiwerte im nationalen Anhang, für die üblichen Fälle, ohne Ansatz nicht angeschweißter Querbewehrung und Querdruck, die gleichen erforderlichen Stoßlängen. Allerdings wurden auch hier die Bezeichnungen geändert. Der Bemessungswert der Übergreifungslänge, vormals Übergreifungslänge $l_s$ genannt, wird nun mit $l_0$ bezeichnet und der frühere Beiwert $\alpha_1$ für die Übergreifungslänge gemäß *Tab. 27 DIN 1045-1 2008* heißt nun $\alpha_6$ und wird mit gleichen Werten der *Tab. 8.3 DE des EC2 2011* mit NA entnommen. Auch hier bleibt der Mindestwert $l_{0,min}$ unverändert.

Der Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_0$ wird nach *EC2 2011* wie folgt berechnet:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

Dabei ist:

$\alpha_1$ Beiwert für die Form der Stäbe nach Tab. 8.2

$\alpha_3$ Beiwert für nicht angeschweißte Querbewehrung nach Tab. 8.2

$\alpha_5$ Beiwert für Querdruck nach Tabelle 8.2

$\alpha_6$ Beiwert für den Anteil gestoßener Stäbe nach Tabelle 8.3

$l_{\mathrm{b,rqd}}$ Grundwert der Verankerungslänge

$l_{0,\min}$ Mindestmaß der Übergreifungslänge

**Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$:**

$$l_{\mathrm{b,rqd}} = \frac{Ø}{4} \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{sd}}}{f_{\mathrm{bd}}}$$

Dabei ist:

$Ø$ Durchmesser Bewehrungsstab

$\sigma_{\mathrm{sd}}$ Betonstahlspannung im GZT (mit $\sigma_{sd} = f_{yd}$)

$f_{\mathrm{yd}}$ Bemessungswert Streckgrenze Betonstahl

$f_{\mathrm{bd}}$ Bemessungswert der Verbundfestigkeit

**Mindestwert der Übergreifungslänge $l_{0,\min}$:**

$$l_{0,\min} \geq \max \begin{pmatrix} 0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{\mathrm{b,rqd}} \\ 15\,Ø \\ 20\ cm \end{pmatrix}$$

**Bemessungswert der Verbundfestigkeit $f_{bd}$:**

$$f_{\mathrm{bd}} = \eta \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{\mathrm{ctd}}$$

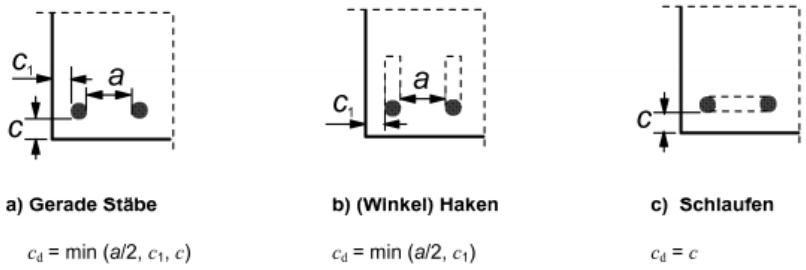
Dabei ist:

$\eta$ Beiwert für die Bewehrungsart $\eta = 2{,}25$ für gerippte Bewehrung
[in *MC90* auch $\eta = 1{,}0$ für glatte Bewehrung]

$\eta_1$ Beiwert für die Verbundbedingungen
($\eta_1 = 1{,}0$ bei guten Verbundbedingungen sonst $0{,}7$)

$\eta_2$ Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers
$\eta_2 = 1{,}0$ bei $Ø \leq 32$mm sonst $\frac{132 - Ø}{100}$ ($Ø$ in mm)

$f_{\mathrm{ctd}}$ Bemessungswert der Zugfestigkeit des Betons
$f_{\mathrm{ctd}} = f_{\mathrm{ctk;0,05}} / \gamma_{\mathrm{c}}$ $\gamma_{\mathrm{c}}$ Teilsicherheitsbeiwert Beton, i.d.R. $\gamma_c = 1{,}5$




**a) Gerade Stäbe** $c_d = \min(a/2, c_1, c)$

**b) (Winkel) Haken** $c_d = \min(a/2, c_1)$

**c) Schlaufen** $c_d = c$

**Bild A1.6:** Werte $c_d$ für Balken und Platten (*EC2 2011 Bild 8.3*)

**Tabelle 8.2 *EC2 2011*:** Beiwerte $\alpha_1$, $\alpha_2$ $\alpha_3$, $\alpha_4$ und $\alpha_5$

| Einflussfaktor | Verankerungsart | Bewehrungsstab | |
|---|---|---|---|
| | | unter Zug | unter Druck |
| Form der Stäbe | gerade | $\alpha_1 = 1{,}0$ | $\alpha_1 = 1{,}0$ |
| | gebogen (siehe Bild 8.1 (b), (c) und (d)) | $\alpha_1 = 0{,}7$ für $c_d > 3\phi$<br>andernfalls $\alpha_1 = 1{,}0$<br>(siehe Bild 8.3 für $c_d$) | $\alpha_1 = 1{,}0$ |
| Betondeckung | gerade | $\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot (c_d - \phi)/\phi$<br>$\geq 0{,}7$<br>$\leq 1{,}0$ | $\alpha_2 = 1{,}0$ |
| | gebogen (siehe Bild 8.1 (b), (c) und (d)) | $\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot (c_d - 3\phi)/\phi$<br>$\geq 0{,}7$<br>$\leq 1{,}0$<br>(siehe Bild 8.3 für $c_d$) | $\alpha_2 = 1{,}0$ |
| nicht an die Hauptbewehrung angeschweißte Querbewehrung | alle Arten | $\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda$<br>$\geq 0{,}7$<br>$\leq 1{,}0$ | $\alpha_3 = 1{,}0$ |
| angeschweißte Querbewehrung[1)] | alle Arten, Positionen und Größen sind in Bild 8.1 (e) angegeben | $\alpha_4 = 0{,}7$ | $\alpha_4 = 0{,}7$ |
| Querdruck | alle Arten | $\alpha_5 = 1 - 0{,}04p$<br>$\geq 0{,}7$<br>$\leq 1{,}0$ | — |

Dabei ist

$\lambda$ = $(\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$;

$\Sigma A_{st}$ die Querschnittsfläche der Querbewehrung innerhalb der Verankerungslänge $l_{bd}$;

$\Sigma A_{st,min}$ die Querschnittsfläche der Mindestquerbewehrung:

$\Sigma A_{st,min} = 0{,}25 A_s$ für Balken und $\Sigma A_{st,min} = 0$ für Platten;

$A_s$ die Querschnittsfläche des größten einzelnen verankerten Stabs;

$K$ der Wert nach Bild 8.4;

$p$ der Querdruck [N/mm²] im Grenzzustand der Tragfähigkeit innerhalb $l_{bd}$.

[1)] Siehe auch 8.6: Bei direkter Lagerung darf $l_{bd}$ auch geringer als $l_{b,min}$ angesetzt werden, wenn mindestens ein Querstab innerhalb der Auflagerung angeschweißt ist. Dieser sollte mindestens 15 mm vom Lageranschnitt entfernt sein.

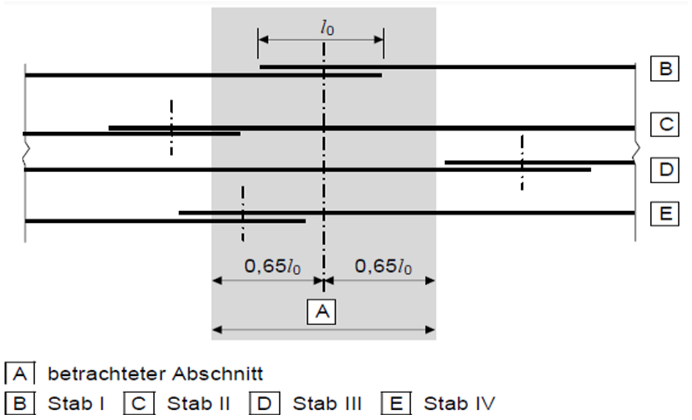



**Bild A1.7:** Anteil gestoßener Stäbe in einem Stoßabschnitt (*EC2 2011 Bild 8.8*)

**Tabelle 8.3DE *EC2 2011*:** Beiwert $\alpha_6$ (Auszug für Zugstöße)

| Durchmesser | Stoßanteil einer Bewehrungslage | |
|---|---|---|
| $\phi$ | ≤ 33% | >33% |
| < 16 mm | 1,2 [1)] | 1,4 [1)] |
| ≥ 16 mm | 1,4 [1)] | 2,0 [2)] |

[1)] lichter Stababstand $a \geq 8\phi$ und Randabstand in Stoßebene $a_0 \geq 4\phi$ ➔ $\alpha_6 = 1{,}0$

[2)] lichter Stababstand $a \geq 8\phi$ und Randabstand $a_0 \geq 4\phi\ d_s$ ➔ $\alpha_6 = 1{,}4$

**<u>Rechenbeispiel zum Vergleich: gute Verbundbedingungen, Vollstoß:</u>**

Stahl B500 mit Haken; C20/25; $\phi$ 10mm, Stoßanteil 100%, Bewehrung bei guten Verbundbedingungen voll ausgenutzt, lichter Abstand der Stäbe $a < 8\phi$

Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit $f_{bd}$ wird berechnet zu:

$$f_{bd} = \eta \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2{,}25 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}031 = 2{,}32\ \mathrm{N/mm^2}$$

Daraus kann unmittelbar der Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ ermittelt werden:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1{,}0}{4} \cdot \frac{435}{2{,}32} = 46{,}9\ \mathrm{cm}$$

Aus *Tab.8.2 EC2 2011* sind folgende Beiwerte zur Verankerungsart (Haken) abzulesen

$\alpha_1$ = 0,7 (Haken und $c_d \geq 3\phi$)

$\alpha_3$ = 1,0 (Querbewehrung nicht berücksichtigt)

$\alpha_5$ = 1,0 (kein Querdruck vorhanden)

Aus *Tab. 8.3DE EC2 2011* kann der Beiwert für den Übergreifungsstoß abgelesen werden:

$\alpha_6$ = 1,4 ($\phi \leq$ 16 mm und Stoßanteil > 33%)

Damit lässt sich der Mindestwert der Übergreifungslänge $l_{0,\min}$ wie folgt bestimmen:

$$l_{0,\min} \geq \max \begin{pmatrix} 0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \\ 15\text{Ø} \\ 20\,cm \end{pmatrix} = \max \begin{pmatrix} 0{,}3 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}4 \cdot 46{,}9 \\ 15 \cdot 10 \\ 20\,cm \end{pmatrix} = 20 \text{ cm}$$

und der geforderte Bemessungswert der Übergreifungslänge $l_0$ beträgt letztlich:

$$\begin{aligned} l_0 \quad &= \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,\min} \\ &= 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}4 \cdot 46{,}9 \geq 20\,\text{cm} \\ &= 46{,}0 \text{ cm} \end{aligned}$$

Die geforderte Übergreifungslänge nach *EC2 2011 NA* weicht zu *DIN 1045-1 2008* bzw. *DIN 1045-1 2001* nur aufgrund der in der älteren Normung vorgenommenen Rundung der Werte für den Bemessungswert der Verbundfestigkeit $f_{bd}$ sehr geringfügig ab. Da auch die ermittelten Werte nach *DIN 1045-1 2001* schon den Ergebnissen nach *DIN 1045 1978* und *DIN 1045 1988* entsprachen, kann abschließend festgestellt werden, dass sich die erforderlichen Übergreifungslängen seit der Normenausgabe *DIN 1045 1978* für Betonstähle B500 bzw. BSt500 / BStIV nicht wesentlich geändert haben und diese immer noch auf den Forschungsergebnissen der sechziger und siebziger Jahren beruhen.

## A.1.2 Die Historie der Biegerollenradien von Haken in der DIN1045

<table>
<tr><td>Leitsätze<br>1904-03</td><td>Es wird empfohlen, die auf Zug beanspruchten Eiseneinlagen an den freien Enden umzubiegen oder derart zu gestalten, dass dadurch ein Gleiten der Eisen im Beton erschwert wird.</td></tr>
<tr><td>Bestimmungen<br>1907-05</td><td>Es sind keine eindeutigen Angaben zu der Behandlung der Stabenden von glatten Rundstählen zu finden.</td></tr>
<tr><td>DAfEb:<br>1916-01</td><td>Haken werden erstmals gefordert. Der lichte Durchmesser halbkreisförmiger oder spitzwinkliger Haken muss mindestens dem 2,5 fachen Durchmesser der (glatten) Stahleinlagen entsprechen.</td></tr>
<tr><td>DIN 1045:<br>1925-09</td><td>Keine Änderung der Biegerollenradien der Haken gegenüber DAfEb 1916, was neben den üblichen Handelseisen (St 37) auch für die hochwertigeren Stähle St 48 gilt.</td></tr>
<tr><td>DIN 1045:<br>1932-05</td><td>Keine Änderung der Biegerollenradien im Vergleich zu DIN 1045 1925; dies gilt neben den Handelseisen auch für die hochwertigeren Stähle St 52, die die Stähle St 48 ablösen.</td></tr>
<tr><td>DIN 1045:<br>1937-05</td><td>Keine Änderung im Vergleich zu DIN 1045 1932</td></tr>
<tr><td>DIN 1045:<br>1943-03</td><td>Glatter Betonstahl I: lichter Durchmesser der Biegerolle halbkreisförmiger Haken muss mindestens 2,5 x Stabdurchmesser sein<br>Glatter Betonstahl II / III: lichter Durchmesser der Biegerolle muss mindestens 5 x Stabdurchmesser sein. Mit baupolizeilicher Genehmigung war für Betonformstähle auch der 2,5 fache Durchmesser möglich.</td></tr>
<tr><td>DIN 1045:<br>1952-07</td><td>Keine Änderung im Vergleich zu DIN 1045 1943</td></tr>
<tr><td>DIN 1045:<br>1959-11</td><td>Keine Änderung im Vergleich zu DIN 1045 1943<br>Für Rippenstähle vorläufige Richtlinie (Anwendung mit Zulassungen)</td></tr>
<tr><td>DIN 1045:<br>1972-01</td><td>Erstmals gemeinsame Regeln für Rippen- und Glattstähle:<br>Tabelle 19: Mindestwerte der Biegerollendurchmesser $d_b$
<table>
<tr><td>$d_s$<br>[mm]</td><td>BSt<br>22/34 GU (IG)</td><td>BSt<br>22/34 RU (1R)<br>42/50 RU, RK (IIIU,K)</td><td>BSt<br>50/55 GK, PK</td></tr>
<tr><td>$< 20$</td><td>$2{,}5d_s$</td><td colspan="2">$4d_s$</td></tr>
<tr><td>$20 - 28$</td><td>$5d_s$</td><td colspan="2">$7d_s$</td></tr>
</table>
Dabei ist: $d_s$ = Stabdurchmesser</td></tr>
</table>

**DIN 1045: 1978-12**

**Tabelle 18:** Mindestwerte der Biegerollendurchmesser $d_{br}$

| $d_s$ [mm] | BSt 220/340 GU | BSt 420/450 RU, RK 500/550 RU, RK | BSt 500/550 GK, PK |
|---|---|---|---|
| $< 20$ | $2{,}5d_s$ | $4d_s$ | |
| $20 - 28$ | $5d_s$ | $7d_s$ | |

Dabei gilt $d_s$ = Stabdurchmesser

**DIN 1045: 1988-07**

**Tabelle 18:** Mindestwerte der Biegerollendurchmesser $d_{br}$

| $d_s$ [mm] | Haken, Winkelhaken, Schlaufen, Bügel |
|---|---|
| $< 20$ | 4 $d_s$ |
| $20 - 28$ | 7 $d_s$ |

Dabei gilt $d_s$ = Stabdurchmesser

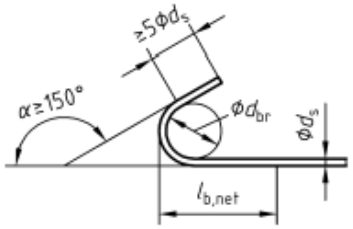
**DIN 1045: 2001-07**

**Tabelle 23**: Mindestwerte der Biegerollendurchmesser $d_{br}$

| $d_s$ [mm] | Haken, Winkelhaken, Schlaufen, Bügel |
|---|---|
| < 20 mm | 4 $d_s$ |
| ≥ 20 mm | 7 $d_s$ |

Dabei gilt $d_s$ = Stabdurchmesser

b) Haken




**DIN 1045: 2008-08**

Keine Änderung im Vergleich zu *DIN 1045 2001*

**DIN EN 1992 + NA 2011-01**

In Deutschland keine Änderung im Vergleich zu *DIN 1045 2001*

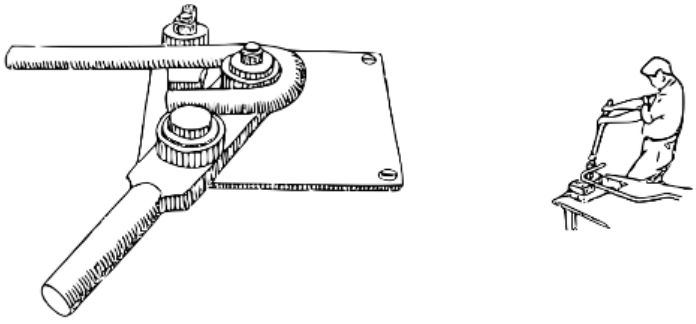


**Bild A1.8:** Herstellung von Haken nach *Kersten 1940*

# Anhang 2 Experimentelle Untersuchungen

## Inhaltsverzeichnis:

A2.1 Vorbemerkungen ..... 3

A2.2 Auswertung der Versuche Nr. 1-55: Tabelle A 2-1 ..... 4

A2.2.1 Versuchskörper 1 ..... 10

A2.2.2 Versuchskörper 2 ..... 12

A2.2.3 Versuchskörper 3 ..... 14

A2.2.4 Versuchskörper 4 ..... 16

A2.2.5 Versuchskörper 5 ..... 18

A2.2.6 Versuchskörper 6 ..... 20

A2.2.7 Versuchskörper 7 ..... 22

A2.2.8 Versuchskörper 8 ..... 24

A2.2.9 Versuchskörper 9 ..... 26

A2.2.10 Versuchskörper 10 ..... 28

A2.2.11 Versuchskörper 11 ..... 30

A2.2.12 Versuchskörper 12 ..... 32

A2.2.13 Versuchskörper 13 ..... 34

A2.2.14 Versuchskörper 14 ..... 36

A2.2.15 Versuchskörper 15 ..... 38

A2.2.16 Versuchskörper 16 ..... 40

A2.2.17 Versuchskörper 17 ..... 42

A2.2.18 Versuchskörper 18 ..... 44

A2.2.19 Versuchskörper 19 ..... 46

A2.2.20 Versuchskörper 20 ..... 48

A2.2.21 Versuchskörper 21 ..... 50

A2.2.22 Versuchskörper 22 ..... 52

A2.2.23 Versuchskörper 23 ..... 54

A2.2.24 Versuchskörper 24 ..... 56

A2.2.25 Versuchskörper 25 ..... 58

A2.2.26 Versuchskörper 26 ..... 60

A2.2.27 Versuchskörper 27 .....62
A2.2.28 Versuchskörper 28 .....64
A2.2.29 Versuchskörper 29 .....66
A2.2.30 Versuchskörper 30 .....68
A2.2.31 Versuchskörper 31 .....70
A2.2.32 Versuchskörper 32 .....72
A2.2.33 Versuchskörper 33 .....74
A2.2.34 Versuchskörper 34 .....76
A2.2.35 Versuchskörper 35 .....78
A2.2.36 Versuchskörper 36 .....80
A2.2.37 Versuchskörper 37 .....82
A2.2.38 Versuchskörper 38 .....84
A2.2.39 Versuchskörper 39 .....86
A2.2.40 Versuchskörper 40 .....88
A2.2.41 Versuchskörper 41 .....90
A2.2.42 Versuchskörper 42 .....92
A2.2.43 Versuchskörper 43 .....94
A2.2.44 Versuchskörper 44 .....96
A2.2.45 Versuchskörper 45 .....98
A2.2.46 Versuchskörper 46 .....100
A2.2.47 Versuchskörper 47 .....102
A2.2.48 Versuchskörper 48 .....104
A2.2.49 Versuchskörper 49 .....106
A2.2.50 Versuchskörper 50 .....108
A2.2.51 Versuchskörper 51 .....110
A2.2.52 Versuchskörper 52 .....112
A2.2.53 Versuchskörper 53 .....114
A2.2.54 Versuchskörper 54 .....118
A2.2.55 Versuchskörper 55 .....122

## A2.1 Vorbemerkungen

**Versuche Typ I** (Haken, glatt – Gerade, gerippt)**:** 1-2, 4-5, 7-8, 10-11, 13-14,16-31

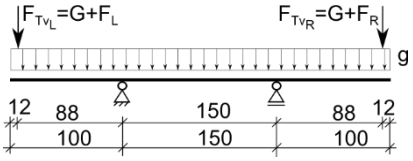
davon: mit unterschiedlicher Anzahl an glatten und gerippten Stäben und $\phi_{BStI} = \phi_{B500}$, Versuche Nr. 7, 8, 10, 11

davon: mit verringerter seitlicher Betondeckung $1{,}5\phi_{BStI} \leq c_1 < 2\phi_{BStI}$, Versuche Nr. 16, 22

**Versuche Typ II** (Haken, glatt – Haken, gerippt): 3, 6, 9, 12, 15

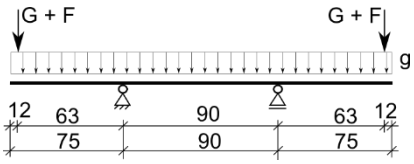
davon: mit unterschiedlicher Anzahl an glatten Stäben und gerippten Stäben und $\phi_{BStI} = \phi_{B500}$, Versuche Nr.: 9, 12

- **Statisches System der Versuche Nr. 1-31; 47-52**

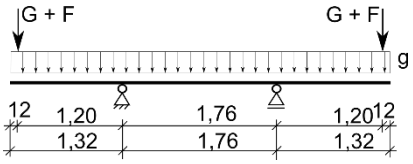



Versuche Nr. 1-31 als Biegebalken, Versuche Nr. 47-49 als Biegeplatten, Versuche Nr. 50-52 als Tastversuche mit Ankerplatten bzw. ohne Haken

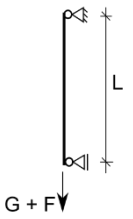
- **Statisches System der Versuche Nr. 32-37 (Ergänzende Tastversuche)**




- **Statisches System der Versuche Nr. 38-46 (Referenz- und Tastversuche)**




- **Statisches System der Versuche Nr.: 53-55 (Zuggliedversuche)**




- **Abmessungen Versuchskörper und Ausführung der Bewehrung siehe Tab. A 2-1**
- **Materialkennwerte siehe Tab. A 2-1**
- **Ausgewählte Bilder zu den Versuchen enthält der Hauptteil!**

## A2.2 Auswertung der Versuche Nr. 1-55: Tabelle A 2-1

| Balken | b | h | $\Phi$ [mm] | | Anzahl der Stäbe | | Beton nach Konformitätskriterium | Betondeckung [mm] | | Stoßlänge $l_o$ BStI-B500 | Traglast incl. Versuchsaufbau $F_{Tv}$ | rechnerische Traglast Biegezugversagen $F_{TR}$ | Betonwürfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube,Bt}$ | Betonzugfestigkeit $f_{ct,Bt}$ | Biegemoment $M_{St,v}$ (inkl. G) | Stahlzugkraft $F_y = M/z$ | Fläche $A_{s,B500}$ | Spannung $\sigma_{s,B500}$ | Ausnutzung $\eta_{B500}$ $\sigma_{s,B500}$ / 500 | Bezogene kombinierte Übergreifungslänge $\alpha_{com} = \frac{l_{0,com} \cdot f_{ct}}{\sigma_{s,B500}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | | | | | | | Fläche $A_{s,BStI}$ | Spannung $\sigma_{s,BStI}$ | Ausnutzung $\eta_{BStI}$ $\sigma_{s,BStI}$ / 220 | |
| Nr. | [mm] | [mm] | BStI | B500 | BStI | B500 | | *c* | $c_1$ | [mm] | [kN] | [kN] | [N/mm²] | [N/mm²] | [kNm] | [kN] | [mm²] | [N/mm²] | [-] | [mm] |
| 1 [c] | 300 | 300 | 25 | 16 | 2 | 2 | C35/45 | 26,5 | 75 | 2Ø25 770 2Ø16 | **59,1** | 56,7 | 50,88 | 3,16 | 53,2 | 211,1 | 402,1 | 524,9 | 1,05 | 4,64 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 981,7 | 215,0 | 0,96 | |
| 2 | 300 | 300 | 25 | 16 | 2 | 2 | C35/45 | 29 | 75 | 2Ø25 460 2Ø16 | **51,1** | 55,8 | 49,84 | 3,21 | 46,1 | 184,2 | 402,1 | 458,8 | 0,92 | 3,22 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 981,7 | 187,9 | 0,85 | |
| 3 | 300 | 300 | 25 | 16 | 2 | 2 | C20/25 | 21 | 75 | 2Ø25 325 2Ø16 | **42,2** | 56,2 | 29,72 | 2,21 | 38,3 | 150,2 | 402,1 | 373,5 | 0,75 | 1,92 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 981,7 | 153,0 | 0,70 | |
| 4 | 240 | 300 | 20 | 14 | 2 | 2 | C35/45 | 25 | 60 | 2Ø20 470 2Ø14 | **44,6** | 39,5 | 49,84 | 3,21 | 40,1 | 156,3 | 307,9 | 507,8 | 1,02 | 2,97 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 628,3 | 248,9 | 1,13 | |
| 5 [c] | 240 | 300 | 20 | 14 | 2 | 2 | C35/45 | 21,5 | 60 | 2Ø20 300 2Ø14 | **30,7** | 39,9 | 50,88 | 3,16 | 27,3 | 106,5 | 307,9 | 346,0 | 0,69 | 2,74 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 628,3 | 169,5 | 0,77 | |
| 6 | 240 | 300 | 20 | 14 | 2 | 2 | C20/25 | 20 | 60 | 2Ø20 300 2Ø14 | **33,6** | 39,8 | 29,72 | 2,21 | 30,5 | 117,9 | 307,9 | 382,9 | 0,77 | 1,73 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 628,3 | 187,6 | 0,85 | |
| 7 | 280 | 300 | 20 | 20 | 4 | 2 | C25/30 | 20 | 60 | 4Ø20 965 2Ø20 | **87,1** | 78,6 | 38,19 | 2,50 | 77,7 | 308,4 | 628,3 | 490,8 | 0,98 | 4,92 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 1256,6 | 245,4 | 1,12 | |
| 8 | 280 | 300 | 20 | 20 | 4 | 2 | C25/30 | 20 | 60 | 4Ø20 580 2Ø20 | **64,3** | 78,6 | 38,19 | 2,50 | 57,6 | 224,3 | 628,3 | 356,9 | 0,71 | 4,06 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 1256,6 | 178,5 | 0,81 | |
| 9 | 280 | 300 | 20 | 20 | 4 | 2 | C25/30 | 20 | 60 | 4Ø20 410 2Ø20 | **72,7** | 78,6 | 38,19 | 2,50 | 65,0 | 254,8 | 628,3 | 405,5 | 0,81 | 2,53 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 1256,6 | 203,7 | 0,92 | |
| 10 | 200 | 300 | 14 | 14 | 4 | 2 | C25/30 | 15 | 45 | 4Ø14 470 2Ø14 | **41,1** | 40,6 | 39,65 | 2,20 | 36,9 | 138,3 | 307,9 | 448,2 | 0,90 | 2,31 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 615,8 | 224,6 | 1,02 | |

Rippenstahl B500 – Betonglattstahl BStI

[a] Wert anhand von Proben an anderen Versuchstagen aus gleicher Charge geschätzt [b] Wert anhand Norm geschätzt = $0{,}3 \cdot ((0{,}82 \cdot f_{cm,cube}) - 8)^{2/3}$) [c] Versuch mit DMS

| Balken | b | h | $\Phi$ [mm] | | Anzahl der Stäbe | | Beton nach Konformitätskriterium | Betondeckung [mm] | | Stoßlänge $l_0$ BStI-B500 | Traglast incl. Versuchsaufbau $F_{Tv}$ | rechnerische Traglast Biegezugversagen $F_{TR}$ | Betonwürfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube,Bt}$ | Betonzugfestigkeit $f_{ct,Bt}$ | Biegemoment $M_{St,v}$ (inkl. G) | Stahlzugkraft $F_y = Mlz$ | Fläche $A_{s,B500}$ | Spannung $\sigma_{s,B500}$ | Ausnutzung $\eta_{B500}$ $\sigma_{s,B500}$ / 500 | Bezogene kombinierte Übergreifungslänge $\alpha_{com} = \frac{l_{0,com} \cdot f_{ct}}{\sigma_{s,B500}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | | | | | | | Fläche $A_{s,BStI}$ | Spannung $\sigma_{s,BStI}$ | Ausnutzung $\eta_{BStI}$ $\sigma_{s,BStI}$ / 220 | |
| Nr. | [mm] | [mm] | BStI | B500 | BStI | B500 | | c | $c_1$ | [mm] | [kN] | [kN] | [N/mm²] | [N/mm²] | [kNm] | [kN] | [mm²] | [N/mm²] | [-] | [mm] |
| 11 | 200 | 300 | 14 | 14 | 4 | 2 | C25/30 | 18 | 45 | 4Ø14 280 2Ø14 | **27,0** | 39,8 | 39,82 | 2,40 a) | 24,5 | 91,8 | 307,9 | 298,2 | 0,60 | 2,25 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 615,8 | 149,1 | 0,68 | |
| 12 | 200 | 300 | 14 | 14 | 4 | 2 | C25/30 | 15 | 45 | 4Ø14 280 2Ø14 | **28,2** | 39,4 | 39,82 | 2,40 a) | 25,6 | 94,9 | 307,9 | 308,0 | 0,62 | 2,18 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 615,8 | 154,0 | 0,70 | |
| 13 | 270 | 300 | 12 | 8 | 4 | 4 | C20/25 | 18,5 | 33 | 4Ø12 270 4Ø8 | **35,1** | 28,5 | 25,5 | 2,03 | 31,9 | 121,0 | 201,1 | 601,8 | 1,20 | 0,91 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 452,4 | 267,5 | 1,22 | |
| 14 | 270 | 300 | 12 | 8 | 4 | 4 | C20/25 | 23 | 40 | 4Ø12 200 4Ø8 | **34,7** | 28,6 | 25,5 | 2,03 | 31,5 | 118,4 | 201,1 | 588,9 | 1,18 | 0,69 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 452,4 | 261,7 | 1,19 | |
| 15 | 270 | 300 | 12 | 8 | 4 | 4 | C20/25 | 23 | 40 | 4Ø12 200 4Ø8 | **30,0** | 28,5 | 29,93 | 1,84 | 27,4 | 104,4 | 201,1 | 519,5 | 1,04 | 0,71 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 452,4 | 230,8 | 1,05 | |
| 16 | 230 | 300 | 14 | 10 | 4 | 4 | C20/25 | 20 | 27 | 4Ø14 280 4Ø10 | **33,5** | 39,1 | 30,47 | 1,87 | 30,3 | 115,6 | 314,2 | 368,0 | 0,74 | 1,42 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 615,8 | 187,4 | 0,85 | |
| 17 | 270 | 300 | 14 | 10 | 4 | 4 | C35/45 | 22 | 47 | 4Ø14 210 4Ø10 | **40,8** | 39,4 | 52,27 | 2,98 | 36,9 | 139,8 | 314,2 | 444,9 | 0,89 | 1,41 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 615,8 | 227,0 | 1,03 | |
| 18 | 270 | 300 | 14 | 10 | 4 | 4 | C20/25 | 24 | 44 | 4Ø14 280 4Ø10 | **37,4** | 38,5 | 30,47 | 1,87 | 33,9 | 131,4 | 314,2 | 418,2 | 0,84 | 1,25 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 615,8 | 213,4 | 0,97 | |
| 19 | 270 | 300 | 14 | 10 | 4 | 4 | C20/25 | 17 | 55 | 4Ø14 210 4Ø10 | **29,8** | 39,6 | 30,47 | 1,87 | 27,2 | 101,5 | 314,2 | 323,0 | 0,65 | 1,22 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 615,8 | 164,8 | 0,75 | |
| 20 | 240 | 300 | 20 | 14 | 2 | 2 | C35/45 | 20 | 63 | 2Ø20 300 2Ø14 | **38,1** | 39,4 | 52,27 | 2,89 | 34,4 | 131,6 | 307,9 | 427,4 | 0,85 | 2,03 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 628,3 | 209,5 | 0,95 | |

Rippenstahl B500 – Betonglattstahl BStI

a) Wert anhand Proben an anderen Versuchstagen aus gleicher Charge geschätzt b) Wert anhand Norm geschätzt = $0{,}3 \cdot ((0{,}82 \cdot f_{cm;cube}) - 8)^{2/3}$) c) Versuch mit DMS

| Balken | b | h | $\Phi$ [mm] | | Anzahl der Stäbe | | Beton nach Konformitäts-kriterium | Betondeckung [mm] | | Stoßlänge $l_o$ BStI-B500 | Traglast incl. Versuchs-aufbau $F_{Tv}$ | rechnerische Traglast Biegezug-versagen $F_{TR}$ | Beton-würfel-druck-festigkeit $f_{cm,cube,Bt}$ | Beton-zugfes-tigkeit $f_{ct,Bt}$ | Biege-moment $M_{St,v}$ (inkl. G) | Stahl-zug-kraft $F_y = Mlz$ | Fläche $A_{s,B500}$ | Spannung $\sigma_{s,B500}$ | Ausnutzung $\eta_{B500}$ $\sigma_{s,B500}$ / 500 | Bezogene kombinierte Übergreifungslänge $\alpha_{com} = \frac{l_{0,com} \cdot f_{ct}}{\sigma_{s,B500}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | | | | | | | Fläche $A_{s,BStI}$ | Spannung $\sigma_{s,BStI}$ | Ausnutzung $\eta_{BStI}$ $\sigma_{s,BStI}$ / 220 | |
| Nr. | [mm] | [mm] | BStI | B500 | BStI | B500 | | c | $c_1$ | [mm] | [kN] | [kN] | [N/mm²] | [N/mm²] | [kNm] | [kN] | [mm²] | [N/mm²] | [-] | [mm] |
| 21 | 240 | 300 | 20 | 14 | 2 | 2 | C20/25 | 26 | 69 | 2Ø20 375 2Ø14 | **29,3** | 38,8 | 31,93 | 2,16 | 26,7 | 104,6 | 307,9 | 339,7 | 0,68 | 2,39 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 628,3 | 166,3 | 0,76 | |
| 22 | 210 | 300 | 18 | 12 | 3 | 3 | C20/25 | 22 | 27 | 3Ø18 550 3Ø12 | **49,2** | 47,4 | 31,93 | 2,16 | 44,1 | 174,2 | 339,3 | 513,5 | 1,03 | 2,31 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 763,4 | 228,2 | 1,04 | |
| 23 | 210 | 300 | 18 | 12 | 2 | 2 | C35/45 | 22 | 58 | 2Ø18 270 2Ø12 | **29,7** | 32,3 | 52,27 | 2,89 | 26,9 | 102,8 | 226,2 | 454,5 | 0,91 | 1,72 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 508,9 | 202,0 | 0,92 | |
| 24 | 210 | 300 | 18 | 12 | 2 | 2 | C20/25 | 23 | 62 | 2Ø18 550 2Ø12 | **36,8** | 31,8 | 30,94 | 2,01 | 33,2 | 128,4 | 226,2 | 567,7 | 1,14 | 1,95 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 508,9 | 252,2 | 1,15 | |
| 25 | 210 | 300 | 18 | 12 | 2 | 2 | C20/25 | 21 | 58 | 2Ø18 340 2Ø12 | **26,7** | 32,0 | 30,94 | 2,01 | 24,3 | 93,1 | 226,2 | 411,6 | 0,82 | 1,66 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 508,9 | 182,9 | 0,83 | |
| 26 | 280 | 300 | 25 | 16 | 2 | 2 | C20/25 | 23,5 | 73,5 | 2Ø25 800 2Ø16 | **52,8** | 55,3 | 25,5 | 2,03 | 47,5 | 191,9 | 402,1 | 477,2 | 0,96 | 3,40 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 981,7 | 195,5 | 0,89 | |
| 27 | 280 | 300 | 25 | 16 | 2 | 2 | C20/25 | 24 | 73 | 2Ø25 700 2Ø16 | **52,9** | 55,3 | 25,5 | 2,03 | 47,6 | 192,9 | 402,1 | 479,7 | 0,96 | 2,96 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 981,7 | 196,5 | 0,89 | |
| 28 | 270 | 300 | 14 | 10 | 4 | 4 | C16/20 | 22 | 41 | 4Ø14 300 4Ø10 | **46,6** | 38,7 | 27,83 | 2,03 | 42,0 | 163,5 | 314,2 | 520,4 | 1,04 | 1,17 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 615,8 | 265,5 | 1,21 | |
| 29 | 240 | 300 | 20 | 14 | 2 | 2 | C35/45 | 22 | 62 | 2Ø20 330 2Ø14 | **39,7** | 39,8 | 50,73 | 2,81 | 35,8 | 137,8 | 307,9 | 447,6 | 0,90 | 2,07 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 628,3 | 219,3 | 1,00 | |
| 30 | 240 | 300 | 20 | 14 | 2 | 2 | C16/20 | 20 | 57 | 2Ø20 585 2Ø14 | **45,0** | 40,2 | 27,83 | 2,03 | 40,5 | 158,7 | 307,9 | 515,6 | 1,03 | 2,30 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 628,3 | 252,6 | 1,15 | |

Rippenstahl B500 – Betonglattstahl BStI

[a] Wert anhand Proben an anderen Versuchstagen aus gleicher Charge geschätzt [b] Wert anhand Norm geschätzt = $0{,}3 \cdot ((0{,}82 \cdot f_{cm,cube}) - 8)^{2/3}$) [c] Versuch mit DMS

| **Balken** | **b** | **h** | ***Φ*** [mm] | | **Anzahl der Stäbe** | | **Beton** nach Konformitäts-kriterium | **Betondeckung** [mm] | | **Stoßlänge** $l_o$ BStI-B500 | **Traglast incl. Versuchs-aufbau** $F_{Tv}$ | **rechnerische Traglast Biegezug-versagen** $F_{TR}$ | **Beton-würfel-druck-festig-keit** $f_{cm,cube,Bt}$ | **Beton-zugfes-tigkeit** $f_{ct,Bt}$ | **Biege-moment** $M_{St,v}$ (inkl. G) | **Stahl-zug-kraft** $F_y = Mlz$ | **Fläche** $A_{s,B500}$ | **Spannung** $\sigma_{s,B500}$ | **Ausnutzung** $\eta_{B500}$ $\sigma_{s,B500}$ / 500 | **Bezogene kombinierte Übergrei-fungslänge** $\alpha_{com} = \frac{l_{0,com} \cdot f_{ct}}{\sigma_{s,B500}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | | | | | | | **Fläche** $A_{s,BStI}$ | **Spannung** $\sigma_{s,BStI}$ | **Ausnutzung** $\eta_{BStI}$ $\sigma_{s,BStI}$ / 220 | |
| Nr. | [mm] | [mm] | BStI | B500 | BStI | B500 | | c | $c_1$ | [mm] | [kN] | [kN] | [N/mm²] | [N/mm²] | [kNm] | [kN] | [mm²] | [N/mm²] | [-] | [mm] |
| 31 | 210 | 300 | 18 | 12 | 2 | 2 | C35/45 | 22 | 42 | 2Ø18 300 2Ø12 | **30,3** | 32,4 | 50,73 | 2,81 | 27,5 | 104,8 | 226,2 | 463,1 | 0,93 | 1,82 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 508,9 | 205,9 | 0,94 | |
| 32 (E1-1) | 240 | 250 | 14 | 10 | 2 | 2 | C30/37 | 35 | 45 | 2Ø14 310 2Ø10 | **25,0** | 23,2 | 41,40 | 2,63 [b] | 16,4 | 80,0 | 157,1 | 509,2 | 1,02 | 1,60 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 307,9 | 259,8 | 1,18 | |
| 33 (E1-2) | 240 | 250 | 14 | 10 | 2 | 2 | C25/30 | 35 | 45 | 2Ø14 310 2Ø10 | **25,5** | 23,2 | 40,90 | 2,61 [b] | 16,8 | 82,0 | 157,1 | 525,5 | 1,04 | 1,54 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 307,9 | 266,3 | 1,21 | |
| 34 (E1-3) | 240 | 250 | 14 | 10 | 2 | 2 | C25/30 | 35 | 45 | 2Ø14 310 2Ø10 | **27,0** | 23,2 | 41,40 | 2,61 [b] | 17,7 | 86,3 | 157,1 | 549,3 | 1,10 | 1,47 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 307,9 | 280,2 | 1,27 | |
| 35 (E2-1) | 240 | 250 | 14 | 10 | 2 | 2 | C30/37 | 37 | 50 | 2Ø14 280 2Ø10 | **23,5** | 23,2 | 41,40 | 2,63 [b] | 15,5 | 75,6 | 157,1 | 481,2 | 0,96 | 1,53 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 307,9 | 245,5 | 1,12 | |
| 36 (E2-2) | 240 | 250 | 14 | 10 | 2 | 2 | C25/30 | 35 | 45 | 2Ø14 280 2Ø10 | **24,5** | 23,2 | 40,9 | 2,61 [b] | 16,2 | 79,0 | 157,1 | 502,9 | 1,01 | 1,45 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 307,9 | 256,6 | 1,17 | |
| 37 (E2-3) | 240 | 250 | 14 | 10 | 2 | 2 | C25/30 | 35 | 45 | 2Ø14 280 2Ø10 | **25,5** | 23,2 | 41,40 | 2,61 [b] | 16,8 | 82,0 | 157,1 | 522,0 | 1,04 | 1,40 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 307,9 | 266,3 | 1,21 | |
| 38 (R1) | 600 | 250 | 14 | 14 | 5 | 5 | C25/30 | 20 | 35 | 5Ø14 750 5Ø14 | **38,0** | 29,2 | 37,07 | 2,38 [b] | 52,2 | 251,2 | - | - | - | - |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 769,7 | 326,4 | 1,48 | |
| 39 (R2) | 600 | 250 | 14 | 14 | 5 | 5 | C25/30 | 20 | 35 | 5Ø14 950 5Ø14 | **61,0** | 66,5 | 37,07 | 2,38 [b] | 80,1 | 387,0 | 769,7 | 502,8 | 1,01 | - |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | - | - | - | |
| 40 (R3) | 600 | 250 | 14 | 14 | 5 | 5 | C25/30 | 20 | 35 | 5Ø14 660 5Ø14 | **61,5** | 67,9 | 37,92 | 2,5 [b] | 80,7 | 389,9 | 769,7 | 506,6 | 1,01 | - |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | - | - | - | |

Rippenstahl B500 – Betonglattstahl BStI

[a] Wert anhand Proben an anderen Versuchstagen aus gleicher Charge geschätzt [b] Wert anhand Norm geschätzt = $0{,}3 \cdot ((0{,}82 \cdot f_{cm,cube}) - 8)^{2/3}$) [c] Versuch mit DMS

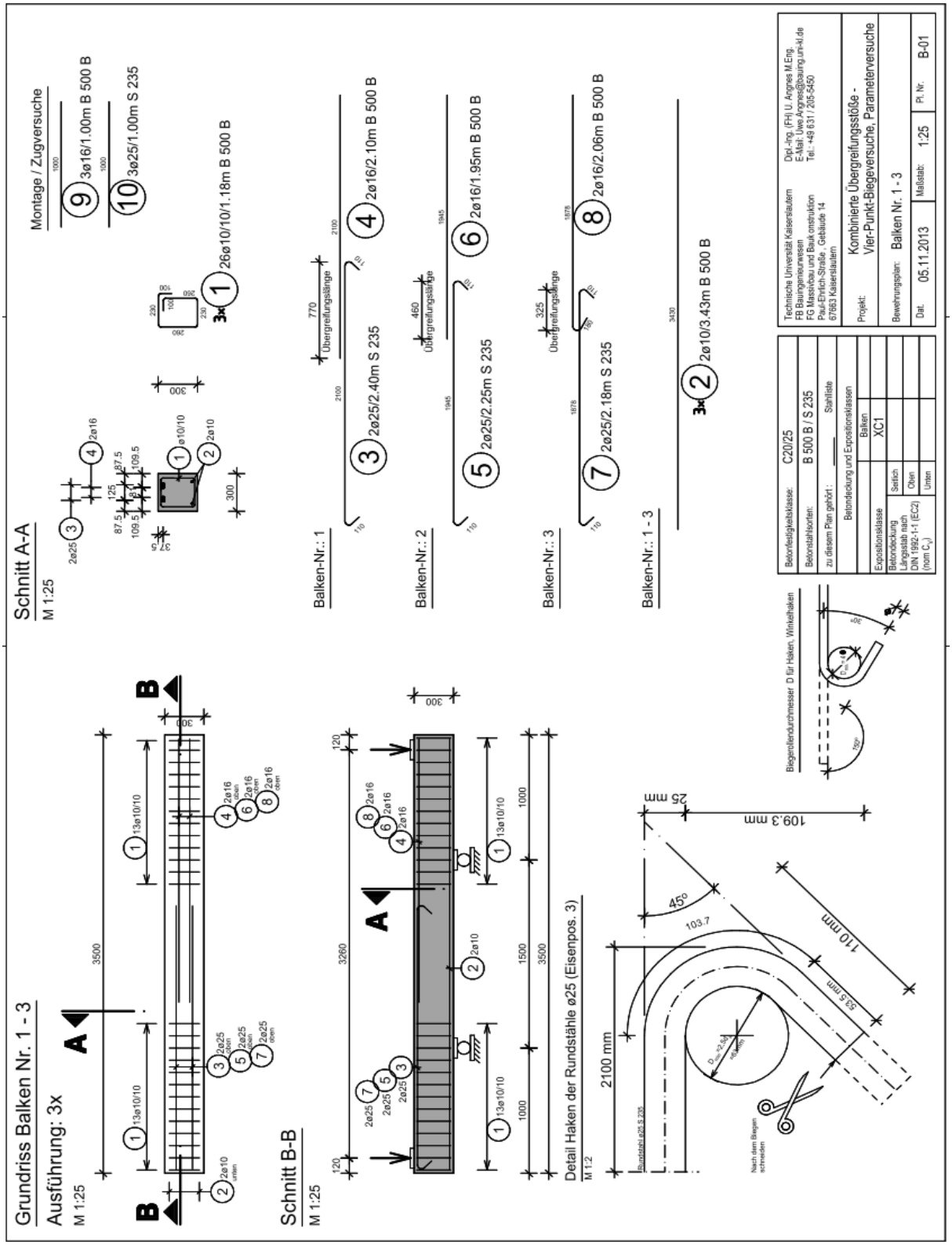
| **Balken** | **b** | **h** | **$\Phi$** [mm] | | **Anzahl der Stäbe** | | **Beton** nach Konformitäts-kriterium | **Betondeckung** [mm] | | **Stoßlänge** $l_o$ BStI-B500 | **Traglast incl. Versuchs-aufbau** $F_{Tv}$ | **rechnerische Traglast Biegezug-versagen** $F_{TR}$ | **Beton-würfel-druck-festig-keit** $f_{cm,cube,Bt}$ | **Beton-zugfes-tigkeit** $f_{ct,Bt}$ | **Biege-moment** $M_{St,v}$ (inkl. G) | **Stahl-zug-kraft** $F_y = Mlz$ | **Fläche** $A_{s,B500}$ | **Spannung** $\sigma_{s,B500}$ | **Ausnutzung** $\eta_{B500}$ $\sigma_{s,B500}$ / 500 | **Bezogene kombinierte Übergrei-fungslänge** $\alpha_{com} = \frac{l_{0,com} \cdot f_{ct}}{\sigma_{s,B500}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | | | | | | | **Fläche** $A_{s,BStI}$ | **Spannung** $\sigma_{s,BStI}$ | **Ausnutzung** $\eta_{BStI}$ $\sigma_{s,BStI}$ / 220 | |
| Nr. | [mm] | [mm] | BStI | B500 | BStI | B500 | | c | $c_1$ | [mm] | [kN] | [kN] | [N/mm²] | [N/mm²] | [kNm] | [kN] | [mm²] | [N/mm²] | [-] | [mm] |
| 41 (R4) | 600 | 250 | 14 | 14 | 5 | 5 | C25/30 | 20 | 35 | 5Ø14 310 5Ø14 | **36,5** | 29,2 | 37,05 | 2,4 b) | 50,7 | 242,6 | 769,7 | 315,2 | 0,63 | 2,36 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 769,7 | 315,2 | 1,43 | |
| 42 (R5) | 600 | 250 | 14 | 14 | 5 | 5 | C25/30 | 20 | 35 | 5Ø14 630 5Ø14 | **38,0** | 29,2 | 37,51 | 2,4 b) | 52,5 | 251,2 | 769,7 | 326,4 | 0,65 | 4,63 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 769,7 | 326,4 | 1,48 | |
| 43 (R6) | 600 | 250 | 14 | 14 | 5 | 5 | C25/30 | 20 | 35 | 5Ø14 950 5Ø14 | **38,5** | 29,3 | 35,51 | 2,3 b) | 53,1 | 254,1 | 769,7 | 330,0 | 0,66 | 6,62 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 769,7 | 330,0 | 1,50 | |
| 44 (R7) | 600 | 250 | 14 | 14 | 5 | 5 | C25/30 | 20 | 35 | 5Ø14 280 5Ø14 | **35,0** | 29,3 | 35,51 | 2,3 b) | 48,9 | 234,0 | 769,7 | 304,0 | 0,61 | 2,12 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 769,7 | 304,0 | 1,38 | |
| 45 (R8) | 600 | 250 | 14 | 14 | 5 | 5 | C25/30 | 20 | 35 | 5Ø14 440 5Ø14 | **38,0** | 29,3 | 35,40 | 2,3 b) | 52,5 | 251,2 | 769,7 | 326,4 | 0,65 | 3,10 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 769,7 | 326,4 | 1,48 | |
| 46 (R9) | 600 | 250 | 14 | 14 | 5 | 5 | C25/30 | 20 | 35 | 5Ø14 660 5Ø14 | **38,0** | 29,2 | 36,98 | 2,4 b) | 52,5 | 251,2 | 769,7 | 326,0 | 0,65 | 4,86 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 769,7 | 326,0 | 1,48 | |
| 47 (P1) | 750 | 150 | 14 | 10 | 13 | 13 | C20/25 | 15 | 30 | 13Ø14 300 13Ø10 | **64,4** | 56,6 | 32,07 | 1,99 | 58,1 | 507,4 | 157,1 | 497,0 | 0,99 | 1,20 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 307,9 | 253,6 | 1,15 | |
| 48 (P2) | 750 | 150 | 14 | 10 | 13 | 13 | C35/45 | 16 | 45 | 13Ø14 250 13Ø10 | **76,7** | 68,6 | 55,23 | 2,76 | 68,9 | 599,5 | 1021,0 | 571,0 | 1,14 | 1,21 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 2001,2 | 291,3 | 1,32 | |
| 49 (P3) | 750 | 150 | 12 | 8 | 14 | 14 | C20/25 | 12 | 47 | 14Ø12 200 14Ø8 | **45,3** | 47,1 | 32,07 | 1,99 | 41,3 | 335,5 | 703,8 | 476,9 | 0,95 | 0,83 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 1583,4 | 211,9 | 0,96 | |
| 50 | 240 | 300 | 20 | 14 | 2 | 2 | C25/30 | 19 | 52 | 2Ø20 300 2Ø14 | **43,8** | 45,3 | 39,56 | 2,69 | 39,4 | 151,2 | 307,9 | 491,2 | 0,98 | 1,64 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 628,3 | 240,7 | 1,09 | |

Rippenstahl B500 – Betonglattstahl BStI

a) Wert anhand Proben an anderen Versuchstagen aus gleicher Charge geschätzt b) Wert anhand Norm geschätzt = $0{,}3 \cdot ((0{,}82 \cdot f_{cm,cube}) - 8)^{2/3}$) c) Versuch mit DMS

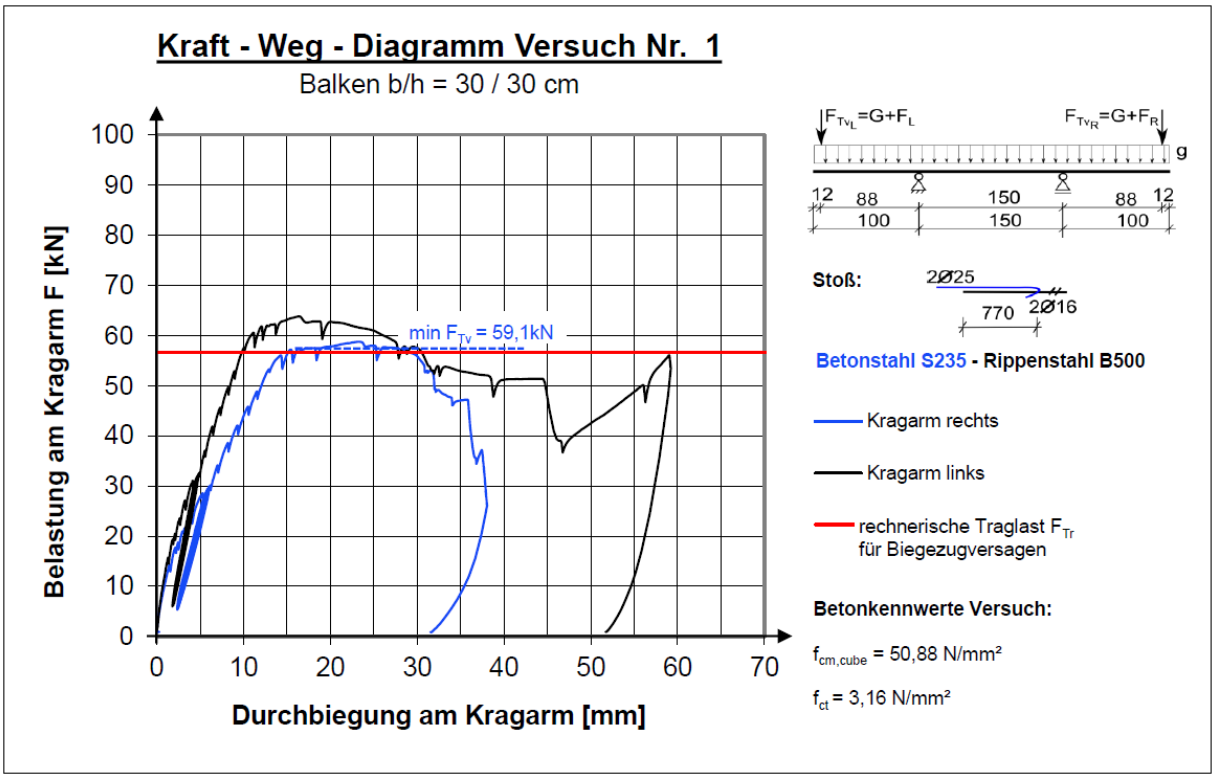
| **Balken** | **b** | **h** | ***Φ*** [mm] | | **Anzahl der Stäbe** | | **Beton** nach Konformitäts-kriterium | **Betondeckung** [mm] | | **Stoßlänge** $l_o$ BStl-B500 | **Traglast incl. Versuchs-aufbau** $F_{Tv}$ | **rechnerische Traglast Biegezug-versagen** $F_{TR}$ | **Beton-würfel-druck-festig-keit** $f_{cm,cube,Bt}$ | **Beton-zugfes-tigkeit** $f_{ct,Bt}$ | **Biege-moment** $M_{St,v}$ (inkl. G) | **Stahl-zug-kraft** $F_y = Mlz$ | **Fläche** $A_{s,B500}$ | **Spannung** $\sigma_{s,B500}$ | **Ausnutzung** $\eta_{B500}$ $\sigma_{s,B500}$ / 500 | **Bezogene kombinierte Übergrei-fungslänge** $\alpha_{com} = \frac{l_{0,com} \cdot f_{ct}}{\sigma_{s,B500}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | | | | | | | **Fläche** $A_{s,BStl}$ | **Spannung** $\sigma_{s,BStl}$ | **Ausnutzung** $\eta_{BStl}$ $\sigma_{s,BStl}$ / 220 | |
| Nr. | [mm] | [mm] | BStl | B500 | BStl | B500 | | c | $c_1$ | [mm] | [kN] | [kN] | [N/mm²] | [N/mm²] | [kNm] | [kN] | [mm²] | [N/mm²] | [-] | [mm] |
| 51 | 240 | 300 | 20 | 14 | 2 | 2 | C25/30 | 21 | 47 | 2Ø20 630 2Ø14 | **45,7** | 45,5 | 39,6 | 2,69 | 41,1 | 157,8 | 307,9 | 512,5 | 1,03 | 3,32 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 628,3 | 251,1 | 1,14 | |
| 52 | 240 | 300 | 20 | 14 | 2 | 2 | C25/30 | 17 | 42 | 2Ø20 650 2Ø14 | **39,9** | 45,3 | 39,6 | 2,69 | 36,0 | 136,6 | 307,9 | 443,7 | 0,89 | 3,96 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 628,3 | 217,4 | 0,99 | |
| 53 | 430 | 600 | 30 | 20 | 4 | 4 | C25/30 | - | - | 2Ø30 750 2Ø20 | **650,2** | - | 31,4 | 1,98 | - | 162,6 | 314,2 | 517,6 | 1,04 | 2,87 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 706,9 | 230,0 | 1,05 | |
| 54 | 430 | 600 | 30 | 20 | 4 | 4 | C25/30 | - | - | 2Ø30 1000 2Ø20 | **721,0** | - | 31,4 | 1,98 | - | 180,3 | 314,2 | 573,9 | 1,15 | 3,45 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 706,9 | 255,1 | 1,16 | |
| 55 | 430 | 600 | 30 | 20 | 4 | 4 | C25/30 | - | - | 2Ø30 1250 2Ø20 | **762,6** | - | 33,6 | 2,25 | - | 190,7 | 314,2 | 607,0 | 1,21 | 4,63 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | 706,9 | 269,8 | 1,23 | |
| Rippenstahl B500 – Betonglattstahl BStl | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| a) Wert anhand Proben an anderen Versuchstagen aus gleicher Charge geschätzt | | | | | | | | b) Wert anhand Norm geschätzt = $0{,}3 \cdot ((0{,}82 \cdot f_{cm,cube}) - 8)^{2/3}$) | | | | | | | c) Versuch mit DMS | | | | |

## A2.2.1 Versuchskörper 1

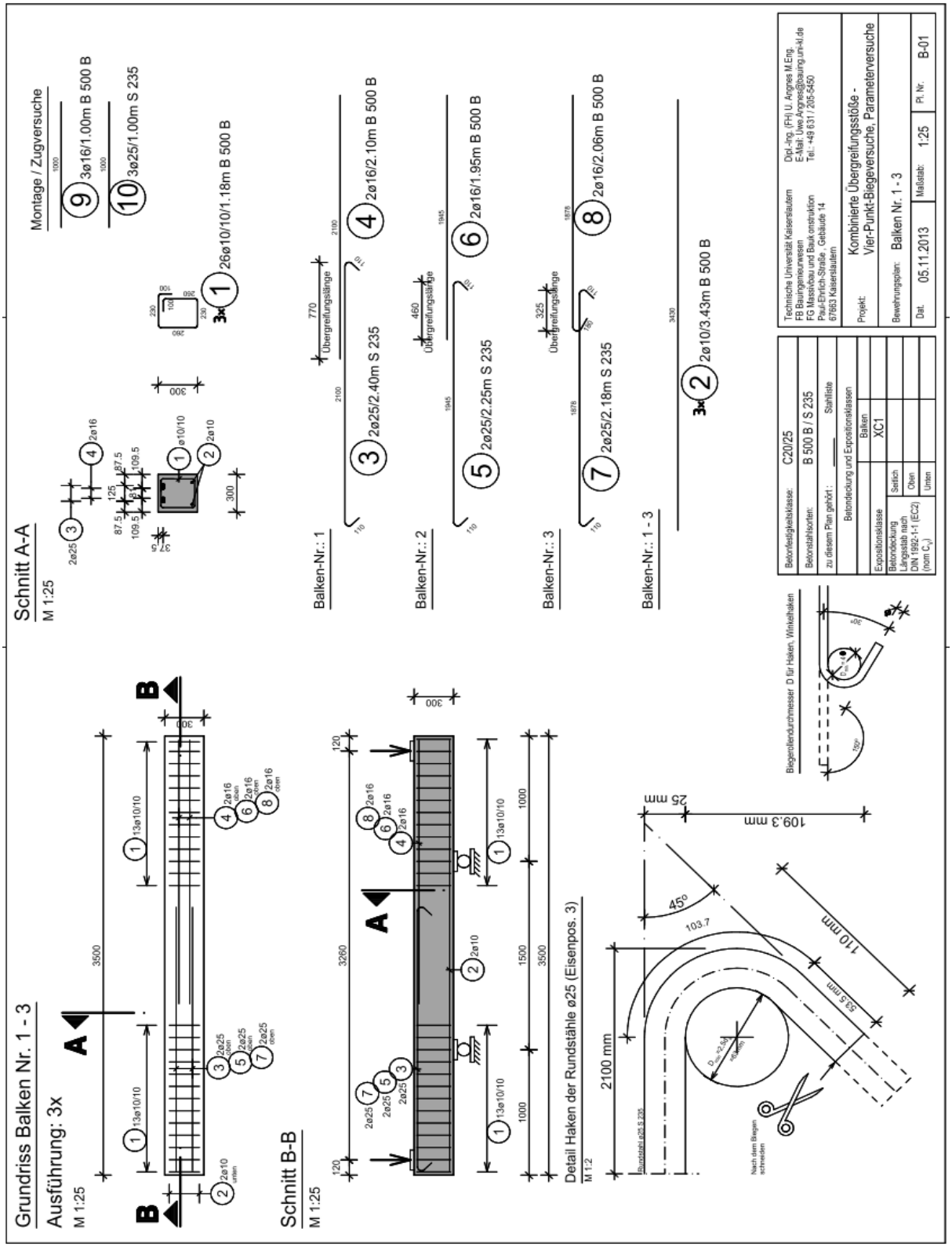


Versuchsprotokoll **Balken 1** (DMS) Prüfdatum: 04.07.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 4 kN | | - | - | - | - | - |
| 14 kN | An Auflagern bilden sich die ersten Risse | *<0,10* | - | - | - | *<0,10* |
| 22,5 kN | Erste Haarrisse im Stoßbereich | *0,10* | *0,15* | *<0,05* | - | *0,10* |
| 25,5 kN | | *0,20* | *0,20* | *<0,10* | - | *0,20* |
| 30,0 kN | Abgeschlossenes Rissbild | *0,25* | *0,25* | *<0,10* | *<0,10* | *0,20* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 32,5 kN. Risse kaum breiter | *0,25* | *0,25* | *<0,10* | *0,10* | *0,20* |
| 35,0 kN | | *0,25* | *0,25* | *<0,10* | *0,10* | *0,20* |
| 40,0 kN | | *0,25* | *0,30* | *0,10* | *0,10* | *0,25* |
| 45,0 kN | Längsrisse im Stoßbereich | *0,25* | *0,30* | *0,10* | *0,10* | *0,25* |
| 48,5 kN | | *0,25* | *0,30* | *0,10* | *0,10* | *0,25* |
| 52,0 kN | Abplatzung oben am Stoßende Haken | *0,25* | *0,30* | *0,10* | *0,10* | *0,25* |
| 56,0 kN | Stoßversagen | *0,30* | *0,55* | *0,15* | *0,60* | *0,25* |

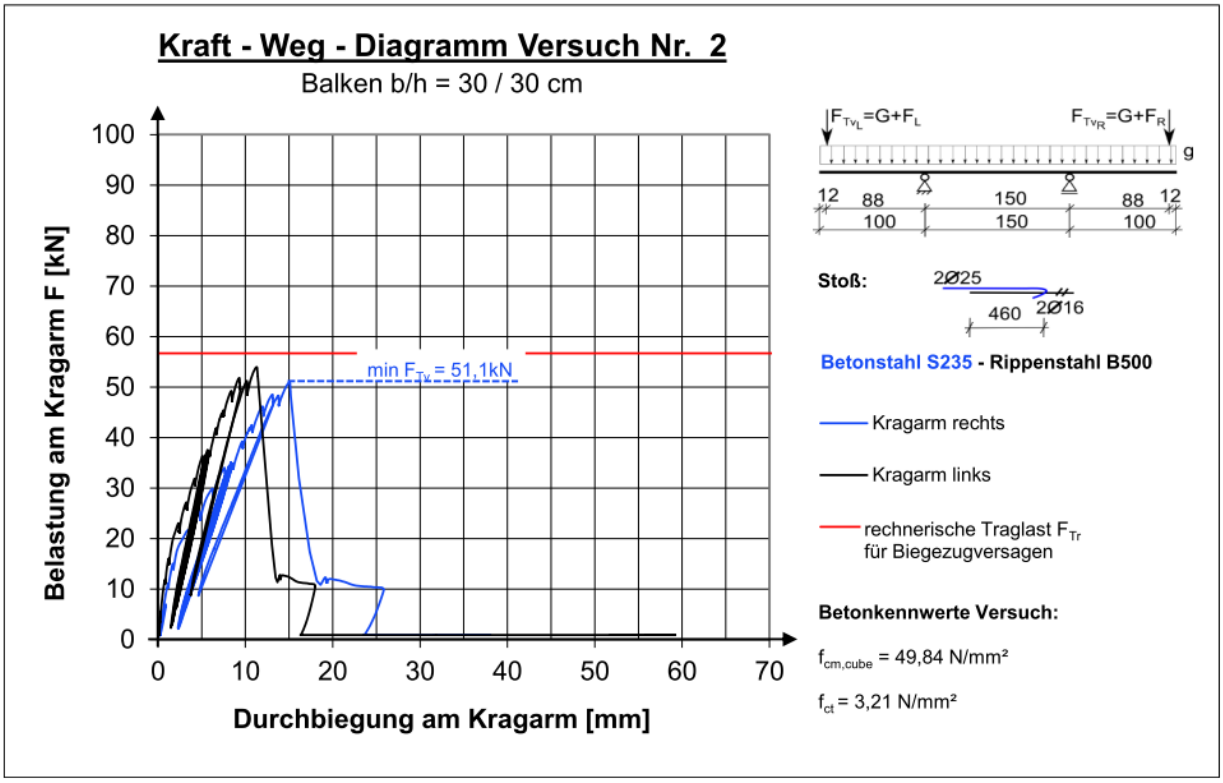


## A2.2.2 Versuchskörper 2

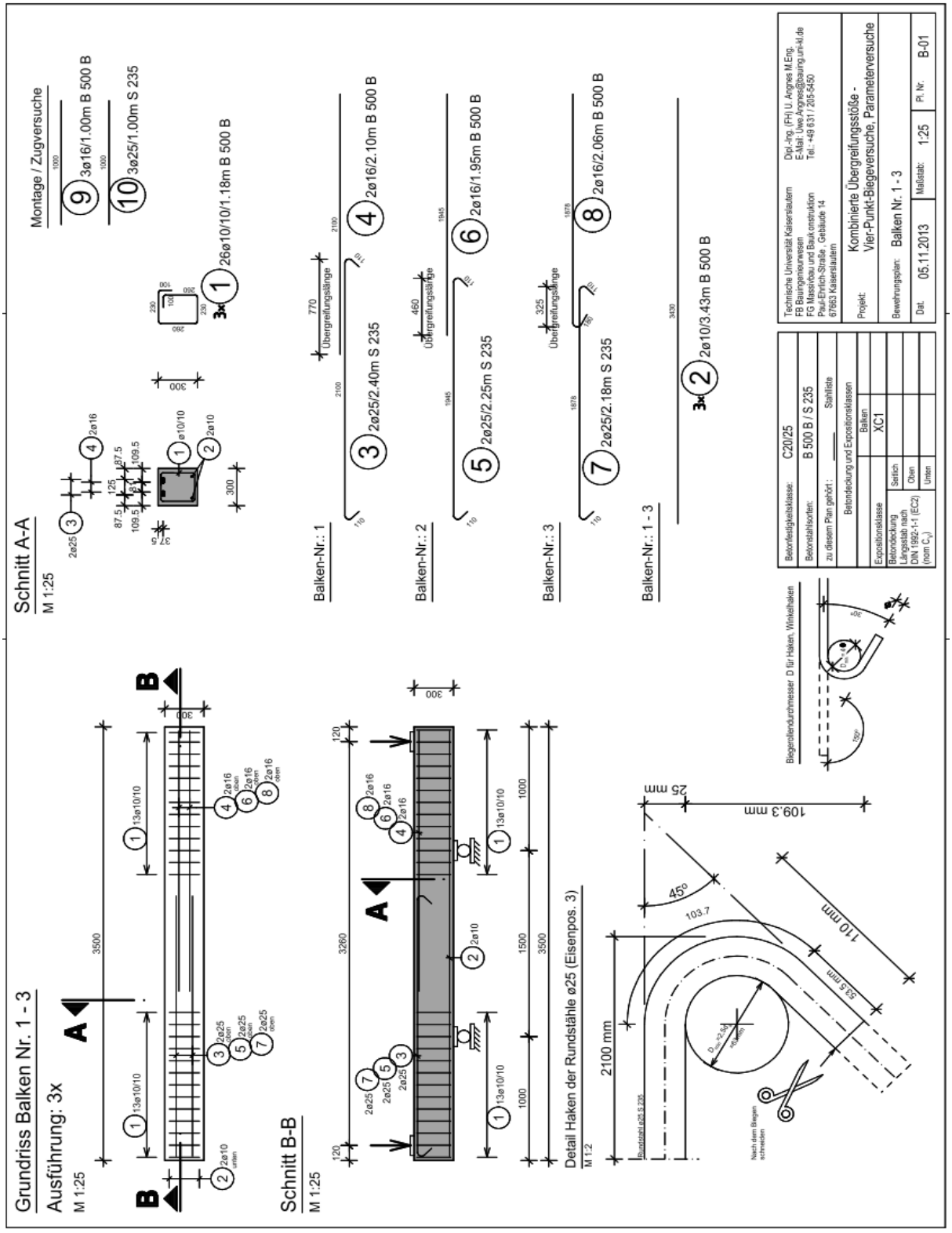


Versuchsprotokoll **Balken 2** Prüfdatum: 26.06.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 4,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | Erste Haarrisse auf beiden Seiten | *<0,05* | - | - | - | *<0,05* |
| 20,0 kN | | *0,05* | - | - | - | *0,05* |
| 25,0 kN | | *0,15* | *0,15* | - | - | *0,15* |
| 30,0 kN | | *0,25* | *0,25* | - | - | *0,15* |
| 35,0 kN | | *0,25* | *0,30* | - | - | *0,20* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet | *0,30-0,35* | *0,35-0,40* | - | - | *0,20-0,25* |
| 40,0 kN | | *0,35* | *0,45* | - | - | *0,30* |
| 45,0 kN | | *0,40* | *0,55* | - | - | *0,30* |
| 47,5 kN | | *0,40* | *0,55* | - | - | *0,30* |
| 50,0 kN | Im Stoßbereich bilden sich Längsrisse | *0,40* | *0,65* | *0,05* | - | *0,30* |
| 51,1 kN | Plötzliches Stoßversagen mit lautem Knall und beidseitigem Ausbruch der Betondeckung. Abriss / Ausbruch leicht schräg (keilförmig) von oben am Rippenstahlende zum Hakenende G nach unten verlaufend | | | | | |

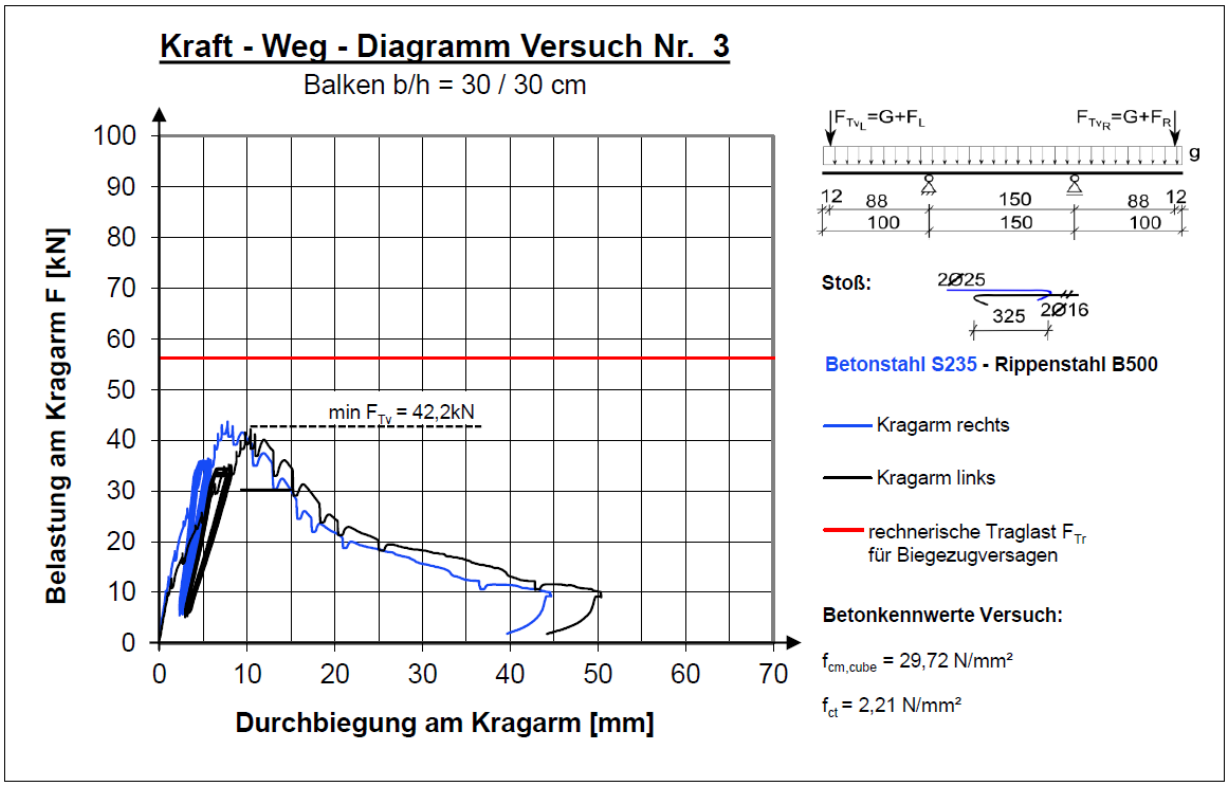


## A2.2.3 Versuchskörper 3

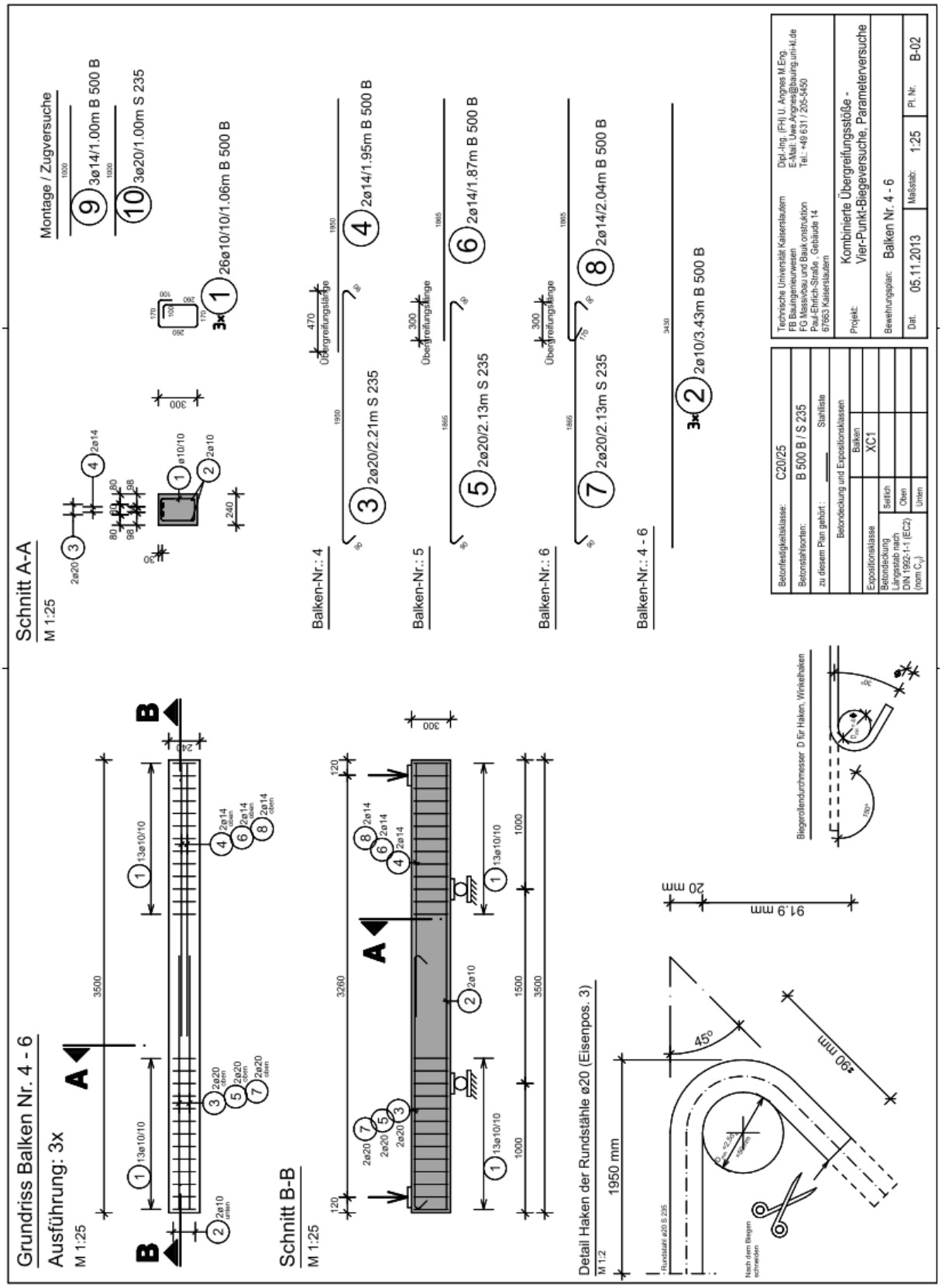


Versuchsprotokoll **Balken 3** Prüfdatum: 26.06.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 4,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | Erste Risse | *0,15* | - | - | - | *0,15* |
| 25,0 kN | | *0,20* | *0,20* | - | *0,15* | *0,15* |
| 30,0 kN | | *0,20* | *0,20* | - | *0,15* | *0,15* |
| 35,0 kN | | *0,30* | *0,35* | - | *0,25* | *0,25* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 37 kN. Risse werden breiter. | *0,30* | *0,40* | *<0,10* | *0,35* | *0,25* |
| 38,0 kN | | *0,30* | *0,50* | *<0,10* | *0,50* | *0,30* |
| 40,5 kN | | *0,30* | *0,55* | *<0,10* | *0,55* | *0,30* |
| 42,0 kN | | *0,30* | *0,60* | *<0,10* | *0,55* | *0,30* |
| 42,2 kN | Stoßversagen: Über der Bewehrung bilden sich Längsrisse. Seitliche Betondeckung löst sich ab. Bewehrung drückt die Betondeckung nach oben. Nach Versagen bleibt Resttragfähigkeit übrig. Später Ausbruch seitliche Betondeckung | *0,35* | *0,70* | *0,10* | *0,55* | *0,30* |

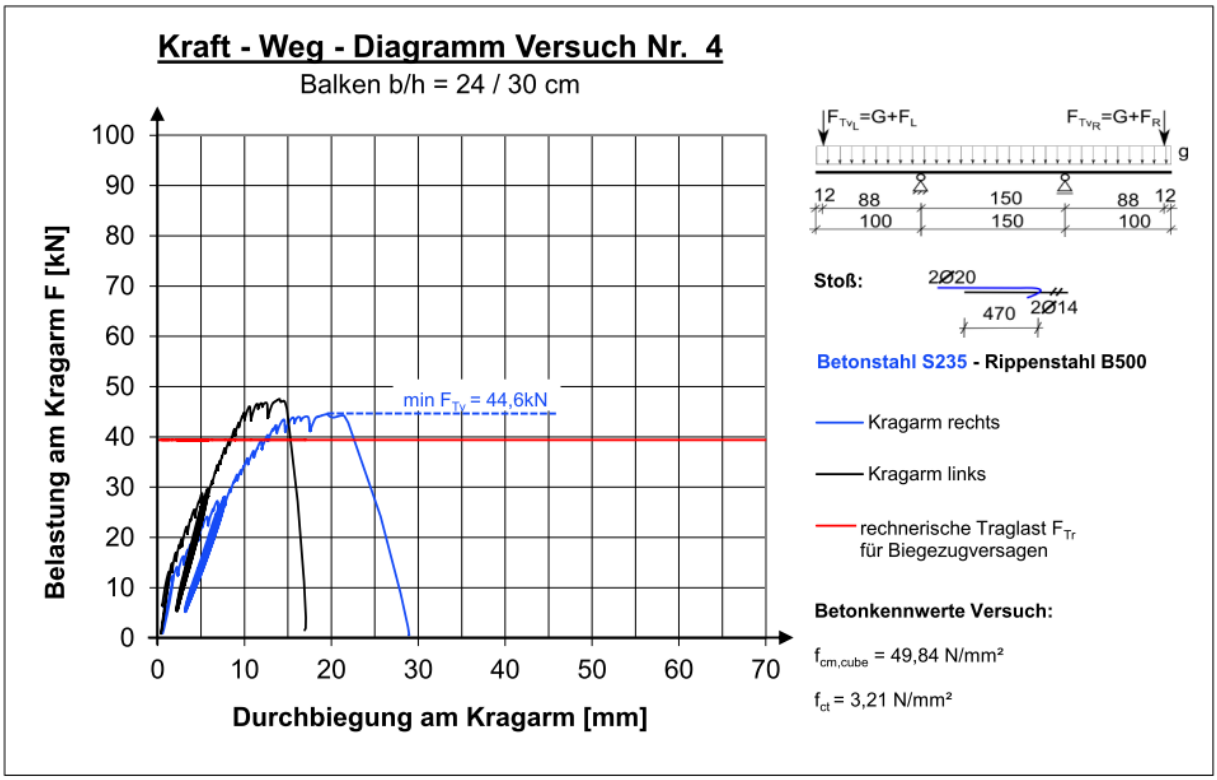


## A2.2.4 Versuchskörper 4

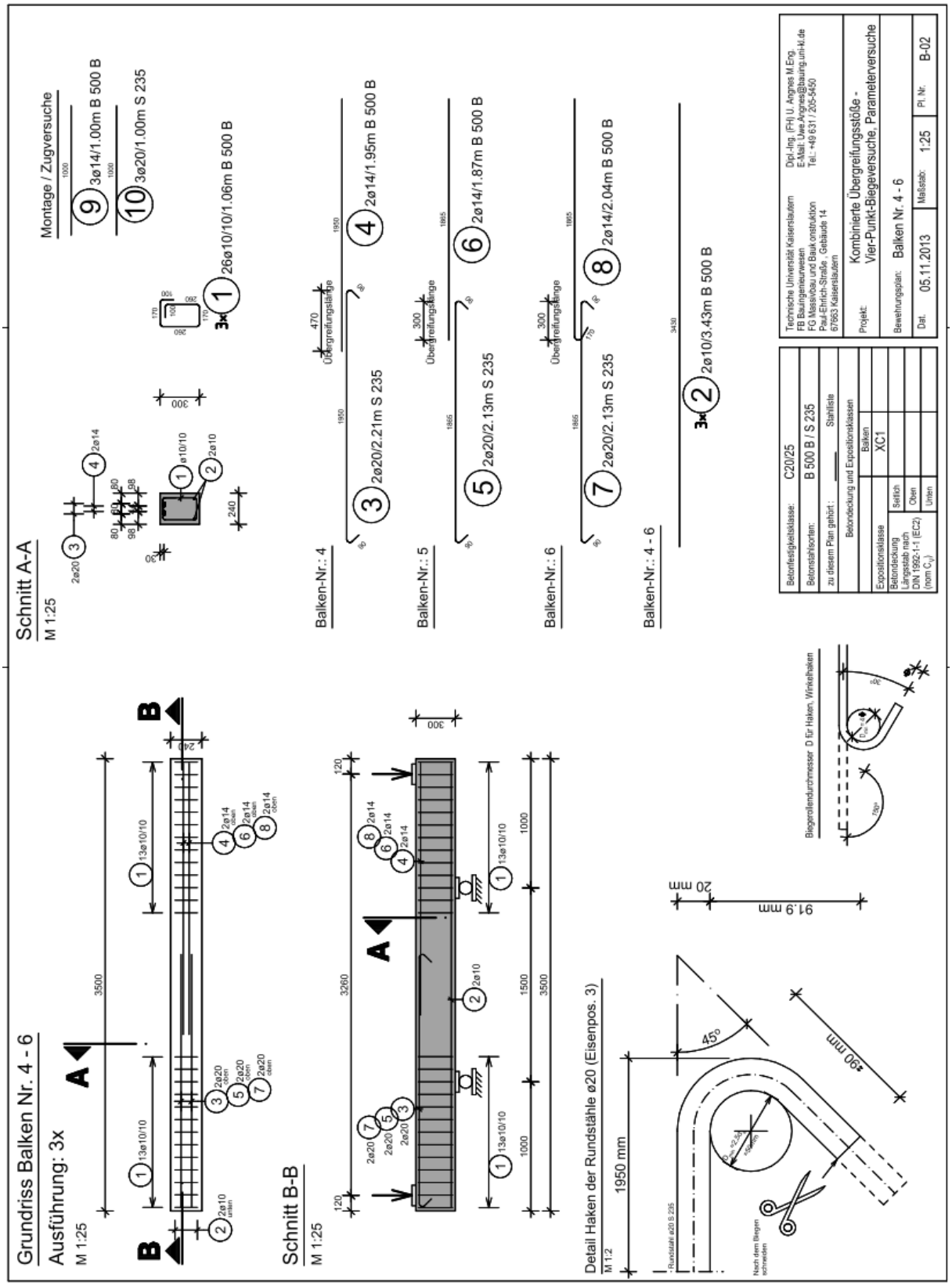


Versuchsprotokoll **Balken 4** Prüfdatum: 26.06.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 12,0 kN | Erstrissbildung | *0,10* | *<0,05* | - | *<0,05* | - |
| 16,0 kN | | *0,10* | *0,10* | *0,05* | *0,10* | *0,10* |
| 17,5 kN | | *0,15* | *0,15* | *0,05* | *0,15* | *0,15* |
| 20,0 kN | | *0,15* | *0,15* | *0,05* | *0,15* | *0,15* |
| 25,0 kN | | *0,15* | *0,25* | *0,05* | *0,15* | *0,20* |
| 27,5 kN | abgeschlossenes Rissbild | *0,25* | *0,25* | *0,05* | *0,15* | *0,20* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 28 kN. Riss am Stoßende G wird etwas breiter. | *0,25* | *0,30* | *0,05* | *0,15* | *0,20* |
| 30,0 kN | Erster Längsriss im Stoßbereich | *0,25* | *0,30* | *0,10* | *0,20* | *0,25* |
| 36,5 kN | Riss Stoßende G wird größer | *0,25* | *0,40* | *0,10* | *0,20* | *0,25* |
| 40,5 kN | Risse gerippte Seite + Stoßende G werden größer | *0,40* | *0,55* | *0,10* | *0,20* | *0,25* |
| 44,6 kN | Keine weitere Laststeigerung mehr möglich. Fließbereich scheint erreicht. Stoß versagt plötzlich mit lautem Knall | *0,45* | *1,50* | *0,10* | *0,55* | *0,3* |

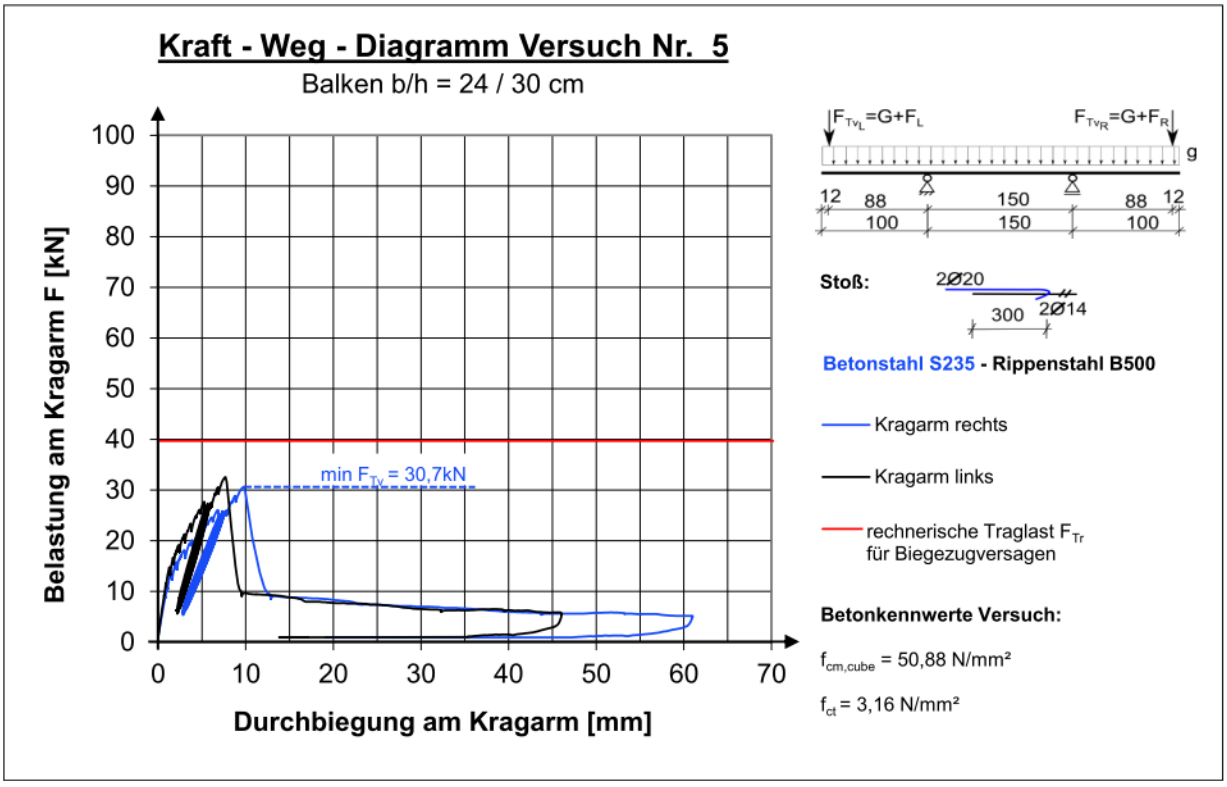


## A2.2.5 Versuchskörper 5

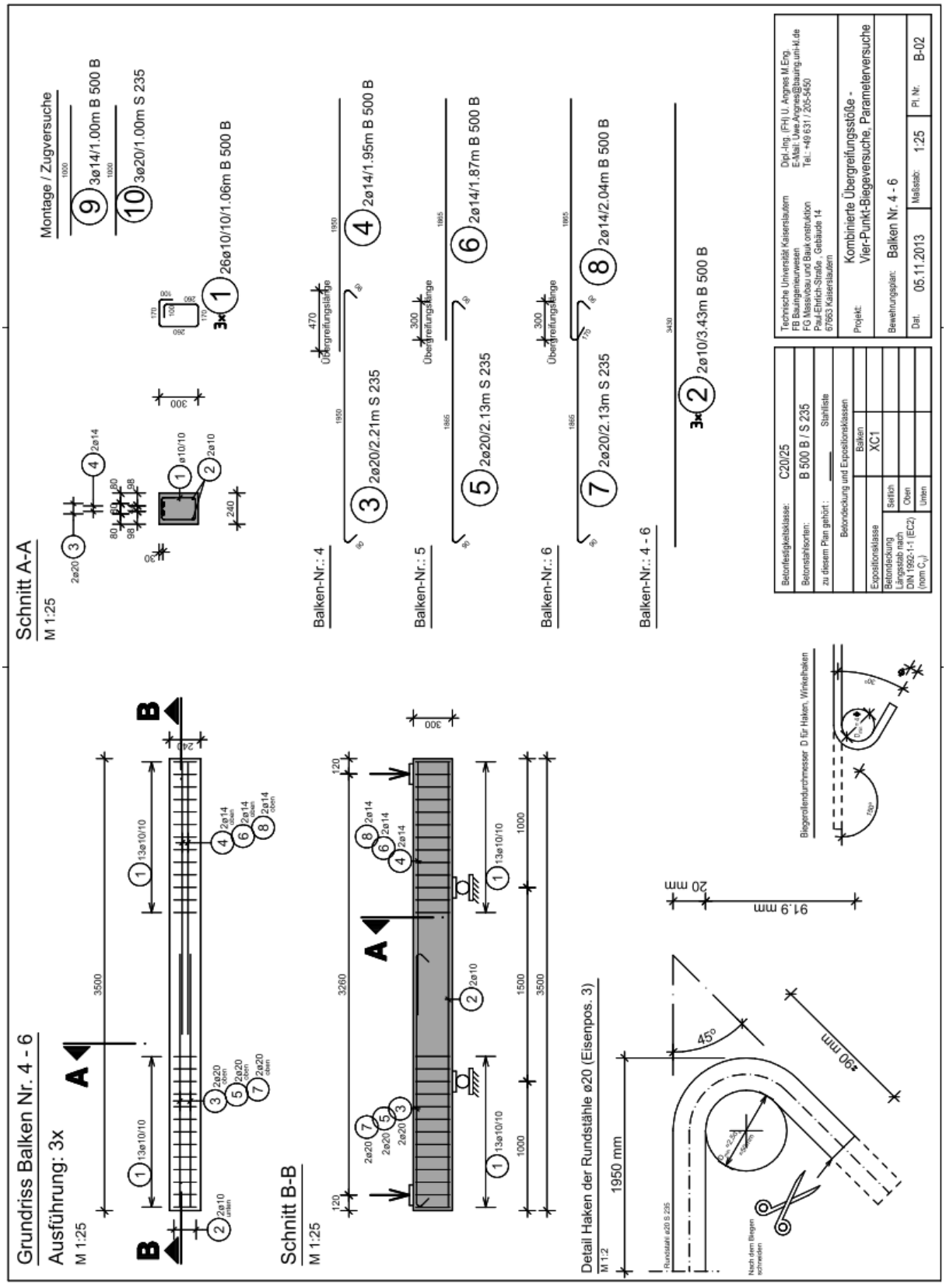


Versuchsprotokoll **Balken 5** (DMS) Prüfdatum: 02.07.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 10 kN | Erstrissbildung | - | - | - | *0,05* | *0,05* |
| 13,5 kN | | - | - | - | *0,05* | *0,05* |
| 15,0 kN | Erste Risse gerippte Seite | *0,10* | - | - | *0,10* | *0,10* |
| 20,0 kN | | *0,10* | *0,05* | - | *0,10* | *0,10* |
| 22,5 kN | | *0,15* | *0,15* | - | *0,15* | *0,15* |
| 25,5 kN | abgeschlossenes Rissbild | *0,20* | *0,20* | - | *0,20* | *0,20* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max 27 kN. Risse minimal breiter. | *0,25* | *0,25-0,30* | - | *0,25* | *0,25* |
| 29,5 | | *0,25* | *0,35* | - | *0,25* | *0,25* |
| 30,7 | Stoßversagen | | | | | |

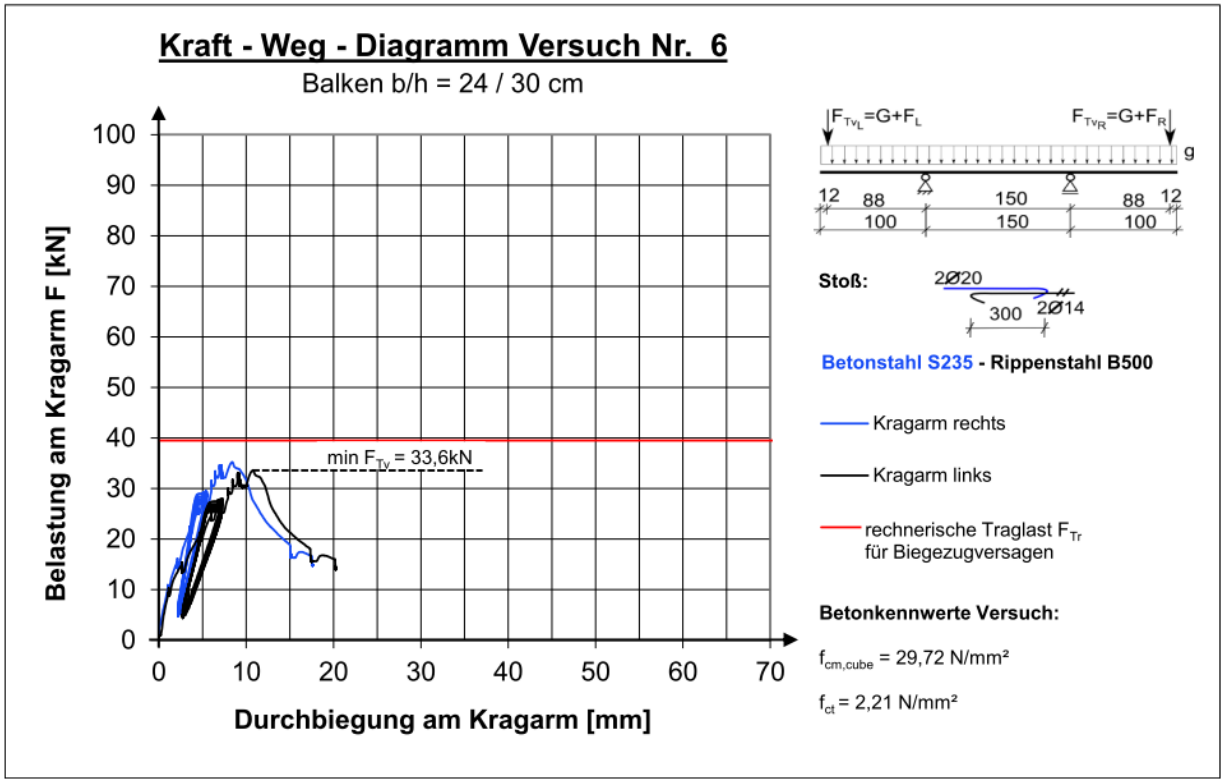


## A2.2.6 Versuchskörper 6

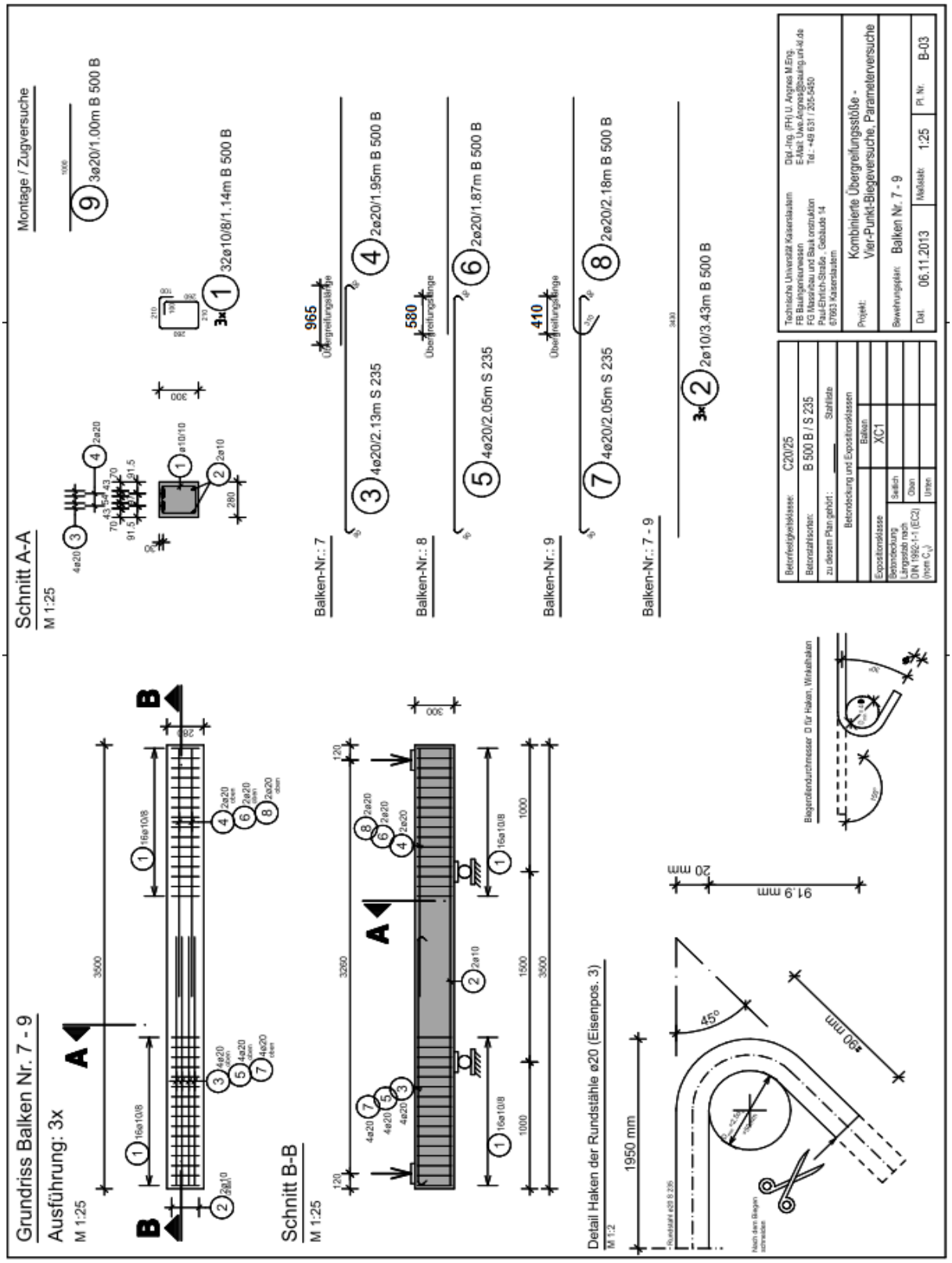



Versuchsprotokoll **Balken 6** Prüfdatum: 07.02.2014

| Laststufe | Notizen | Rissbreite [mm] | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Seite R | Ende G | Stoß | Ende R | Seite G |
| 10,0 kN | Erste Haarrisse | <0,05 | <0,05 | - | <0,05 | <0,05 |
| 15,0 kN | | <0,10 | <0,10 | 0,05 | <0,10 | <0,10 |
| 20,0 kN | | 0,15 | 0,15 | 0,10 | 0,15 | 0,15 |
| 25,5 kN | | 0,20 | 0,20 | 0,15 | 0,20 | 0,20 |
| 28,0 kN | | 0,20 | 0,20 | 0,15 | 0,20 | 0,20 |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 28,5 kN. Riss am Stoßende G (Haken) deutlich breiter | 0,25 | 0,30 | 0,15 | 0,20 | 0,20 |
| 30,5 kN | | 0,25 | 0,35 | 0,15 | 0,20 | 0,20 |
| 33,3 kN | | 0,25 | 0,35 | 0,15 | 0,20 | 0,20 |
| 34,6 kN | | 0,25 | 0,35 | 0,15 | 0,20 | 0,20 |
| 35,0 kN | Beim Versuch mehr Last aufzubringen sofortiges Stoßversagen | | | | | |

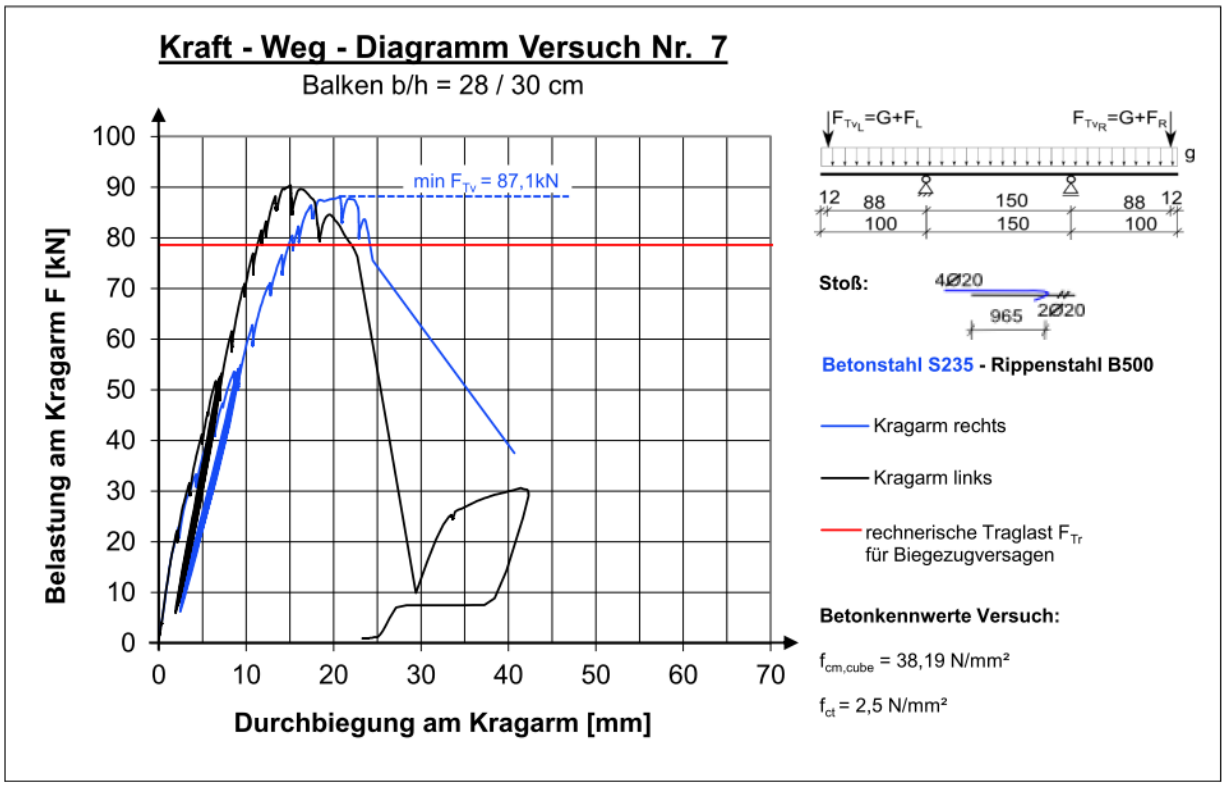


## A2.2.7 Versuchskörper 7

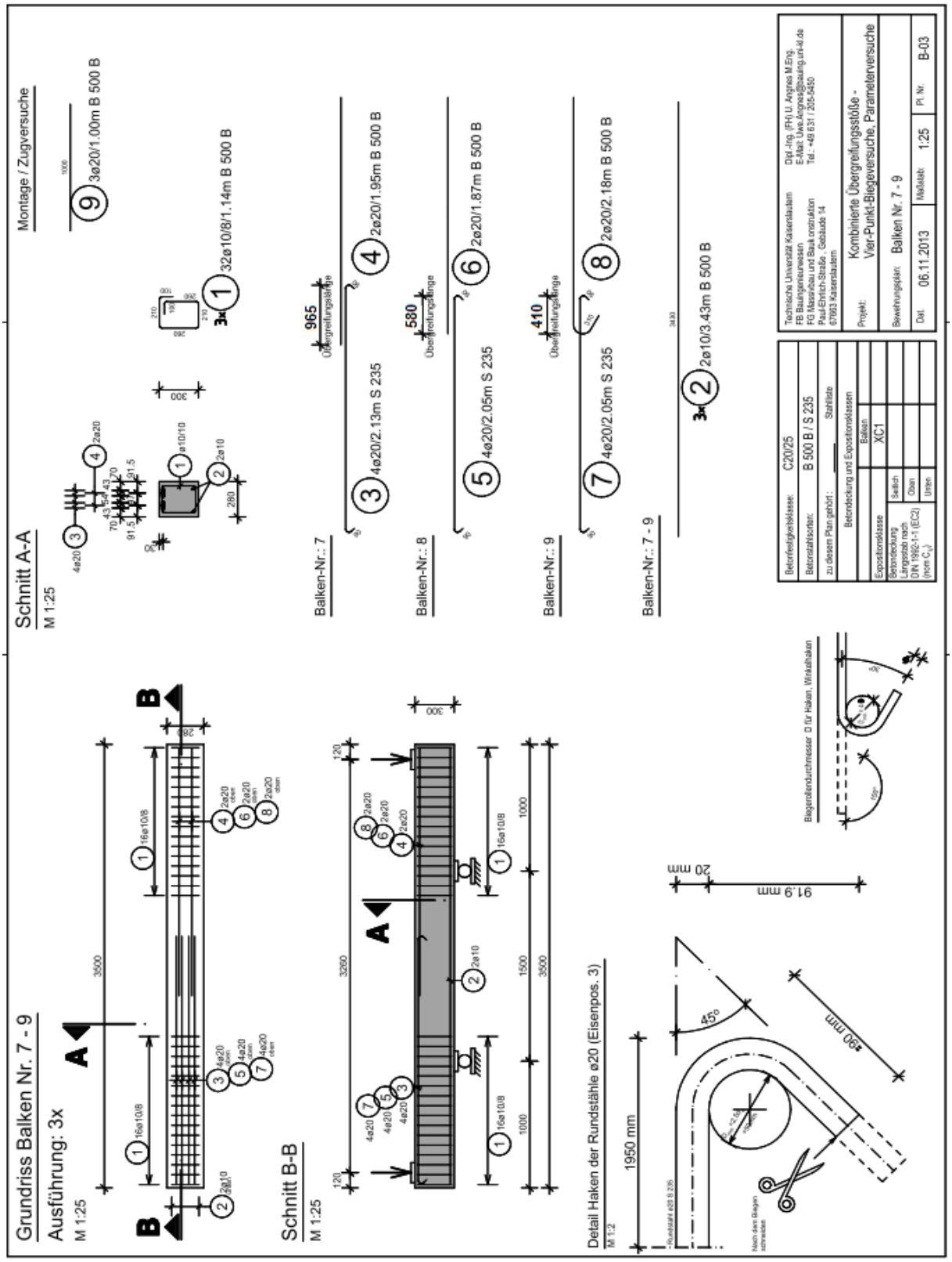


Versuchsprotokoll **Balken 7** Prüfdatum: 12.09.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 20,0 kN | Erste Haarrisse außerhalb vom Stoß | *<0,1* | - | - | - | *<0,1* |
| 30,0 kN | | *<0,1* | - | *<0,1* | - | *<0,1* |
| 40,0 kN | | *<0,1* | - | *<0,1* | - | *<0,1* |
| 50,0 kN | Erste Risse an beiden Stoßenden | *<0,1* | *<0,1* | *<0,1* | *<0,1* | *<0,1* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 52,5 kN. Riss am Stoßende leicht breiter. | *0,15* | *0,2* | *<0,1* | *0,15* | *0,15* |
| 60,0 kN | | *0,1* | *0,3* | *<0,1* | *0,15* | *0,15* |
| 70,0 kN | | *0,1* | *0,3* | *0,1* | *0,15* | *<0,3* |
| 75,0 kN | | *0,2* | *0,4* | *0,1* | *0,25* | *0,3* |
| 80,0 kN | | *0,2* | *0,4* | *0,1* | *0,25* | *0,2* |
| 85,0 kN | Am Stoßende G wird der Riss deutlich breiter | *0,3* | *0,5* | *0,1* | *0,25* | *0,2* |
| 87,1 kN | Stoßversagen nach Längsrissbildung | | | | | |

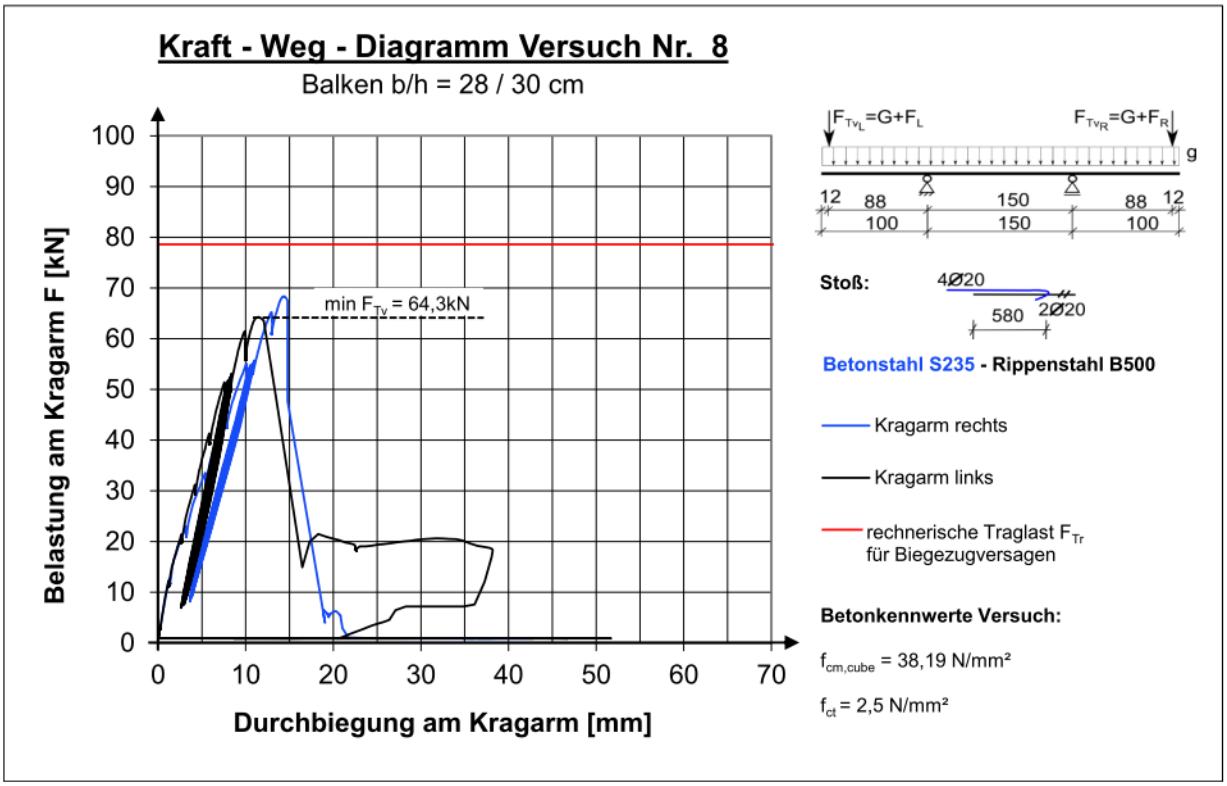


## A2.2.8 Versuchskörper 8

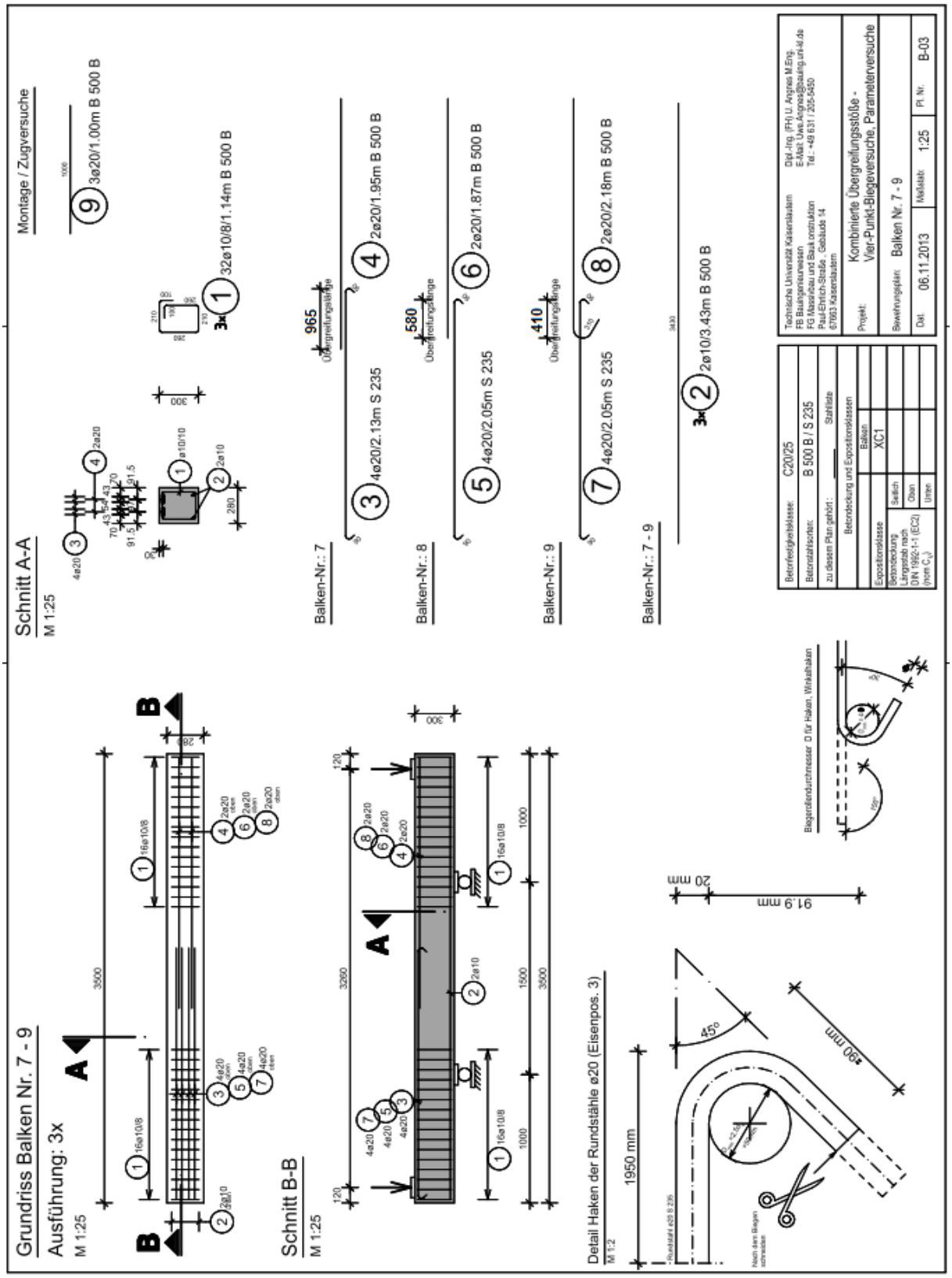


Versuchsprotokoll **Balken 8** Prüfdatum: 15.09.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 20,0 kN | Außerhalb vom Stoß und im Stoßbereich erste Rissbildung. | *<0,15* | - | *<0,1* | - | *<0,15* |
| 30,0 kN | Ab jetzt: Auf der glatten Seite ist due Durchbiegung geringer als auf der gerippten. | *<0,15* | - | *<0,1* | - | *<0,15* |
| 40,0 kN | | *0,15* | *0,15* | *0,15* | *0,15* | *0,15* |
| 50,0 kN | | *0,15* | *0,20* | *0,15* | *0,20* | *0,15* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 52 kN. Kaum Änderung. | *0,15* | *0,20* | *0,15* | *0,20* | *0,15* |
| 60,0 kN | Risse werden generell breiter. Beide Risse an den Stoßenden größer als im Feld. | *0,25* | *0,35* | *0,2* | *0,35* | *0,25* |
| 64,3 kN | Plötzliches Stoßversagen: Am Stoßende G breiter Riss, Stoßende R nahezu intakt. | | | | | |

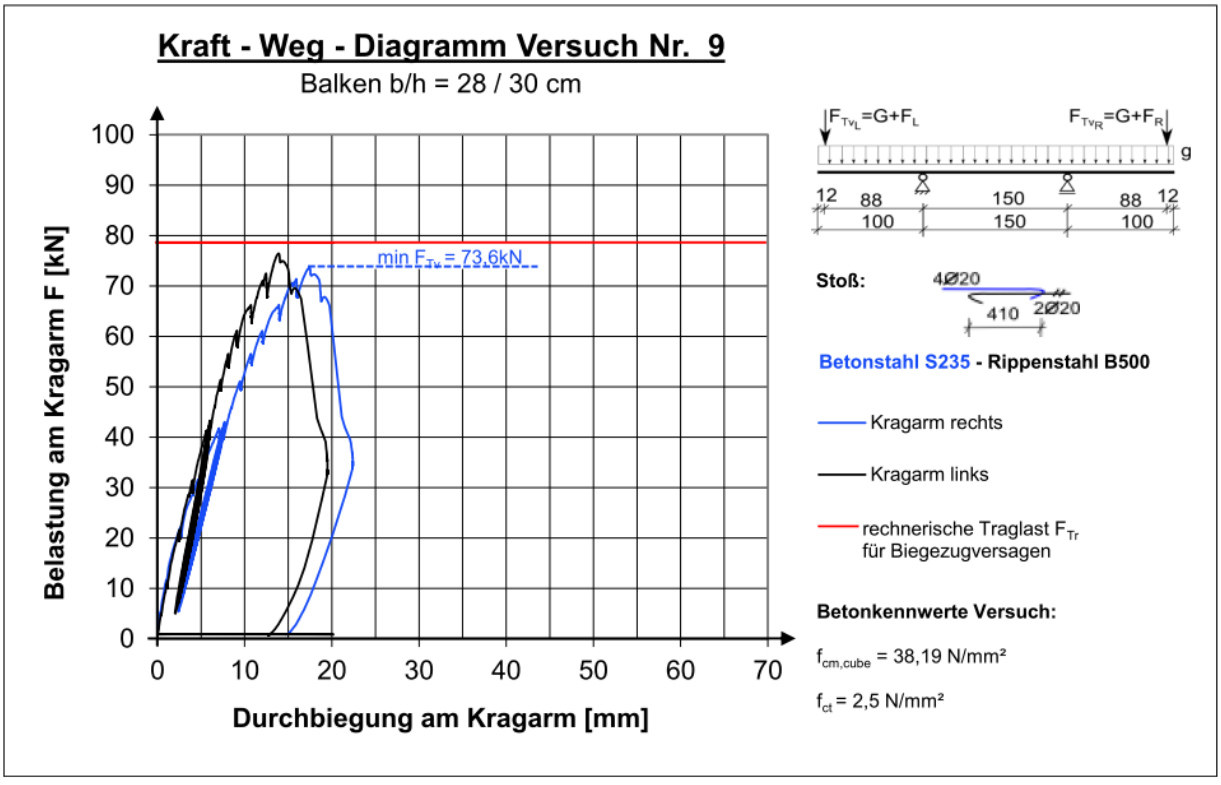


## A2.2.9 Versuchskörper 9

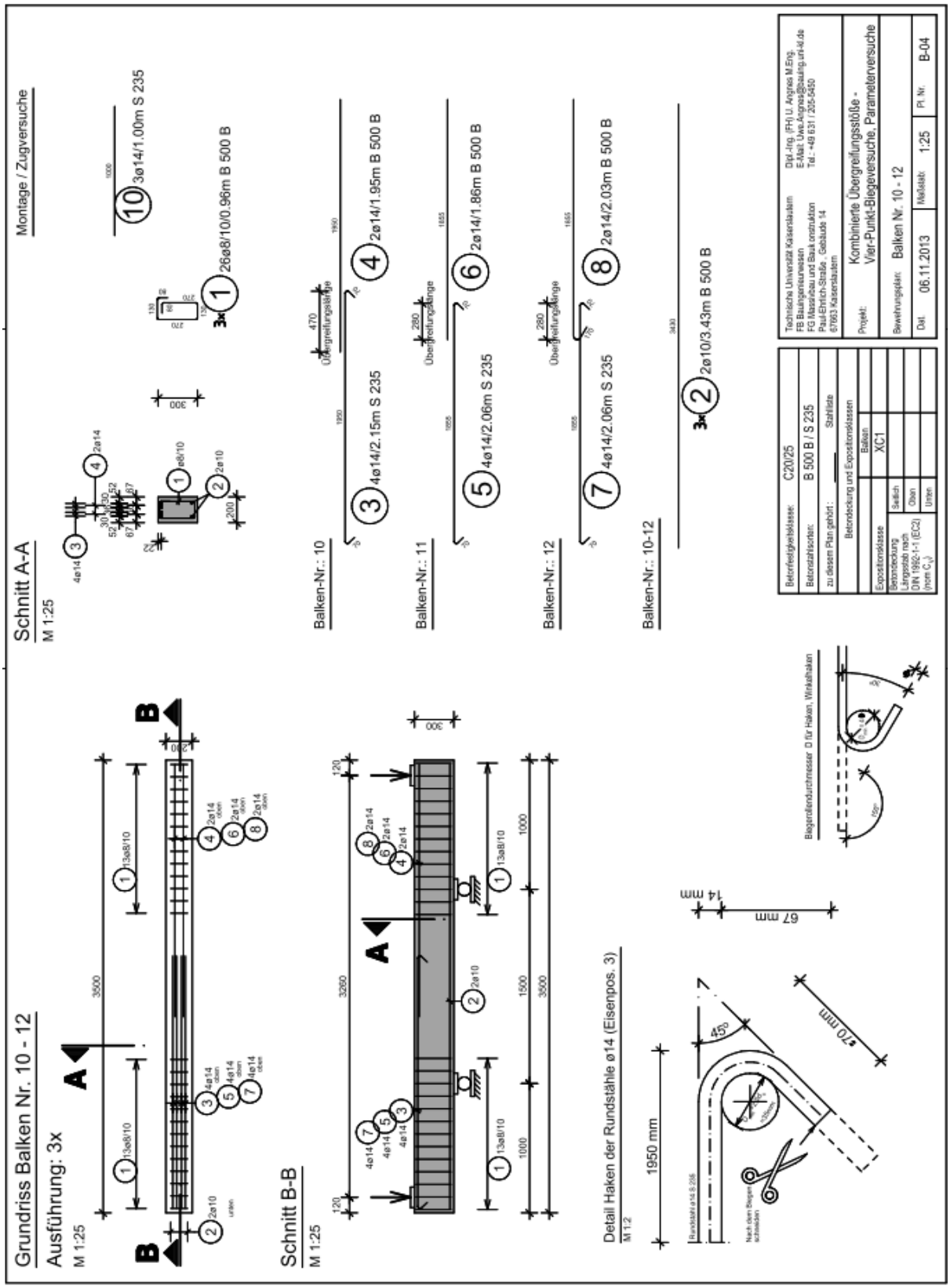


Versuchsprotokoll **Balken 9** Prüfdatum: 15.09.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | Erste Risse | *<0,05* | - | - | - | *<0,05* |
| 20,0 kN | | *<0,10* | - | - | - | *<0,10* |
| 30,0 kN | | *<0,10* | *0,10* | - | *0,10* | *<0,10* |
| 40,0 kN | | *0,10* | *0,15* | - | *0,15* | *0,10* |
| Zyklen | 10mal Be- und Belastung auf 5 bzw. 50 kN. Deutlich breitere Risse | *0,15* | *0,25* | - | *0,20* | *0,15* |
| 55,0 kN | Beginnende Längsrisse im Stoßbereich. Nur der Riss am Ende G (Haken) vergrößert sich | *0,15* | *0,40* | *<0,1* | *0,20* | *0,15* |
| 60,0 kN | | *0,15* | *0,50* | *<0,1* | *0,20* | *0,15* |
| 65,0 kN | | *0,15* | *0,60* | *<0,1* | *0,20* | *0,15* |
| 70,0 kN | | *0,15* | *0,70* | *<0,1* | *0,55* | *0,15* |
| 73,6 kN | Stoßversagen mit muschelförmigem Ausbruch der seitlichen Betondeckung | | | | | |

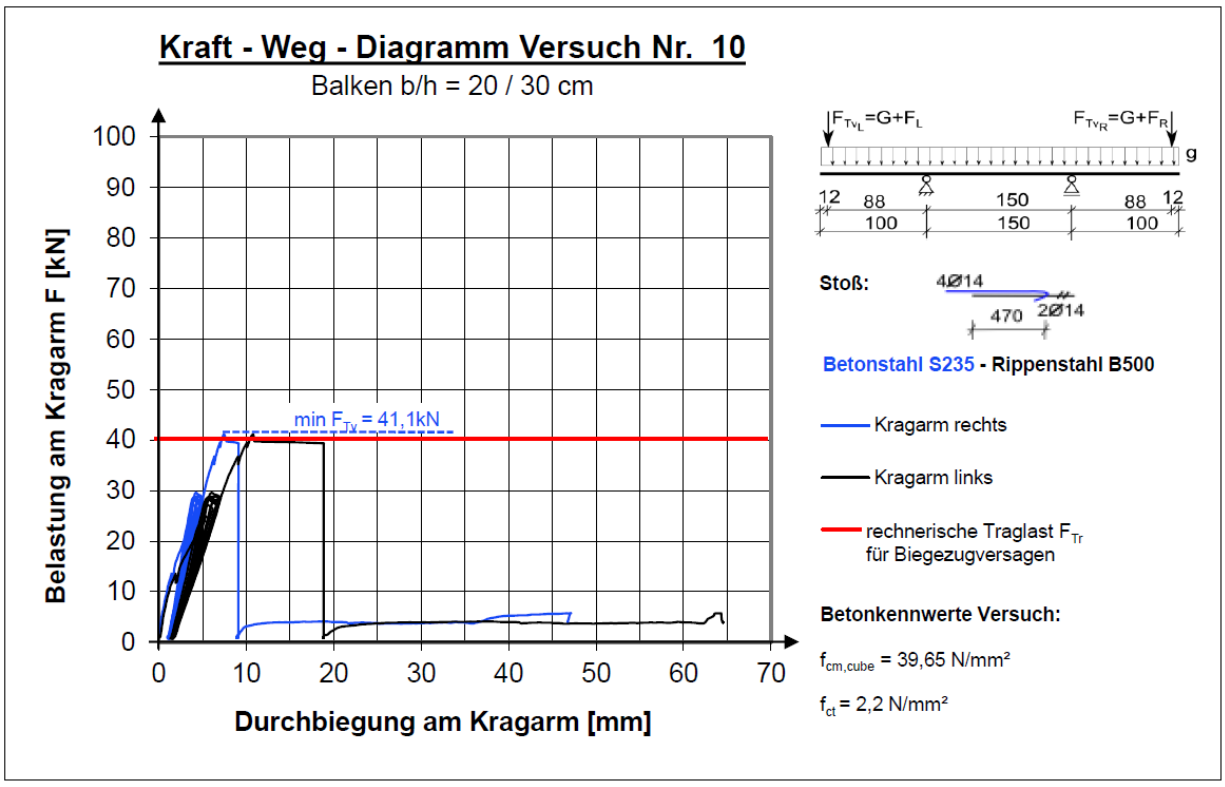


## A2.2.10 Versuchskörper 10

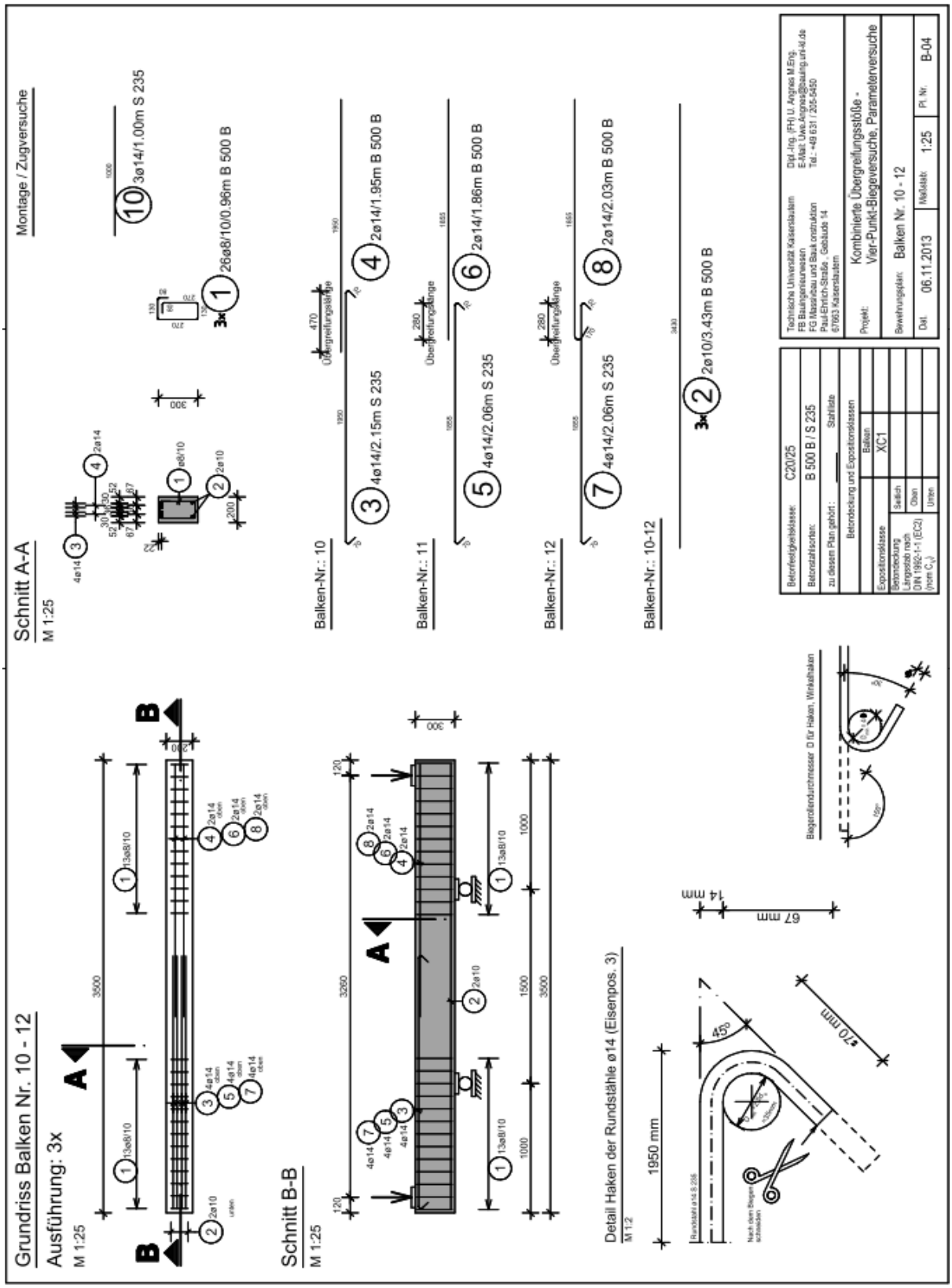


Versuchsprotokoll **Balken 10** Prüfdatum: 10.01.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 12,0 kN | | *<0,10* | *<0,10* | - | *<0,10* | *<0,10* |
| 20,0 kN | | *0,15* | *0,15* | - | *0,15* | *0,15* |
| 24,2 kN | | *0,15* | *0,15* | - | *0,15* | *0,15* |
| 27,0 kN | Rissbreite unverändert | *0,15* | *0,15* | - | *0,15* | *0,15* |
| 29,5 kN | Zyklen (10-mal entlastet und belastet) | *0,15* | *0,20* | - | *0,15* | *0,15* |
| 36,0 kN | | *0,20* | *0,25-0,30* | - | *0,15* | *0,15* |
| 40,0 kN | | *0,20* | *0,35* | - | *0,15* | *0,15* |
| 43,0 kN | Versagen. Eindeutiges Stoßversagen, da Betondeckung abgeplatzt, Stab herausgebrochen. Oberseitig Längsrissbildung | | | | | |

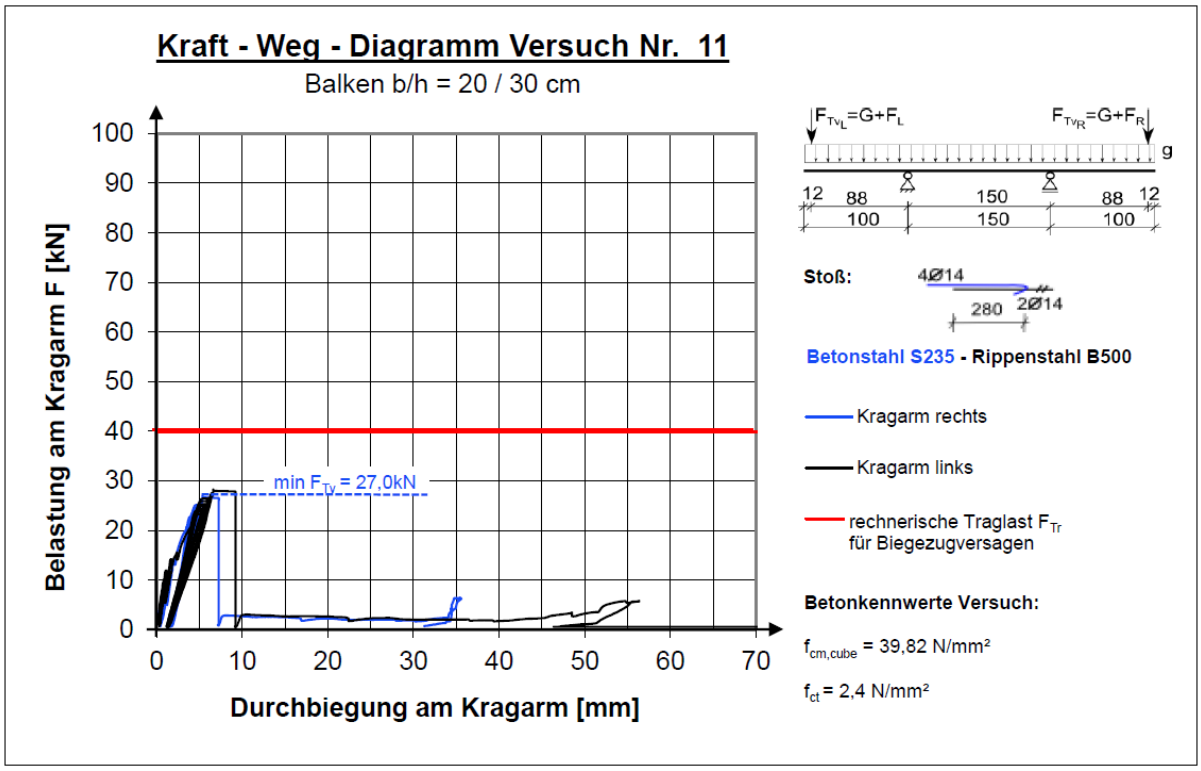


## A2.2.11 Versuchskörper 11

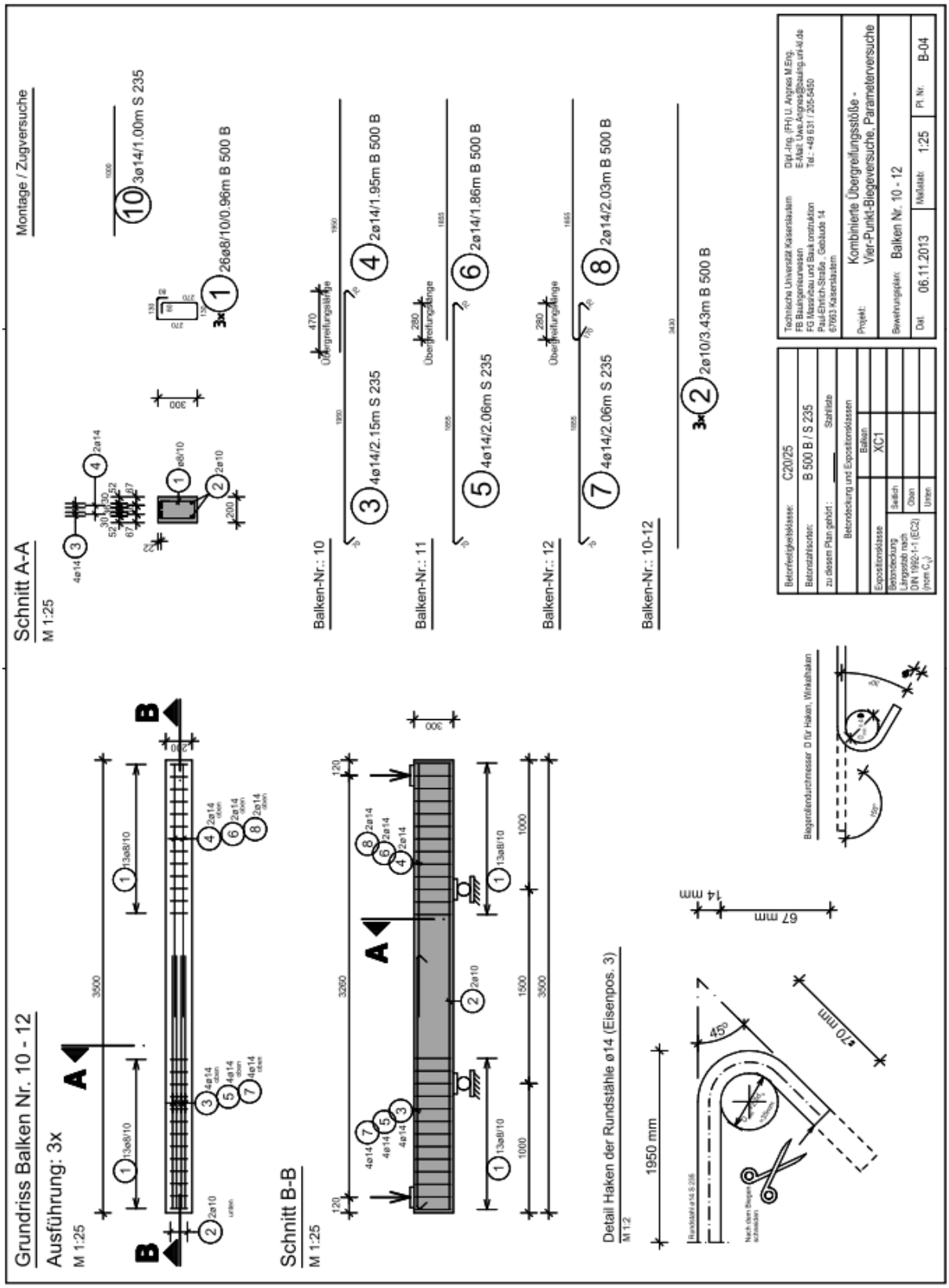


Versuchsprotokoll **Balken 11** Prüfdatum: 16.01.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 10,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | Erster Haarrisse | *< 0,10* | *< 0,10* | - | *< 0,10* | *< 0,10* |
| 20,0 kN | | *0,10* | *0,15* | - | *0,10* | *0,10* |
| 23,5 kN | | *0,10* | *0,15* | - | *0,10* | *0,10* |
| Zyklen | 10-mal Be- und Entastung auf 5 bzw. max. 25,5 kN. Maximalwerte der Risse nehmen nicht zu, jedoch öffnen sich einzelne schmälere Risse weiter, so dass die Durchbiegung deutlich zunimmt. | *0,15* | *0,25* | - | *0,15* | *0,10* |
| 27,0 kN | Stoßversagen, plötzliches Sprengrissversagen | | | | | |

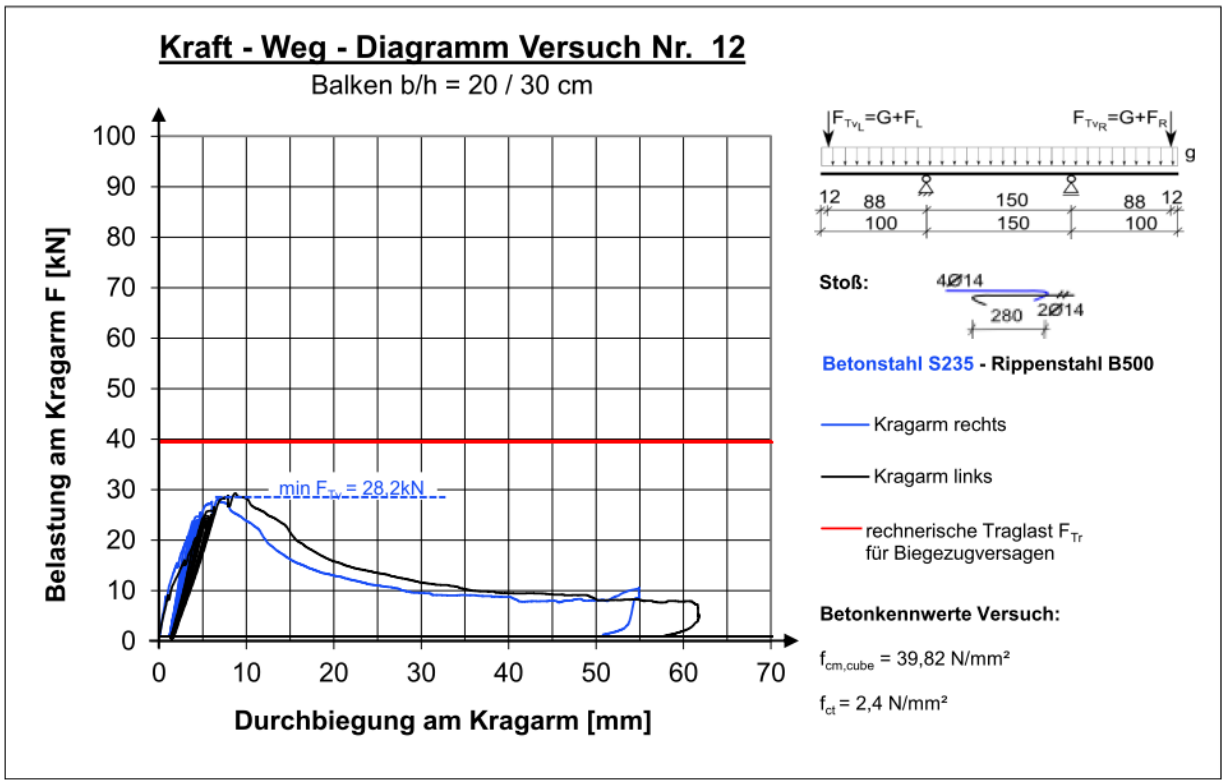


## A2.2.12 Versuchskörper 12

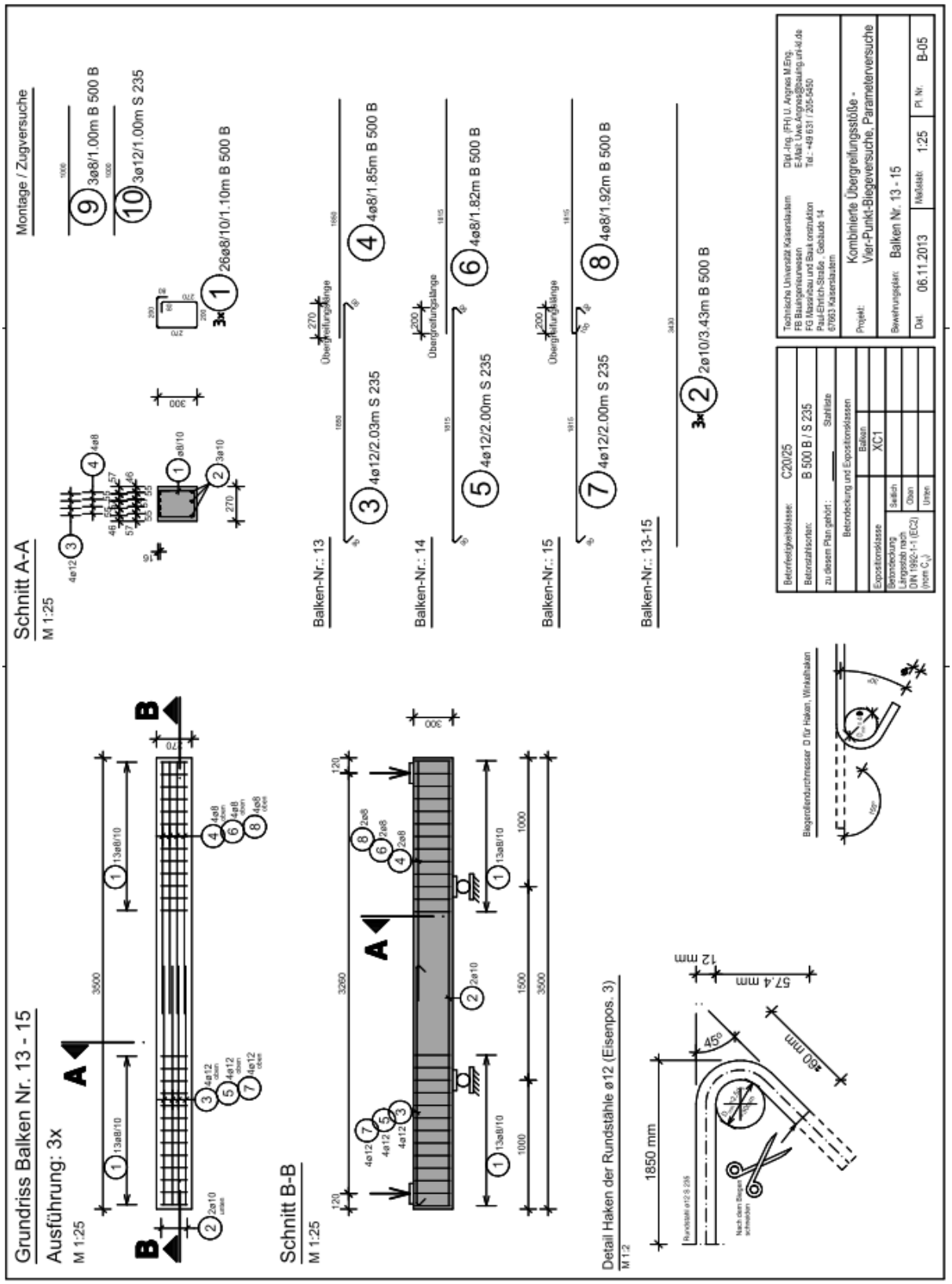


Versuchsprotokoll **Balken 12** Prüfdatum: 16.01.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 8,0 kN | Erste Haarrisse | *0,05* | *0,05* | - | *0,05* | - |
| 15,0 kN | | *0,05* | *0,05* | - | *0,05* | *0,05* |
| 20,0 kN | | *0,10* | *0,15* | - | *0,10* | *0,05* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 26,0 kN | *0,15* | *0,25* | - | *0,10* | *0,10* |
| 27,0 kN | Längsrisse im Stoßbereich über Beweh-rung | *0,20* | *0,50* | *0,25* | *0,40* | *0,15* |
| 28,2 kN | Stoßversagen: Absprengen Betondeckung + muschel- bzw. schalenförmiger seitli-cher Betonausbruch; Balken kann nach Versagen noch geringe Last aufnehmen | | | | | |

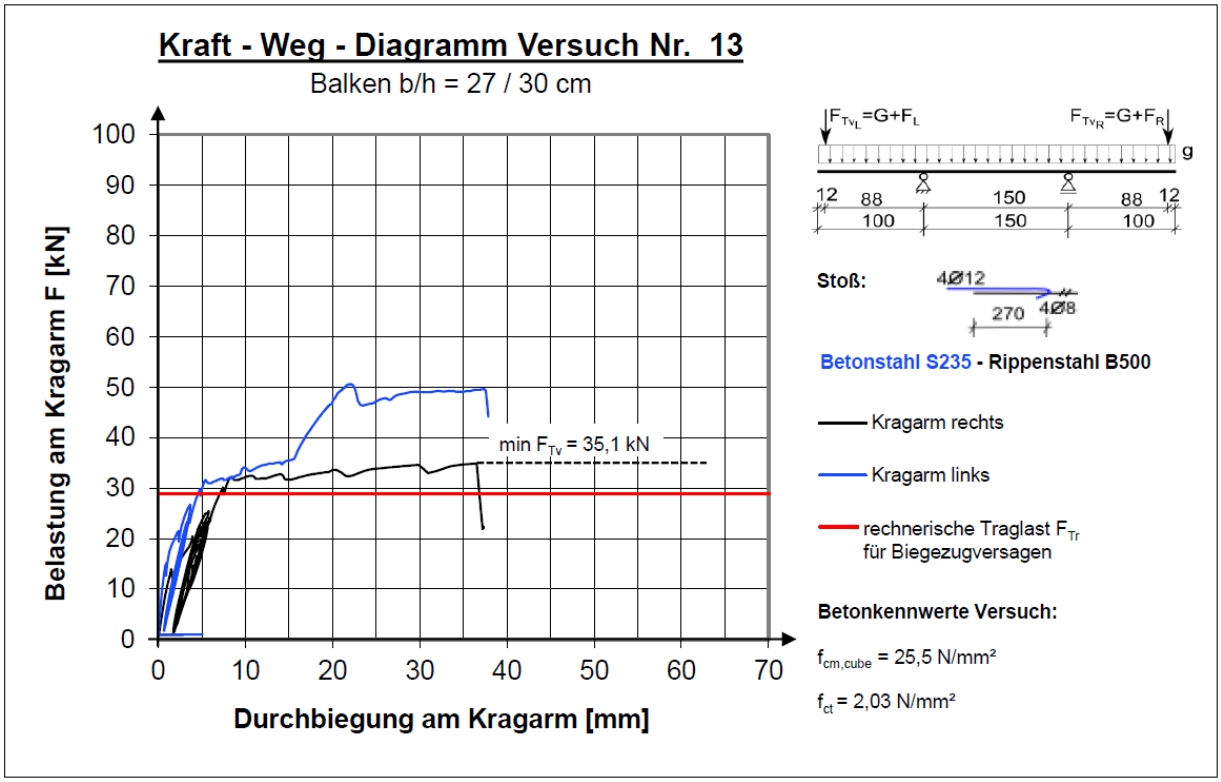


## A2.2.13 Versuchskörper 13

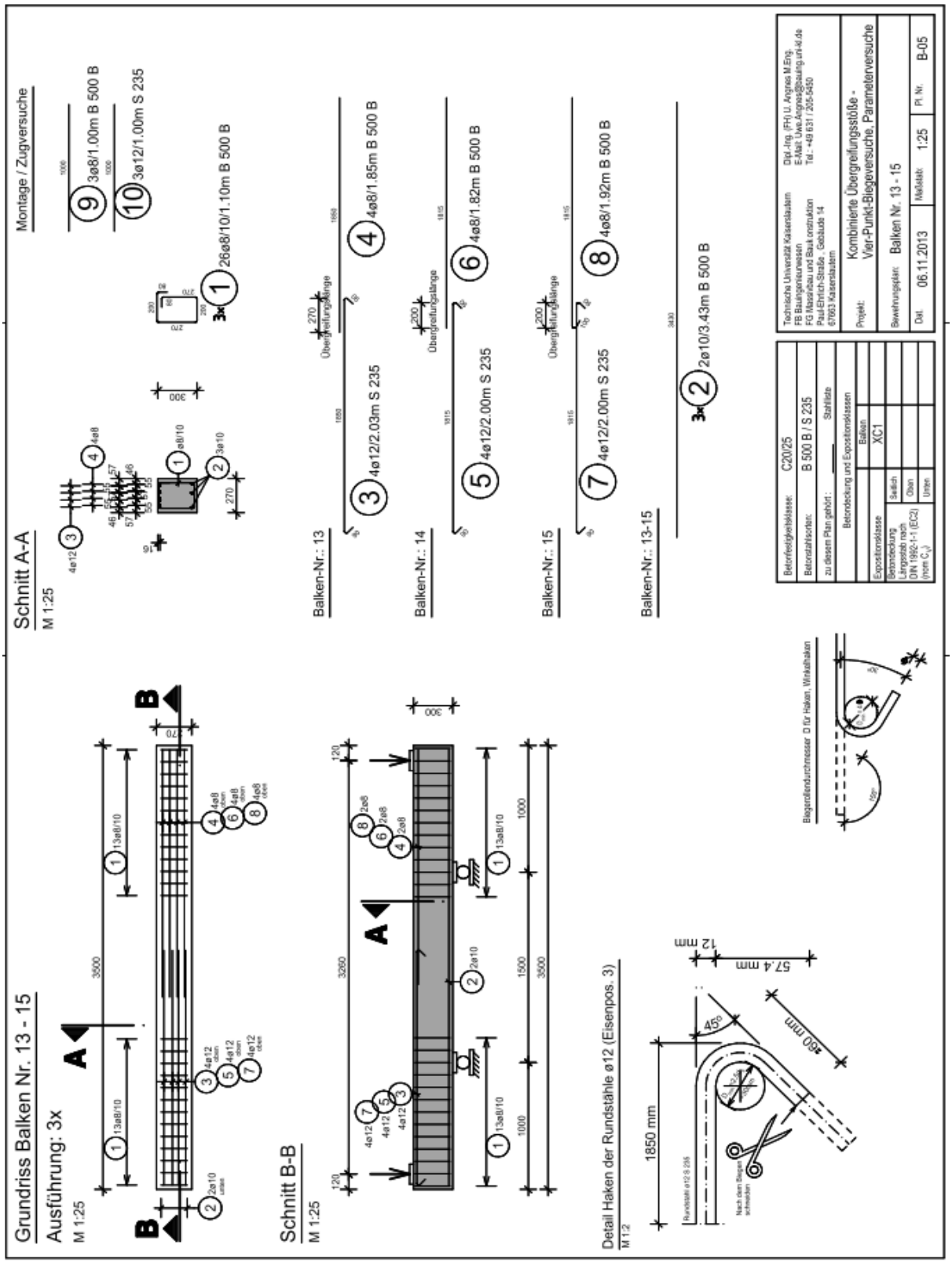


Versuchsprotokoll **Balken 13** Prüfdatum: 20.02.2015

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 12,0 kN | Erste Risse hauptsächlich auf gerippter Seite | *<0,10* | - | - | - | *<0,10* |
| 17,0 kN | | *0,10* | | | | *0,10* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max.21 kN. Auf Seite R werden die Risse breiter | *0,10* | *0,10* | - | *0,10* | *0,10* |
| 22,0 kN | abgeschlossenes Rissbild | *0,20* | *0,10* | - | *0,10* | *0,10* |
| 27,0 kN | | *0,30* | *0,40* | - | *0,30* | *0,10* |
| ca. 32 kN | Beginn des Fließens, Verformung bis zum Ende des Zylinderweges. Kein Stoßversagen. | | | | | |

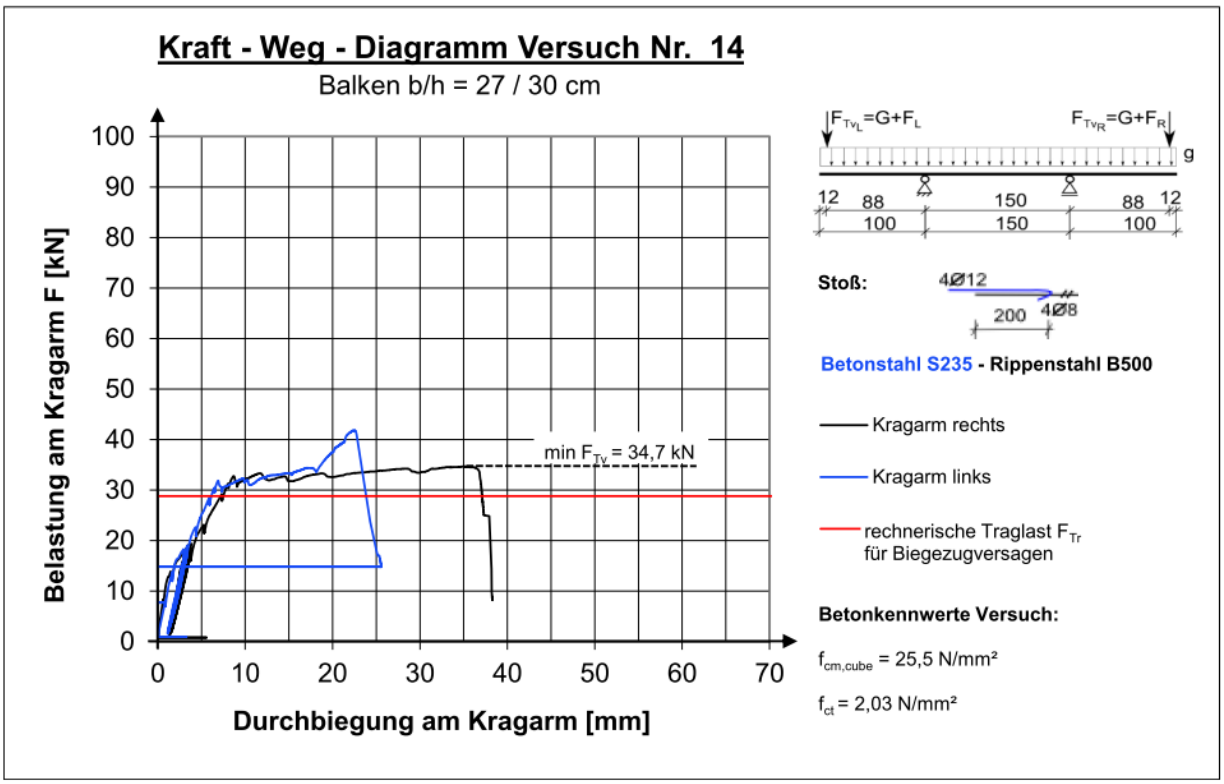


## A2.2.14 Versuchskörper 14

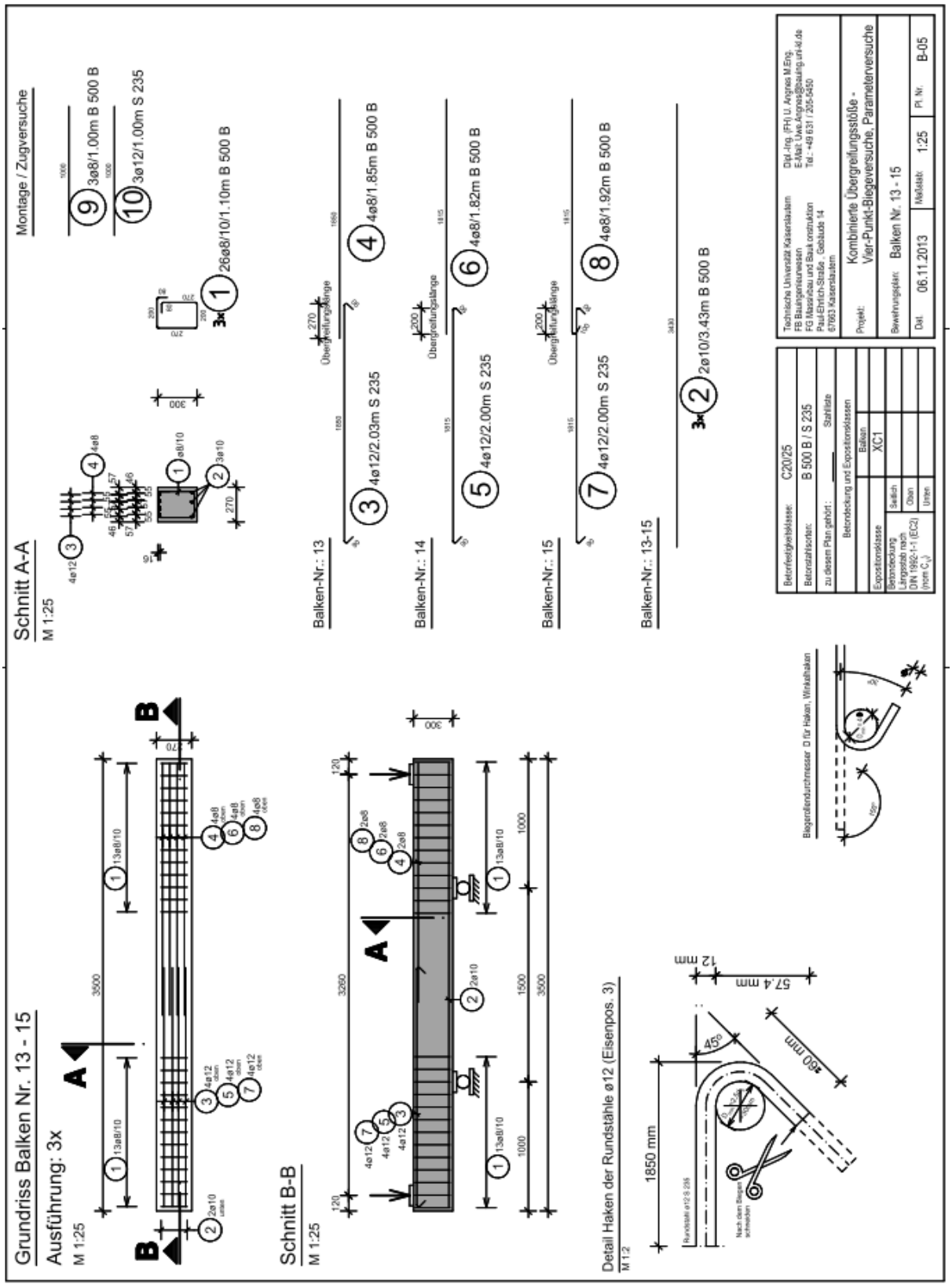


Versuchsprotokoll **Balken 14** Prüfdatum: 20.02.2015

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 6,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 12,0 kN | Erstrissbildung (Nur auf Seite R) | *<0,10* | - | - | - | - |
| 19,0 kN | | *0,10* | *0,10* | | *0,10* | *0,10* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 19,5 kN | *0,10* | *0,10-0,15* | - | *0,10-0,15* | *0,10* |
| 22,0 kN | | *0,20* | *0,20* | - | *0,20* | *0,10* |
| 28,0 kN | | *0,20* | *0,30* | - | *0,30* | *0,10* |
| 30,0 kN | | *0,30* | *0,30* | - | *0,30* | *0,25* |
| Ca. 31kN | Erst Fließversagen, keine Längsrisse im Stoßbereich, auf gerippter Seite bilden sich breite Risse. Dann doch Stoßversagen; auf gerippter Seite Pressenweg zu Ende. | | | | | |

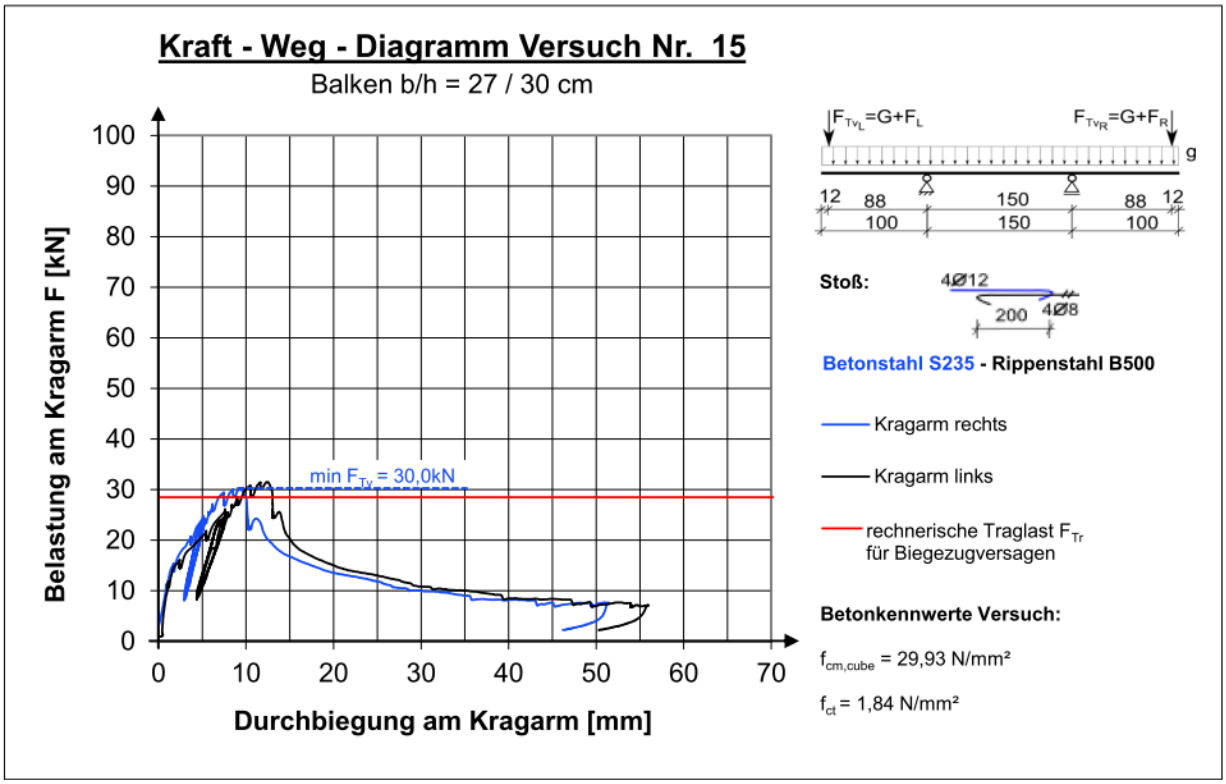


## A2.2.15 Versuchskörper 15

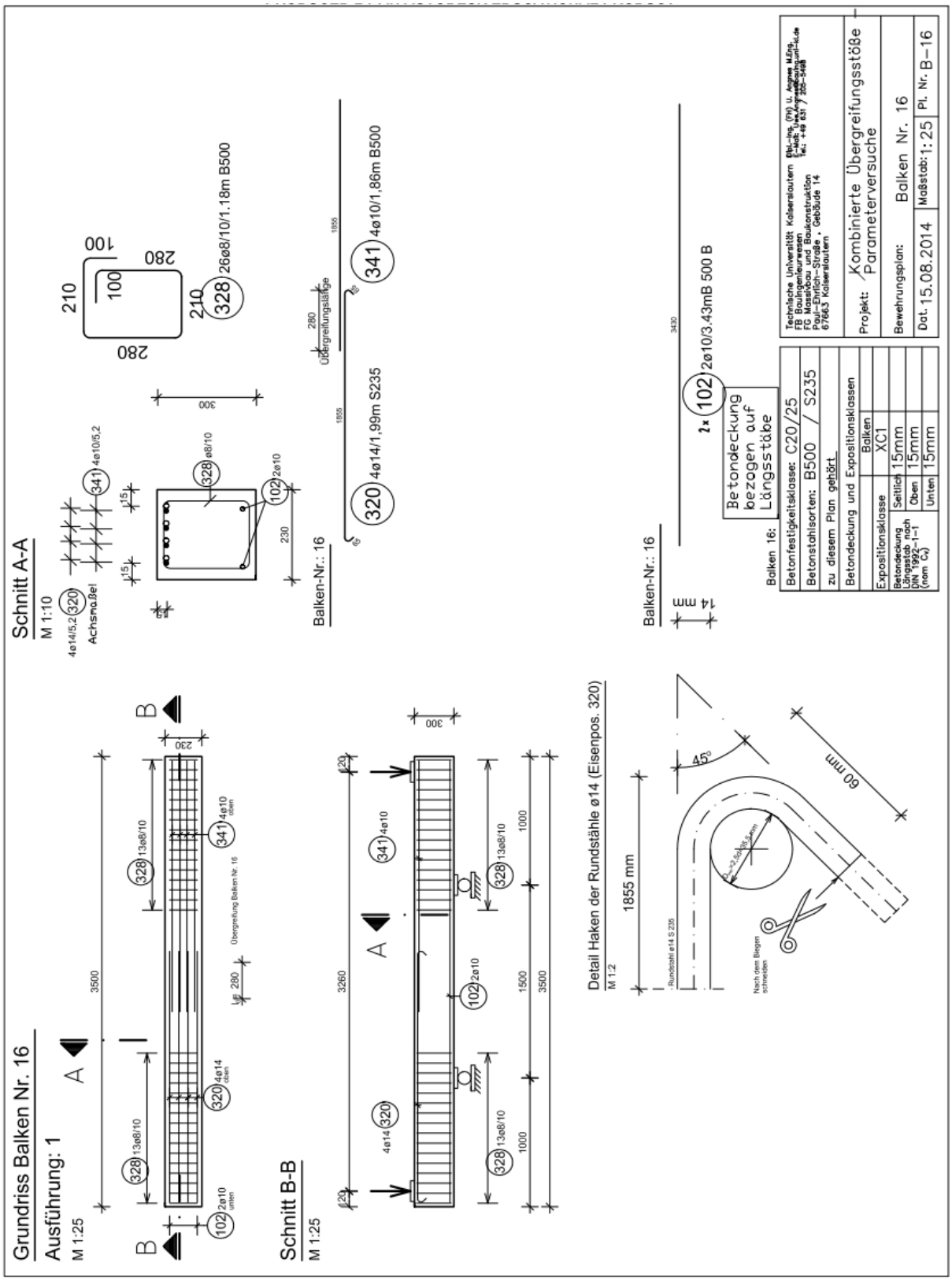


Versuchsprotokoll **Balken 15** Prüfdatum: 31.01.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 10,0 kN | Haarrisse | *0,05* | *0,05* | *0,05* | *0,05* | *0,05* |
| 15,0 kN | | *0,10* | *0,10* | *0,05* | *0,10* | *0,10* |
| 20,0 kN | | *0,15* | *0,15* | *0,05* | *0,15* | *0,15* |
| 25,0 kN | | *0,20* | *0,25* | *0,05* | *0,20* | *0,20* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 25,0 kN. Keine Änderung der Rissbreiten | *0,20* | *0,25-0,30* | *0,05* | *0,20* | *0,20* |
| 27,5 kN | Riss an Stoßenden geht beidseits auf | *0,20* | *0,3-0,35* | *0,05* | *0,3-0,35* | *0,20* |
| 30,0 kN | Stoßversagen unmittelbar vor Fließbeginn | *0,20* | *0,50* | *0,05* | *0,50* | *0,20* |

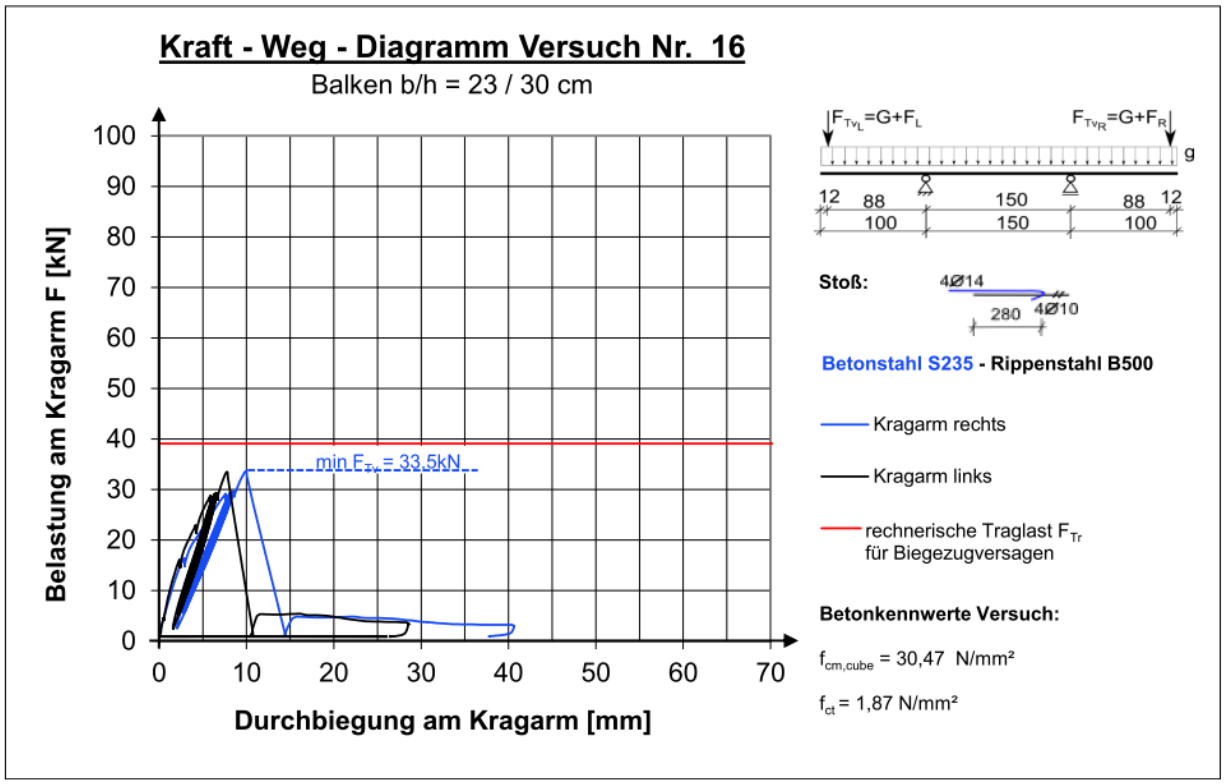


## A2.2.16 Versuchskörper 16

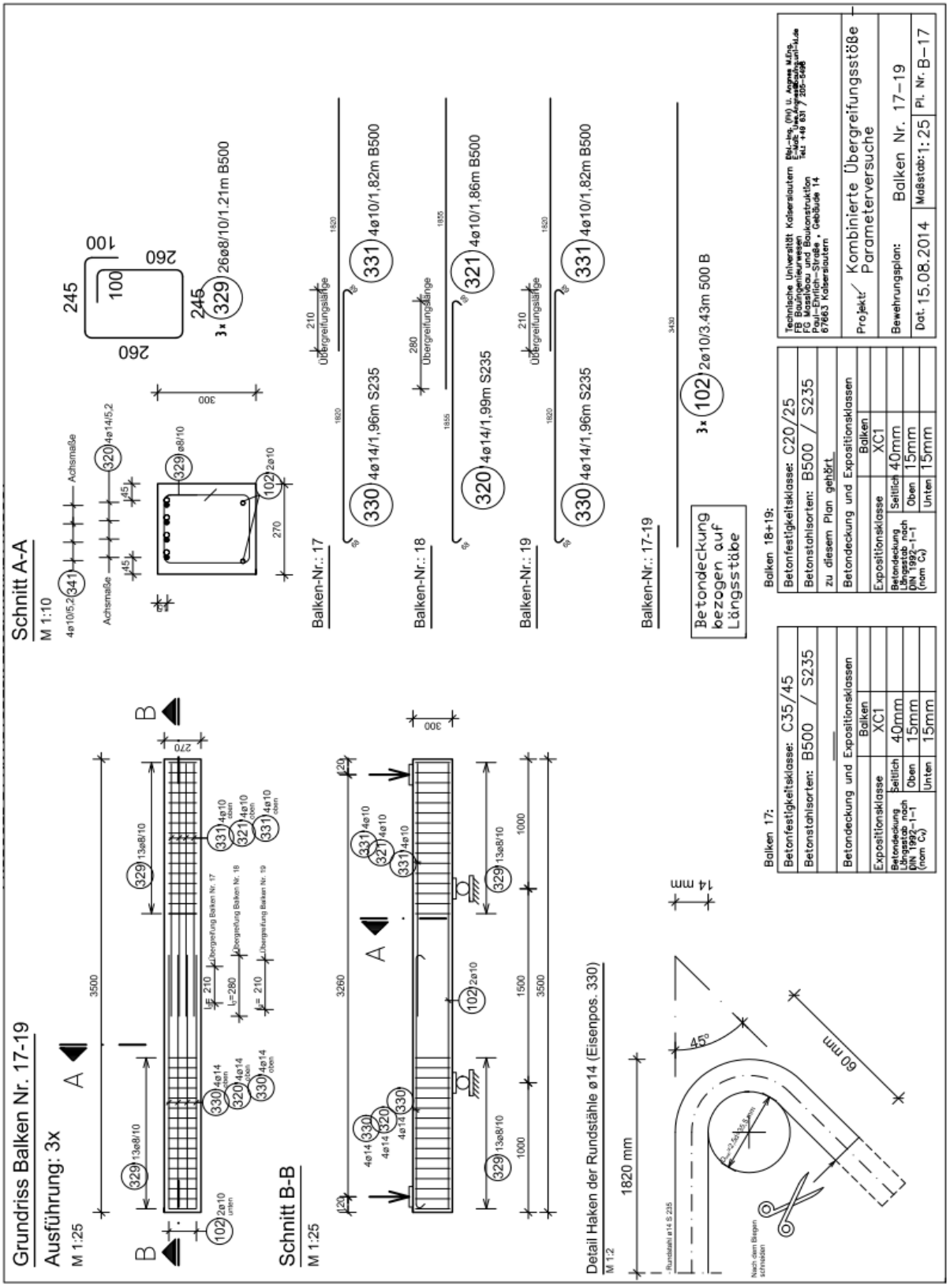


Versuchsprotokoll **Balken 16** Prüfdatum: 09.10.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | Viele neuen Risse | *0,05* | *0,05* | - | *0,05* | *0,05* |
| 22,0 kN | | *0,05* | *0,10* | - | *0,10* | *0,10* |
| 28,0 kN | Erster Längsriss im Stoß | *0,20* | *0,15* | *<0,05* | *0,15* | *0,15* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 28 kN. Jetzt ausgeprägte Längsrisse im Stoß | *0,20* | *0,20* | *0,05* | *0,15* | *0,15* |
| 33,5 kN | Stoßversagen | | | | | |

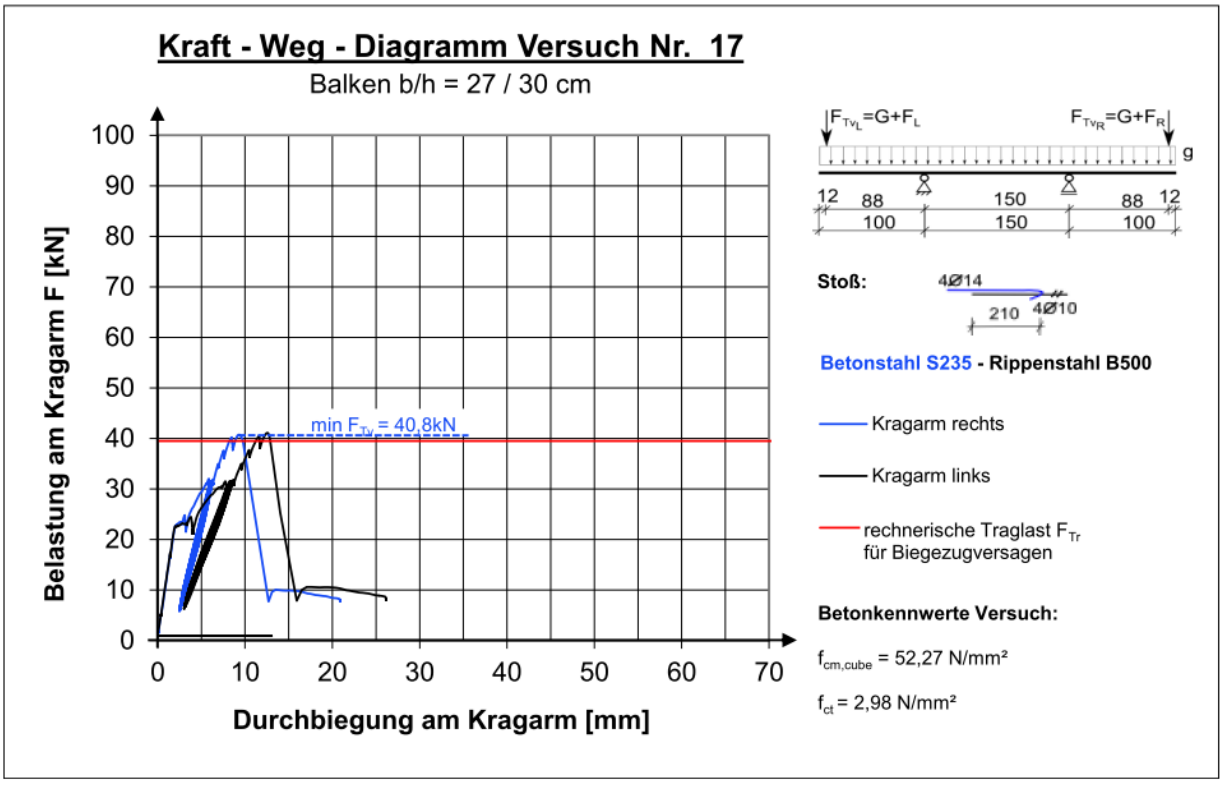


## A2.2.17 Versuchskörper 17

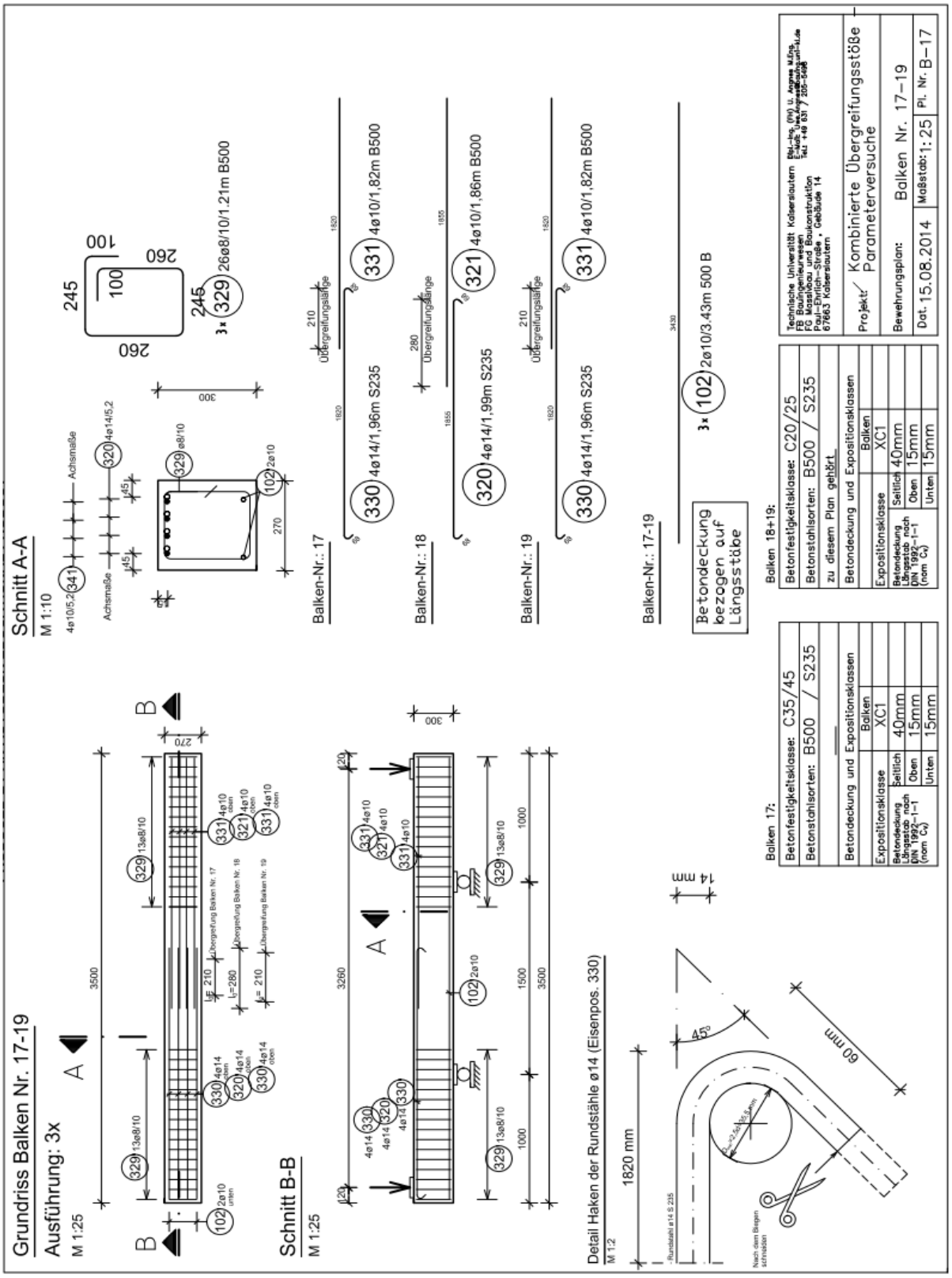


Versuchsprotokoll **Balken 17** Prüfdatum: 09.10.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 22,5 kN | Erste Haarrisse | *<0,05* | *<0,05* | - | *<0,05* | *<0,05* |
| 30,0 kN | | *0,15* | *0,15* | - | *0,10* | *0,10* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 31,5 kN. Nach Zyklen sehr viele Risse auf gerippter Seite | *0,20* | *0,20* | - | *0,10* | *0,10* |
| 33,0 kN | | *0,25* | *0,25* | - | *0,10* | *0,10* |
| 36,0 kN | | *0,25* | *0,25* | - | *0,10* | *0,15* |
| 39,0 kN | | *0,25* | *0,25* | - | *0,15* | *0,15* |
| 40,8 kN | Stoßversagen: Beide Ecken weggesprengt | | | | | |

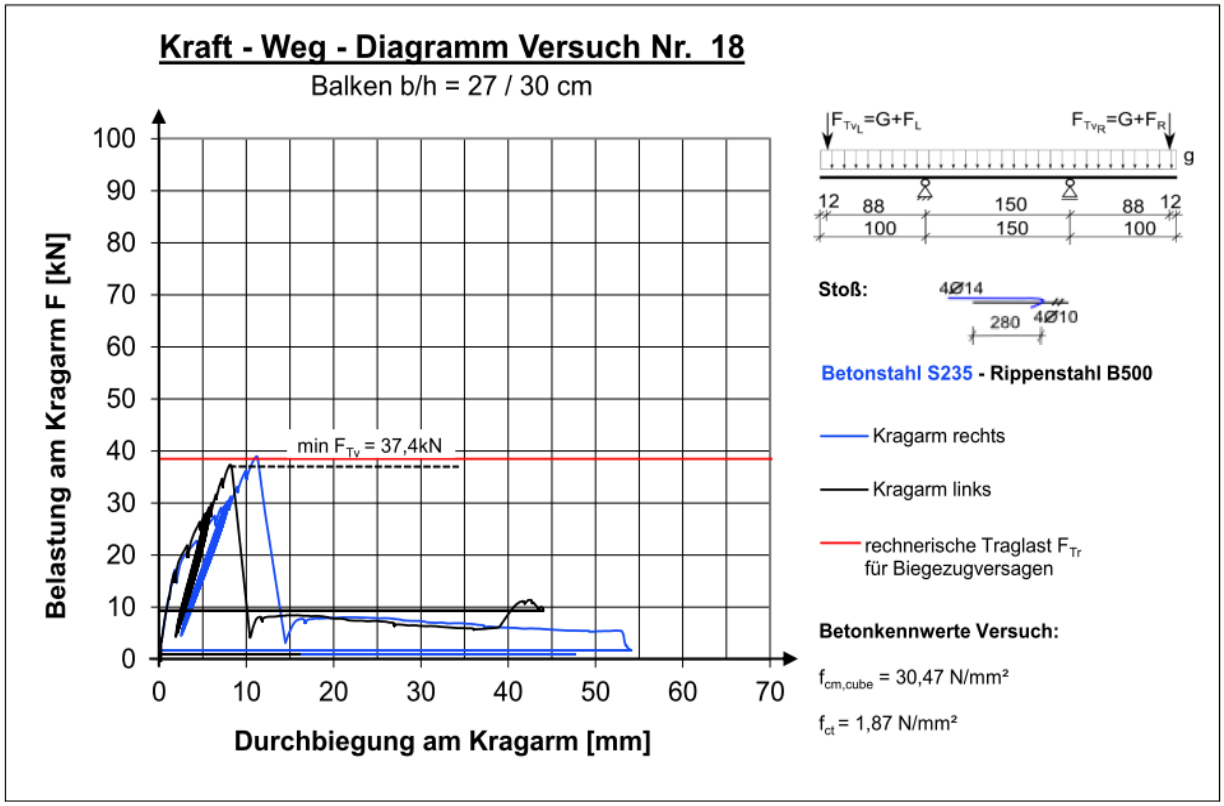


## A2.2.18 Versuchskörper 18

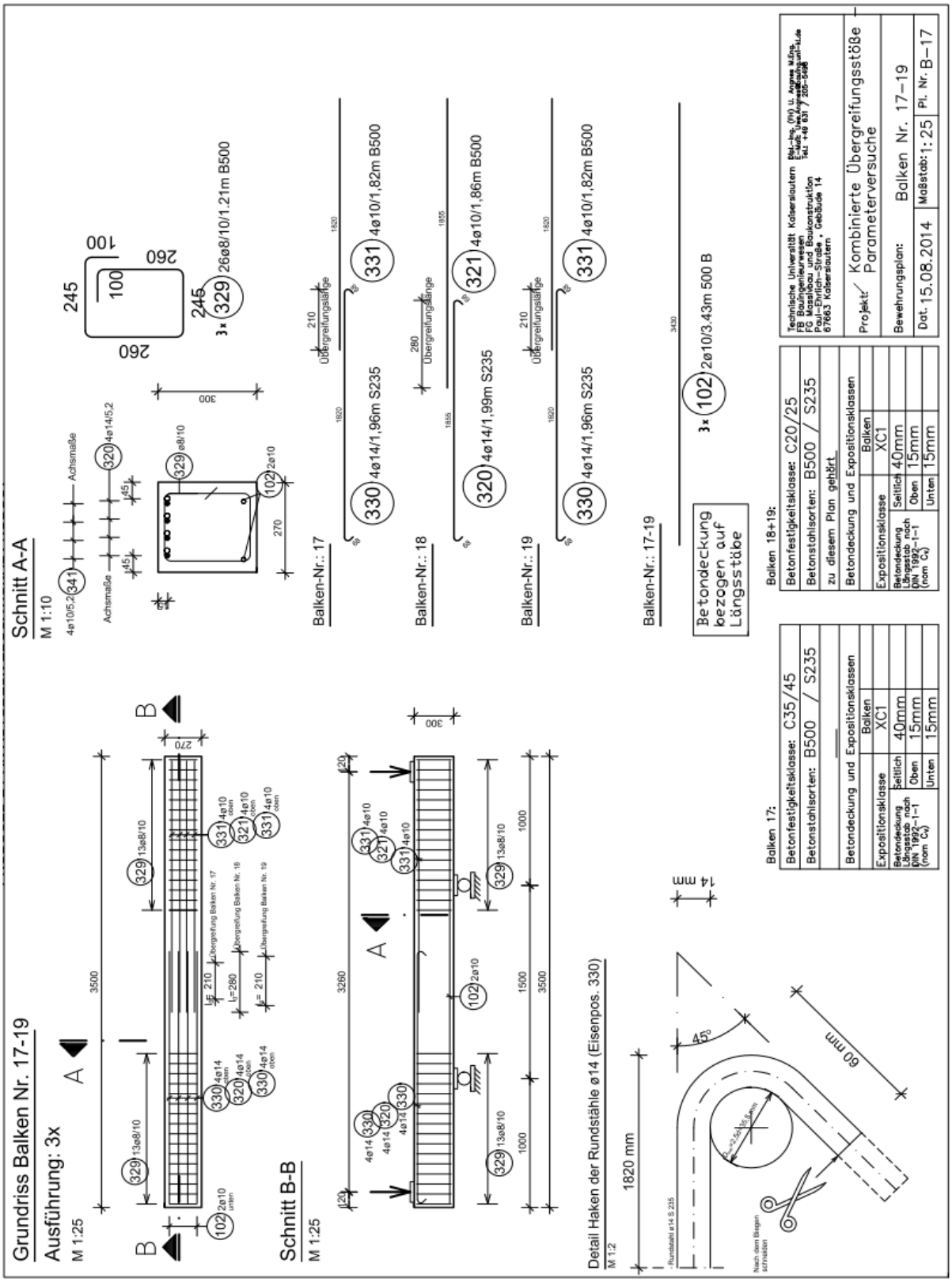


Versuchsprotokoll **Balken 18** Prüfdatum: 02.10.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | Erster Riss knapp außerhalb vom Stoß am Ende G | - | *<0,05* | - | - | - |
| 20,0 kN | | *<0,10* | *<0,10* | - | *<0,10* | *<0,10* |
| 26,0 kN | | *<0,10* | *0,15* | - | *<0,10* | *<0,10* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 28,5 kN | *0,20* | *0,25* | - | *0,10* | *0,10* |
| 35,0 kN | | *0,20* | *0,35* | - | *0,25* | *0,20* |
| 37,4 kN | Versagen | | | | | |

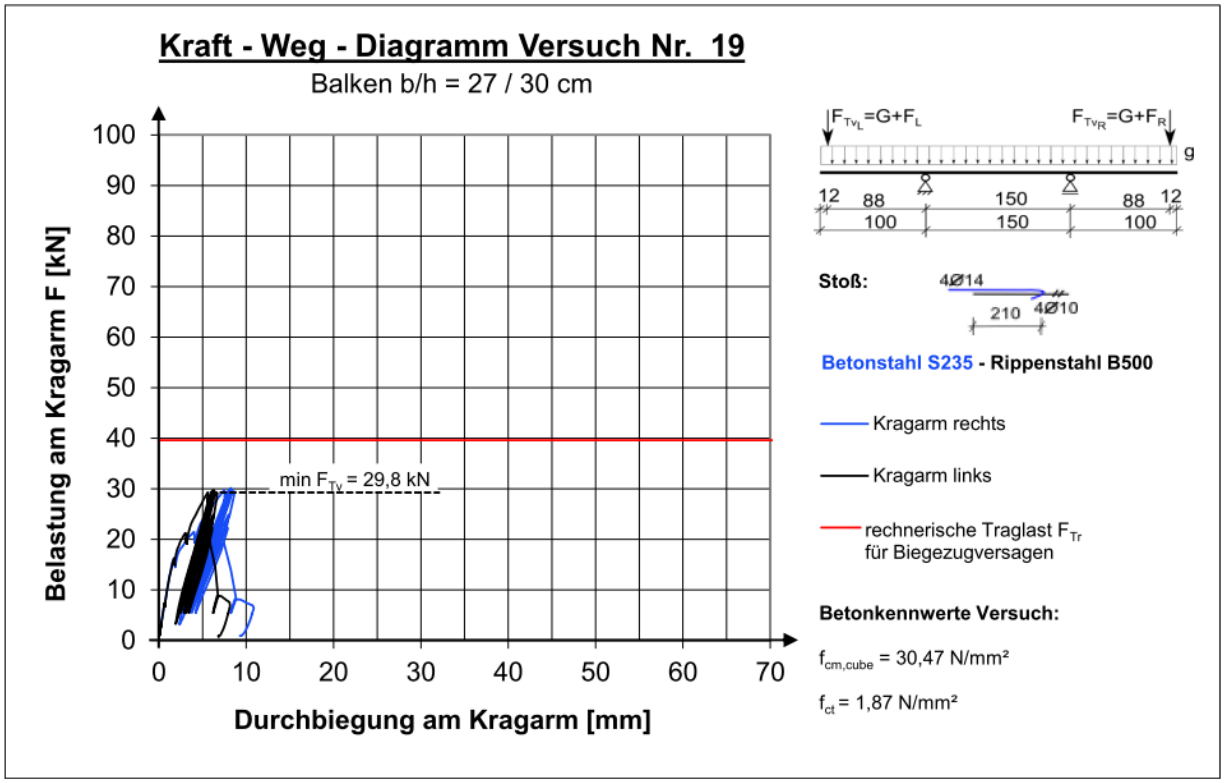


## A2.2.19 Versuchskörper 19

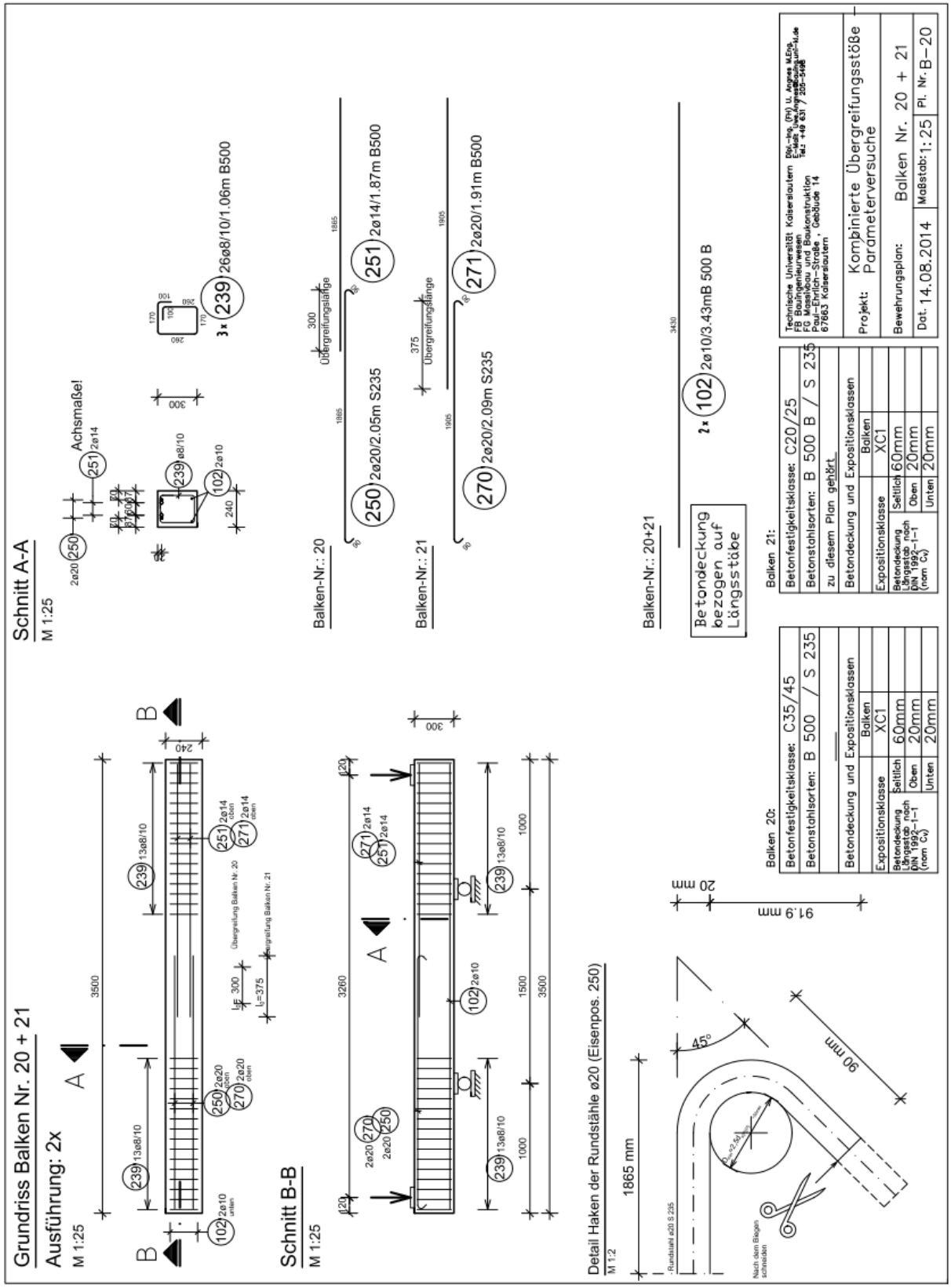


Versuchsprotokoll **Balken 19** Prüfdatum: 02.10.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 6,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 20,0 kN | Erster Riss am Stoßende G | *<0,10* | *<0,10* | - | - | *<0,10* |
| 28,0 kN | Durchbiegung der gerippten und glatten Seite stark unterschiedlich | *0,15* | *0,15* | | *0,10* | *0,15* |
| Zyklen | Zyklen von 28 auf 6 kN entlastet und wieder belastet bis max. 29,8 kN. Versagen im 7. Zyklus! | | | | | |

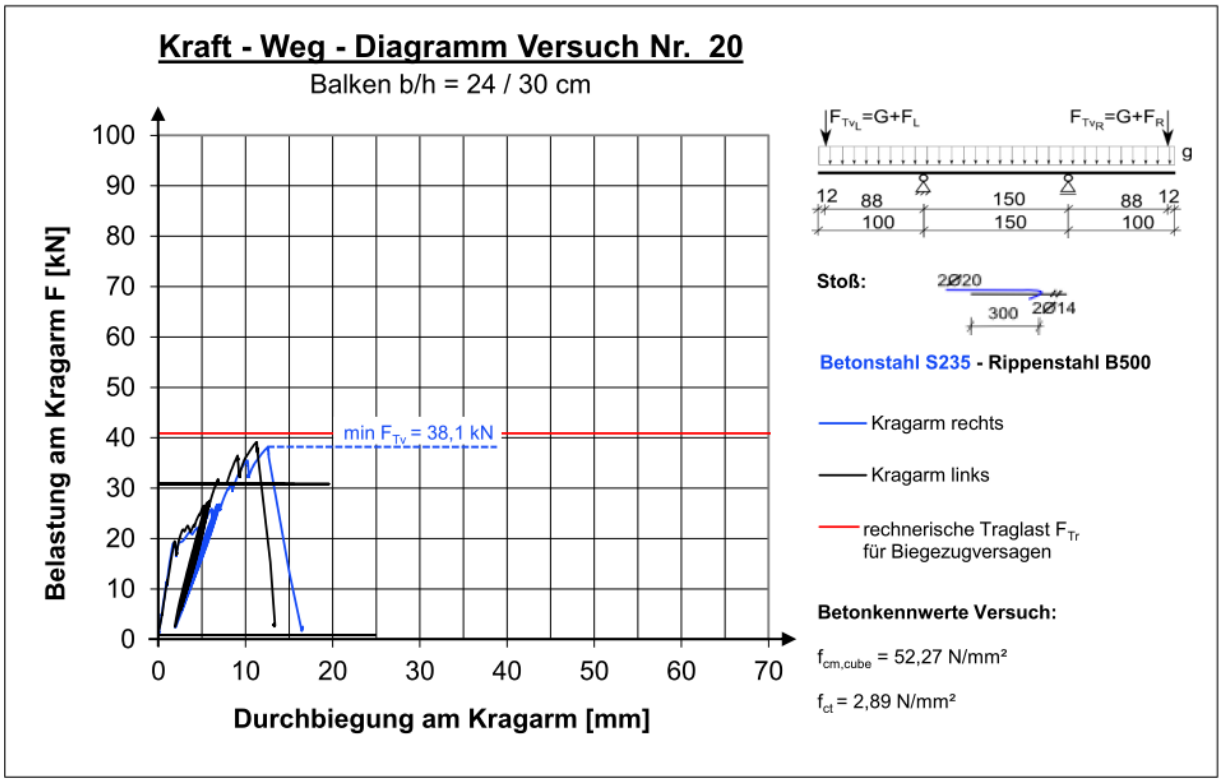


## A2.2.20 Versuchskörper 20

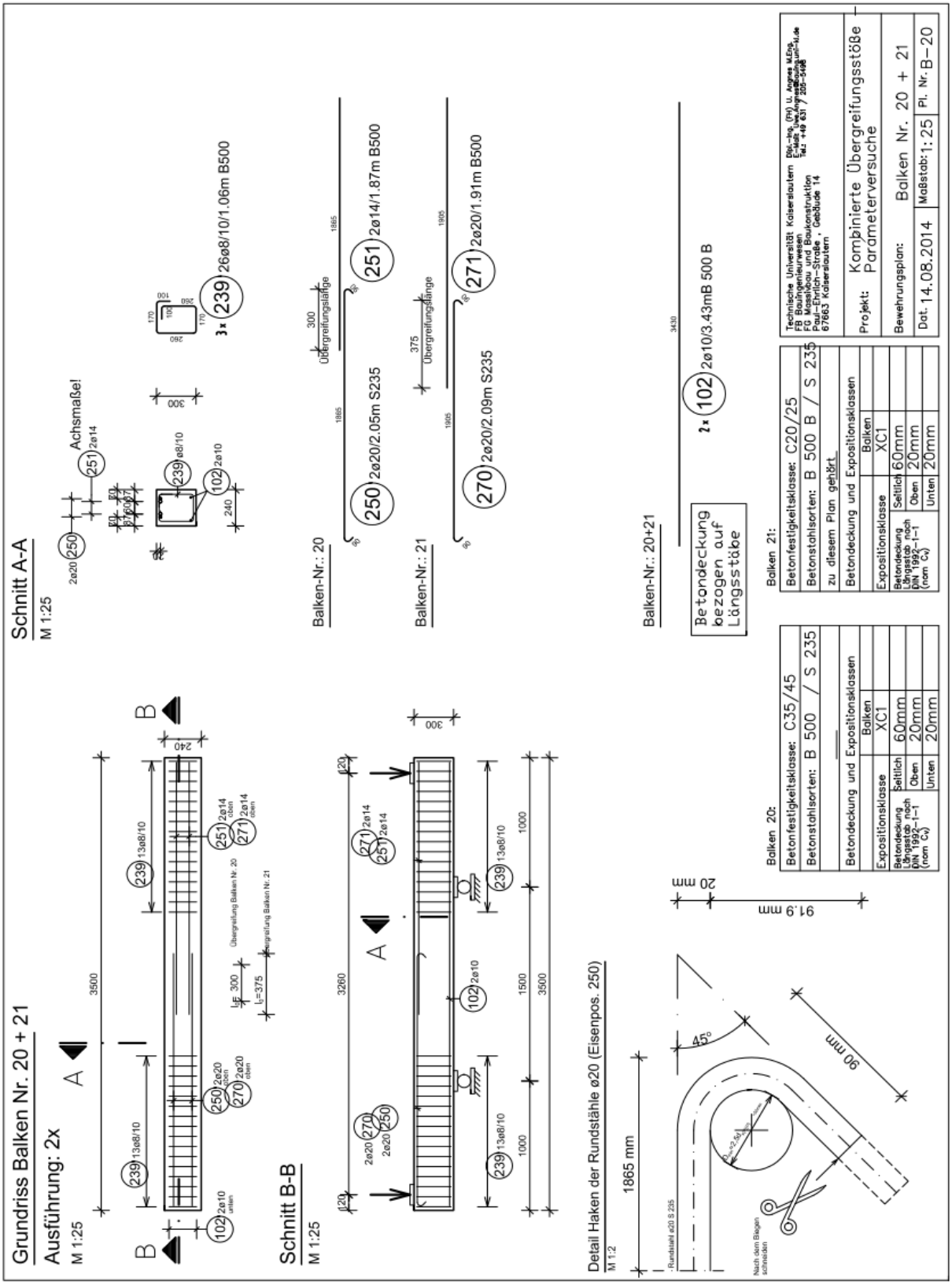


Versuchsprotokoll **Balken 20** Prüfdatum: 09.10.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 17,0 kN | Erstrissbildung | *<0,10* | - | - | - | *<0,10* |
| 25,0 kN | Durchbiegung links rechts stark unterschiedlich. | *0,20* | *0,10* | - | - | *0,15* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis max. 26,5 kN | *0,20* | *0,15* | - | - | *0,15* |
| 30,0 kN | | *0,25* | *0,25* | - | - | *0,30* |
| 35,0 kN | | *0,25* | *0,30* | - | *0,15* | *0,25* |
| 38,1 kN | Stoßversagen | | | | | |

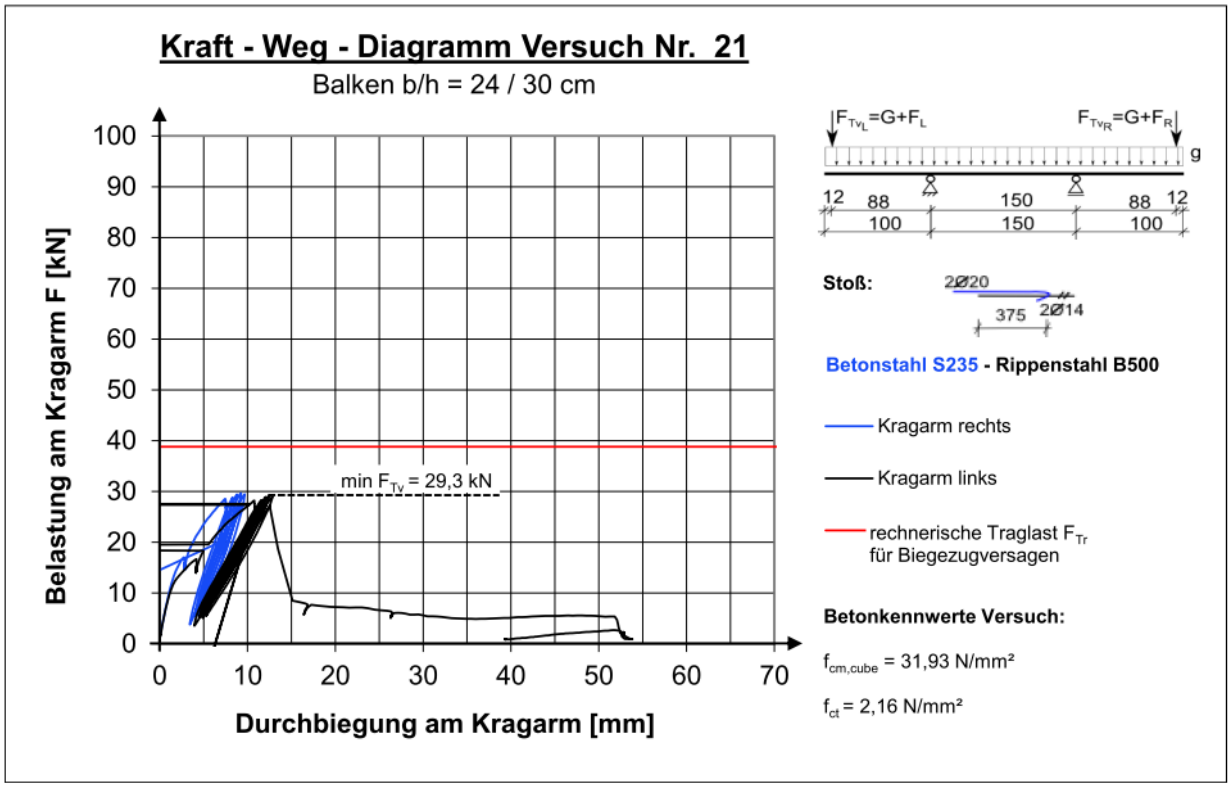


## A2.2.21 Versuchskörper 21

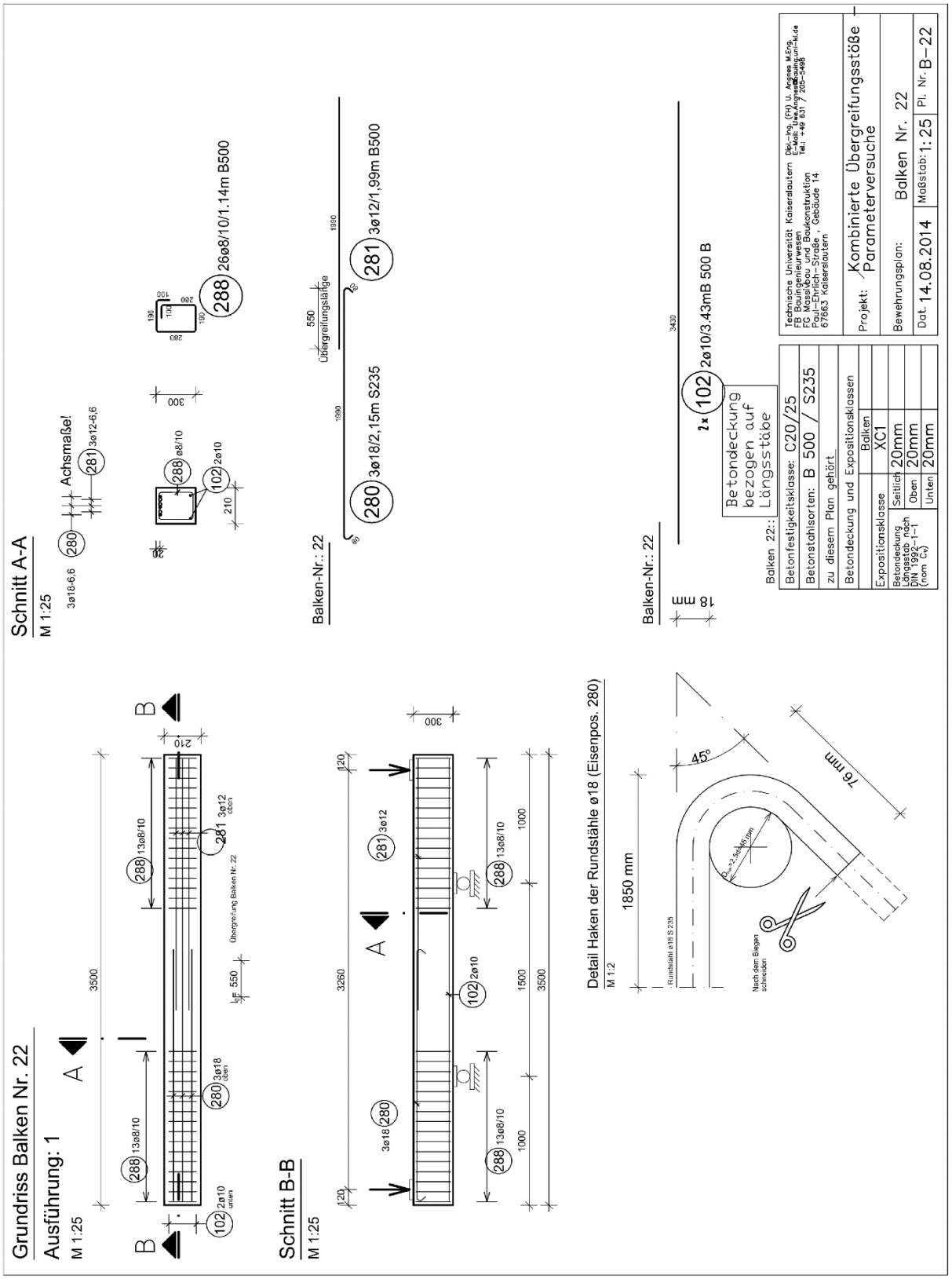


Versuchsprotokoll **Balken 21** Prüfdatum: 29.09.2014

| ***Laststufe*** | ***Notizen*** | ***Rissbreite [mm]*** | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | ***Seite R*** | ***Ende G*** | ***Stoß*** | ***Ende R*** | ***Seite G*** |
| 3,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | Erstrissbildung | *<0,10* | - | - | - | *<0,10* |
| 27,0 kN | | *0,25* | *0,35* | - | *0,30* | *0,3* |
| Zyklen | Zyklen: von 27 auf 5 kN entlastet und wieder belastet bis max. 29,3 kN. Versagen während 7. Zyklus | - | - | - | - | - |

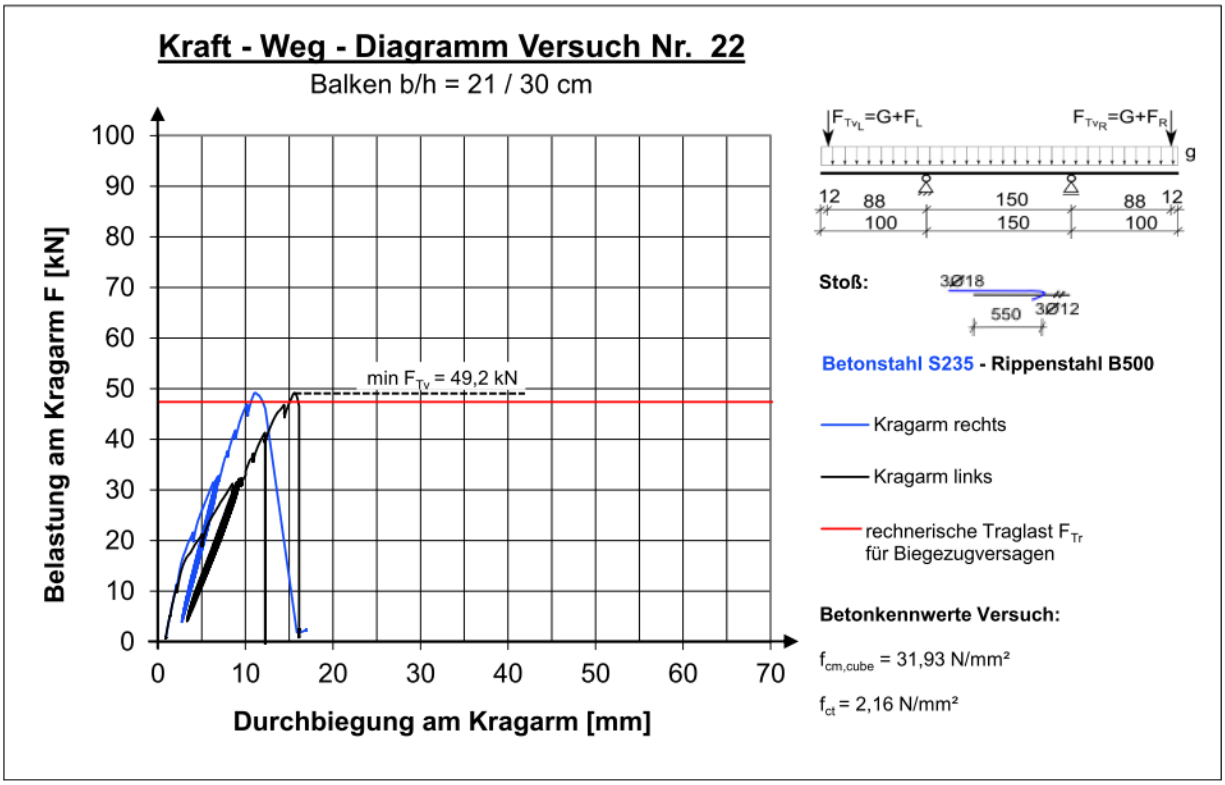


## A2.2.22 Versuchskörper 22

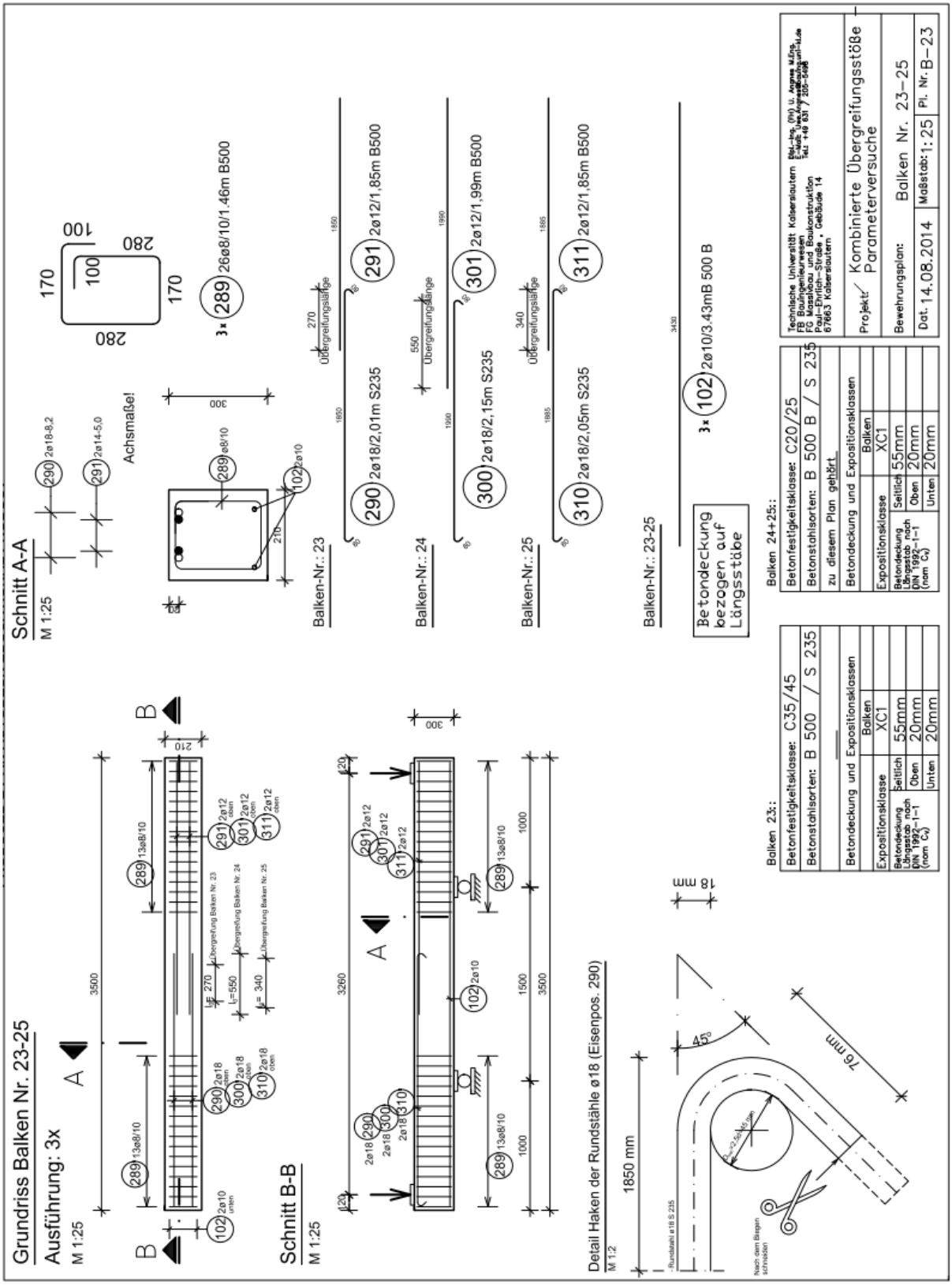


Versuchsprotokoll **Balken 22** Prüfdatum: 29.09.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | Erster Riss | *0,05* | - | - | - | - |
| 20,0 kN | Ab hier unterscheiden sich die Durchbiegung Seite R und G | *<0,1* | *<0,1* | - | *<0,1* | *<0,1* |
| 30,0 kN | | *<0,1* | *0,15* | - | *<0,1* | *<0,1* |
| Zyklen | 10 Zyklen von 30 auf 3 kN entlastet und wieder belastet bis max. 32 kN | *0,10* | *0,15* | - | *0,10* | *0,10* |
| 35,0 kN | | *0,15* | *0,20* | *<0,10* | *0,15* | *0,15* |
| 40,0 kN | Riss am Stoßende G öffnet sich | *0,15* | *0,35* | *<0,10* | *0,15* | *0,15* |
| 45,0 kN | | *0,15* | *0,50* | *<0,10* | *0,15* | *0,15* |
| 49,2 kN | Plötzliches lautes Versagen mit Abfall der Last auf 1kN. Betonscholle oben komplett gelöst. B500 Bewehrung deutlich abgeklappt. | | | | | |

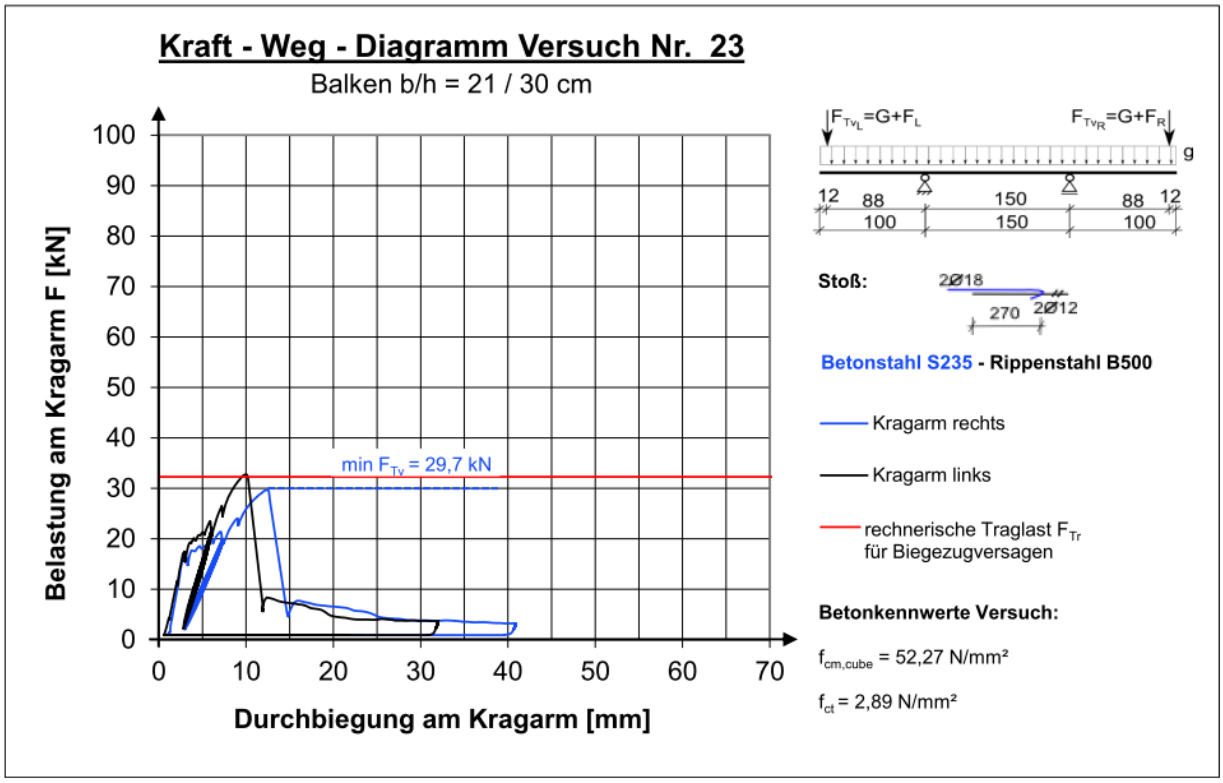


## A2.2.23 Versuchskörper 23

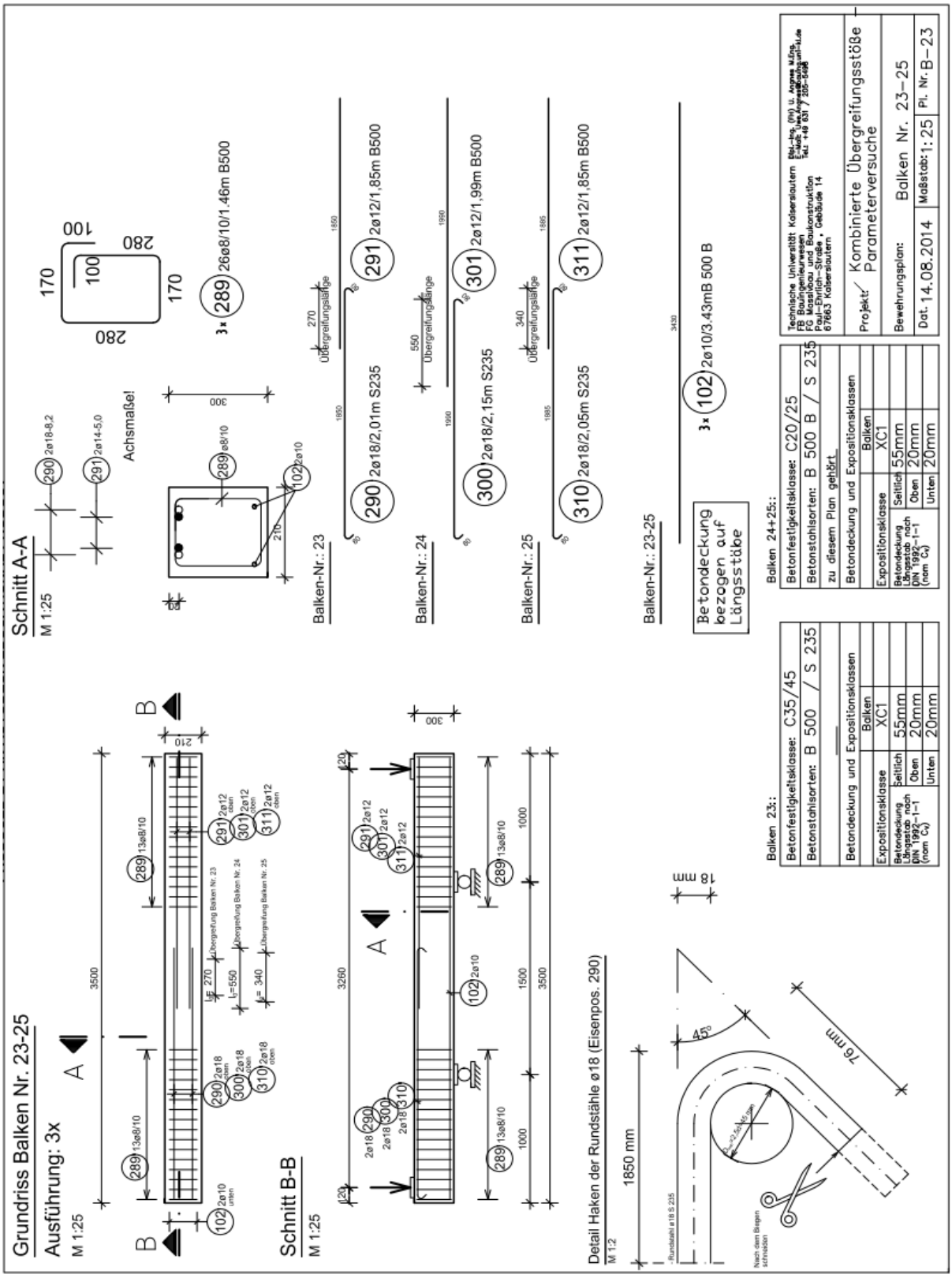


Versuchsprotokoll **Balken 23** Prüfdatum: 09.10.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | Erster Riss über Lager Seite R | *<0,1* | - | - | - | - |
| 20,0 kN | Ab jetzt unterscheiden sich die Durchbiegungen Seite R und G | *0,20* | *0,20* | - | - | *<0,10* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis 21 kN | *0,20* | *0,20* | - | *<0,10* | *<0,10* |
| 25,0 kN | | *0,25* | *0,25* | - | *0,10* | *0,10* |
| 29,7 kN | Plötzliches Stoßversagen | | | | | |

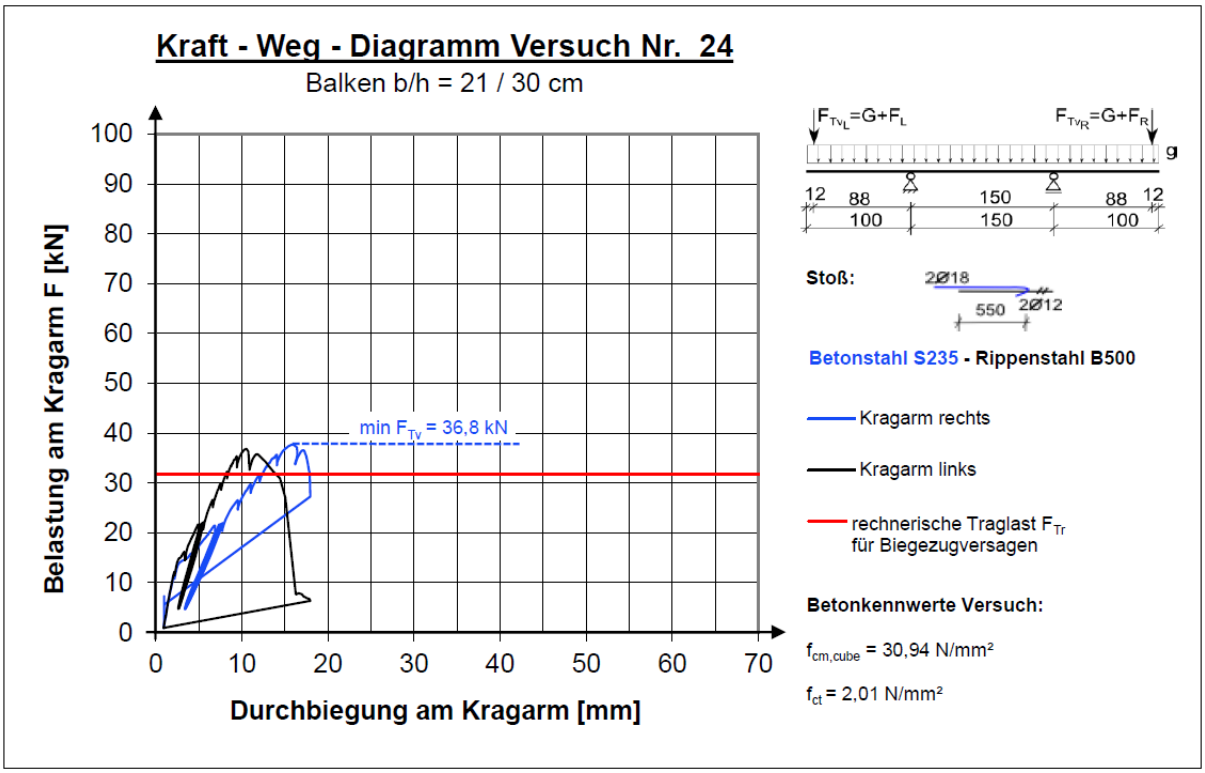


## A2.2.24 Versuchskörper 24

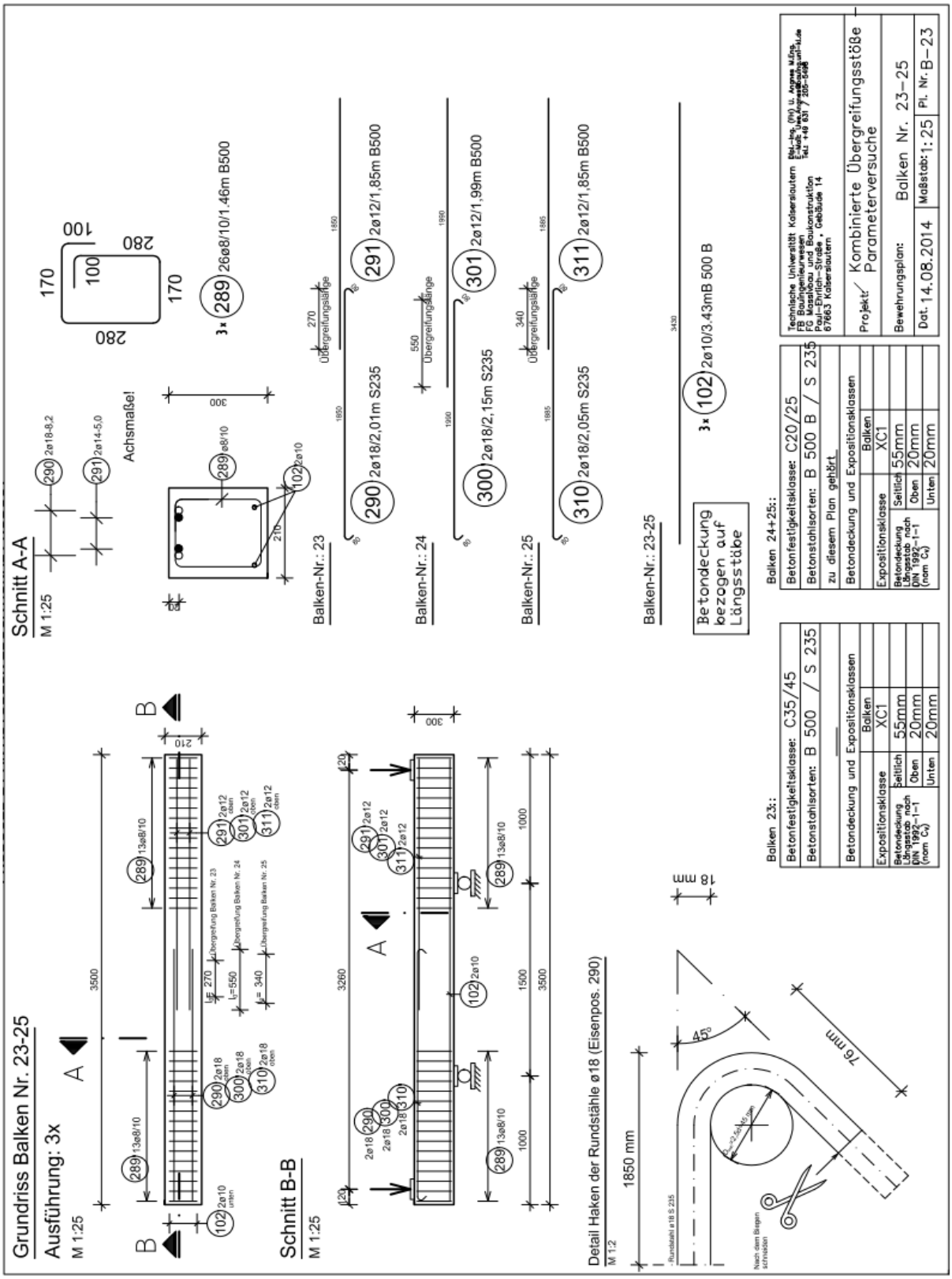


Versuchsprotokoll **Balken 24** Prüfdatum: 26.09.2014

| Laststufe | Notizen | Rissbreite [mm] | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Seite R | Ende G | Stoß | Ende R | Seite G |
| 3,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | Erstrissbildung (Haarrisse) | *<0,10* | *<0,10* | - | - | *<0,10* |
| 17,0 kN | Durchbiegungen ab jetzt an Seite R und G unterschiedlich | *<0,10* | *<0,10* | - | - | *<0,10* |
| 20,0 kN | | *<0,10* | *<0,10* | - | *<0,10* | *<0,10* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet bis 22 kN | *0,15* | *0,2* | - | *0,10* | *0,10* |
| 25,0 kN | | *0,15* | *0,20* | *<0,05* | *0,20* | *0,10* |
| 28,5 kN | | *0,15* | *0,35* | *<0,05* | *0,20* | *0,10* |
| 31,0 kN | | *0,15* | *0,35* | *<0,05* | *0,25* | *0,25* |
| 34,0 kN | Riss Stoßende G wird breiter | *0,15* | *0,45* | *<0,05* | *0,30* | *0,25* |
| 36,0 kN | Breiter Riss an Stoßende G | *0,15* | *0,75* | *<0,05* | *0,35* | *0,30* |
| 36,8 kN | Stoßversagen im Fließbereich. Abplatzen der Betondeckung über die gesamte Stoß-länge | | | | | |

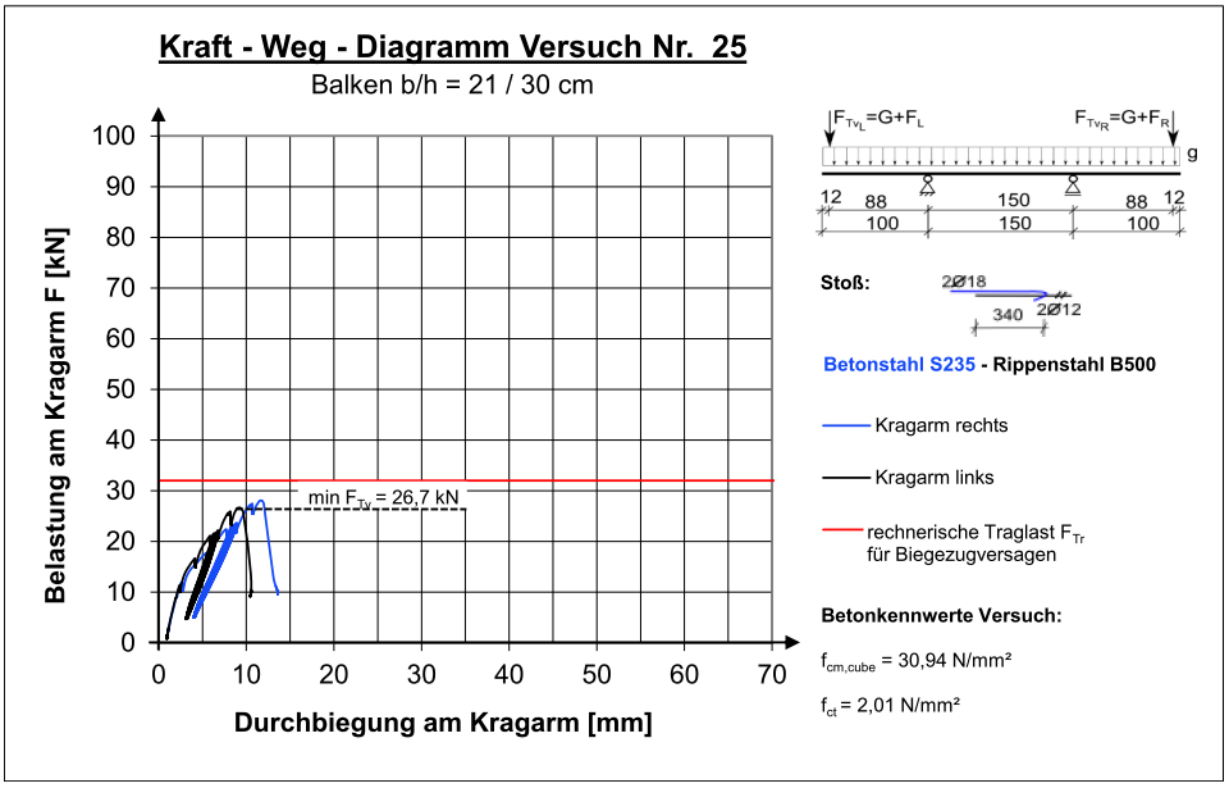


## A2.2.25 Versuchskörper 25

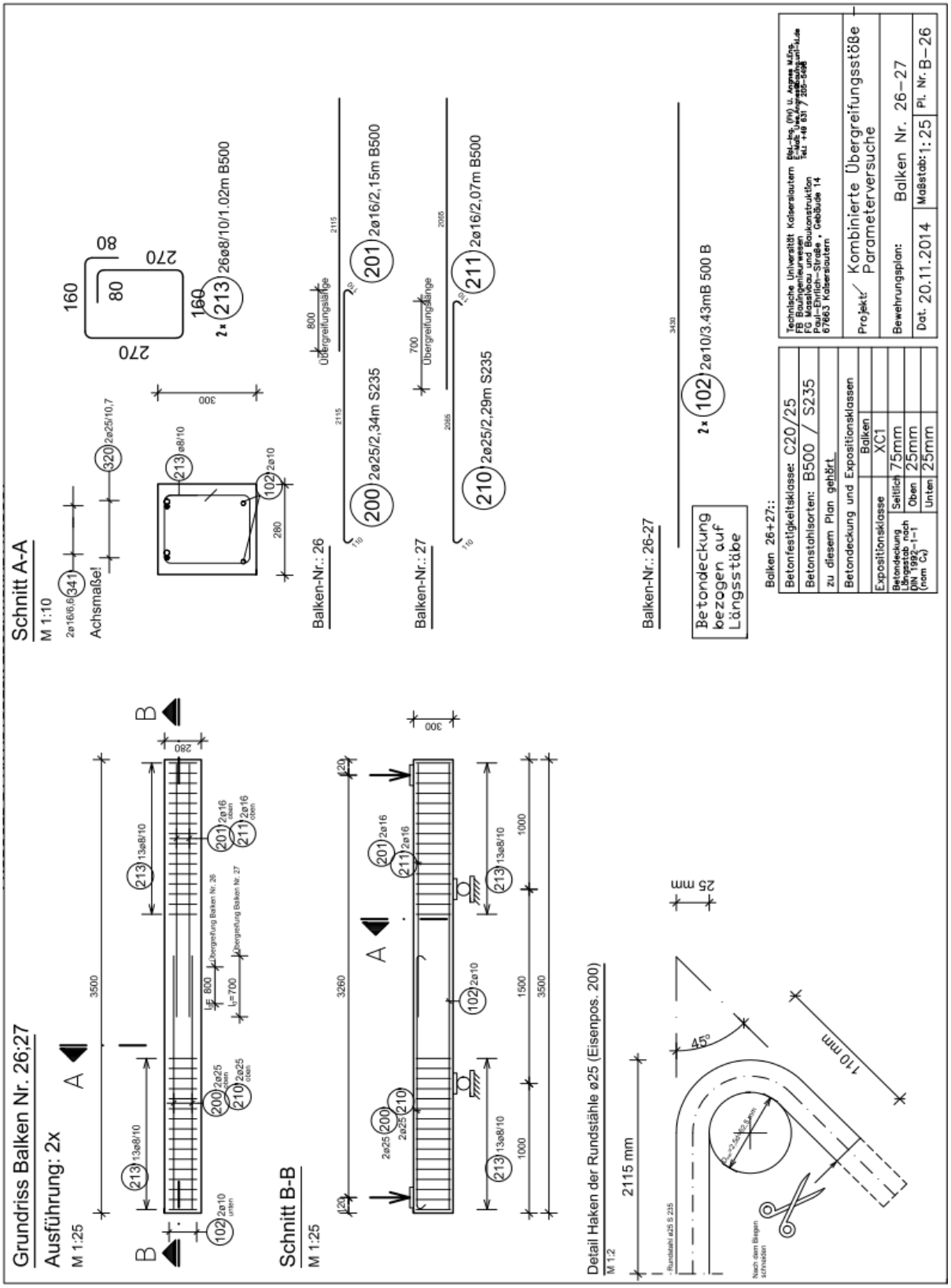


Versuchsprotokoll **Balken 25** Prüfdatum: 26.09.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | Erstrissbildung | *<0,05* | - | - | - | - |
| 15,0 kN | | *0,05* | *0,10* | - | - | *0,05* |
| 20,0 kN | Erster Längsriss im Stoßbereich | *0,15* | *0,10* | *<0,05* | | *0,10* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet | *0,15* | *0,15* | *<0,05* | *0,20* | *0,15* |
| 25,0 kN | | *0,20* | *0,25* | *0,05* | *0,25* | *0,25* |
| 26,7 kN | Plötzliches Stoßversagen | | | | | |

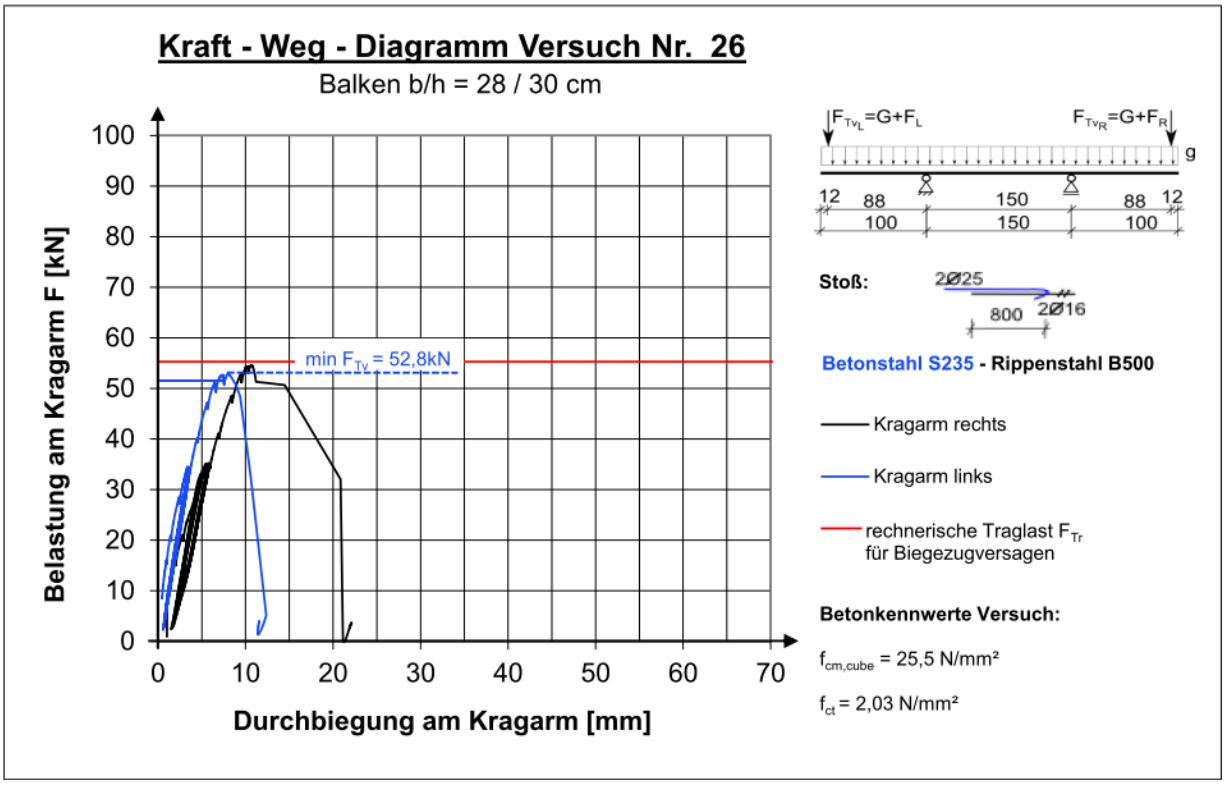


## A2.2.26 Versuchskörper 26

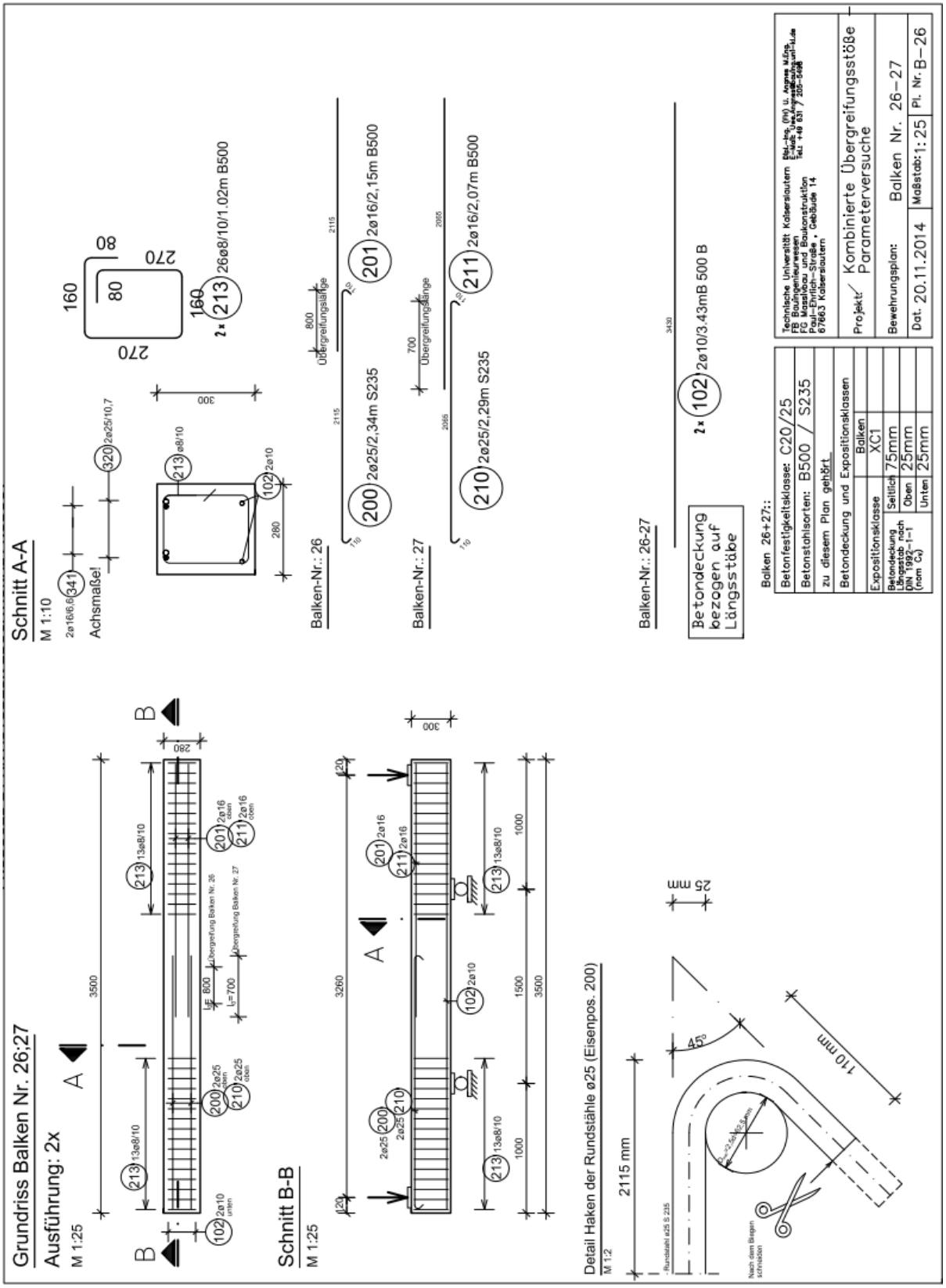


Versuchsprotokoll **Balken 26** Prüfdatum: 20.02.2015

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 8,0 kN | Erstrissbildung (Haarrisse) | *<0,05* | - | - | - | *<0,05* |
| 15,0 kN | | *<0,05* | - | - | - | *<0,05* |
| 20,0 kN | abgeschlossenes Rissbild | *0,2* | *0,15* | - | - | *<0,10* |
| 27,5 kN | | *0,20* | *0,15* | - | - | *0,10* |
| 34,0 kN | | *0,30* | *0,30* | - | - | *0,15* |
| Zyklen | 10-mal entlastet und belastet | *0,30* | *0,35* | - | - | *0,15* |
| 40,0 kN | | *0,35* | *0,40* | *0,10* | - | *0,25* |
| 47,5 kN | | *0,40* | *0,50* | | - | *0,30* |
| 52,8 kN | Plötzliches Stoßversagen mit lautem Knall | | | | | |

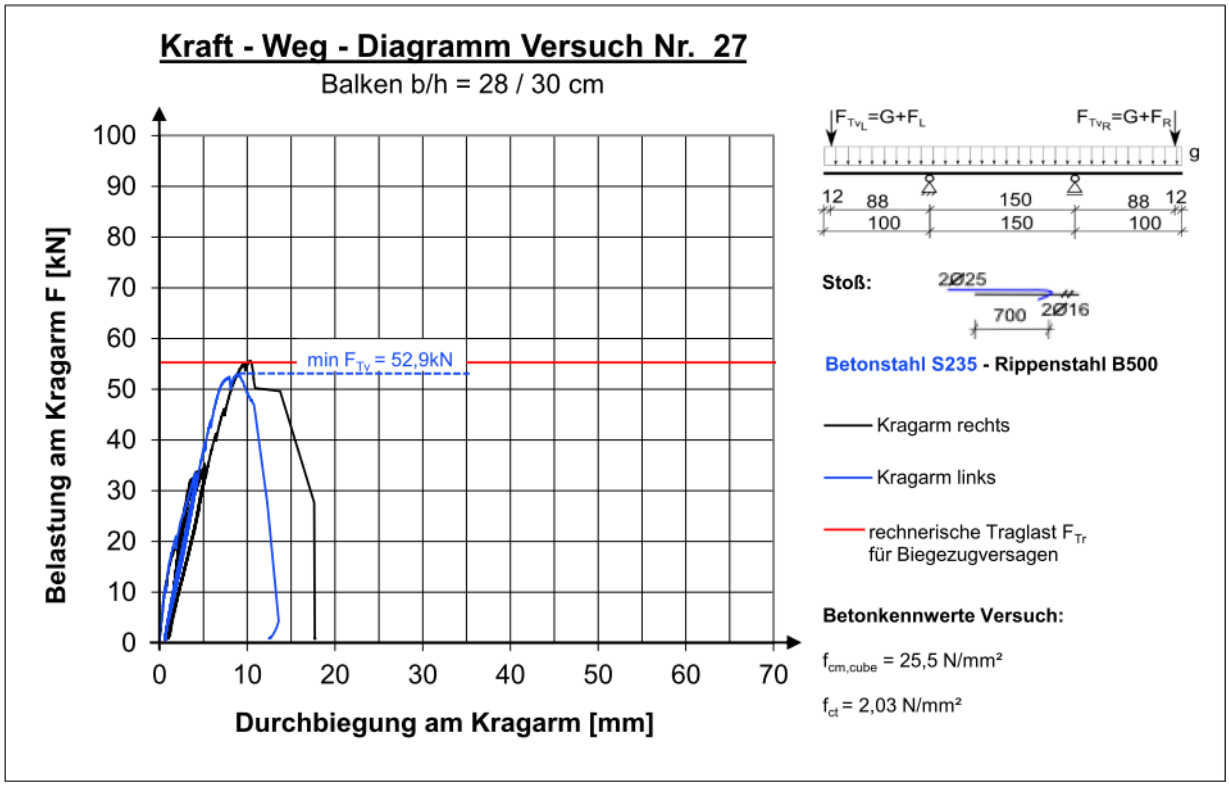


## A2.2.27 Versuchskörper 27

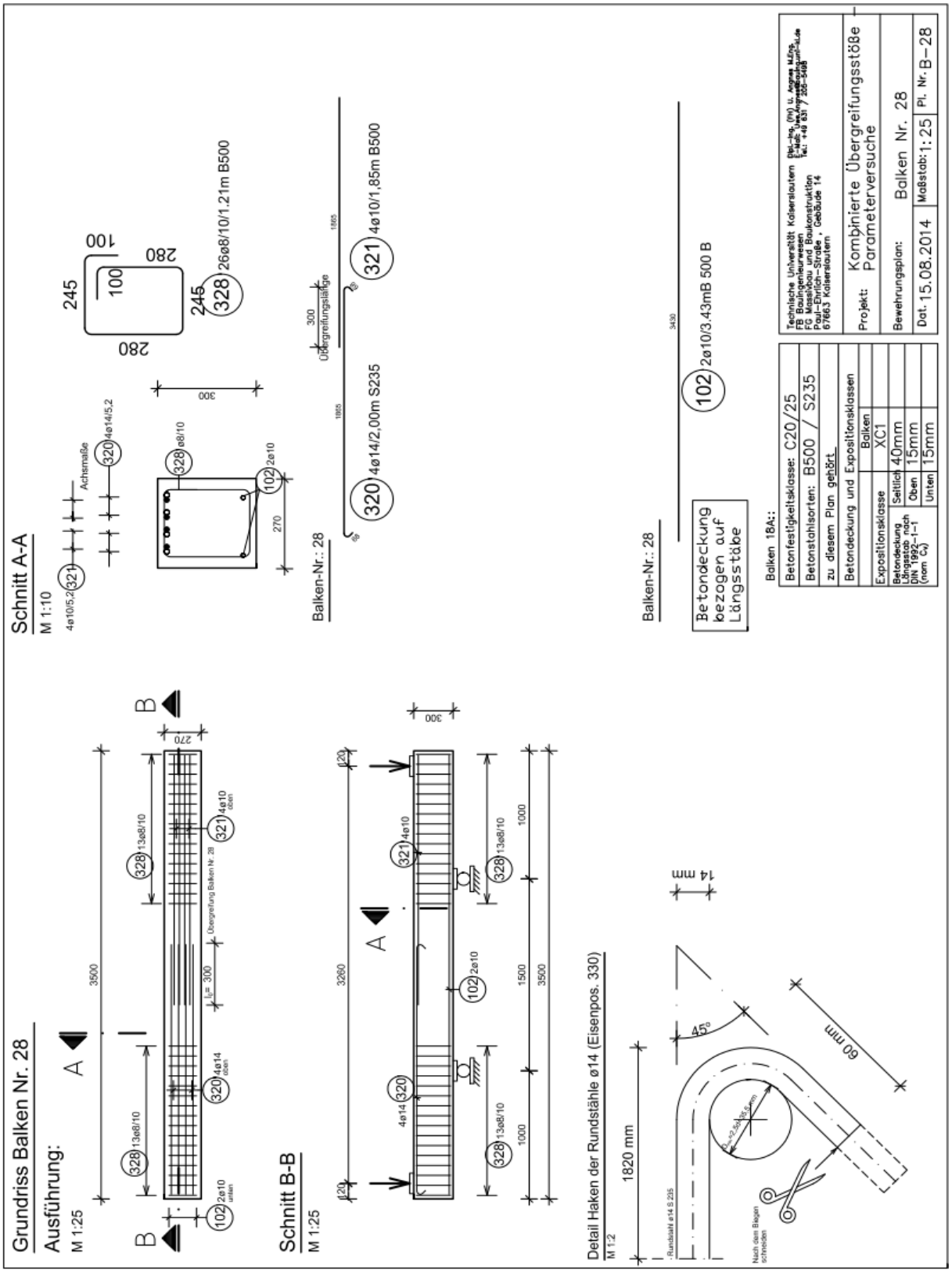



Versuchsprotokoll **Balken 27** Prüfdatum: 20.02.2015

| Laststufe | Notizen | Rissbreite [mm] | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Seite R | Ende G | Stoß | Ende R | Seite G |
| 10,0 kN | Erstrissbildung (Haarrisse) | <0,10 | - | - | - | <0,10 |
| 20,0 kN | | <0,10 | <0,10 | - | - | <0,10 |
| 34,0 kN | Rissbild abgeschlossen | 0,20 | 0,20 | - | - | <0,10 |
| Zyklen | 10 Zyklen von 34 auf 3 kN entlastet und wieder belastet | 0,25 | 0,30 | - | - | 0,10 |
| 40,0 kN | | 0,35 | 0,40 | - | - | 0,20 |
| 45,0 kN | | 0,40 | 0,40 | - | - | 0,20 |
| 51,0 kN | Riss am Stoßende G öffnet sich | 0,40 | 0,60 | - | - | 0,20 |
| 52,9 kN | Plötzliches Stoßversagen mit lautem Knall | | | | | |

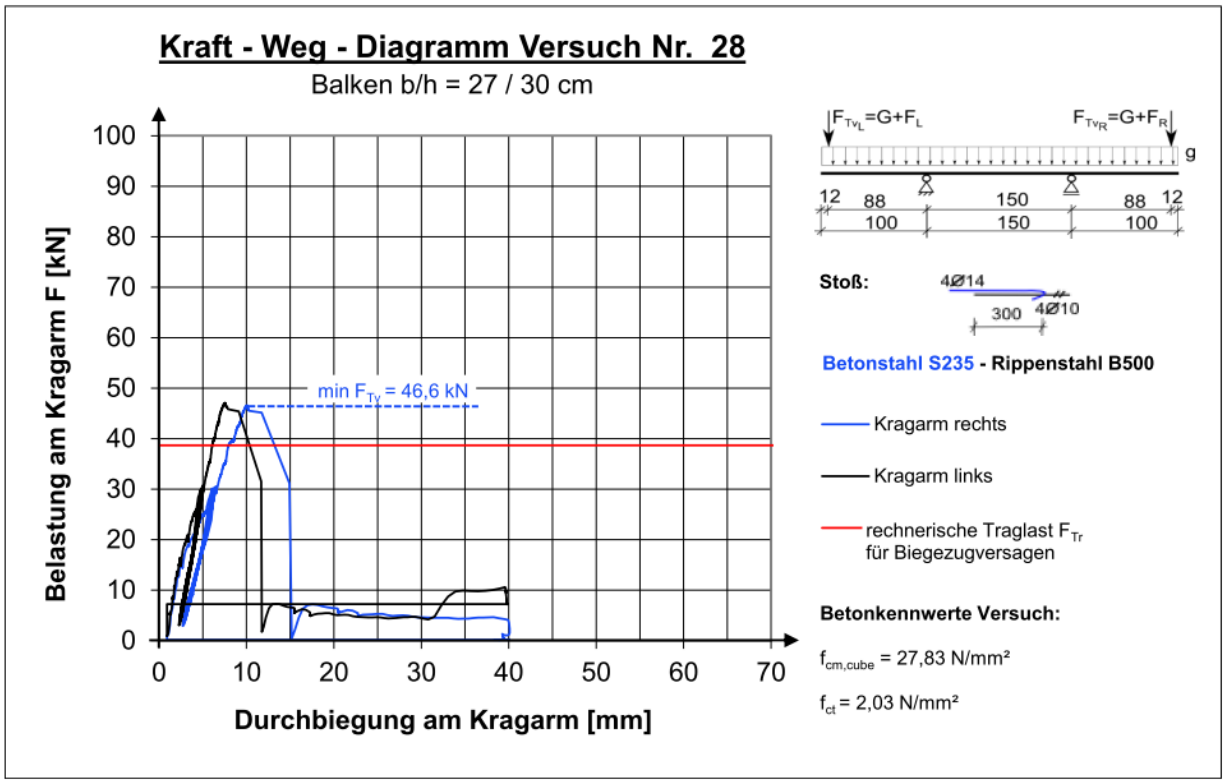


## A2.2.28 Versuchskörper 28

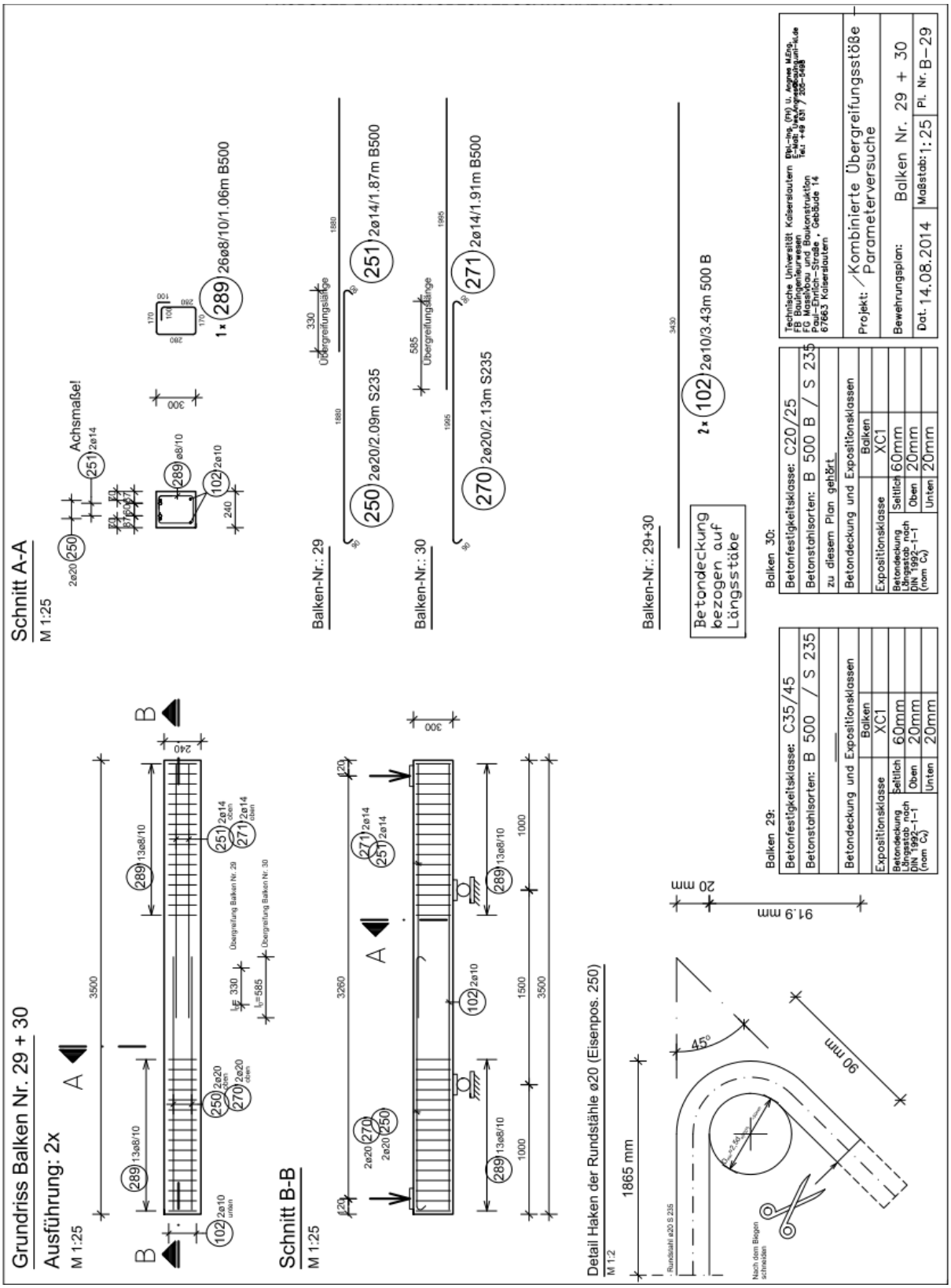


Versuchsprotokoll **Balken 28** Prüfdatum: 11.12.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 12,5 kN | Erste Haarrisse an den Auflagern beidseits | *<0,1* | *<0,1* | - | *<0,1* | *<0,1* |
| 20,0 kN | | *0,15* | *0,15* | - | *0,15* | *0,15* |
| 29,0 kN | Abgeschlossenes Rissbild | *0,20* | *0,20* | - | *0,20* | *0,20* |
| Zyklen | 10 Zyklen von 29 kN auf 3 kN entlastet und wieder belastet auf max. 30 kN | *0,25* | *0,25* | - | *0,20* | *0,20* |
| 34,5 kN | | *0,30* | *0,30* | - | *0,20* | *0,20* |
| 38,5 kN | | *0,35* | *0,35* | - | *0,20* | *0,20* |
| 44,0 kN | | *0,35* | *0,35* | - | *0,20* | *0,20* |
| 46,6 kN | Stoßversagen | | | | | |

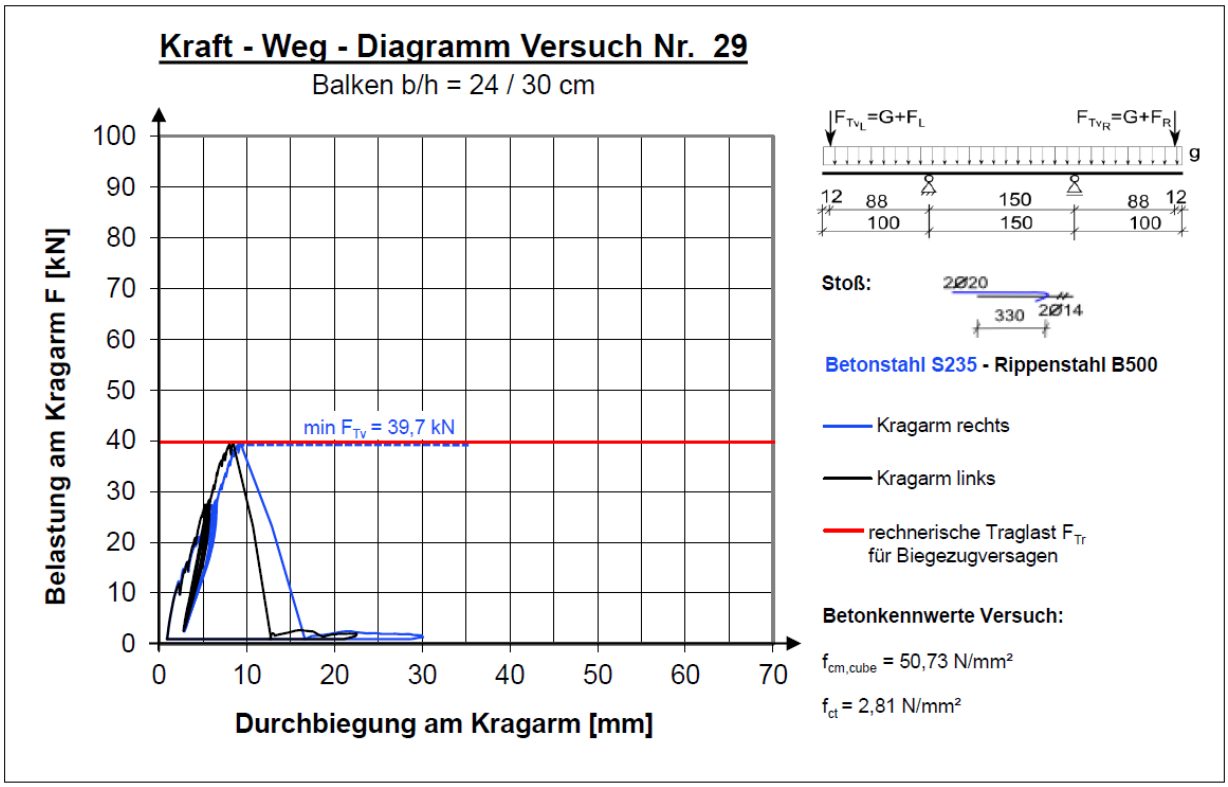


## A2.2.29 Versuchskörper 29

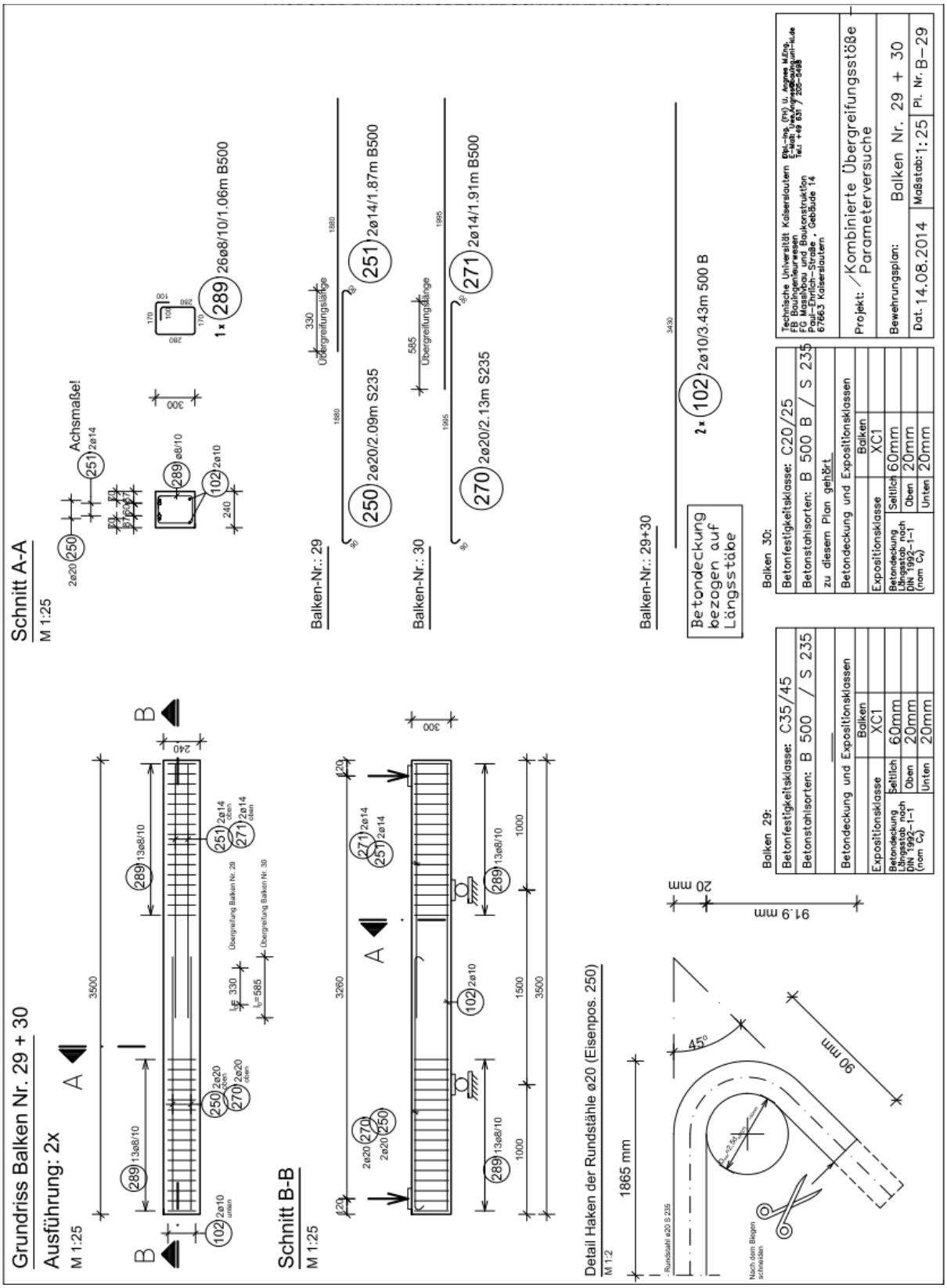


Versuchsprotokoll **Balken 29** Prüfdatum: 10.12.2014

| Laststufe | Notizen | Rissbreite [mm] | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Seite R | Ende G | Stoß | Ende R | Seite G |
| 10,0 kN | Vereinzelt Haarrisse | *<0,10* | - | - | - | *<0,10* |
| 15,0 kN | | *0,15* | - | - | - | *0,15* |
| 20,0 kN | | *0,20* | *0,20* | - | *0,20* | *0,20* |
| 26,5 kN | | *0,30* | *0,30* | - | *0,30* | *0,30* |
| Zyklen | 10 Zyklen von 26,5 kN auf 3 kN entlastet und wieder belastet bis max.27,5 kN | *0,30* | *0,35* | - | *0,30* | *0,30* |
| 30,0 kN | | *0,35* | *0,35* | - | *0,30* | *0,30* |
| 35,0 kN | | *0,40* | *0,50* | - | *0,40* | *0,35* |
| 37,0 kN | | *0,40* | *0,55* | - | *0,55* | *0,35* |
| 38,0 kN | Erste Längsrisse im Stoßbereich über Bewehrung | *0,40* | *0,70* | *0,10* | *0,70* | *0,35* |
| 39,7 kN | Stoßversagen: Breiter Riss am Ende G (Hakenende). Seitliches Ausreisen des Hakens. Oben Längsrisse. Ende des gerippten Stahls klappt auf. | | | | | |

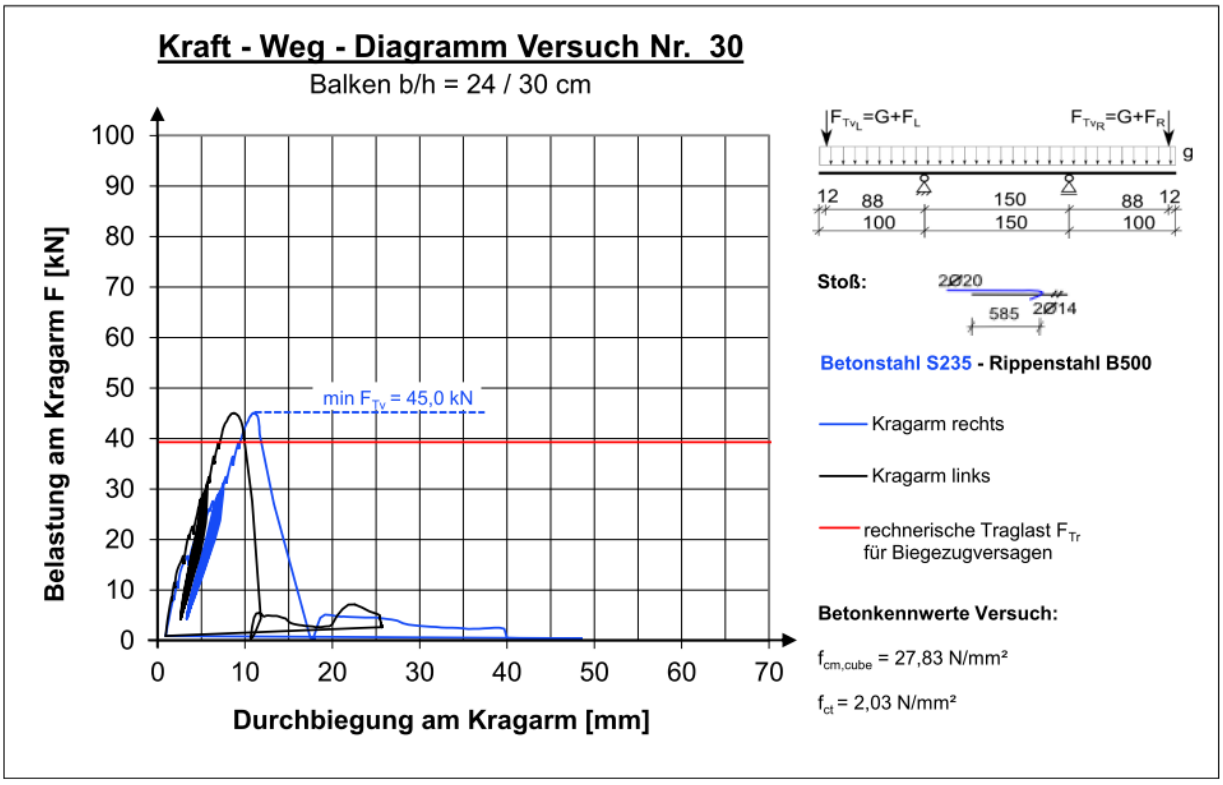


## A2.2.30 Versuchskörper 30

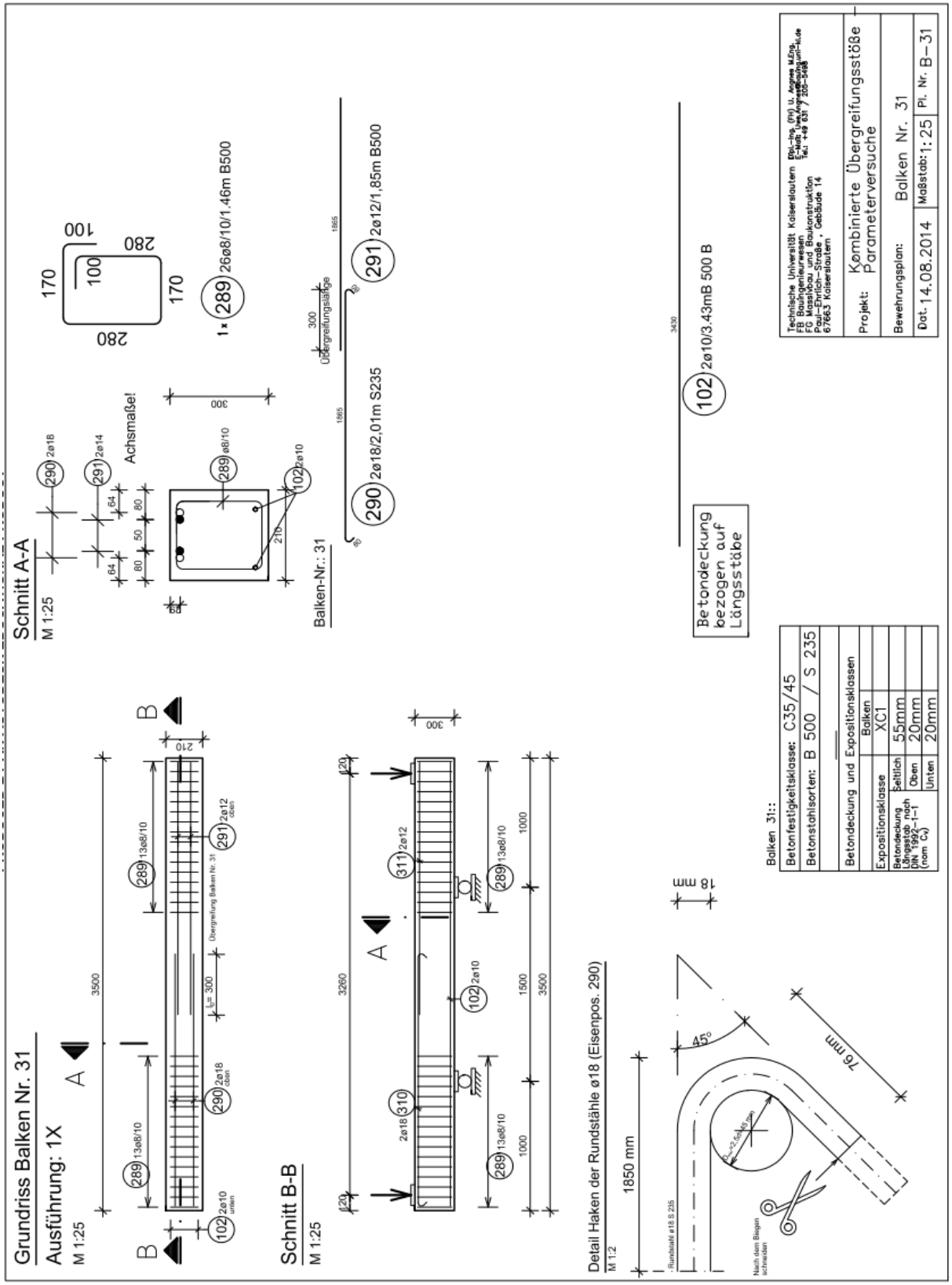


Versuchsprotokoll **Balken 30** Prüfdatum: 11.12.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 10,0 kN | Erste Haarrisse | *<0,10* | - | - | - | *<0,10* |
| 16,0 kN | Mehr Risse | *0,15* | - | - | - | *0,15* |
| 21,0 kN | | *0,20* | *0,25* | - | - | *0,20* |
| 27,0 kN | | *0,30* | *0,35* | - | - | *0,30* |
| Zyklen | 10 Zyklen von max. 30,5 auf 3 kN entlastet und wieder belastet | *0,30* | *0,35* | - | - | *0,30* |
| 35,5 kN | | *0,35* | *0,35* | | | *0,35* |
| 40,0 kN | Riss am Hakenende G geht langsam auf | *0,35* | *0,40* | | | *0,35* |
| 45,0 kN | Stoßversagen: Zwei Längsrisse über der Bewehrung | | | | | |

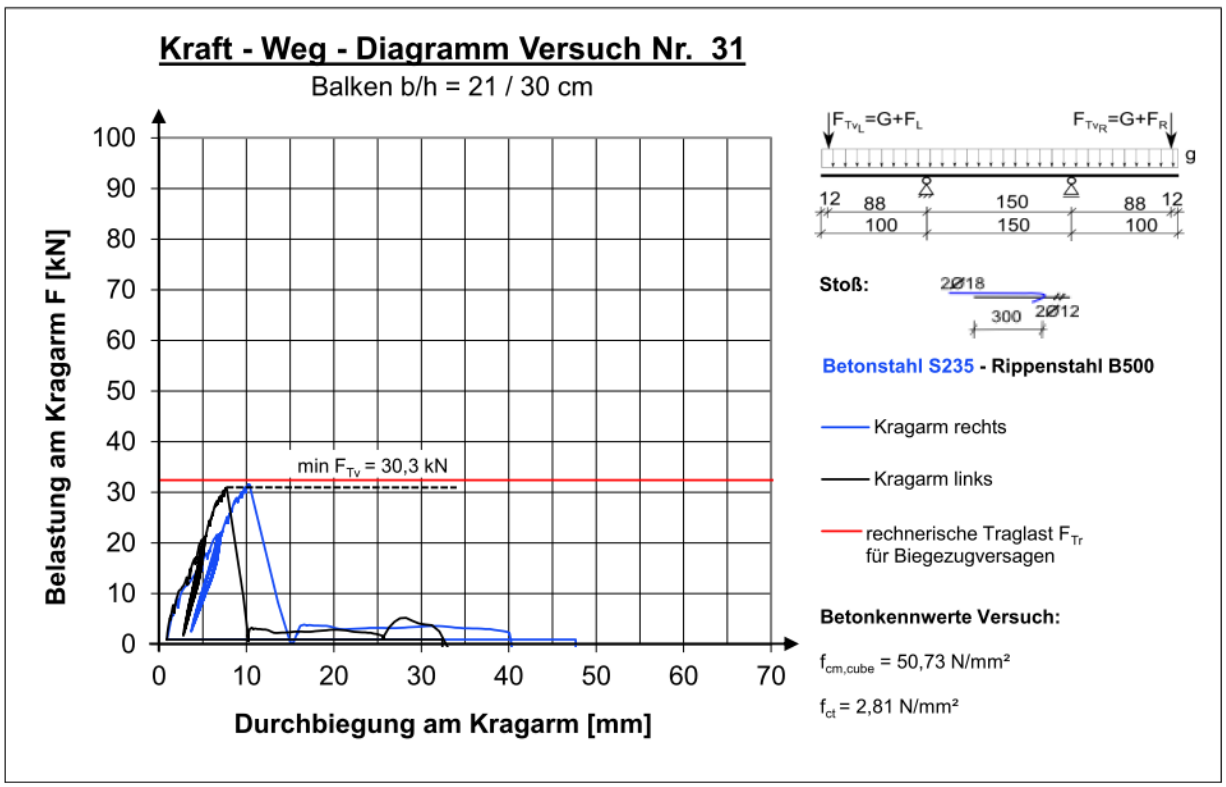


## A2.2.31 Versuchskörper 31

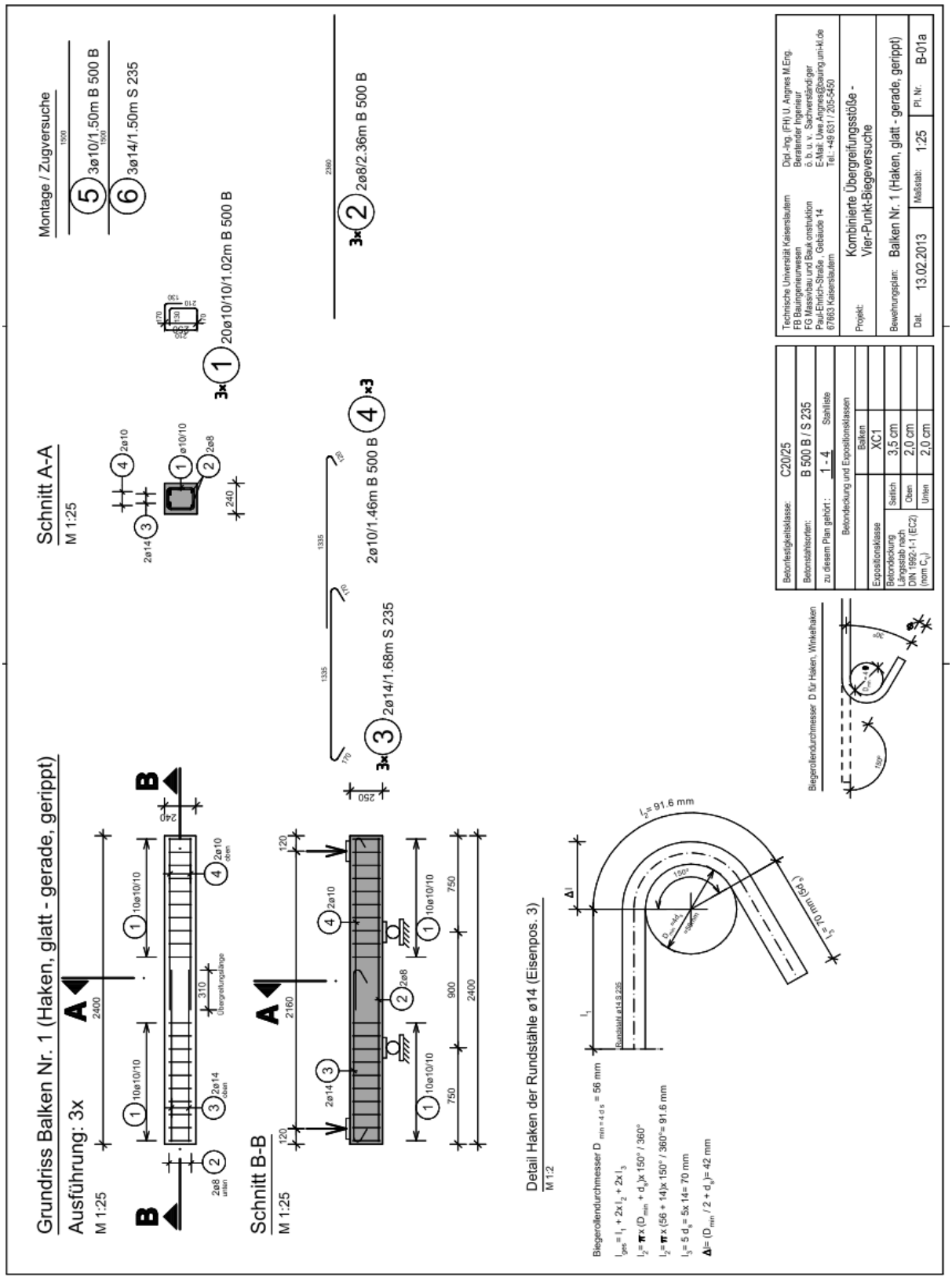


Versuchsprotokoll **Balken 31** Prüfdatum: 10.12.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 7,5 kN | Erste Risse | *0,10* | *0,10* | - | *0,10* | *0,10* |
| 13,5 kN | | *0,15* | *0,10* | - | *0,10* | *0,15* |
| 17,0 kN | | *0,20* | *0,20* | - | *0,15* | *0,15* |
| 20,5 kN | 10 Zyklen von 20,5 kN auf 3 kN entlastet und wieder belastet bis max. 22 kN | *0,30* | *0,30* | - | *0,25* | *0,20* |
| 24,0 kN | erste Längsrisse | *0,35* | *0,35* | - | *0,30* | *0,30* |
| 26,0 kN | | *0,35* | *0,40* | - | *0,35* | *0,30* |
| 29,0 kN | | *0,35* | *0,50* | - | *0,40* | *0,30* |
| 30,0 kN | Mehrere Risse im Stoßbereich | *0,35* | *0,50* | *0,15* | *0,40* | *0,30* |
| 30,3 kN | Stoßversagen | | | | | |

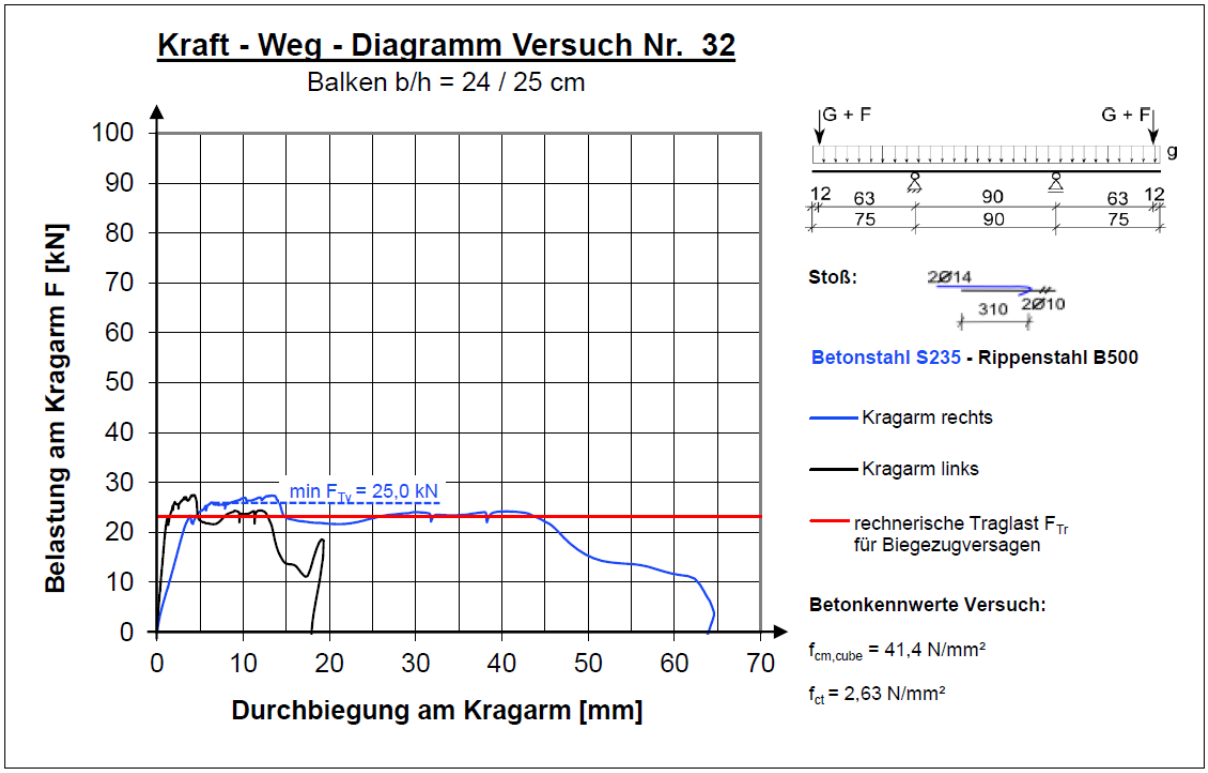


## A2.2.32 Versuchskörper 32

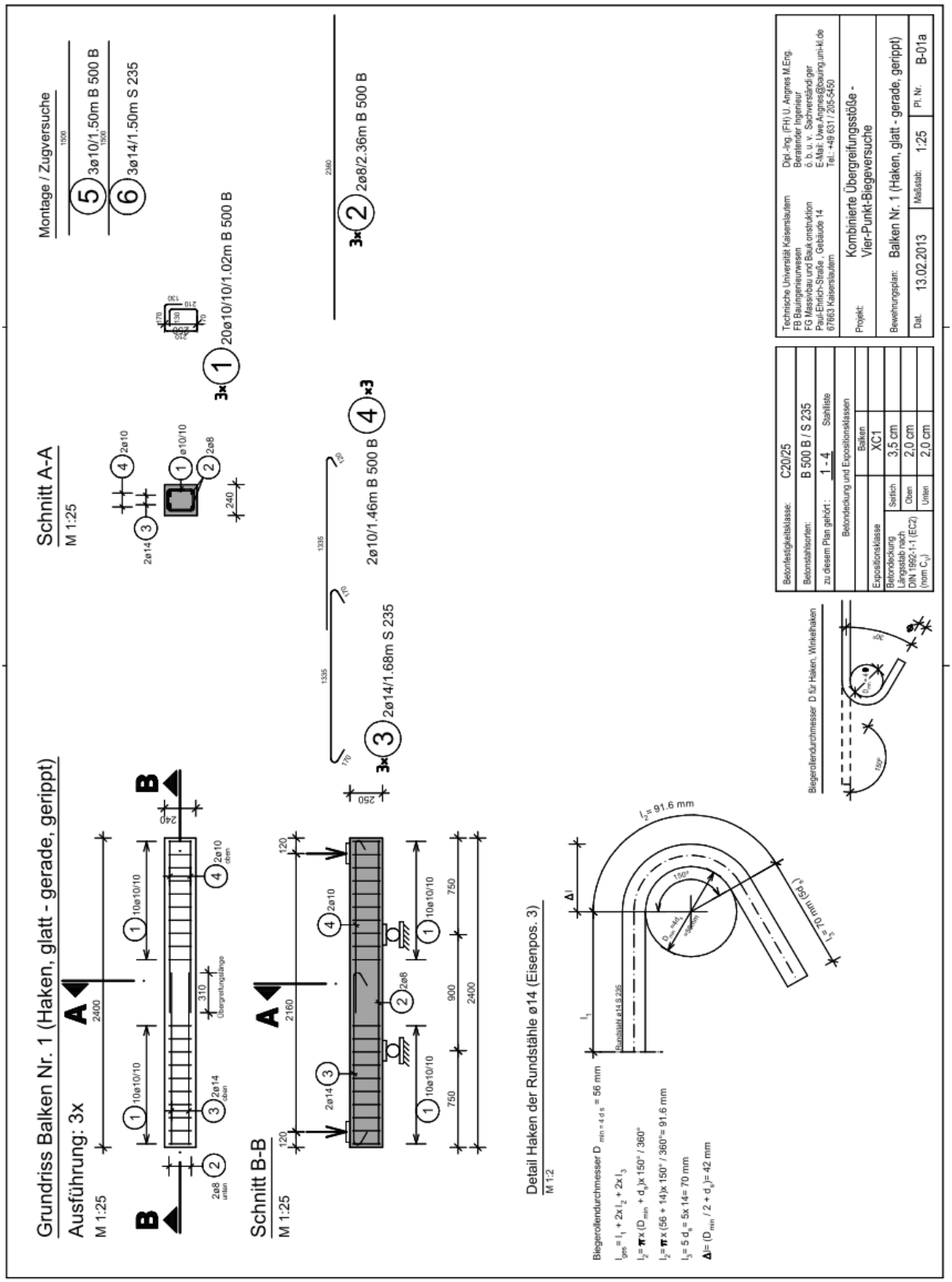


Versuchsprotokoll **Balken 32 (DMS)** Prüfdatum: 22.04.2013

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | Erste Haarrisse | *0,10* | *0,10* | *<0,10* | *0,10* | *0,10* |
| 17,5 kN | | *0,15* | *0,15* | *<0,10* | *0,15* | *0,15* |
| 20,0 kN | | *0,20* | *0,20* | *<0,10* | *0,20* | *0,20* |
| 22,5 kN | | *0,25* | *0,30* | *<0,10* | *0,25* | *0,25* |
| 24,0 kN | Breitere Rissbildung | *0,25* | *0,40* | *0,10* | *0,30* | *0,20-0,25* |
| 25,0 kN | Stahlfließen | *0,25* | *0,70* | *0,10* | *0,45* | *0,25* |
| 27,0 kN | Biegedruckbruch bzw. Versuchsabbruch | | | | | |

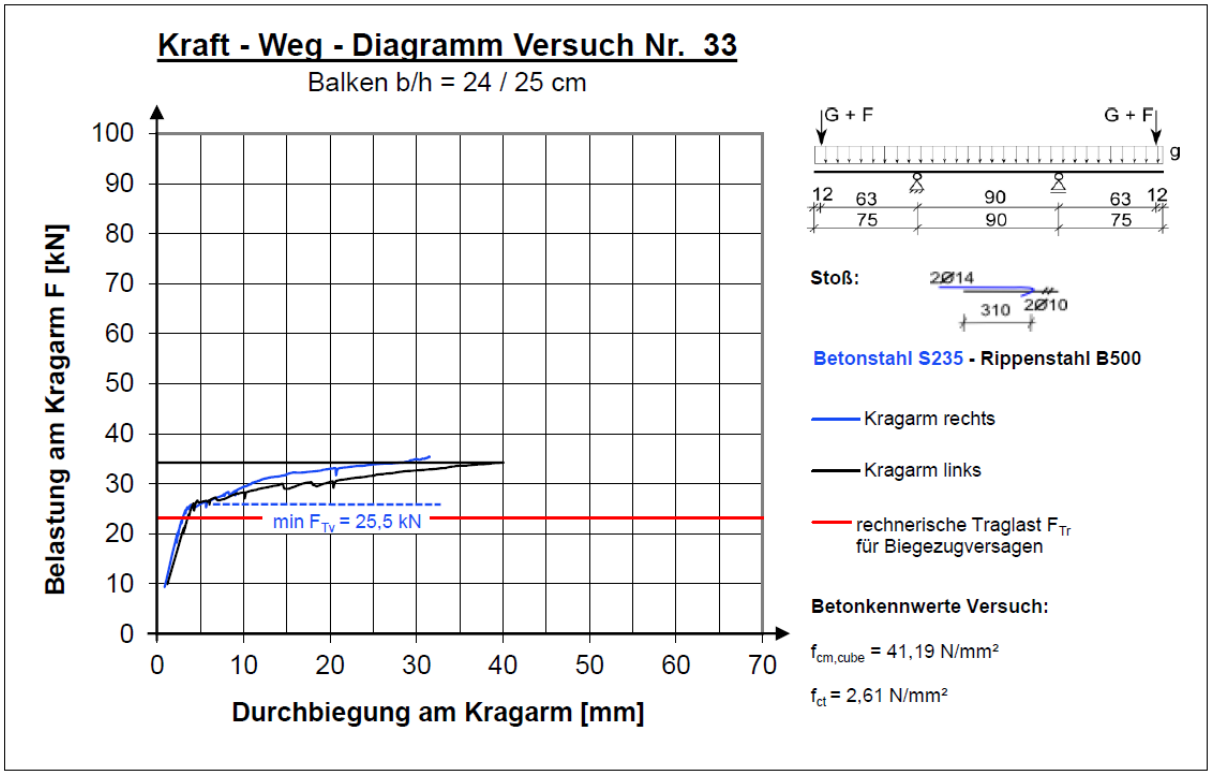


## A2.2.33 Versuchskörper 33

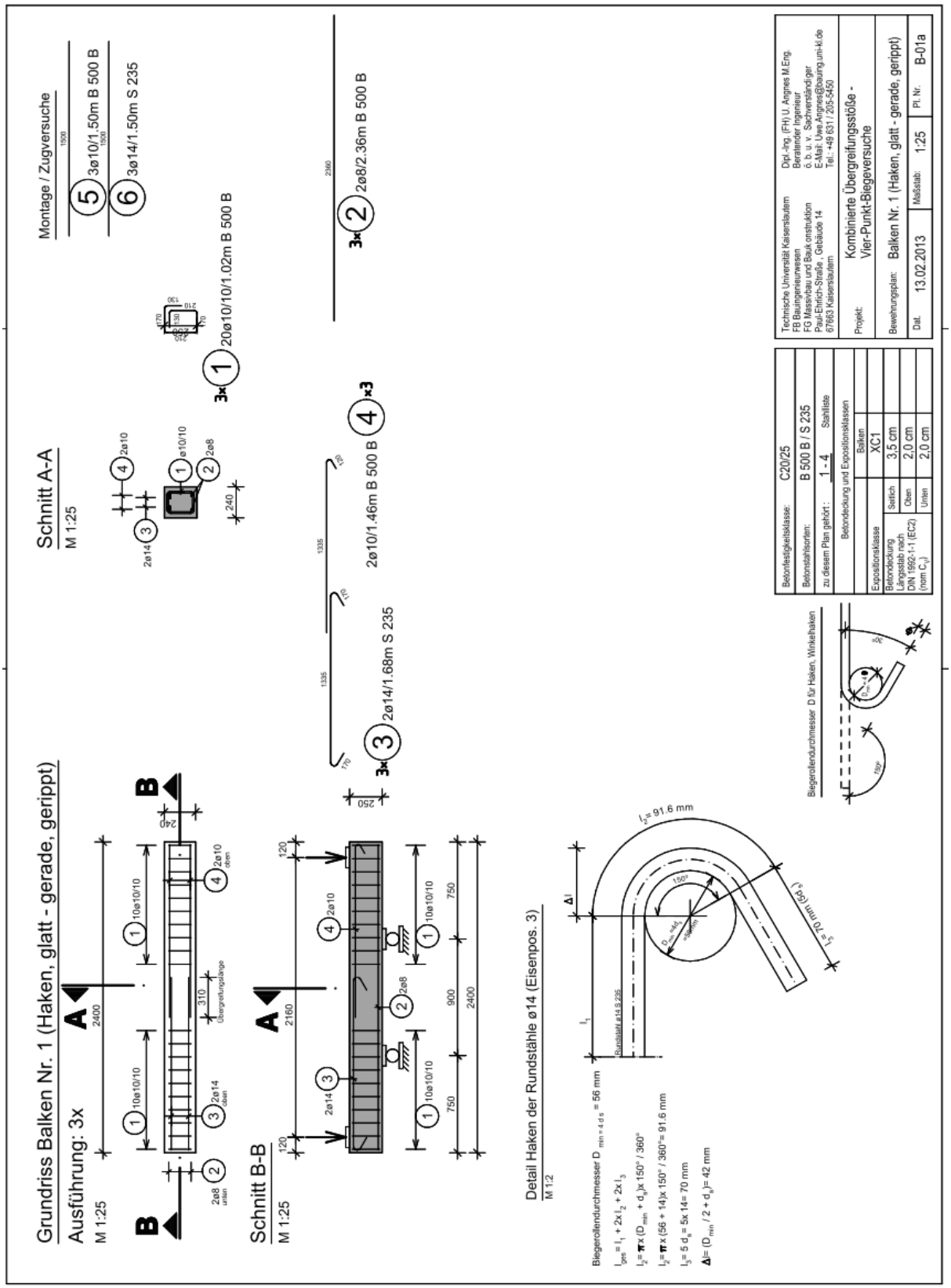


Versuchsprotokoll **Balken 33 (DMS)** Prüfdatum: 17.04.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 12,5 kN | Erste Risse | *<0,10* | - | - | - | - |
| 20,0 kN | | *0,25* | *0,25* | *0,10* | *0,30* | *0,10* |
| 25,0 kN | | *0,25* | *0,40* | *0,10* | *0,30* | *0,10* |
| 25,5 kN | Beginn Stahlfließen | *0,25* | *1,40* | *0,10* | *0,30* | *0,10* |
| 27,5 kN | Breite Rissbildung | *0,25* | *4,0* | *0,10* | *0,30* | *0,10* |
| 34,5 kN | Versagen durch Biegedruckbruch | | | | | |

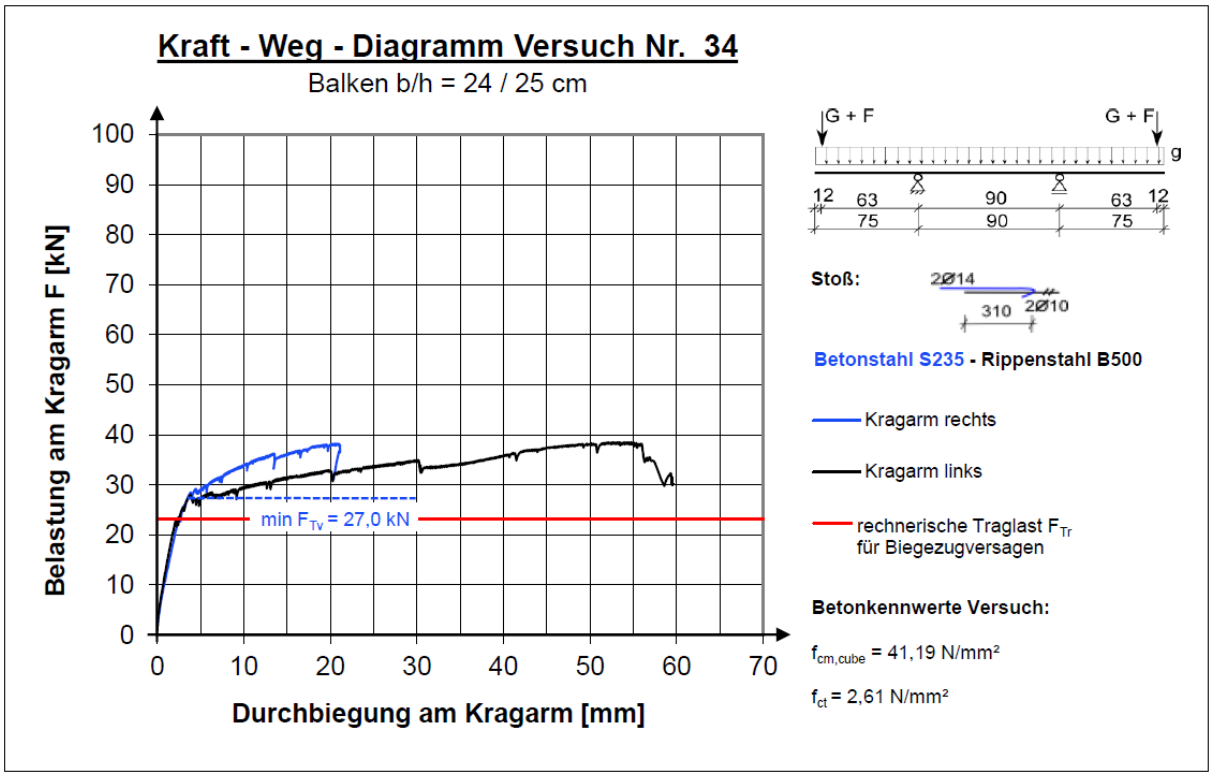


## A2.2.34 Versuchskörper 34

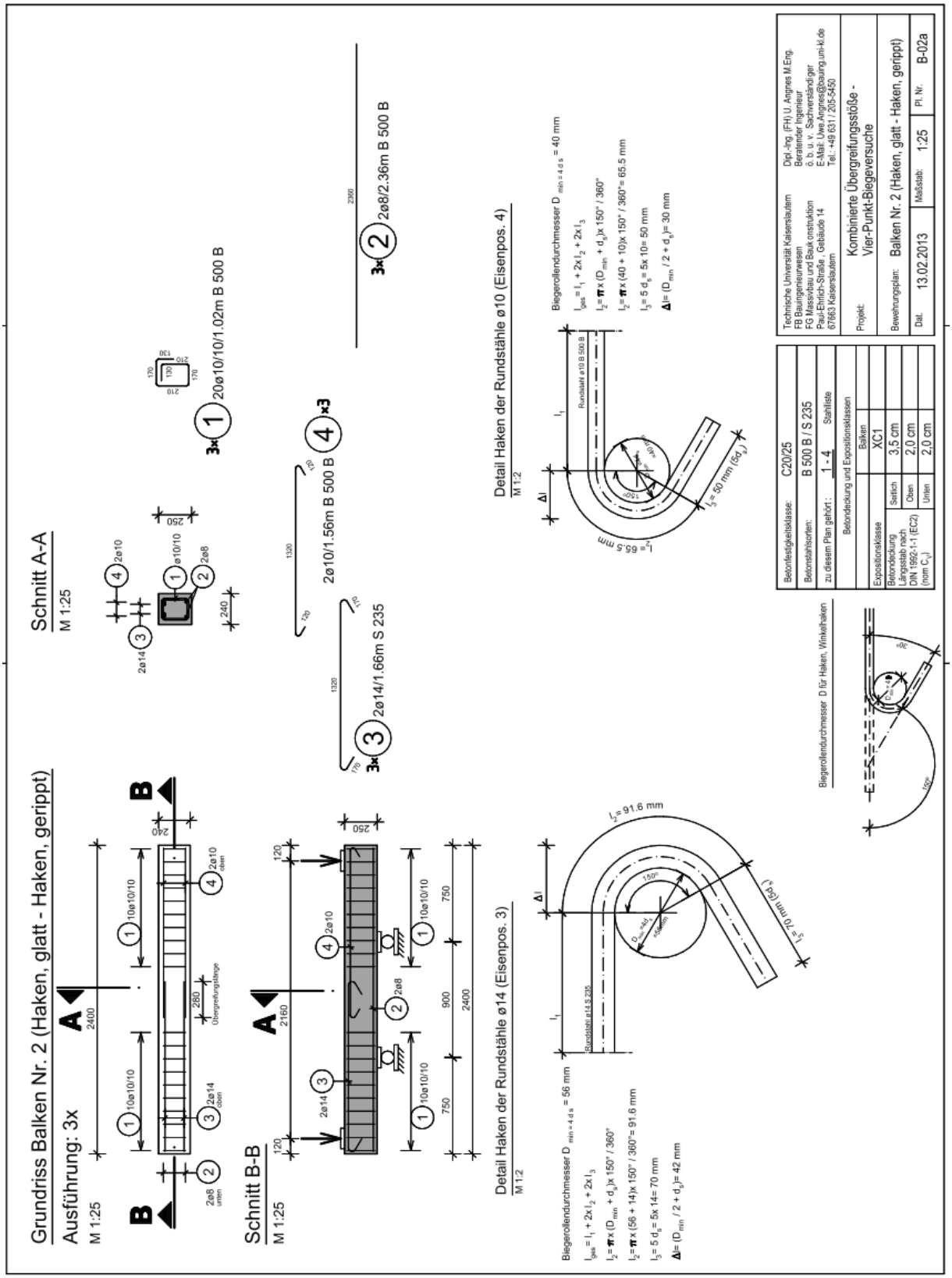


Versuchsprotokoll **Balken 34** Prüfdatum: 15.04.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 12,5 kN | Erste Haarrisse am Auflager | *<0,10* | - | - | - | *<0,10* |
| 15,0 kN | | *<0,10* | *<0,10* | - | - | *<0,10* |
| 17,5 kN | | *<0,10* | *<0,10* | - | *<0,10* | *<0,10* |
| 20,0 kN | | *<0,10* | *<0,10* | *<0,10* | *<0,10* | *<0,10* |
| 25,0 kN | | *0,25* | *0,25* | *0,10* | *0,25* | *0,25* |
| 27,0 kN | Beginn Fließen mit breiter Rissbildung | *0,25* | *0,50* | *0,10* | *0,40* | *0,25* |
| 38,0 kN | Versagen Biegedruckzone | | | | | |

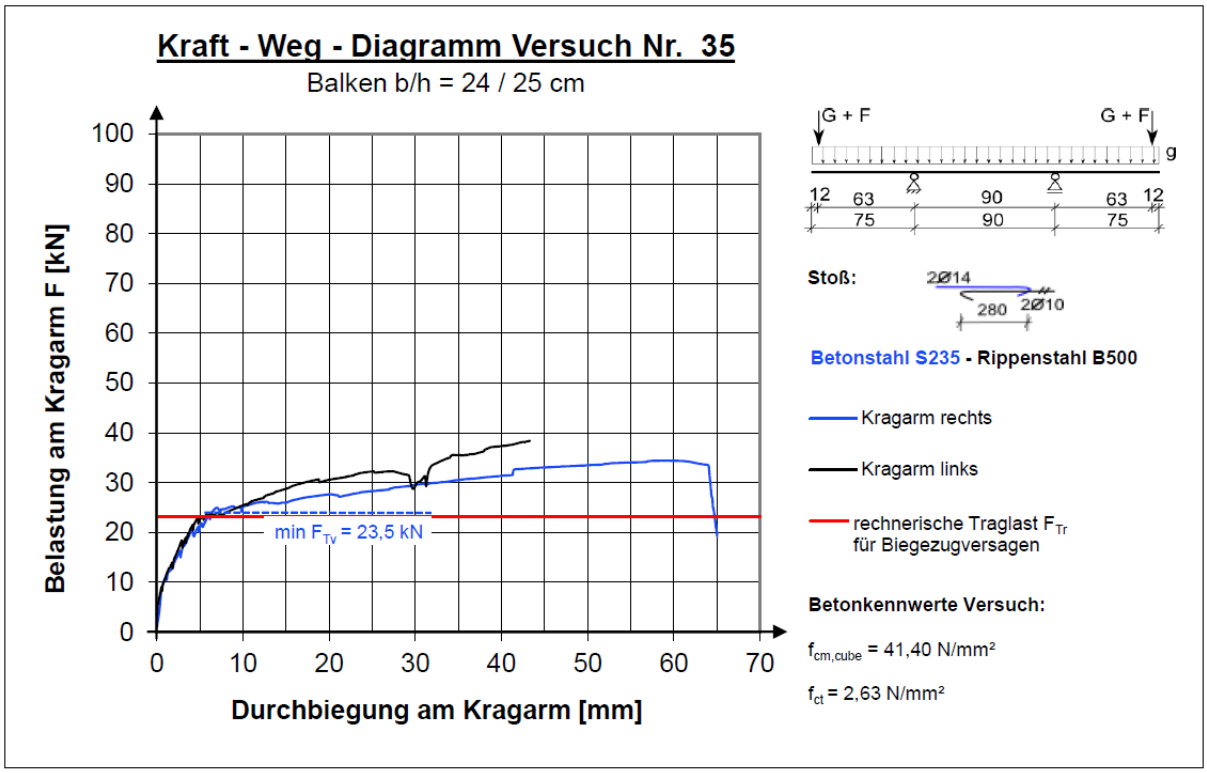


## A2.2.35 Versuchskörper 35

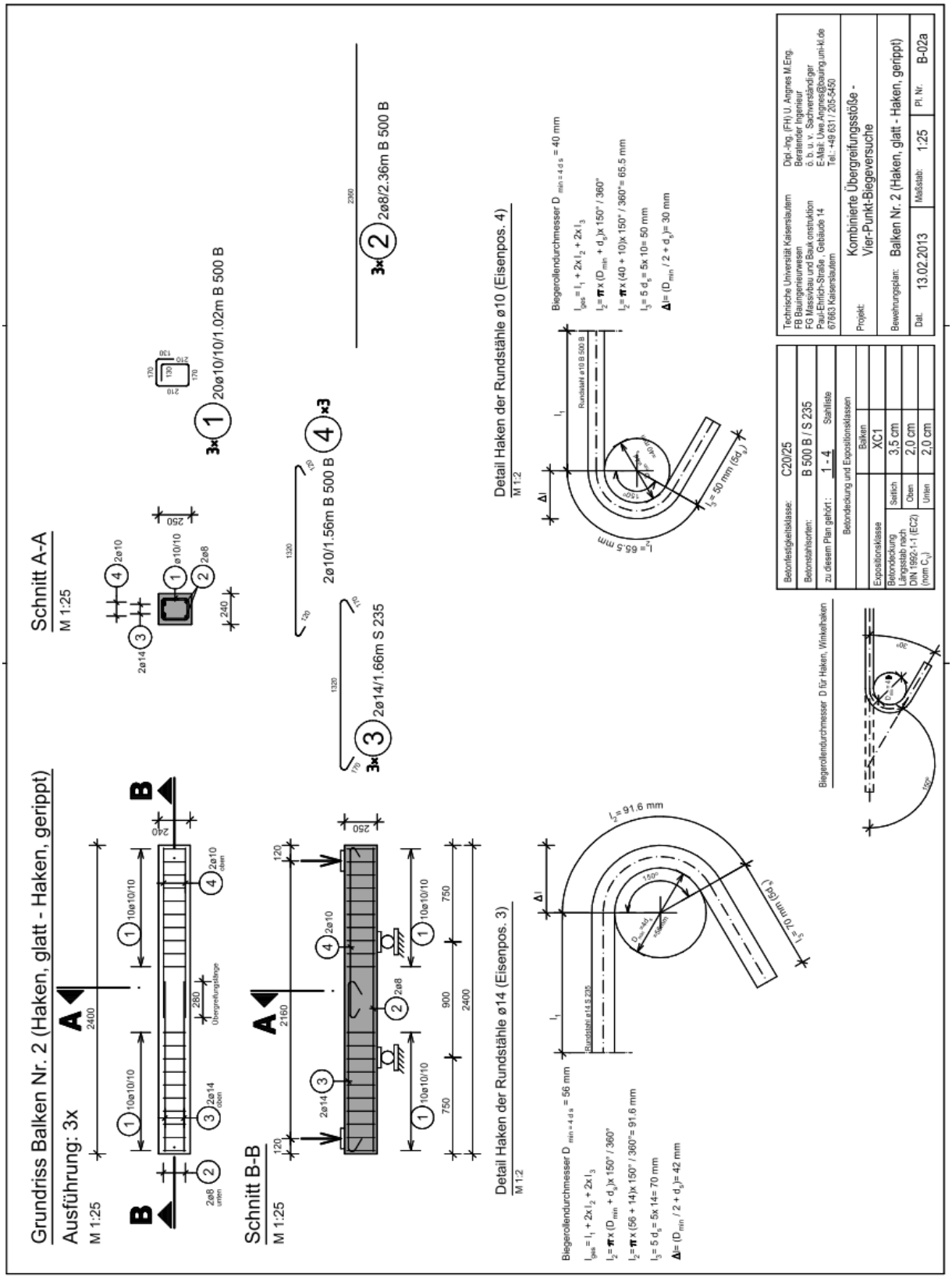


Versuchsprotokoll **Balken 35 (DMS)** Prüfdatum: 03.05.2013

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 10,0 kN | Erste Haarrisse | *0,10* | - | - | - | *0,10* |
| 20,0 kN | | *0,10* | *0,30* | - | - | *0,10* |
| 23,5 kN | Beginn Stahlfließen | *0,70* | *0,70* | - | - | *0,10* |
| 26,0 kN | Breite Risse | *0,70* | *2,50* | - | *0,10* | *0,10* |
| 34,0 kN | Versagen durch Biegedruckbruch | | | | | |

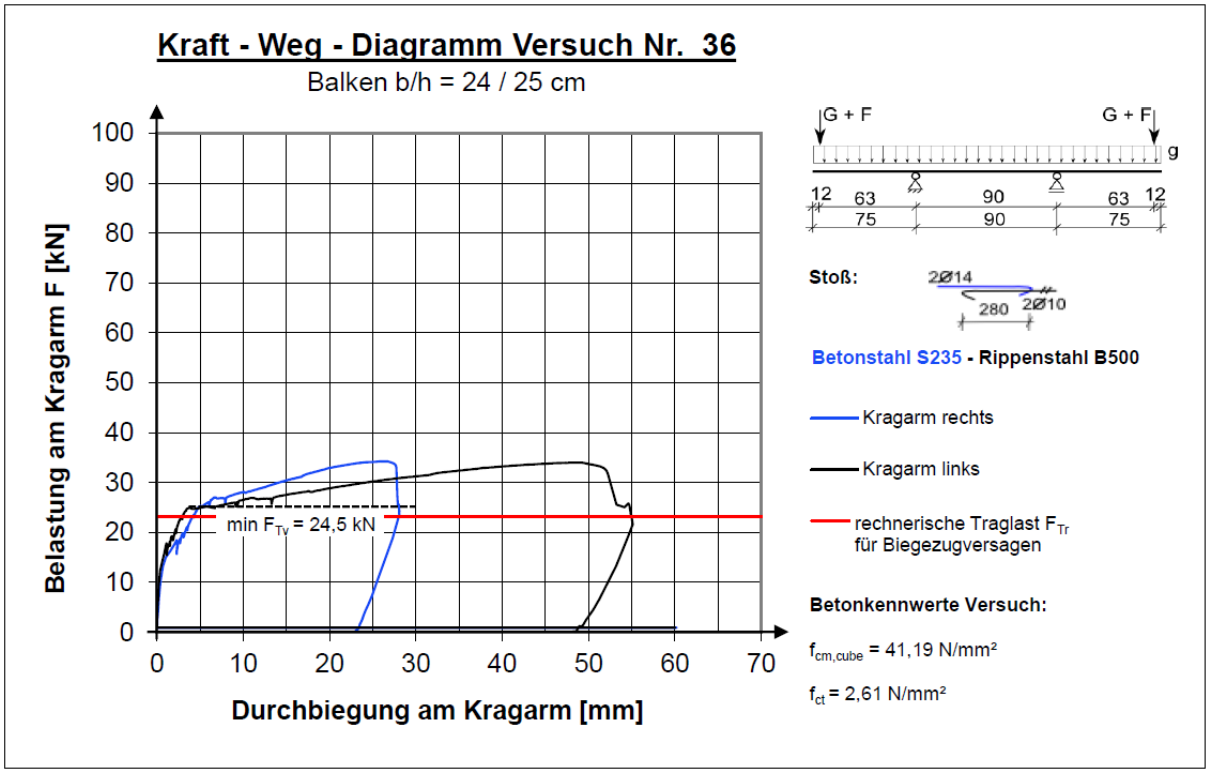


## A2.2.36 Versuchskörper 36

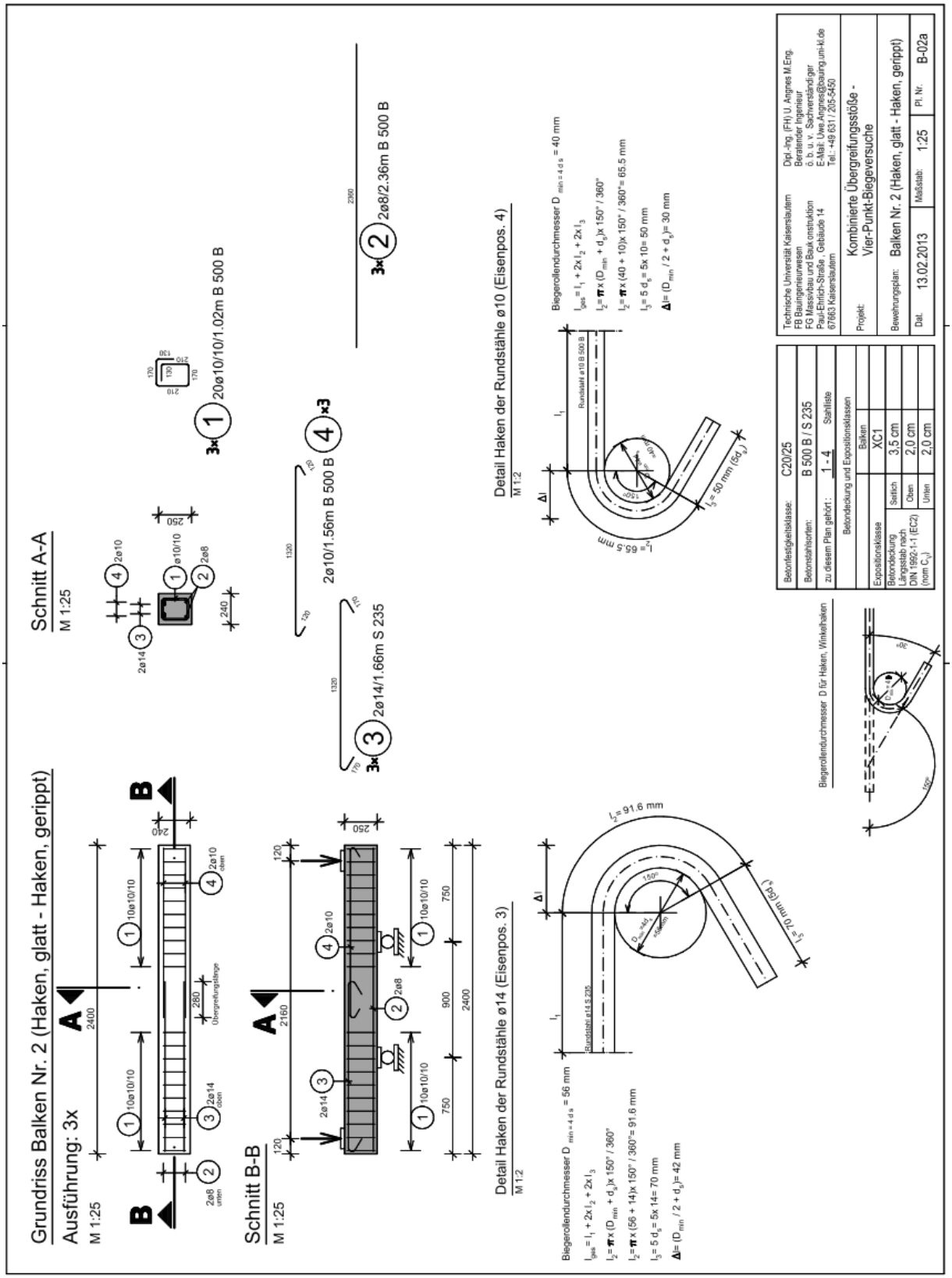


Versuchsprotokoll **Balken 36** Prüfdatum: 17.04.2013

| Laststufe | Notizen | Rissbreite [mm] | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Seite R | Ende G | Stoß | Ende R | Seite G |
| 17,5 kN | | 0,25 | 0,25 | 0,10 | 0,1 | 0,1 |
| 22,5 kN | | 0,3 | 0,35 | 0,10 | 0,20 | 0,20 |
| 24,5 kN | Beginn Fließen. Breite Risse an den Stoßenden | 1,3 | 1,4 | 0,10 | 0,5 | 0,4 |
| 34,0 kN | Biegedruckbruch | | | | | |

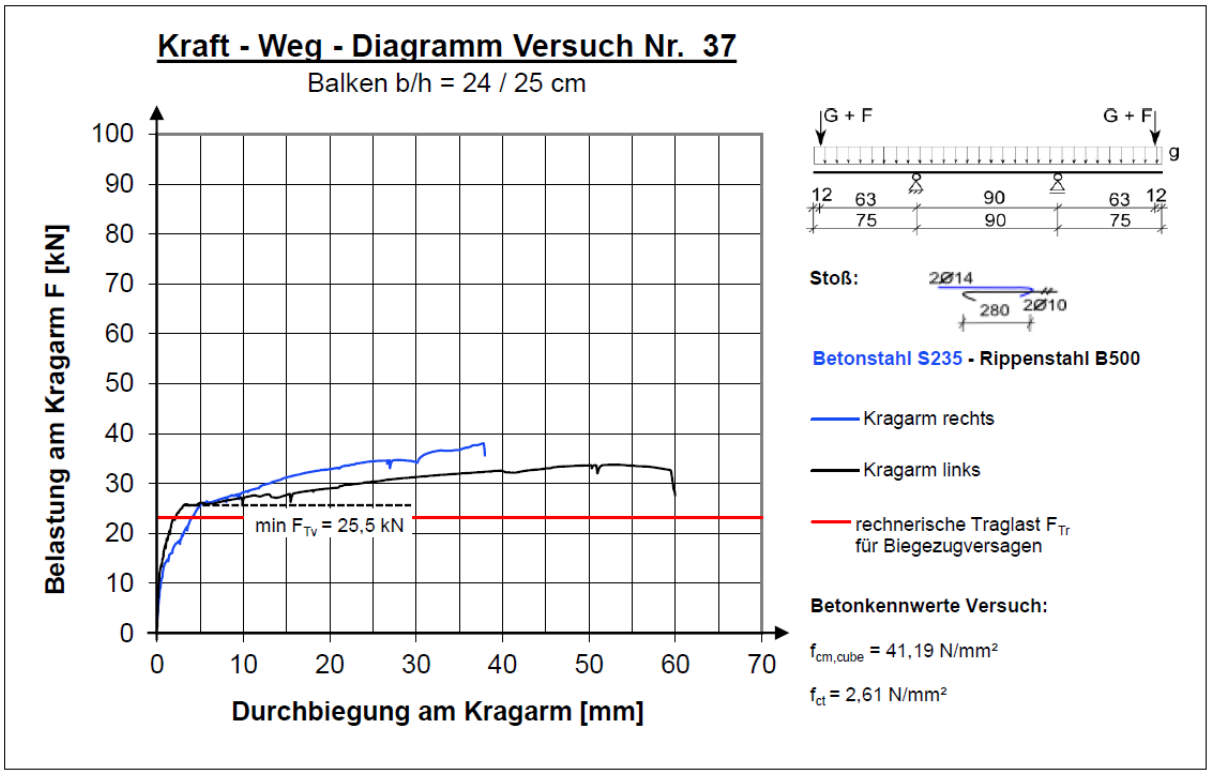


## A2.2.37 Versuchskörper 37

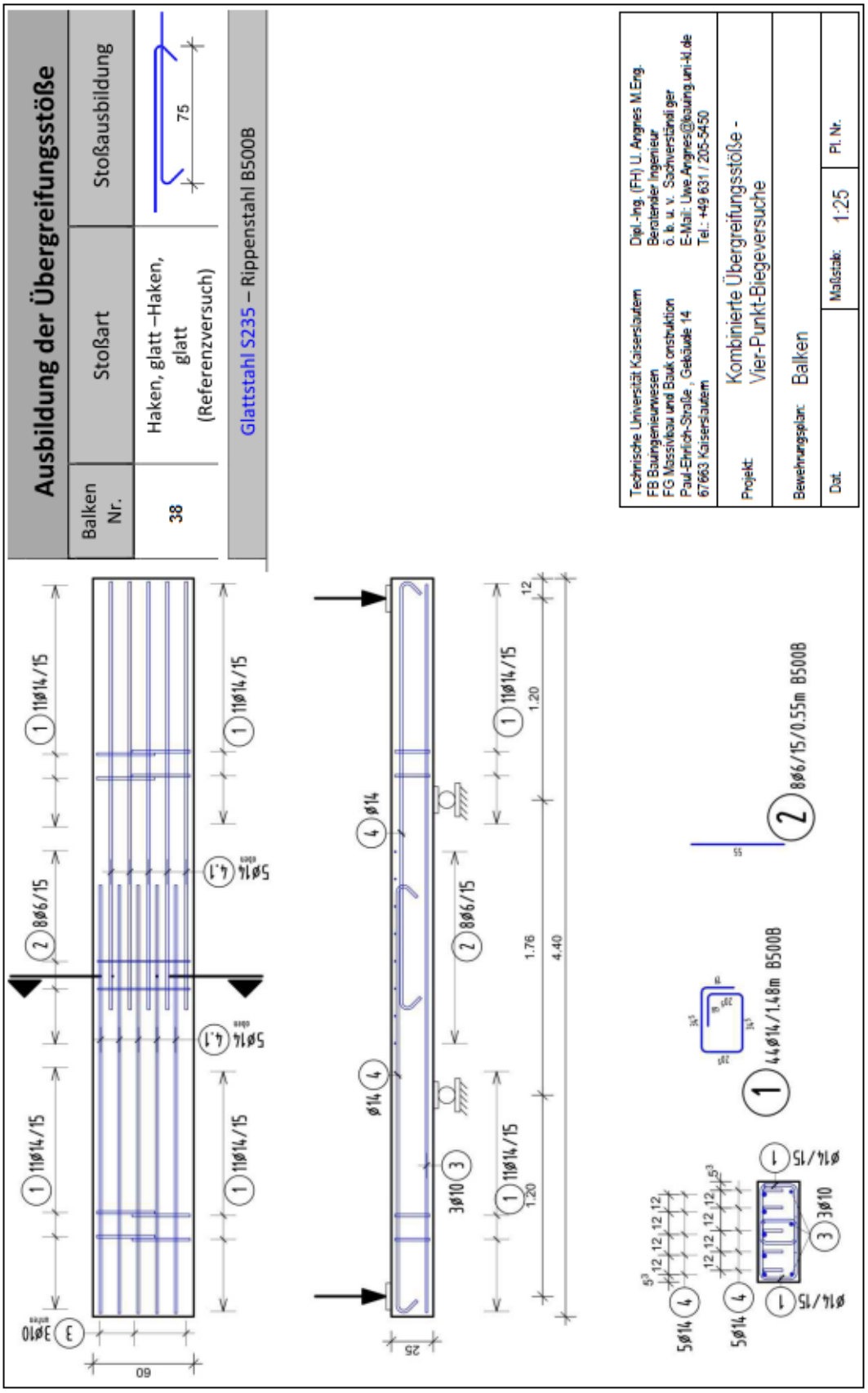


Versuchsprotokoll **Balken 37** Prüfdatum: 16.04.2013

| Laststufe | Notizen | Rissbreite [mm] | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Seite R | Ende G | Stoß | Ende R | Seite G |
| 10,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | Erste Risse | 0,10 | 0,10 | - | 0,10 | 0,10 |
| 20,0 kN | | 0,15 | 0,15 | 0,05 | 0,20 | 0,20 |
| 25,0 kN | | 0,15 | 0,30 | 0,05 | 0,30 | 0,20 |
| 25,5 kN | Beginn Fließen | 0,40 | 0,60 | 0,05 | 0,40 | 0,20 |
| 27,7 kN | Breite Risse | 1,20 | 3,50 | 0,05 | 1,40 | 0,20 |
| 34,0 kN | Versagen durch Biegedruckbruch | | | | | |

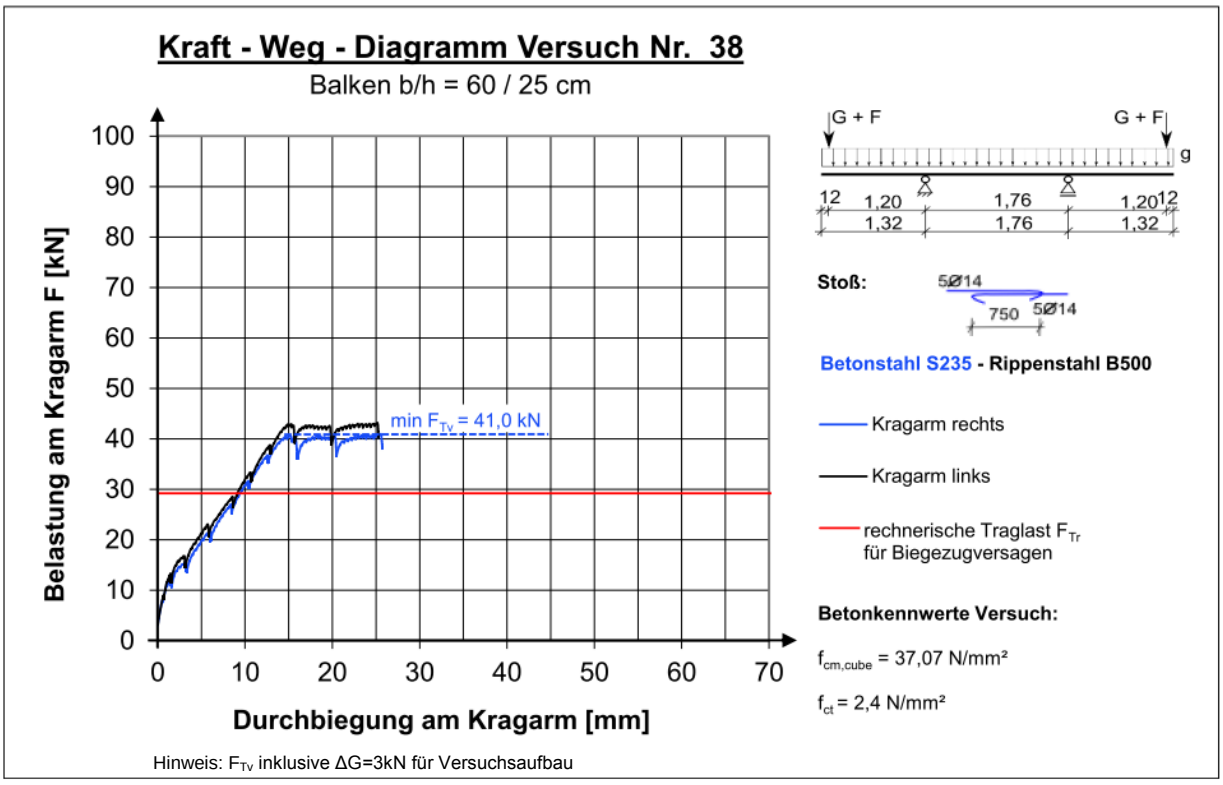


## A2.2.38 Versuchskörper 38



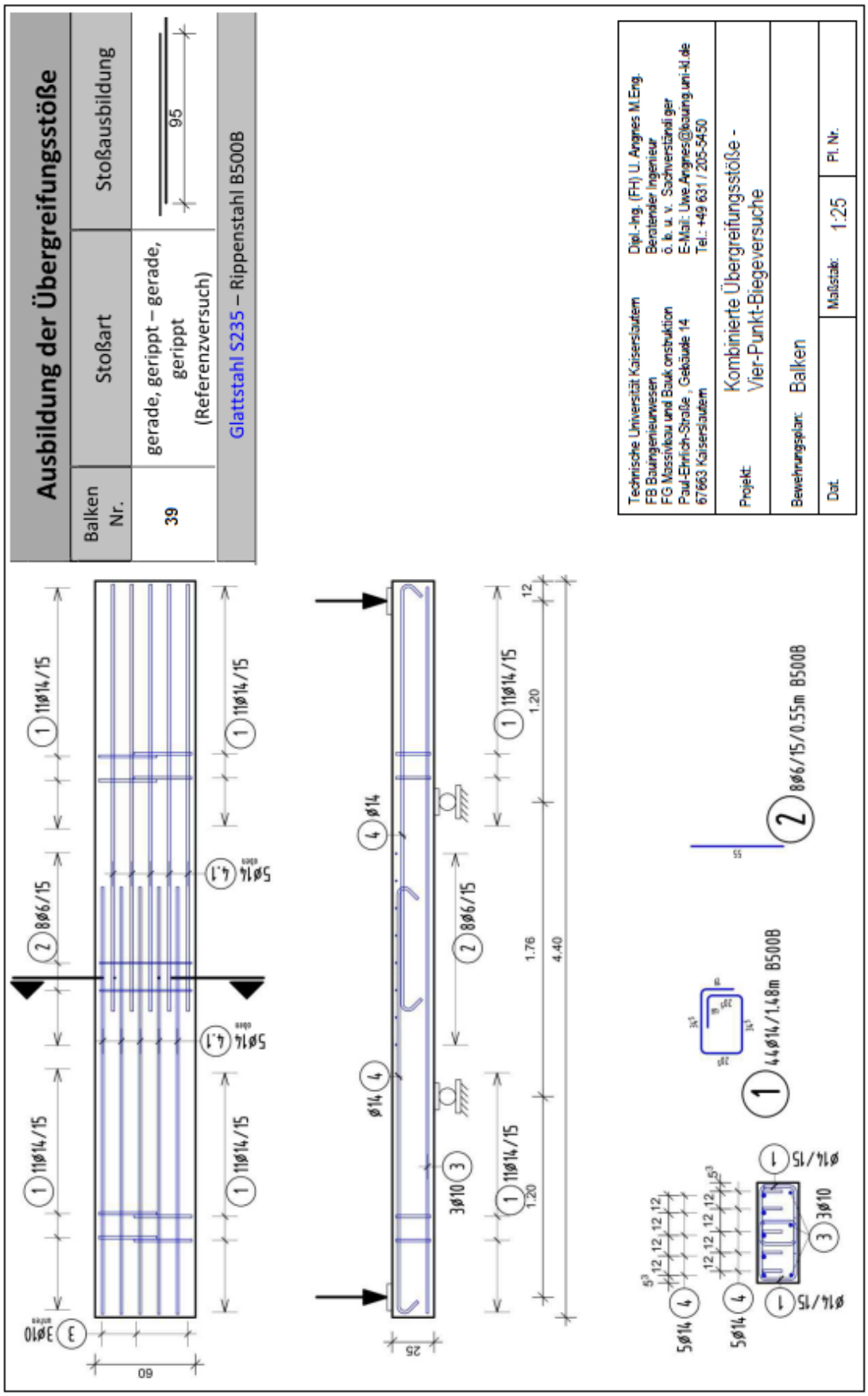
Versuchsprotokoll **Balken 38 R1** Prüfdatum: 09.12.2011

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | - | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | Erste Haarrisse | - | *<0,05* | - | *<0,05* | - |
| 15,0 kN | | *0,1* | *0,1* | - | *0,1* | *0,1* |
| 20,0 kN | | *0,1* | *0,1* | - | *0,1* | *0,1* |
| 25,0 kN | | *0,1* | *0,2* | - | *0,2* | *0,1* |
| 30,0 kN | | *0,1* | *0,2* | - | *0,2* | *0,1* |
| 35,0 kN | | *0,1* | *0,35* | - | *0,35* | *0,1* |
| 41,0 kN | Balken kommt ins Fließen, keine Laststeigerung mehr möglich | *0,1* | *0,4* | - | *0,65* | *0,1* |
| 42,0+ kN | Versagen Biegedruckzone | *0,1* | *>0,4* | - | *>0,65* | *0,1* |



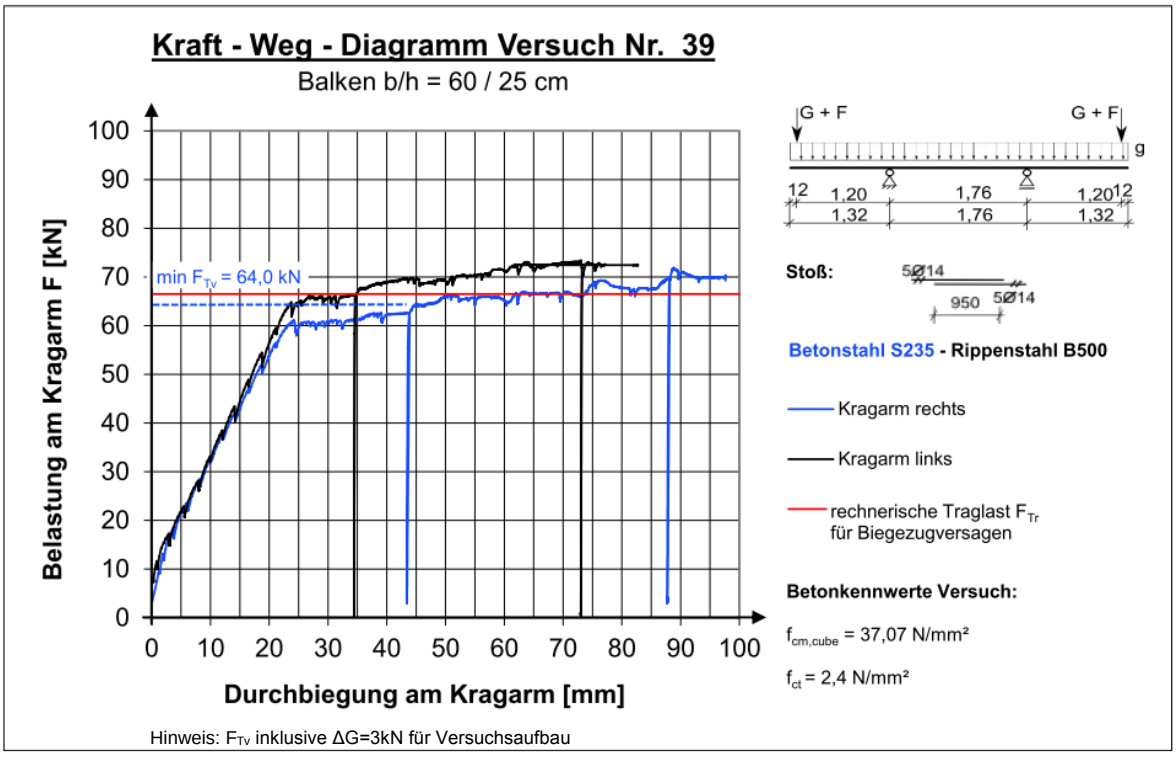

Hinweis: $F_{Tv}$ inklusive ΔG=3kN für Versuchsaufbau

## A2.2.39 Versuchskörper 39

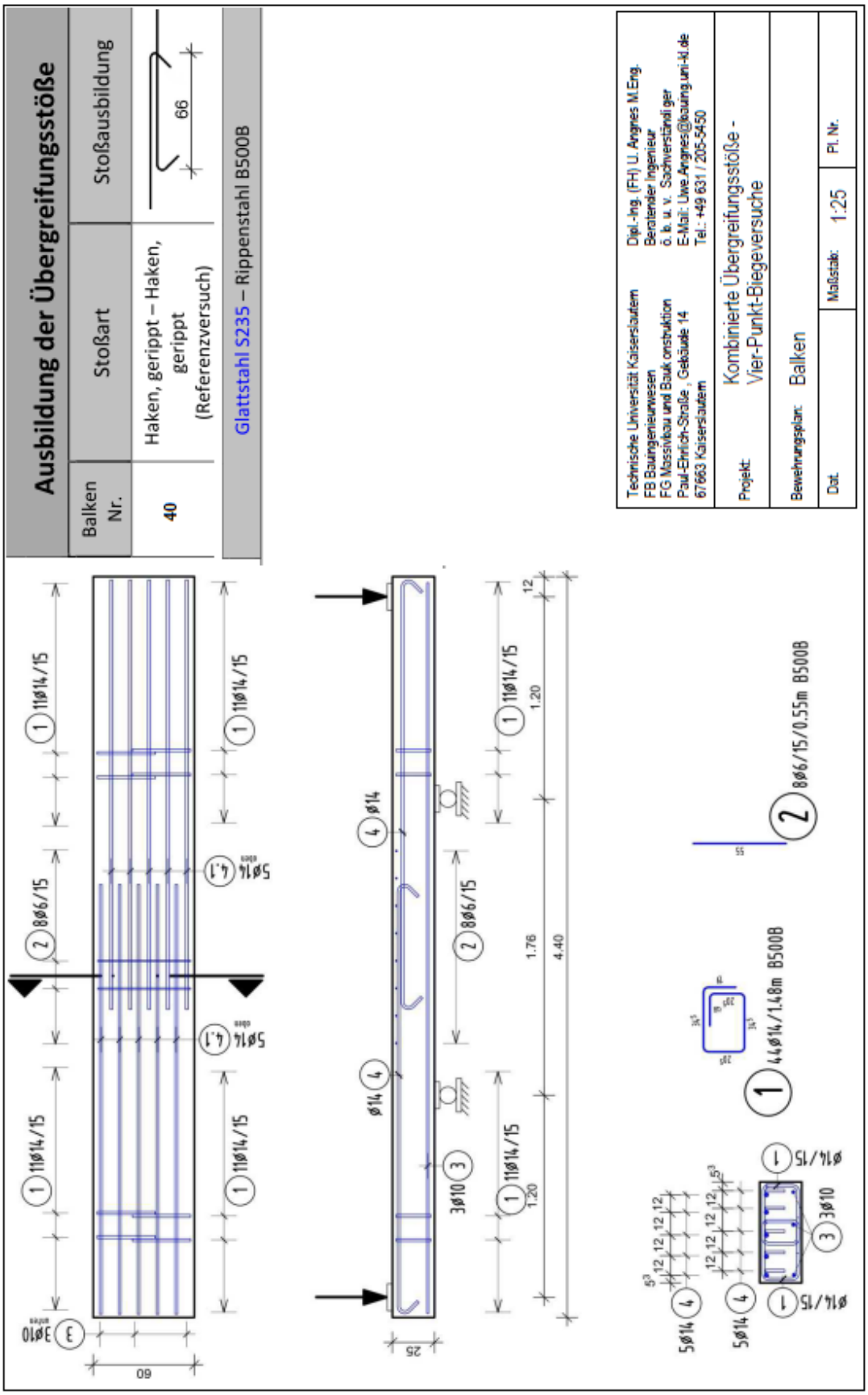


Versuchsprotokoll **Balken 39 R2** Prüfdatum: 09.12.2011

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | - | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | Erste Haarrisse | *<0,1* | - | - | - | *<0,1* |
| 15,0 kN | | *<0,1* | - | - | - | *<0,1* |
| 20,0 kN | | *<0,1* | - | - | - | *<0,1* |
| 25,0 kN | | *0,1* | - | - | - | *0,1* |
| 40,0 kN | Vollständiges Erstrissbild | *0,2* | - | *0,1* | - | *0,2* |
| 50,0 kN | | *0,2* | *<0,1* | *0,1* | *<0,1* | *0,2* |
| 64,0 kN | Beginn Fließen | *0,45* | *0,2* | *0,15* | *0,2* | *0,45* |

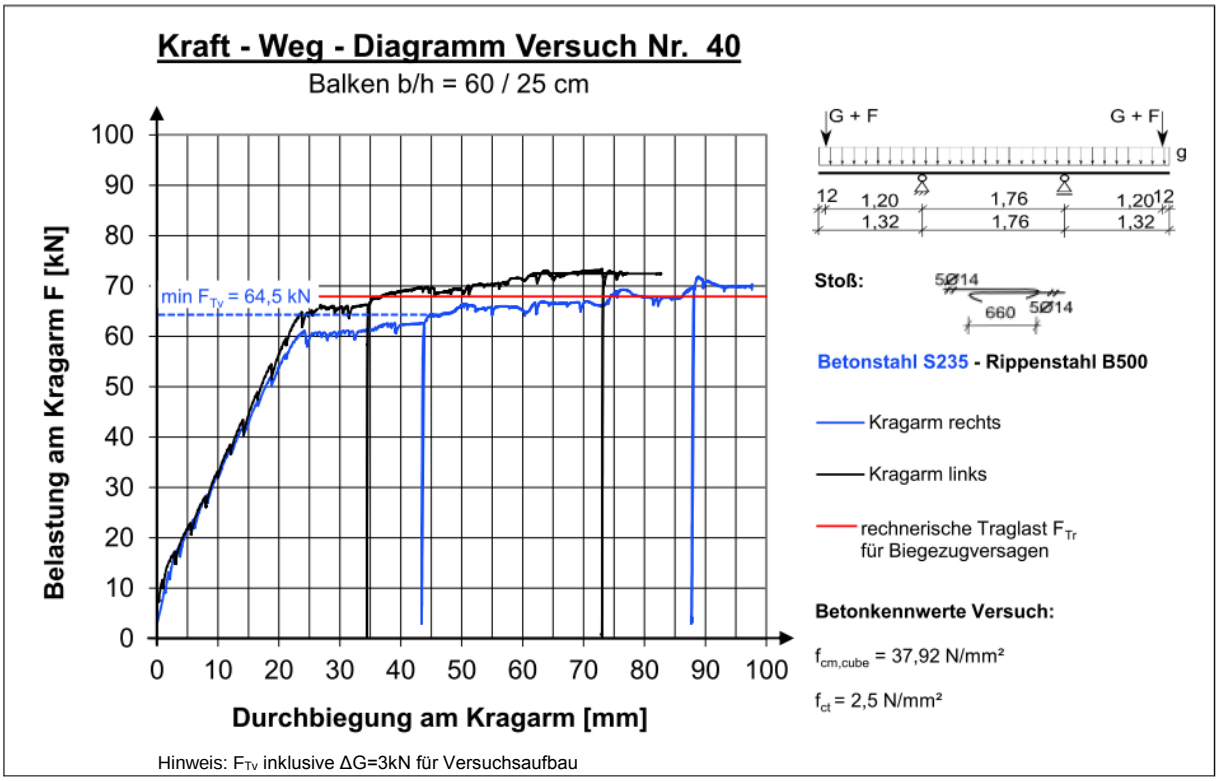


## A2.2.40 Versuchskörper 40



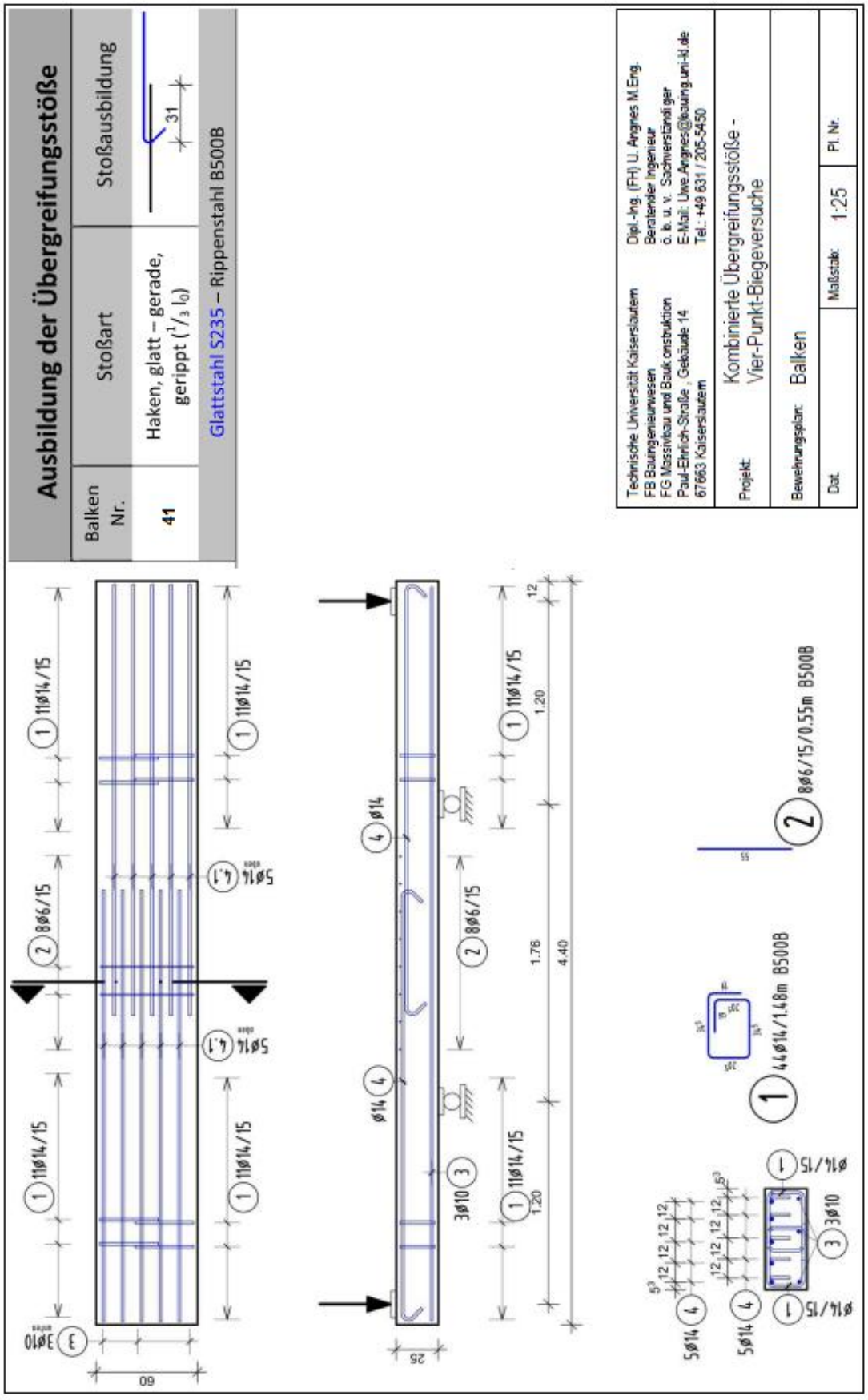
Versuchsprotokoll **Balken 40 R3** Prüfdatum: 12.12.2011

| Laststufe | Notizen | Rissbreite [mm] | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Seite R | Ende G | Stoß | Ende R | Seite G |
| 5,0 kN | - | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | | 0,05 | - | - | - | 0,05 |
| 20,0 kN | | 0,10 | - | - | - | 0,10 |
| 25,0 kN | | 0,10 | - | - | - | 0,10 |
| 30,0 kN | | 0,10 | - | - | - | 0,10 |
| 35,0 kN | | 0,10 | 0,10 | - | 0,10 | 0,10 |
| 40,0 kN | Vollständiges Erstrissbild. | 0,20 | 0,10 | - | 0,10 | 0,20 |
| 25,0 kN | | 0,20 | 0,10 | 0,10 | 0,10 | 0,20 |
| 30,0 kN | | 0,30 | 0,10 | 0,10 | 0,10 | 0,30 |
| 55,0 kN | | 0,30 | 0,10 | 0,10 | 0,10 | 0,30 |
| 60,0 kN | | 0,30 | 0,30 | 0,10 | 0,30 | 0,30 |
| 62,0 kN | | >0,30 | 0,30 | 0,10 | 0,30 | >0,30 |
| 64,5 kN | Balken kommt ins Fließen, keine Laststeigerung mehr möglich. | | | | | |



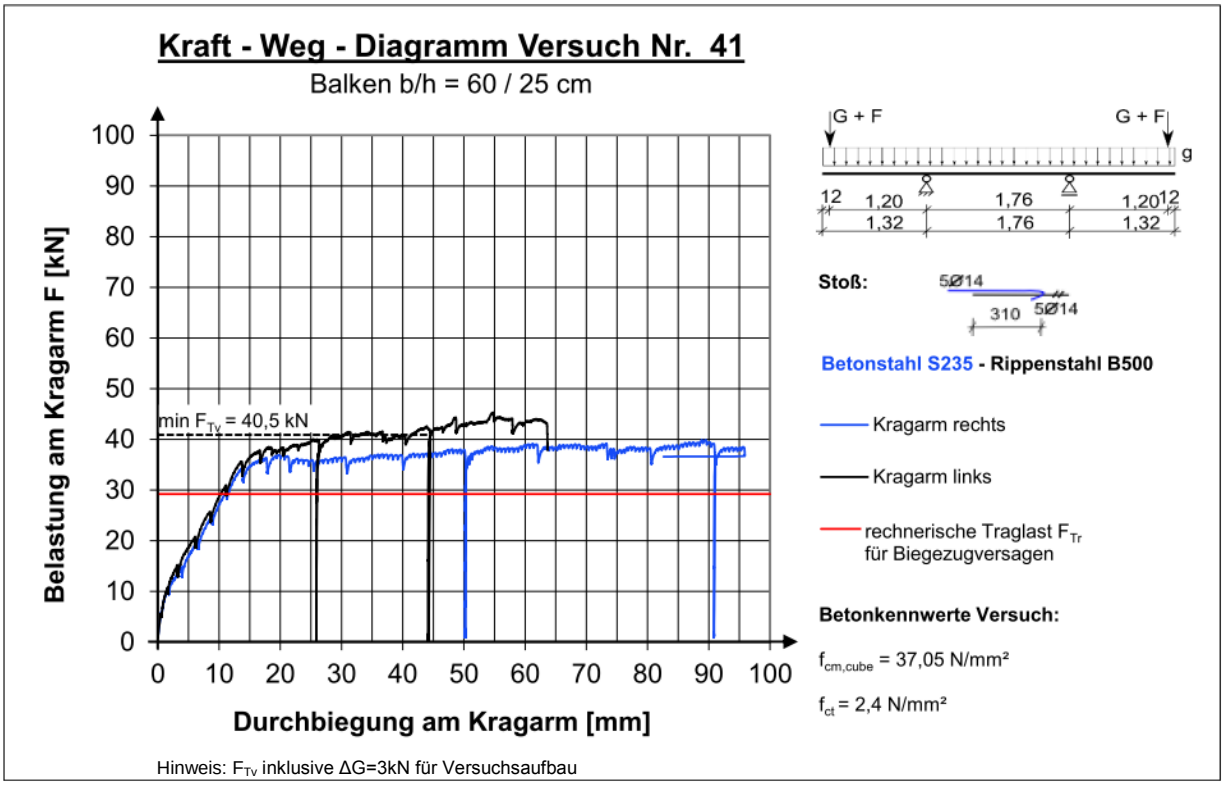

Hinweis: $F_{Tv}$ inklusive ΔG=3kN für Versuchsaufbau

## A2.2.41 Versuchskörper 41



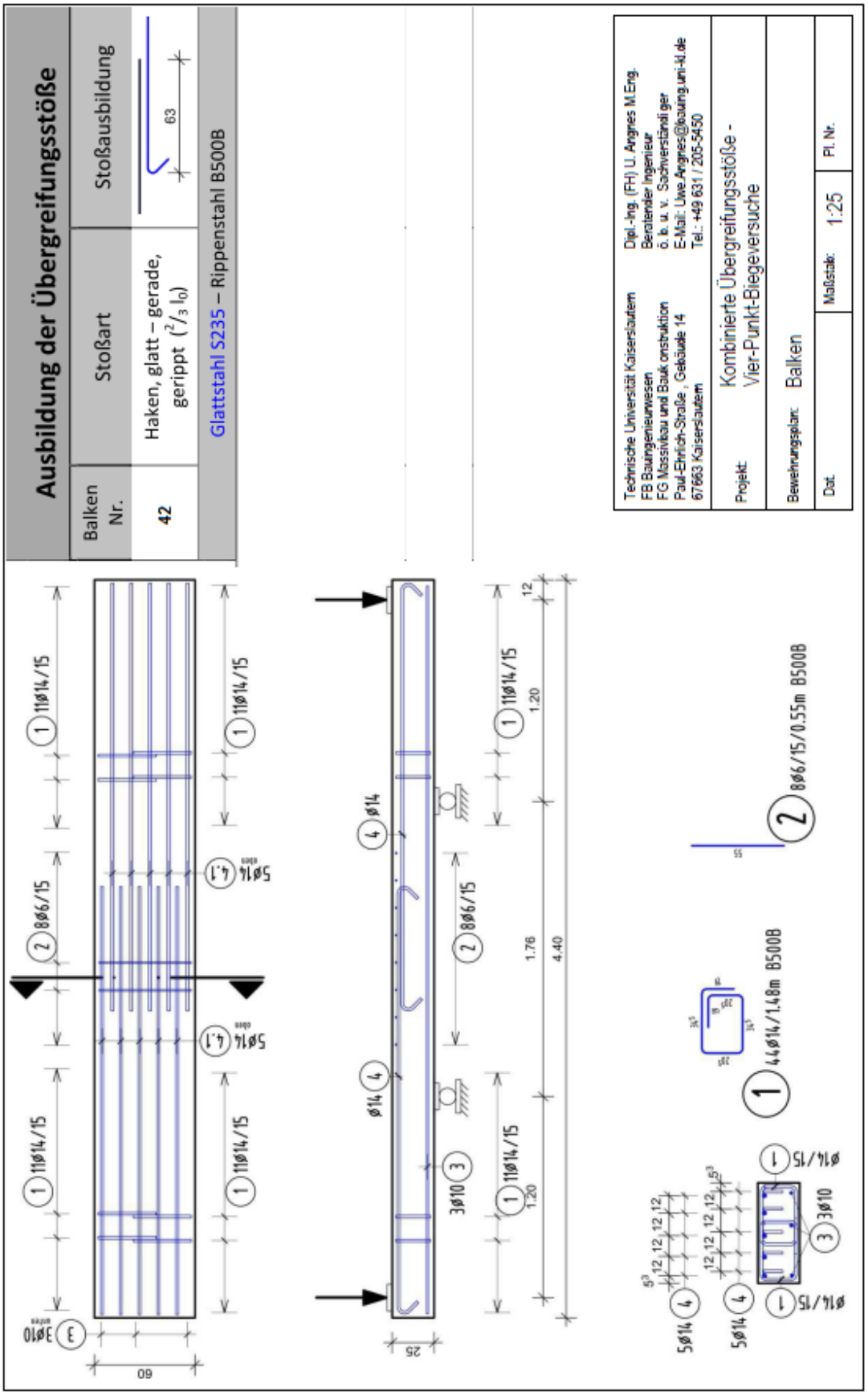
Versuchsprotokoll **Balken 41 R4** Prüfdatum: 08.12.2011

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | - | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | Erste Haarrisse | *0,05* | - | - | - | *0,05* |
| 15,0 kN | | *0,05* | - | - | - | *0,05* |
| 20,0 kN | | *0,05* | - | - | - | *0,05* |
| 25,0 kN | | *0,15* | - | - | - | *0,15* |
| 30,0 kN | | *0,15* | - | - | - | *0,15* |
| 40,5 kN | Beginn Stahlfließen | *0,15* | *0,35* | - | - | *0,15* |



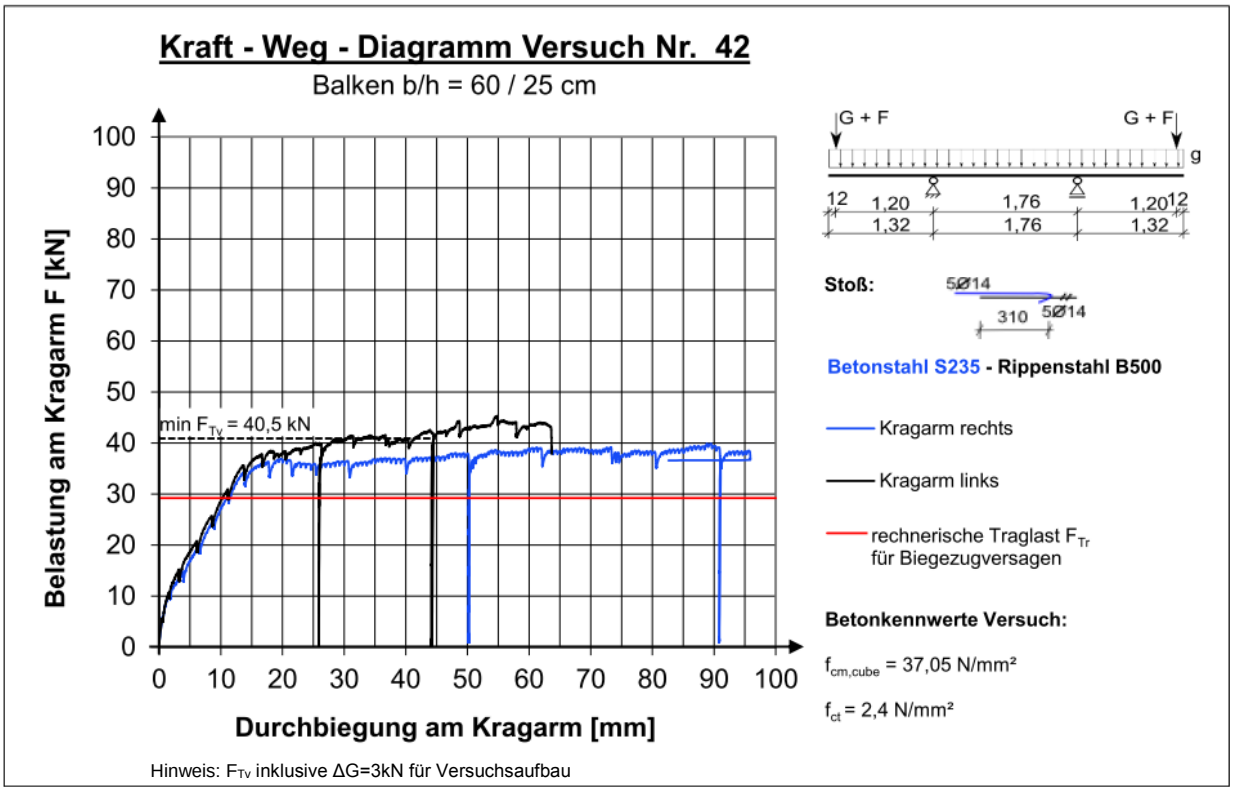

Hinweis: $F_{Tv}$ inklusive ΔG=3kN für Versuchsaufbau

## A2.2.42 Versuchskörper 42



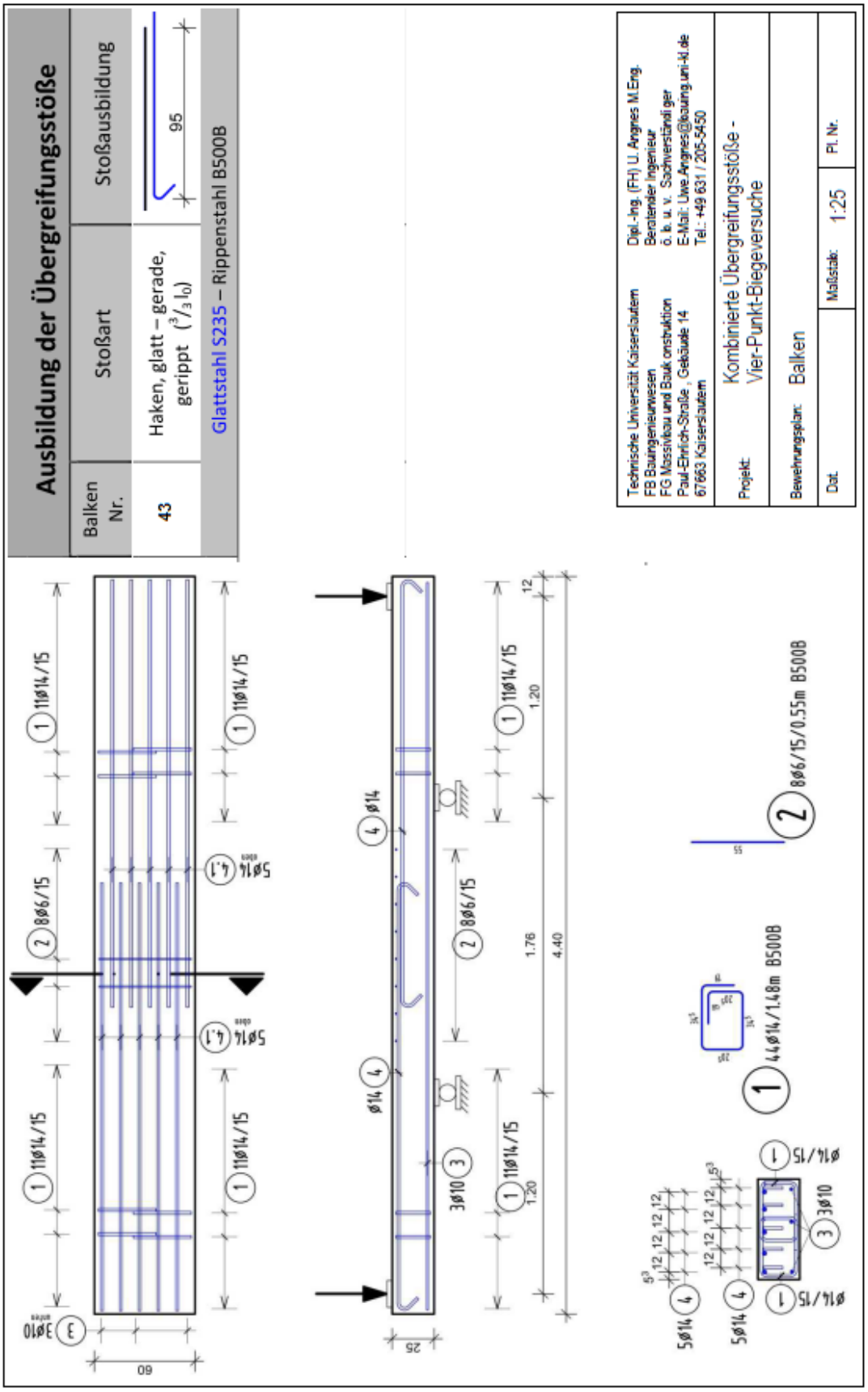
Versuchsprotokoll **Balken 42 R5** Prüfdatum: 07.12.2011

| Laststufe | Notizen | Rissbreite [mm] | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Seite R | Ende G | Stoß | Ende R | Seite G |
| 5,0 kN | - | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | Erste Haarrisse | 0,05 | - | - | - | 0,05 |
| 15,0 kN | | 0,05 | - | - | - | 0,05 |
| 20,0 kN | | 0,05 | - | - | - | 0,05 |
| 25,0 kN | | 0,15 | - | 0,05 | - | 0,15 |
| 30,0 kN | | 0,15 | - | 0,05 | - | 0,15 |
| 35,0 kN | Erstmals Risse an Ende Verankerung Glattstahl/Haken. | 0,15 | 0,05 | 0,05 | 0,10 | 0,15 |
| 40,5 kN | Beginn Fließen | >0,15 | 0,10 | 0,05 | 0,10 | 0,15 |



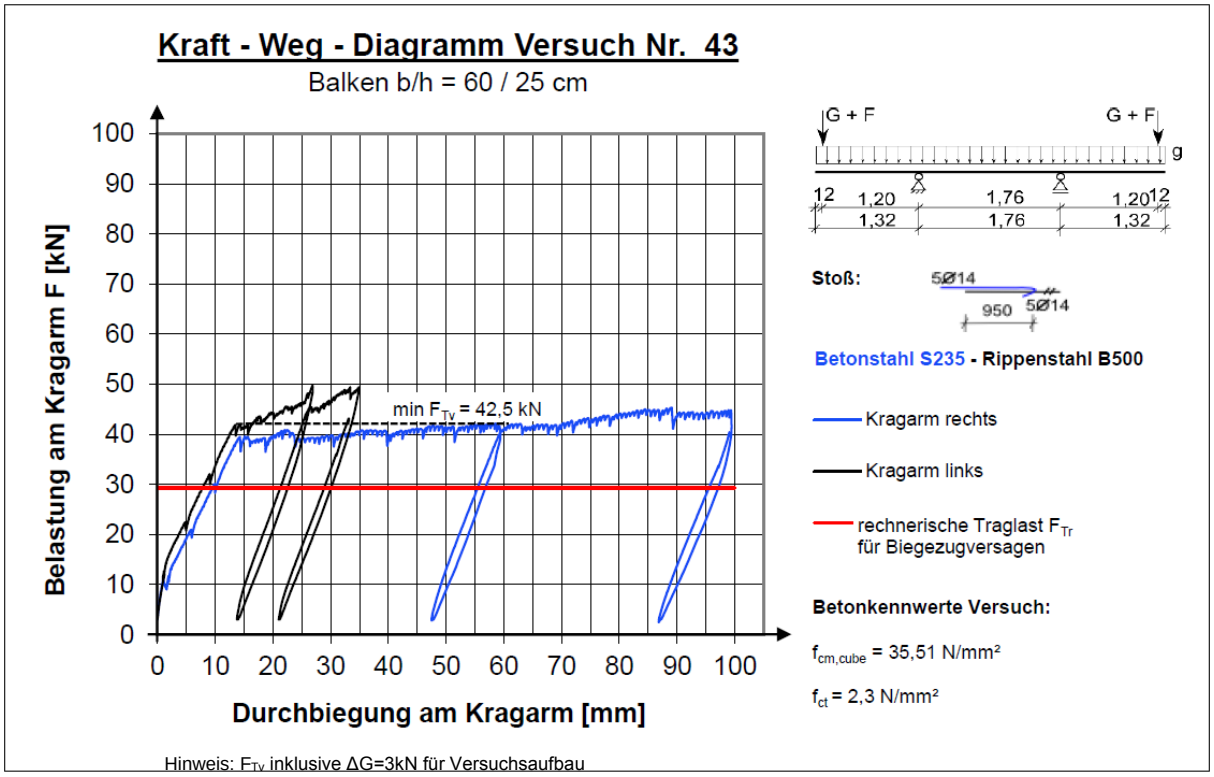

Hinweis: $F_{Tv}$ inklusive ΔG=3kN für Versuchsaufbau

## A2.2.43 Versuchskörper 43

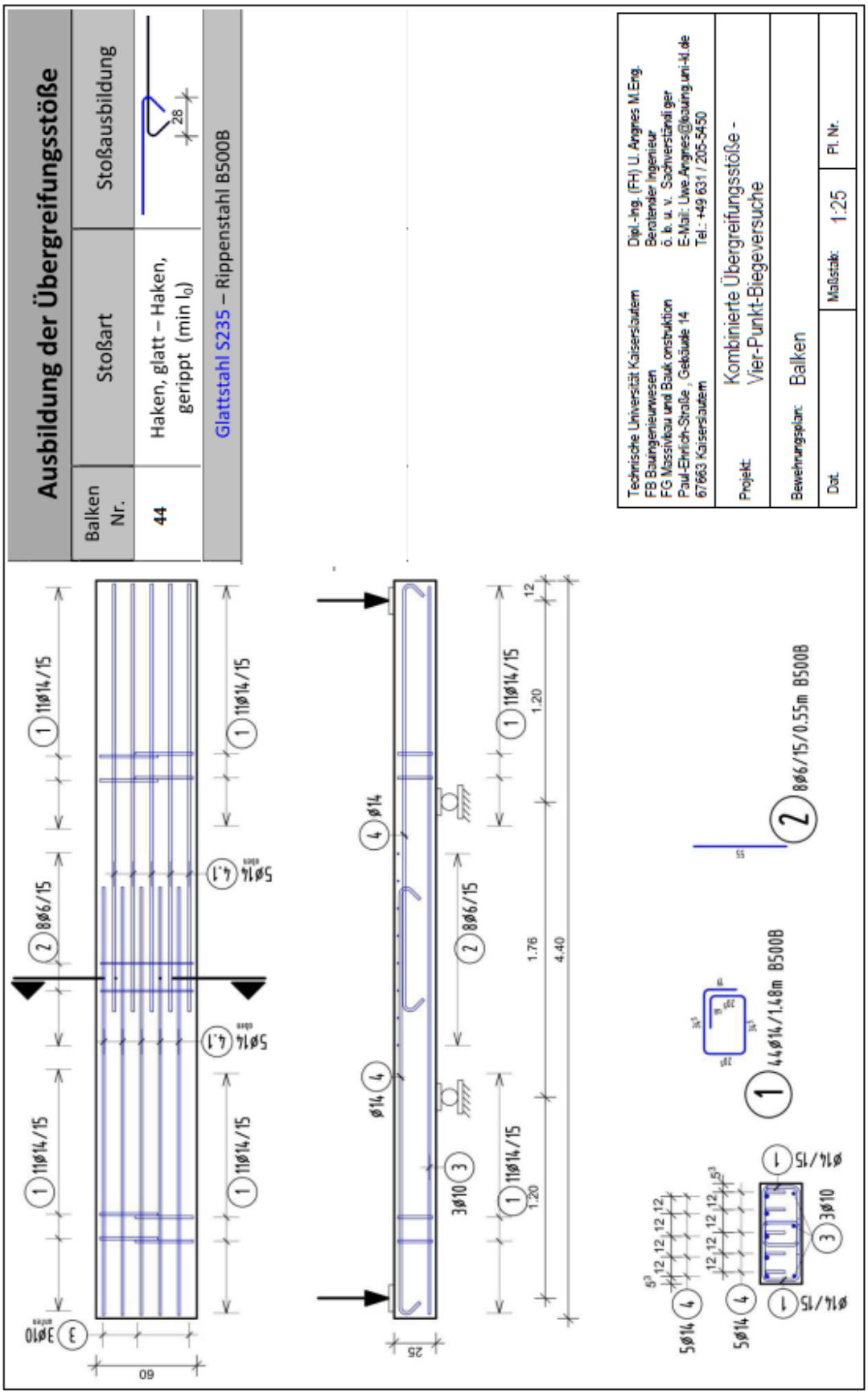


Versuchsprotokoll **Balken 43 R6** Prüfdatum: 13.12.2011

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | - | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | Erste Haarrisse | *<0,05* | *<0,05* | - | - | *<0,05* |
| 15,0 kN | | *<0,05* | *<0,05* | - | - | *<0,05* |
| 20,0 kN | | *<0,05* | *<0,05* | - | - | *<0,05* |
| 25,0 kN | | *0,15* | *0,15* | - | - | *0,15* |
| 30,0 kN | | *0,15* | *0,20* | - | *0,10* | *0,15* |
| 35,0 kN | | *0,20* | *0,20* | - | *0,10* | *0,20* |
| 40,0 kN | | *0,20* | *1,10* | - | *0,10* | *0,20* |
| 41,5 kN | Balken kommt ins Fließen, keine Laststeigerung mehr möglich. Nach erhöhter Durchbiegung Abplatzen der äußeren Betondeckung an einer Seite | *0,30* | *1,10* | - | *0,10* | *0,20* |

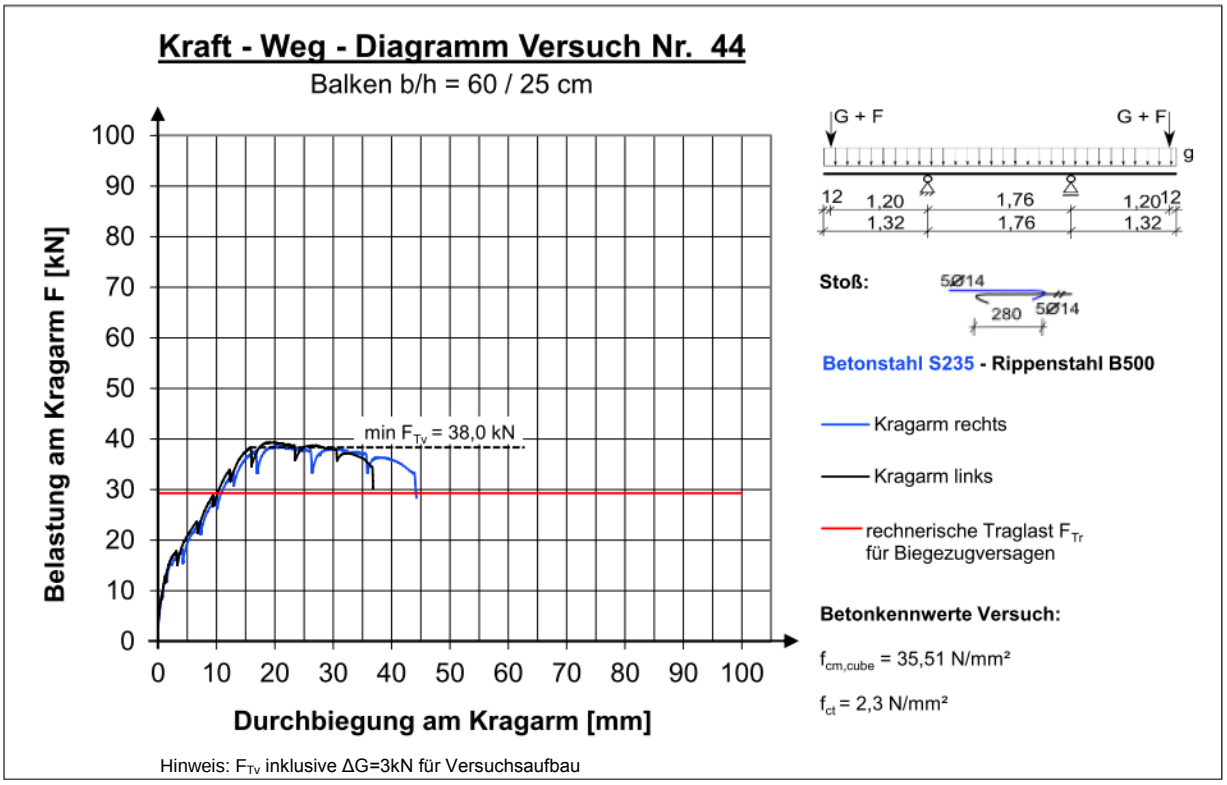


## A2.2.44 Versuchskörper 44

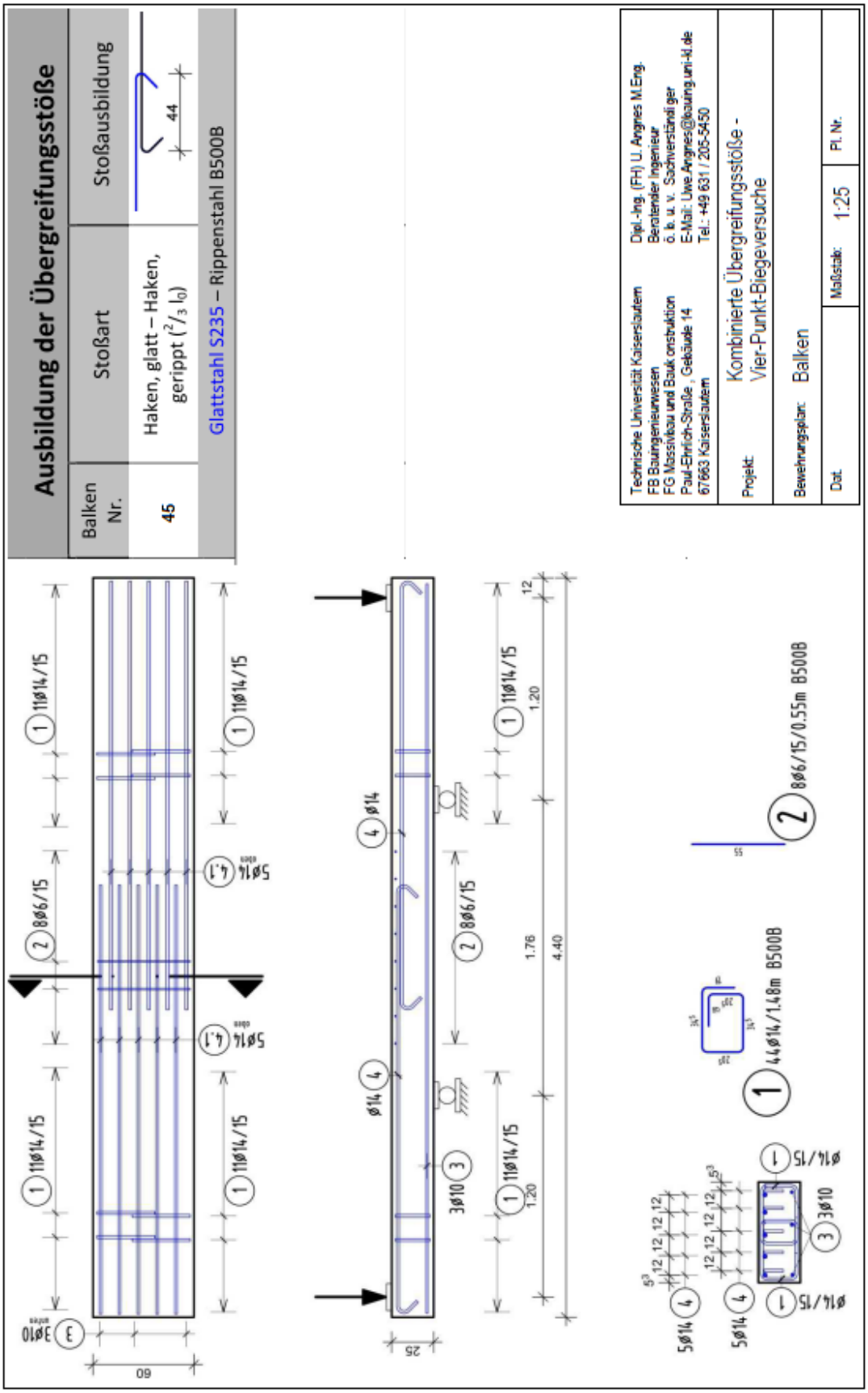


Versuchsprotokoll **Balken 44 R7** Prüfdatum: 15.12.2011

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | - | - | - | - | - | - |
| 15,0 kN | Haarrisse | *<0,05* | *<0,05* | - | *<0,05* | *<0,05* |
| 20,0 kN | | *0,10* | *0,10* | - | *0,10* | *0,10* |
| 25,0 kN | | *0,15* | *0,20* | - | *0,10* | *0,10* |
| 30,0 kN | | *0,15* | *0,30* | - | *0,10* | *0,10* |
| 35,0 kN | | *0,20* | *1,00* | - | *0,20* | *0,20* |
| 38,0 kN | Balken kommt ins Fließen, keine Laststeigerung mehr möglich, gleichzeitig Stoßversagen mit Abplatzen der oberen Betondeckung | *0,20* | *3,5* | - | *0,20* | *0,20* |

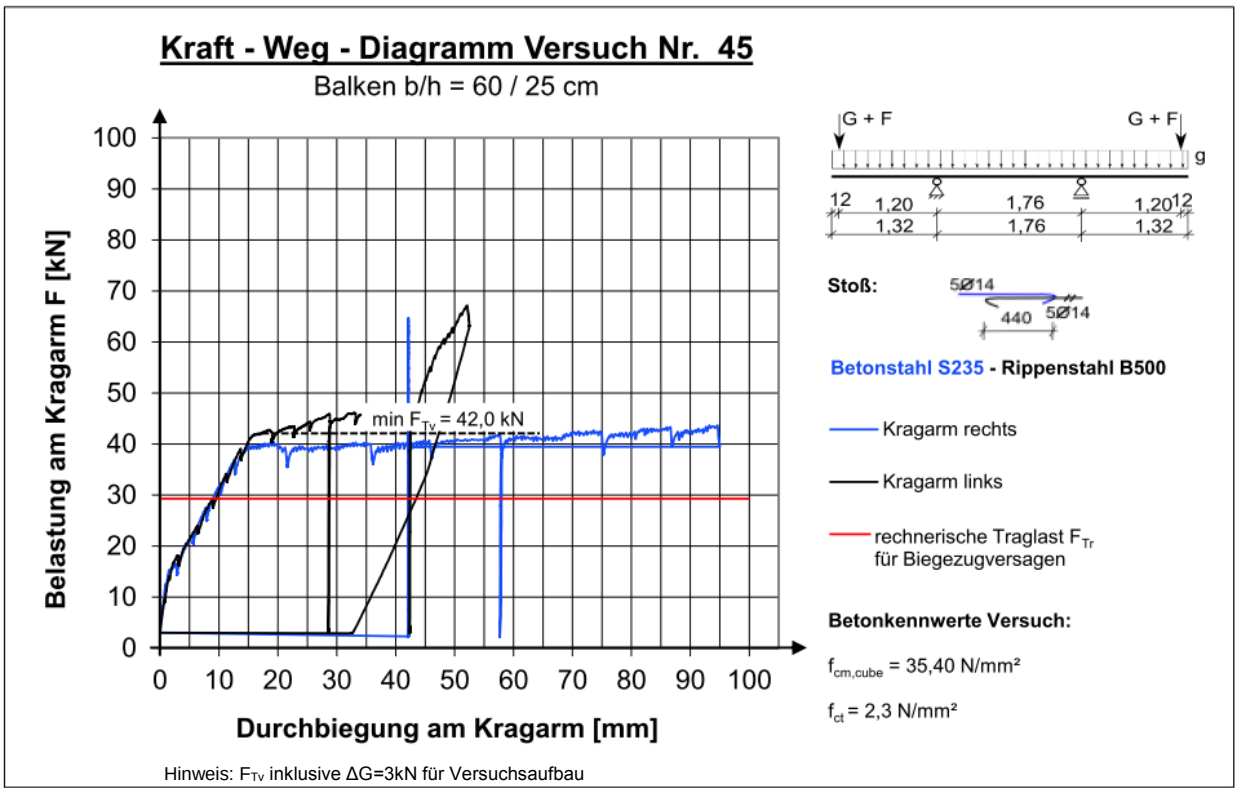


## A2.2.45 Versuchskörper 45



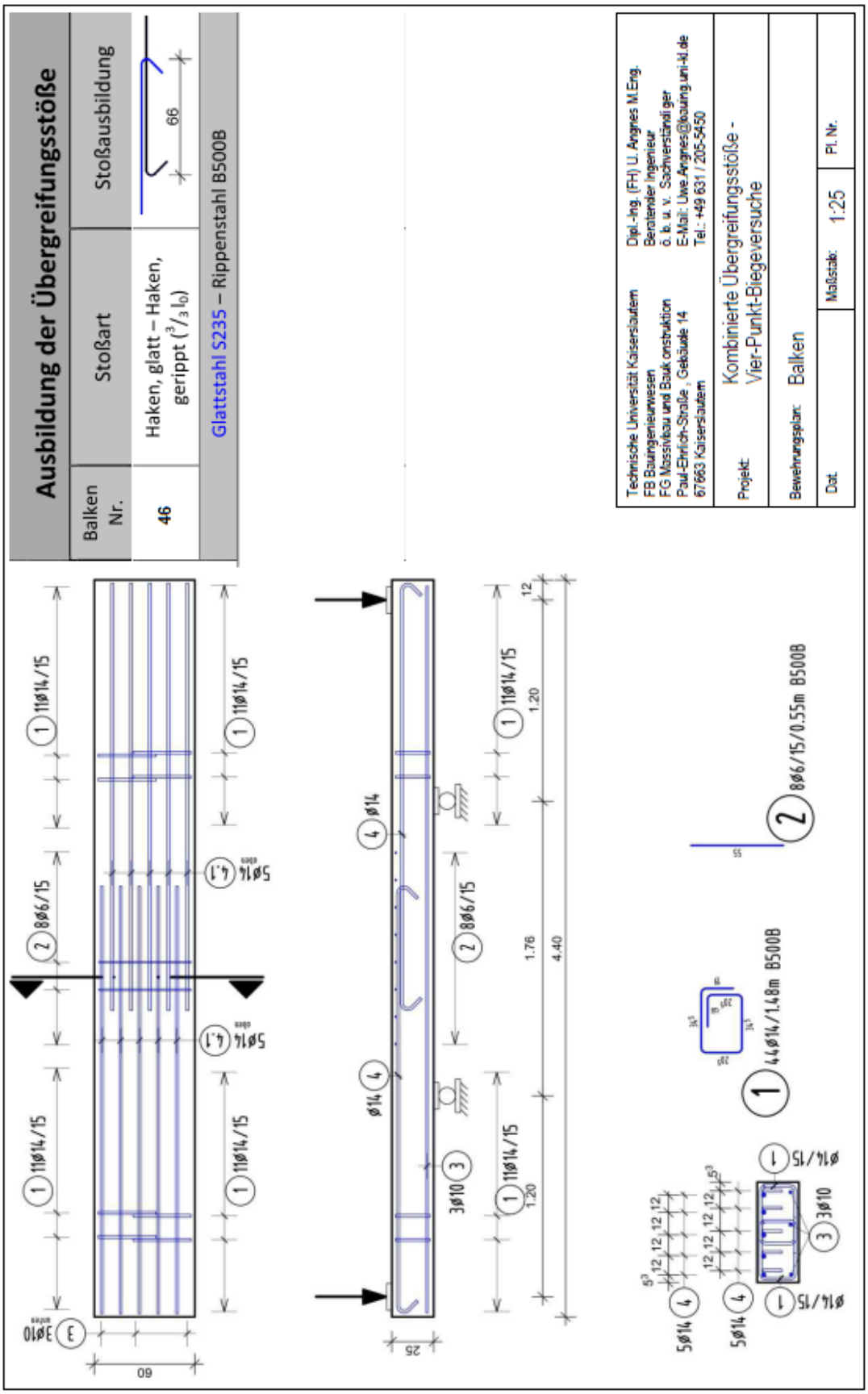
Versuchsprotokoll **Balken 45 R8** Prüfdatum: 14.12.2011

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | - | - | - | - | - | - |
| 15,,0 kN | Haarrisse über Balken verteilt (insbesondere über Auflager ) | *<0,05* | *<0,05* | - | *<0,05* | *<0,05* |
| 20,0 kN | | *0,25* | *0,25* | - | *0,10* | *0,10* |
| 25,0 kN | | *0,25* | *0,25* | - | *0,10* | *0,10* |
| 30,0 kN | | *0,30* | *0,30* | - | *0,10* | *0,10* |
| 35,0 kN | | *0,3* | *0,4* | *<0,05* | *0,2* | *0,15* |
| 40,0 kN | | *0,4* | *1,2* | *0,05* | *0,2* | *0,15* |
| 40,0+ kN | Bewehrung fließt am Ende G | *>0,4* | *2,5* | *0,05* | *0,2* | *0,15* |
| 41,0 kN | Bewehrung fließt am Ende G<br>Nach Laststeigerung Biegedruckbruch | | | | | |



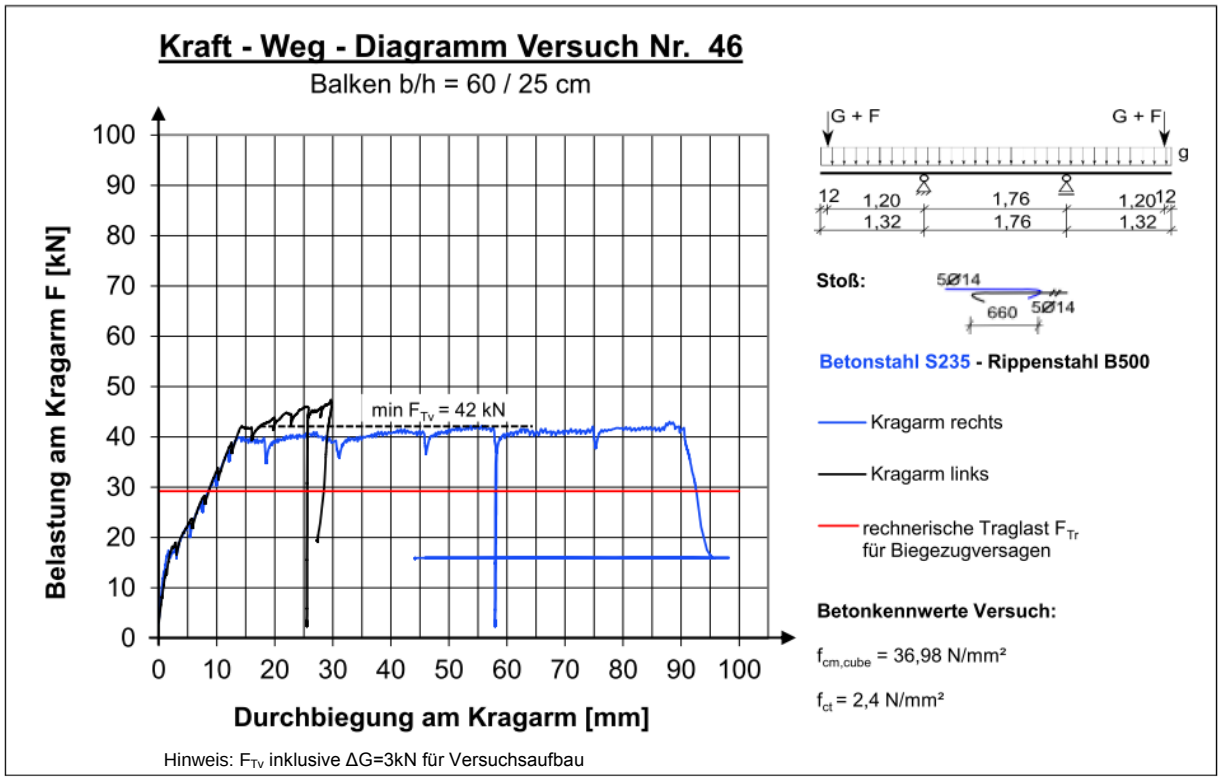

Hinweis: $F_{Tv}$ inklusive ΔG=3kN für Versuchsaufbau

## A2.2.46 Versuchskörper 46

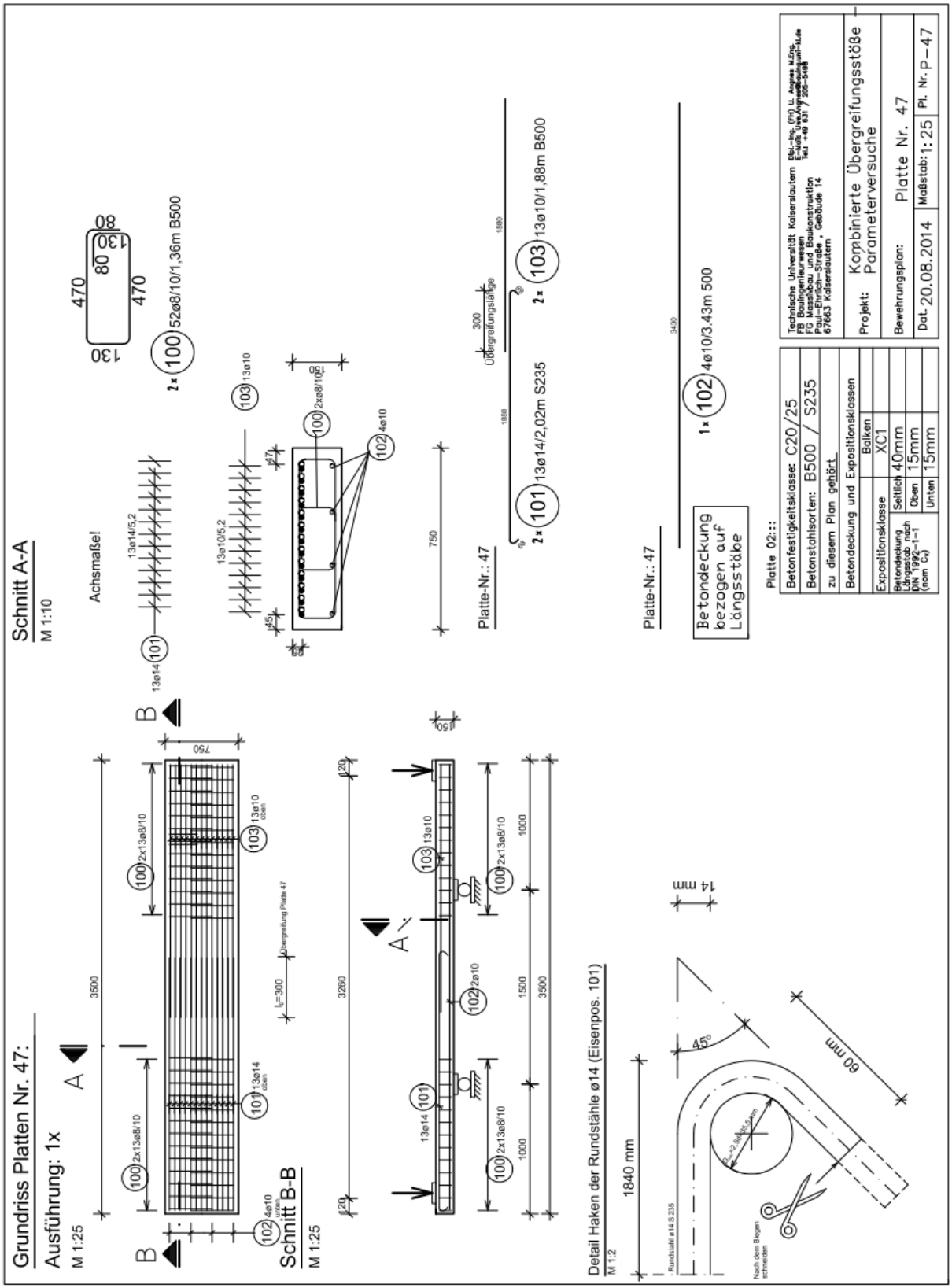


Versuchsprotokoll **Balken 46 R9** Prüfdatum: 13.12.2011

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | - | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | Erste Rissbildung über Auflager B | *<0,05* | - | - | - | - |
| 15,0 kN | | *<0,05* | - | - | - | *<0,05* |
| 20,0 kN | | *0,1* | *0,1* | - | *0,1* | *0,1* |
| 25,0 kN | | *0,2* | *0,15* | *<0,05* | *0,15* | *0,15* |
| 30,0 kN | | *0,2* | *0,3* | *0,15* | *0,2* | *0,15* |
| 35,0 kN | | *0,2* | *0,35* | *0,15* | *0,2* | *0,15* |
| 40,0 kN | Wie vor. Riss Auflager A und 1. Riss nach Stoßende Seite A gehen auf (Beginn Fließen) | *>0,9* | *>1,6* | *0,15* | *0,2* | *0,15* |
| 42,0 kN | Bewehrung fließt am Ende G<br>Nach Laststeigerung Biegedruckbruch | | | | | |

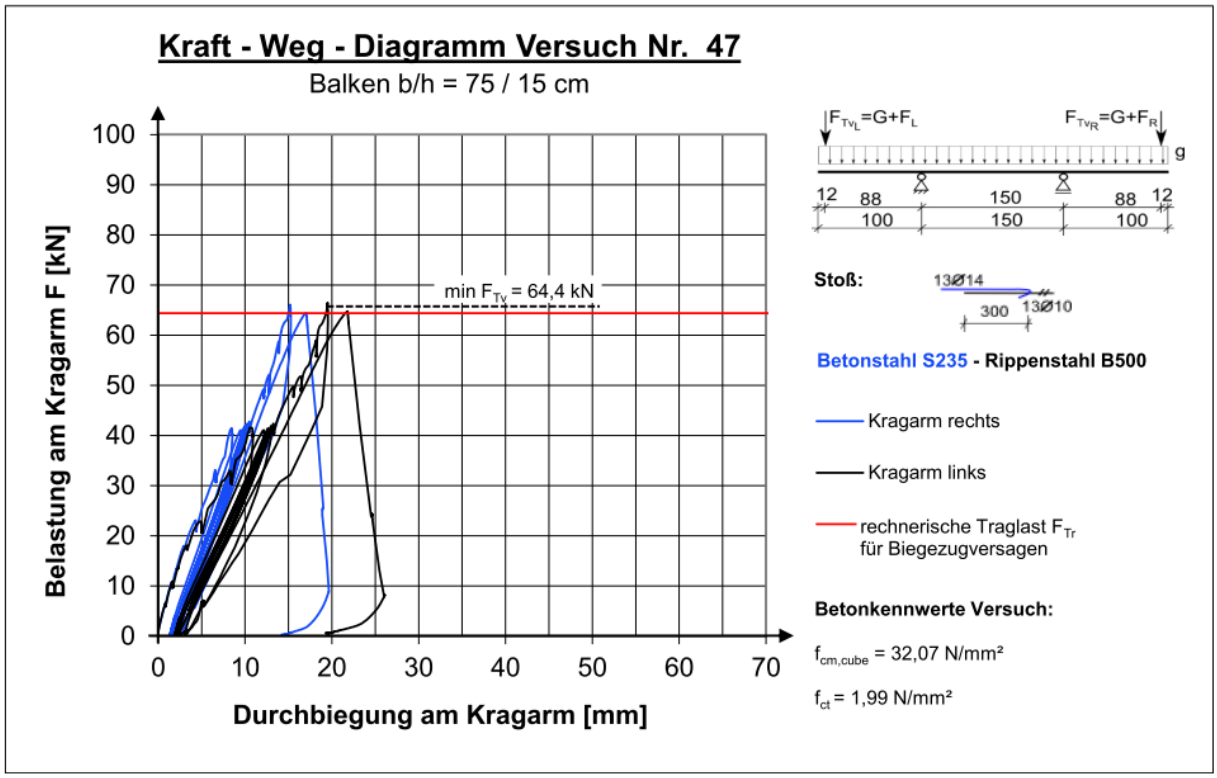


## A2.2.47 Versuchskörper 47

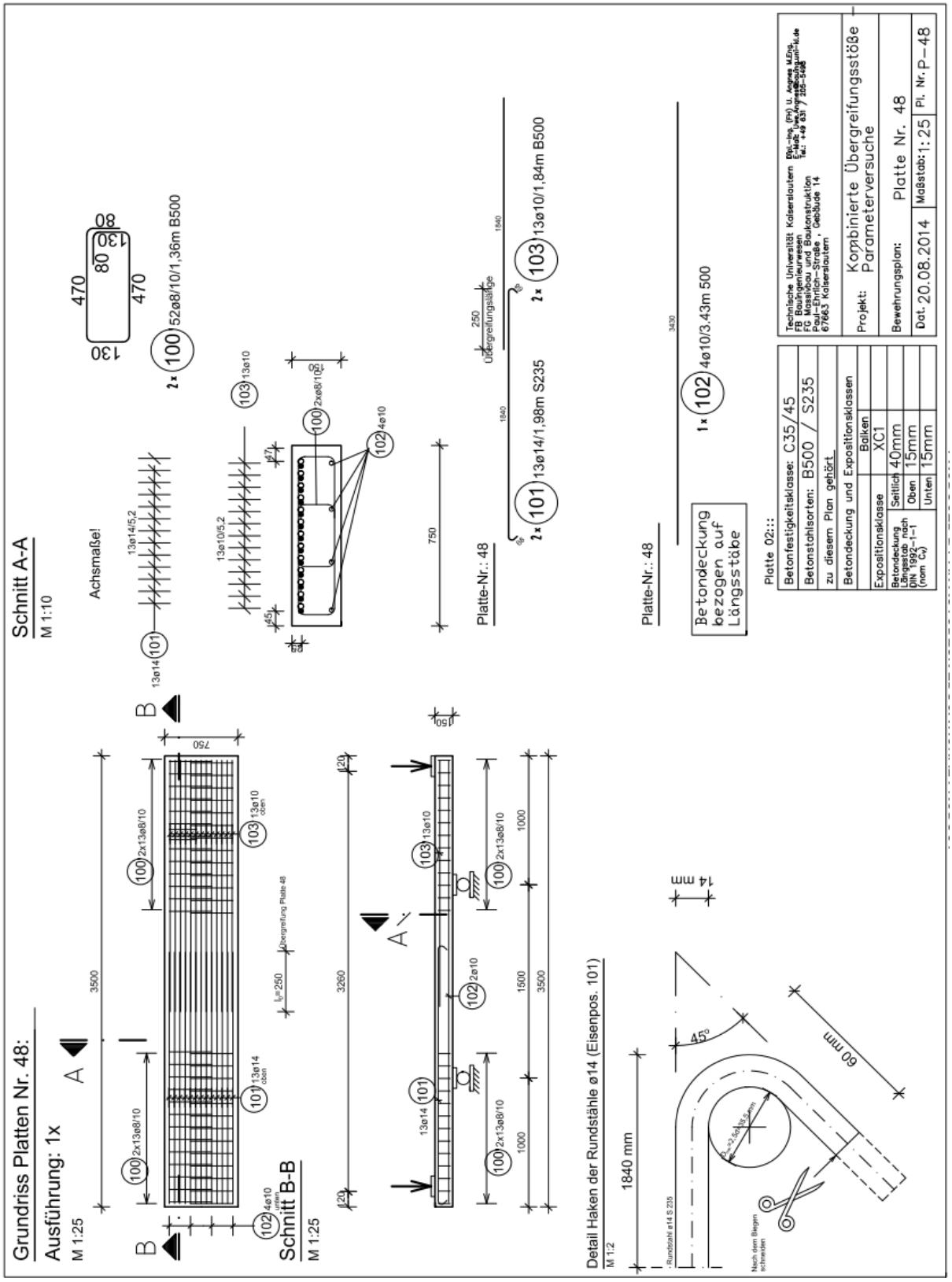


Versuchsprotokoll **Balken 47 (P-01)** Prüfdatum: 22.12.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | Vereinzelt Haarrisse | *<0,05* | - | - | - | *<0,05* |
| 10,0 kN | | *<0,10* | - | - | - | *<0,10* |
| 21,0 kN | | *0,10* | *0,10* | - | *0,10* | *0,10* |
| 32,0 kN | | *0,15* | *0,15* | - | *0,15* | *0,15* |
| Zyklen | 10 mal Belastung auf max. 42,0 kN und Entlastung auf 5,0 kN | *0,20* | *0,20* | - | *0,20* | *0,20* |
| 51,0 kN | | *0,30* | *0,30* | - | *0,30* | *0,30* |
| 64,0 kN | Entlastung wegen Versuchsumbau | *0,30* | *0,30* | - | *0,30* | *0,30* |
| 64,4 kN | Wiederbelastung und plötzliches Stoßversagen durch schollenartiges Ablösen der oberen Betondeckung. Kaum Längsrissbildung. | | | | | |

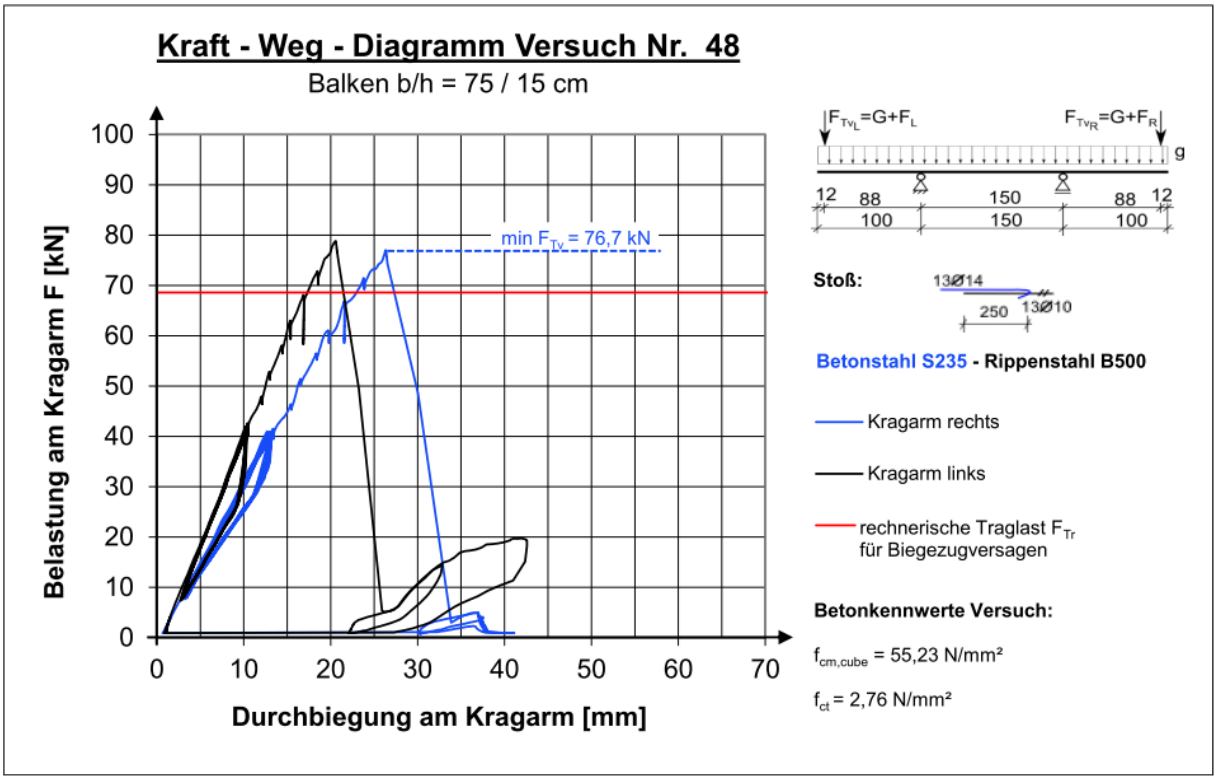


## A2.2.48 Versuchskörper 48

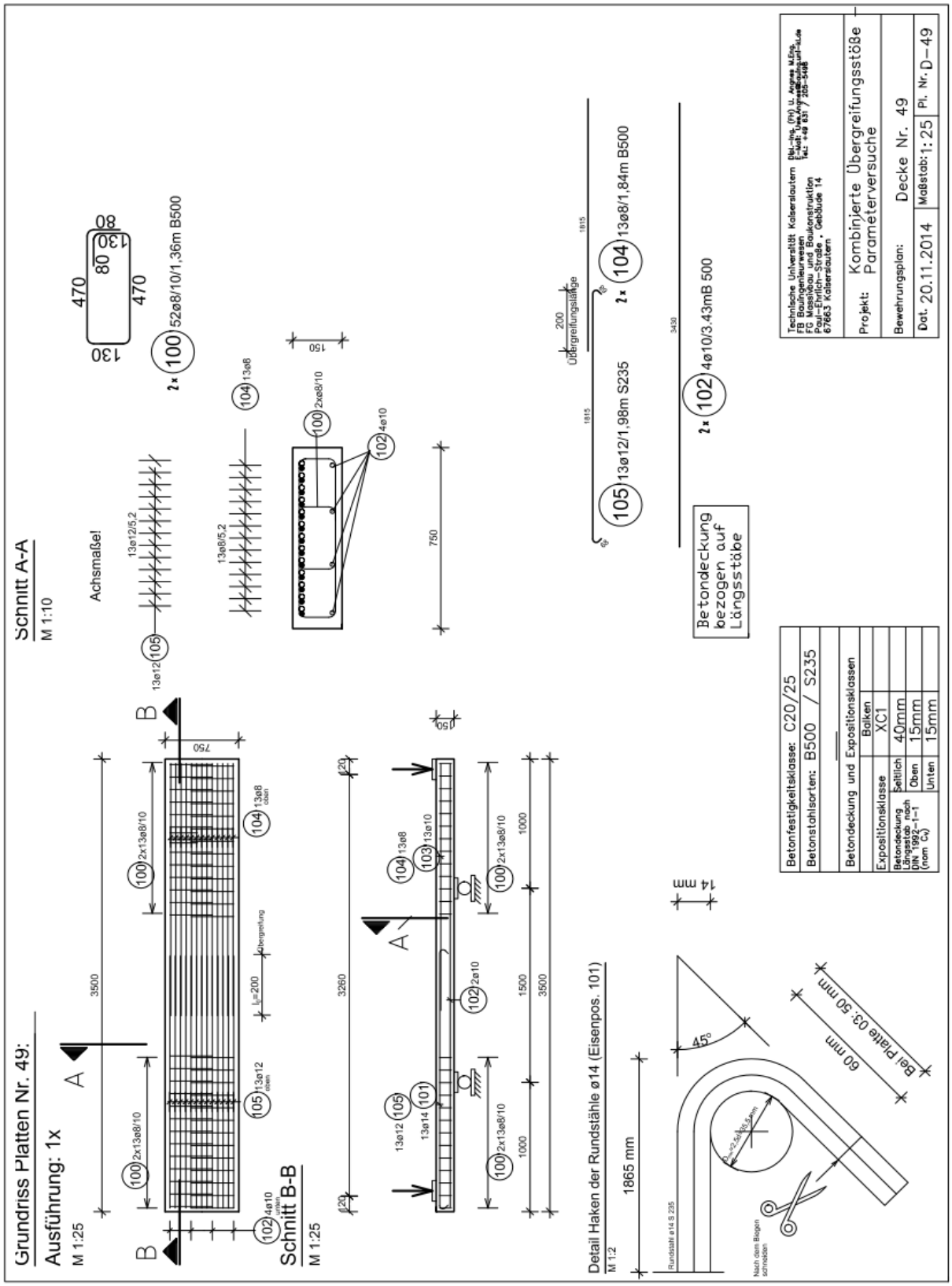


Versuchsprotokoll **Balken 48 (P-02)** Prüfdatum: 17.10.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 5,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 10,0 kN | Erstrissbildung | *<0,05* | *<0,05* | - | *<0,05* | *<0,05* |
| 25,0 kN | | *0,10* | *0,10* | - | *0,10* | *0,10* |
| 40,0 kN | | *0,15* | *0,15* | - | *0,15* | *0,15* |
| Zyklen | 10x ent- und belastet bis max. 43,0 kN | *0,15* | *0,15* | - | *0,15* | *0,15* |
| 50,0 kN | | *0,15* | *0,15* | - | *0,15* | *0,15* |
| 55,0 kN | | *0,20* | *0,25* | - | *0,25* | *0,20* |
| 60,0 kN | | *0,25* | *0,30* | - | *0,30* | *0,25* |
| Ca. 75 kN | Stoßversagen, plötzlich. Kaum Längsriss-bildung. | | | | | |

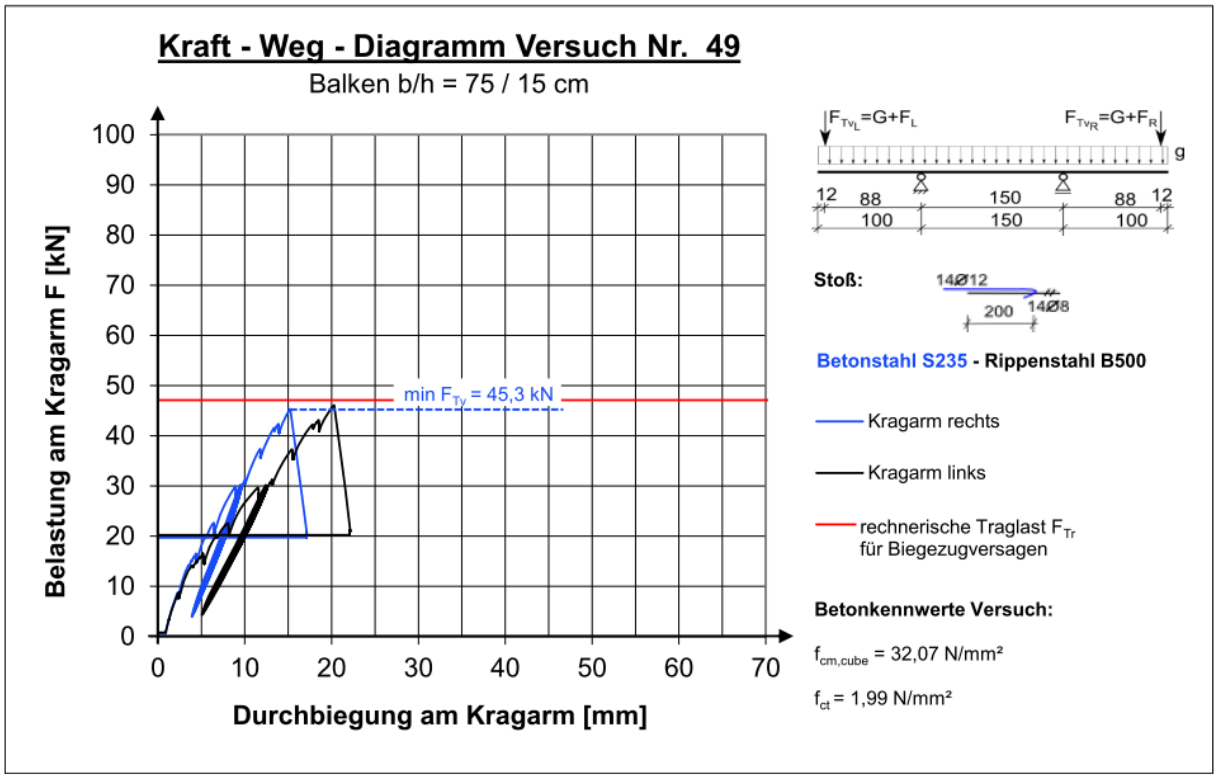


## A2.2.49 Versuchskörper 49

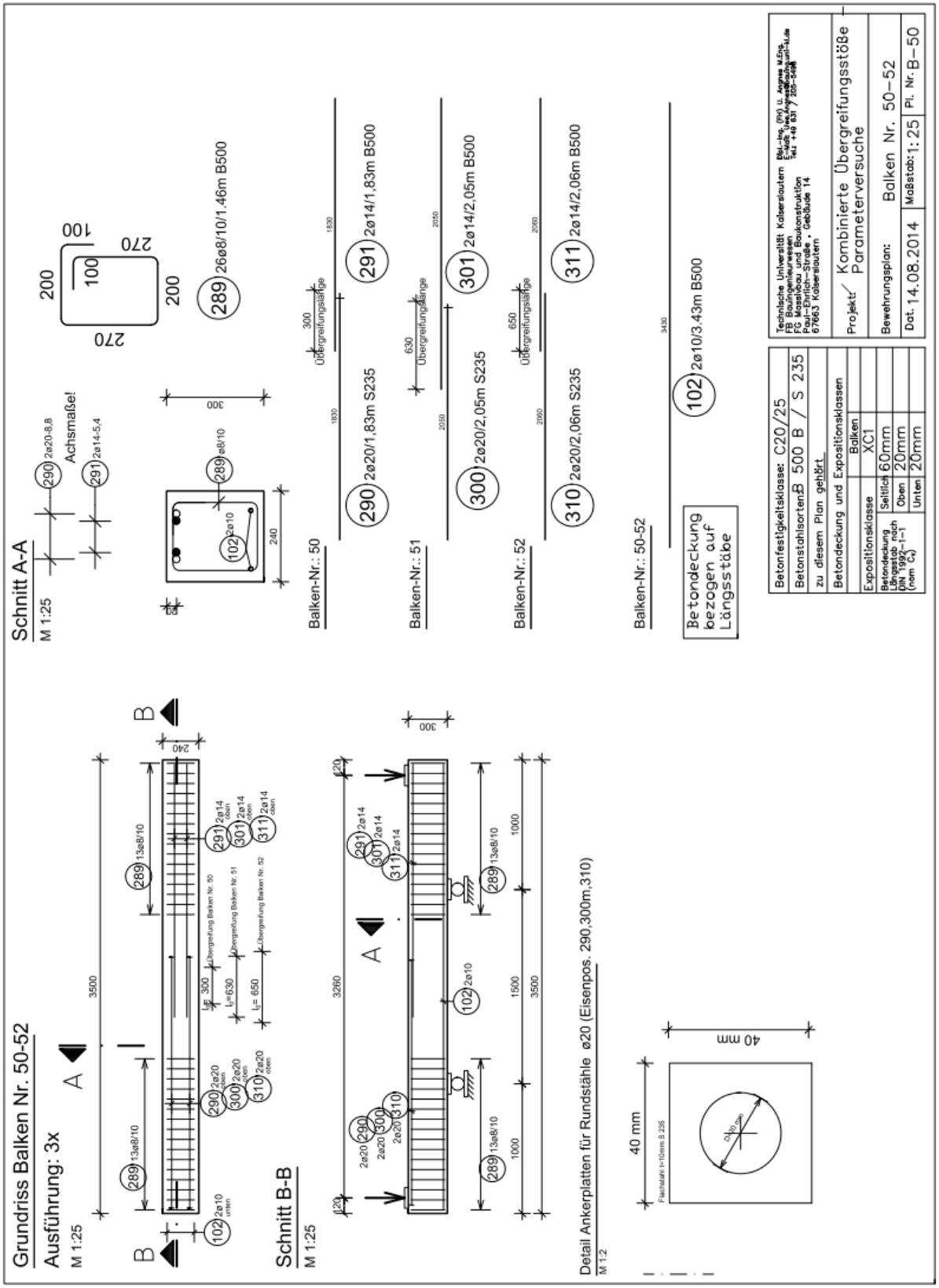


Versuchsprotokoll **Balken 49 (P-03)** Prüfdatum: 13.12.2011

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 7,5 kN | Erste kleine Risse | *<0,10* | *<0,10* | - | *<0,10* | *<0,10* |
| 15,0 kN | | *<0,10* | *<0,10* | - | *<0,10* | *<0,10* |
| 28,0 kN | | *0,15* | *0,15* | - | *0,15* | *0,15* |
| Zyklen | 10x ent- und belastet bis max. 30,0 kN. Durchbiegung steigt, Risse kaum verändert. | *0,20* | *0,20* | - | *0,25* | *0,25* |
| 30,0 kN | Abgeschossenes Rissbild | *0,20* | *0,20* | - | *0,25* | *0,25* |
| 36,0 kN | | *0,25* | *0,30* | - | *0,30* | *0,25* |
| 42,0 kN | | *0,25* | *0,35* | - | *0,45* | *0,30* |
| 46,0 kN | Plötzliches Stoßversagen. Schollenartiges Ablösen der Betondeckung. Kaum Längsrissbildung. | | | | | |

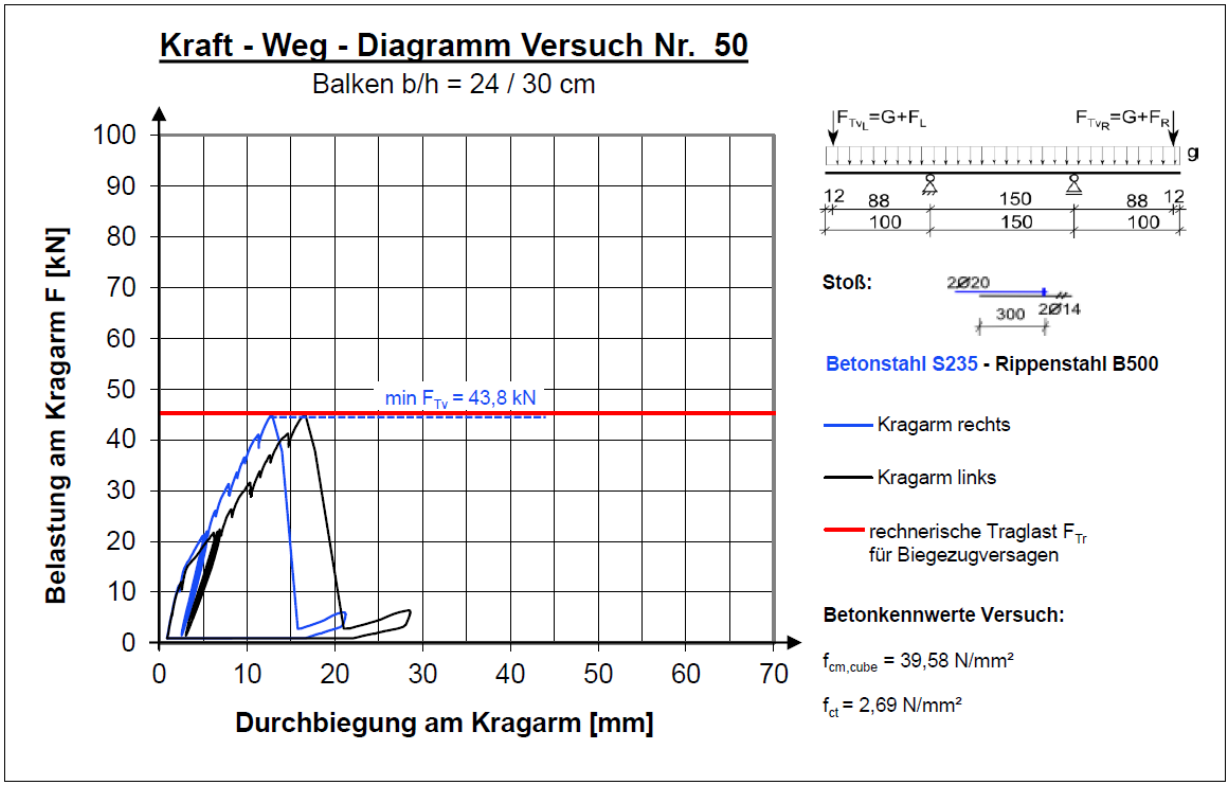


## A2.2.50 Versuchskörper 50

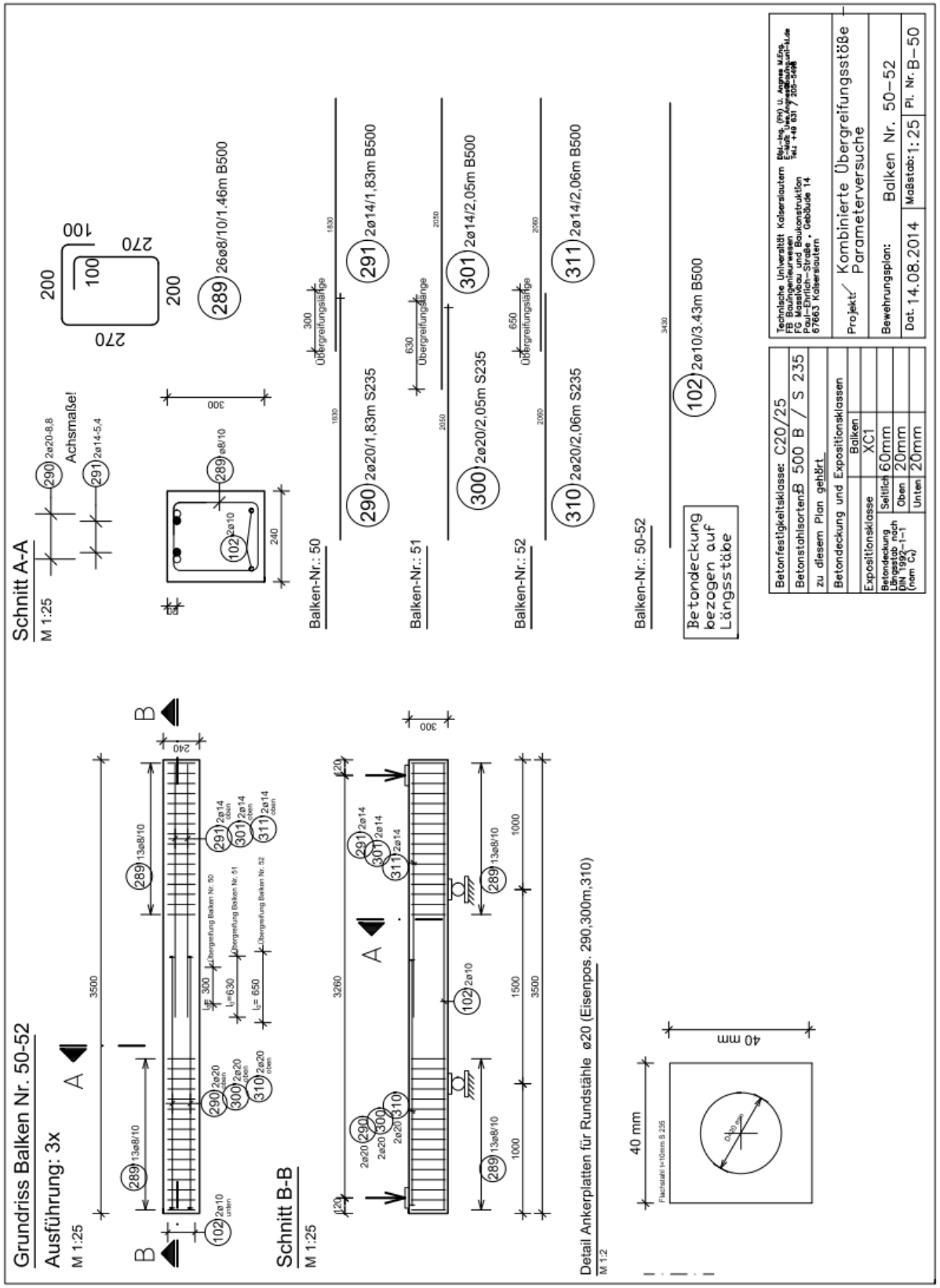


Versuchsprotokoll **Balken 50** Prüfdatum: 19.09.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 20,0 kN | Erste Risse | *0,15* | *0,10* | *<0,10* | *0,10* | *0,15* |
| Zyklen | 10 mal Be- und Entlastung auf 3 bzw. max. 21 kN | *0,15* | *0,10* | *0,10* | *0,10* | *0,20* |
| 30,0 kN | | *0,20* | *0,20* | - | *0,15* | *0,20* |
| 35,0 kN | | *0,20* | *0,20* | - | *0,15* | *0,20* |
| 43,8 kN | Stoßversagen. Abplatzen der Betondeckung über gerippter Bewehrung nach Längsrissbildung. Beton um Anker noch fest. | | | | | |

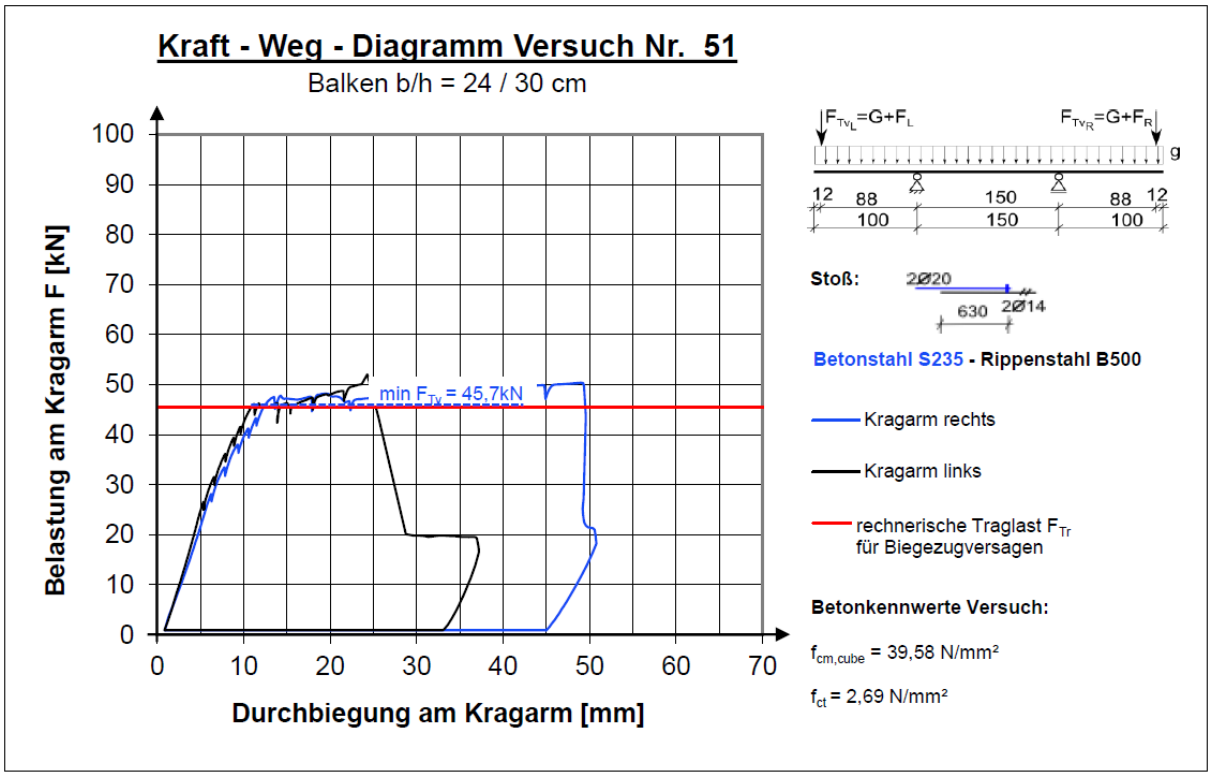


## A2.2.51 Versuchskörper 51

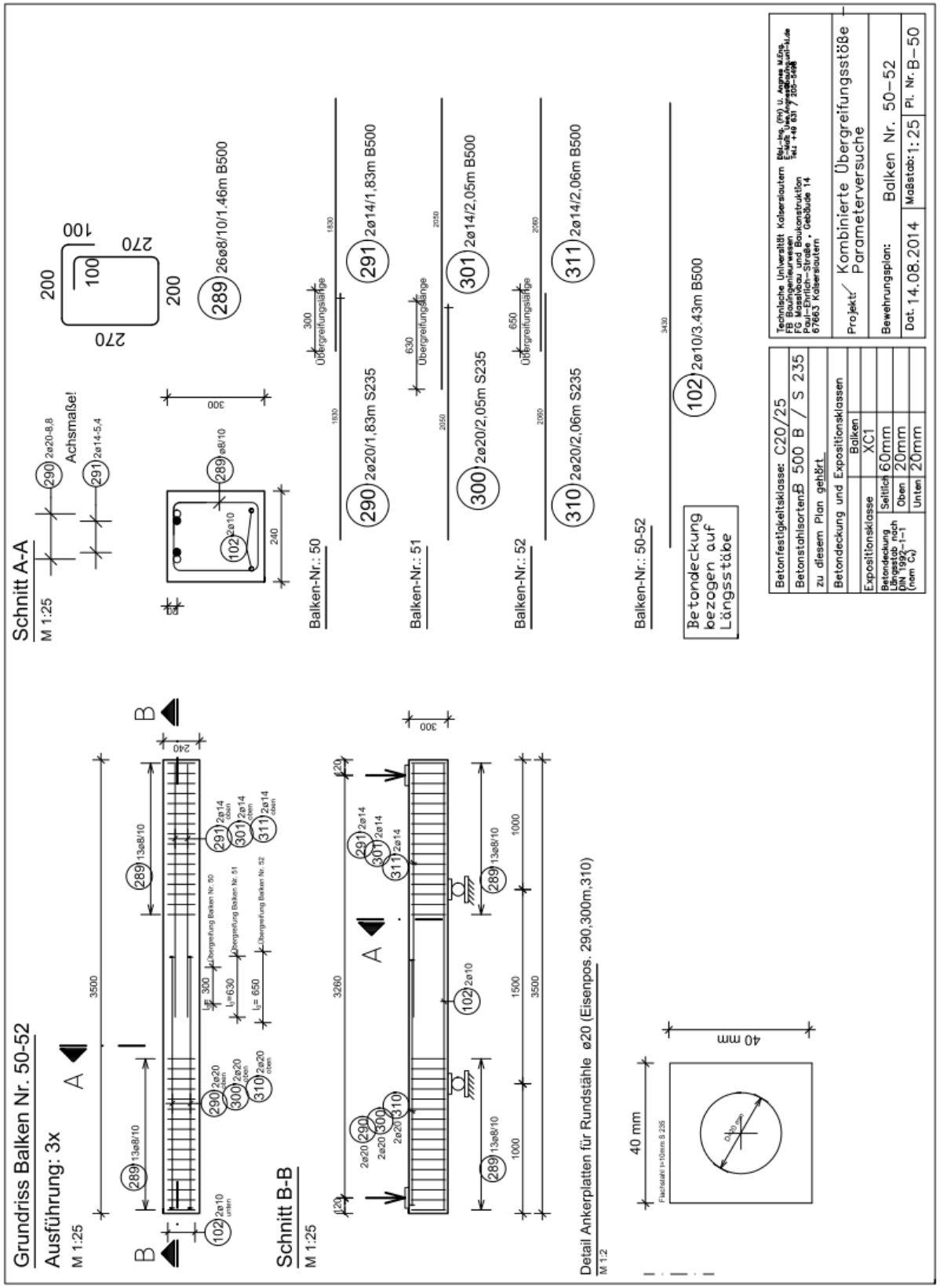


Versuchsprotokoll **Balken 51** Prüfdatum: 18.09.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 20,0 kN | Erste Risse | *0,10* | *0,10* | *<0,10* | *0,10* | *0,10* |
| 25,0 kN | | *0,10* | *0,30* | *0,10* | *0,10* | *0,10* |
| 30,0 kN | | *0,20* | *0,35* | - | *0,15* | *0,20* |
| 35,0 kN | | *0,20* | *0,40* | - | *0,30* | *0,20* |
| 45,7 kN | Stoßversagen: Ausreißen der Ankerplatte mit keilförmigem Ausbruch. | | | | | |

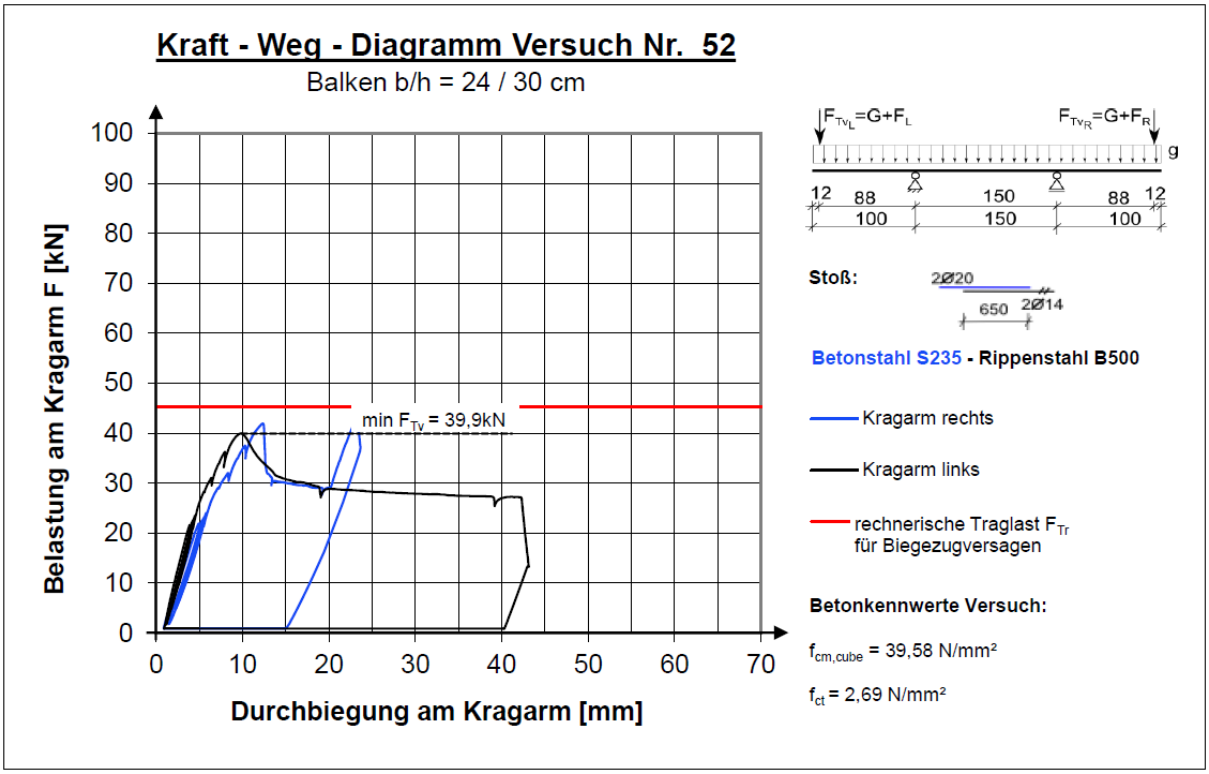


## A2.2.52 Versuchskörper 52

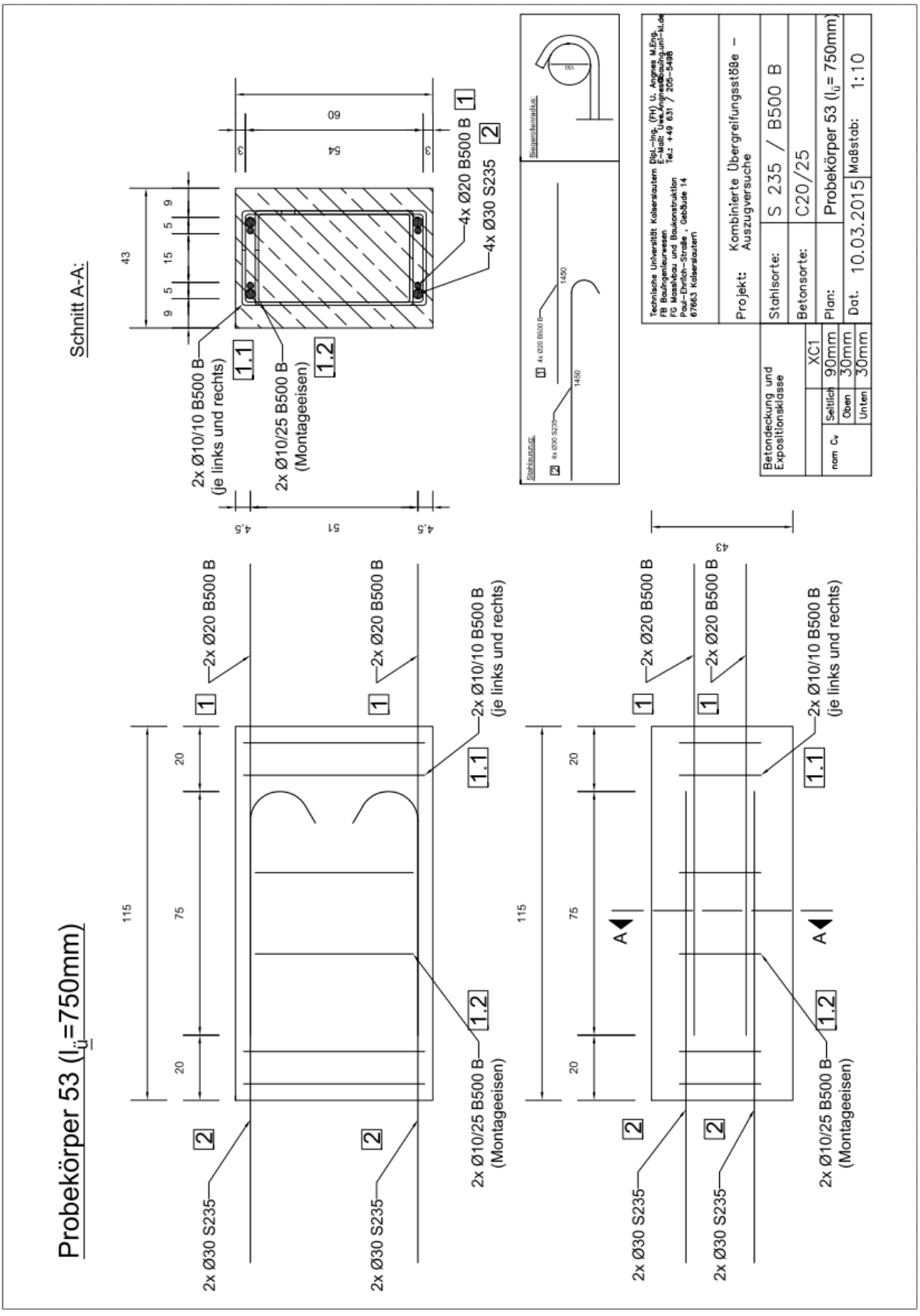


Versuchsprotokoll **Balken 52** Prüfdatum: 19.09.2014

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 3,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 20,0 kN | Erste Risse | *0,10* | *0,15* | - | *0,20* | *0,10* |
| Zyklen | 10 mal Be.- und Entlastung zwischen 3 kN bis max. 22 kN | *0,20* | *0,20* | - | *0,20* | *0,15* |
| 30,0 kN | | *0,20* | *0,25* | - | *0,20* | *0,20* |
| 35,0 kN | Riss am Ende G wird breiter. | *0,20* | *0,30* | *0,10* | *0,20* | *0,20* |
| 39,9 kN | Keine Lastzunahme nahezu lautloses Versagen trotz Rissmikrofon. Ausziehversagen des Glattstahls | | | | | |

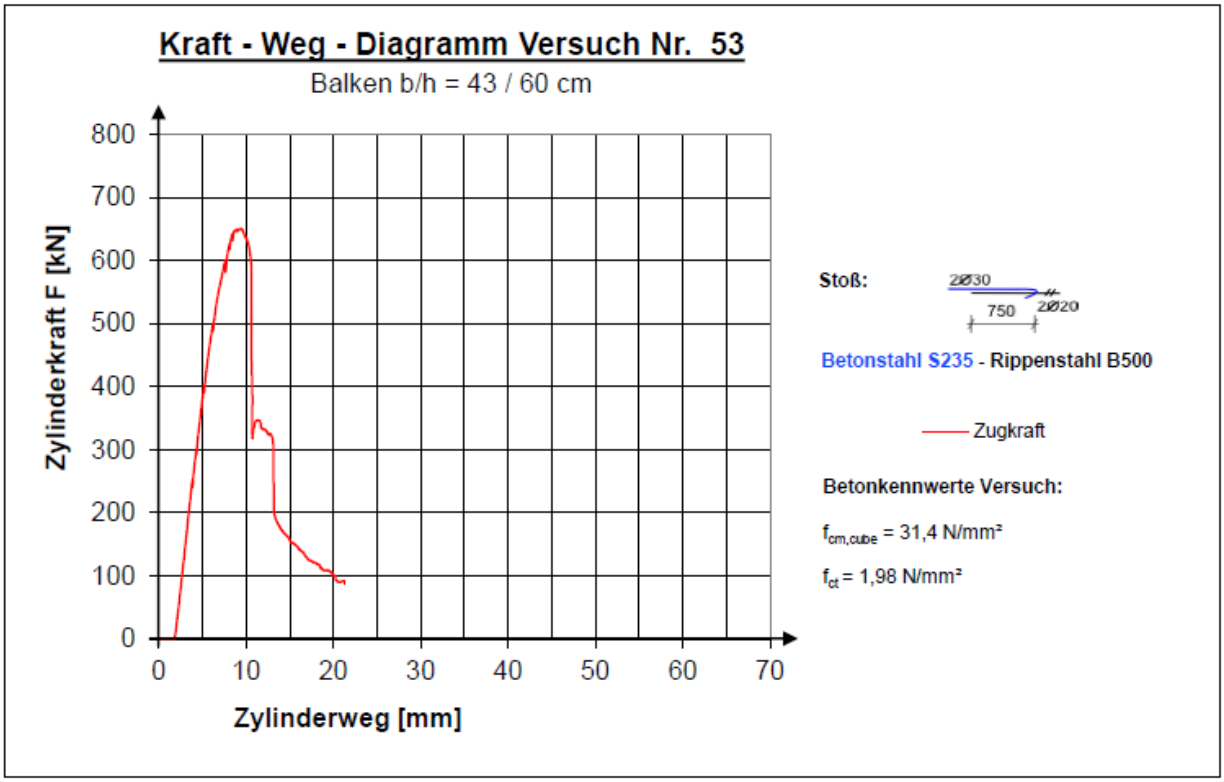


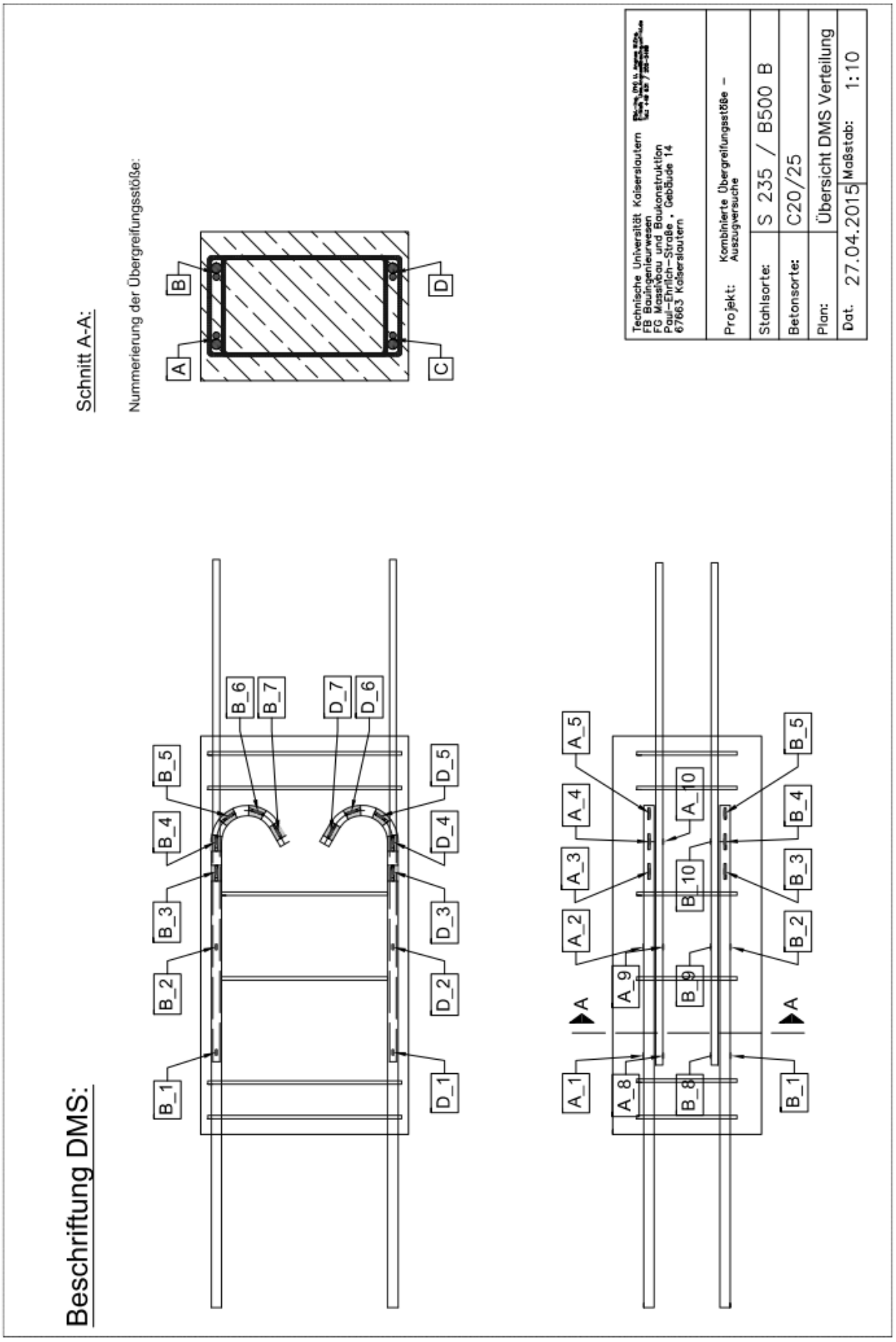
## A2.2.53 Versuchskörper 53

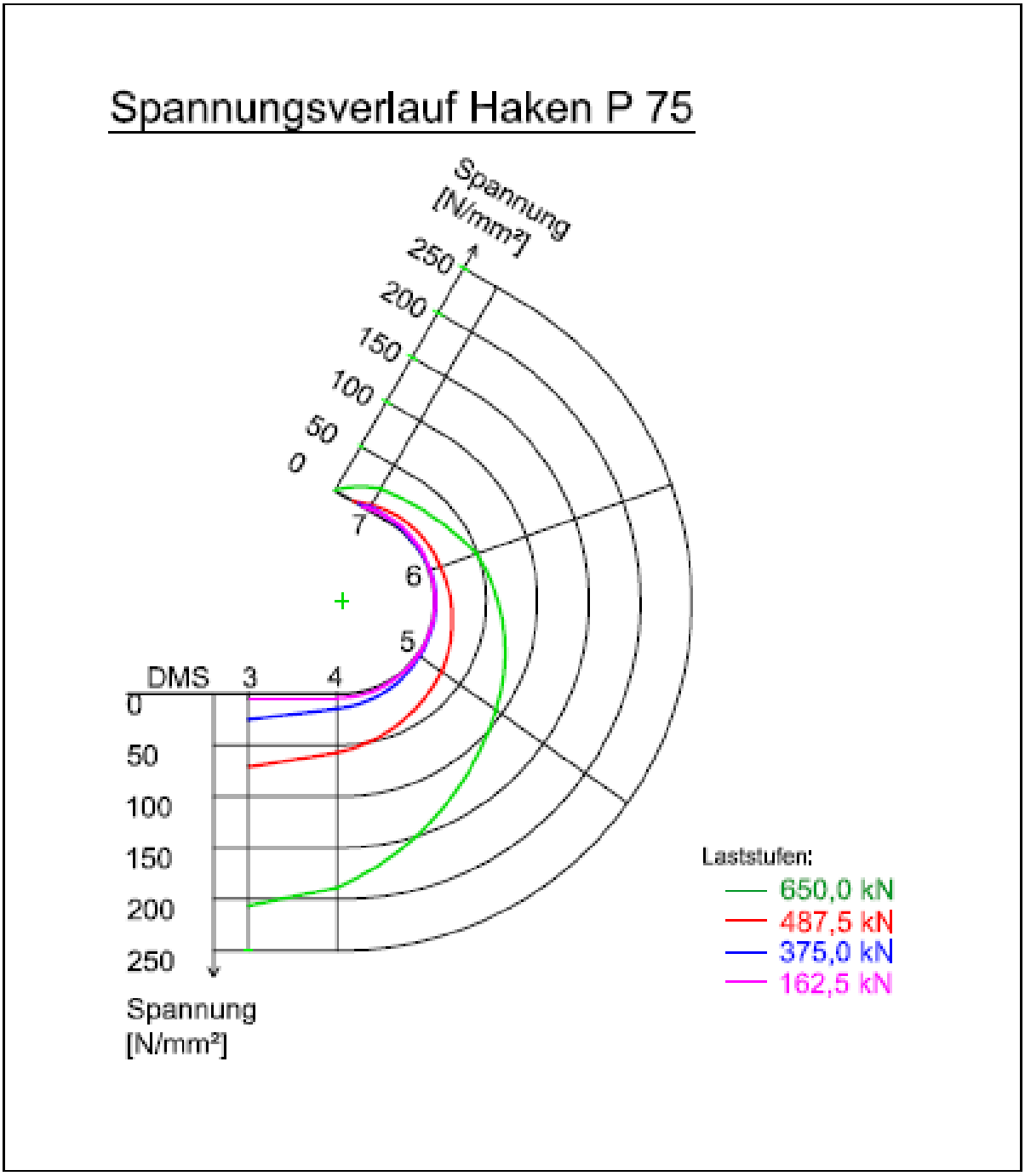


Versuchsprotokoll **Balken 53** Prüfdatum: 02.04.2015

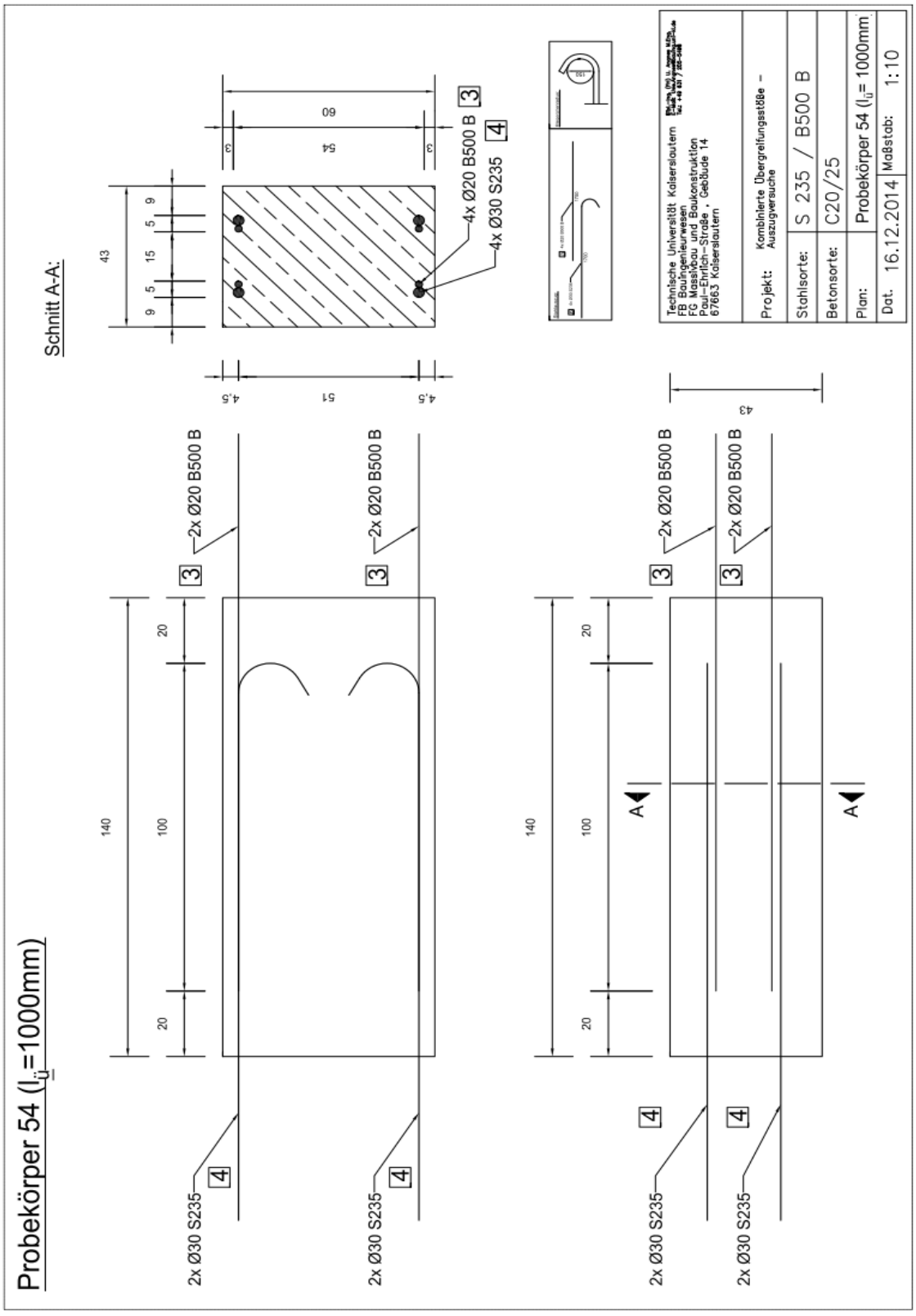
| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 0,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 60,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 250,0 kN | Erste Haarrisse im Lasteinleitungsbereich | *<0,10* | *<0,10* | - | - | - |
| 300,0 kN | | *0,10* | *0,10* | - | - | - |
| 400,0 kN | | *0,20* | *0,20* | - | - | - |
| 500,0 kN | | *0,30* | *0,30* | - | - | - |
| 600,0 kN | Risse seitlich im Bereich der Haken. | *0,60* | *0,60* | - | - | - |
| Ca. 650kN | Stoßversagen mit sichtbarem Versatz und breitem Riss am Stoßende G. | | | | | |



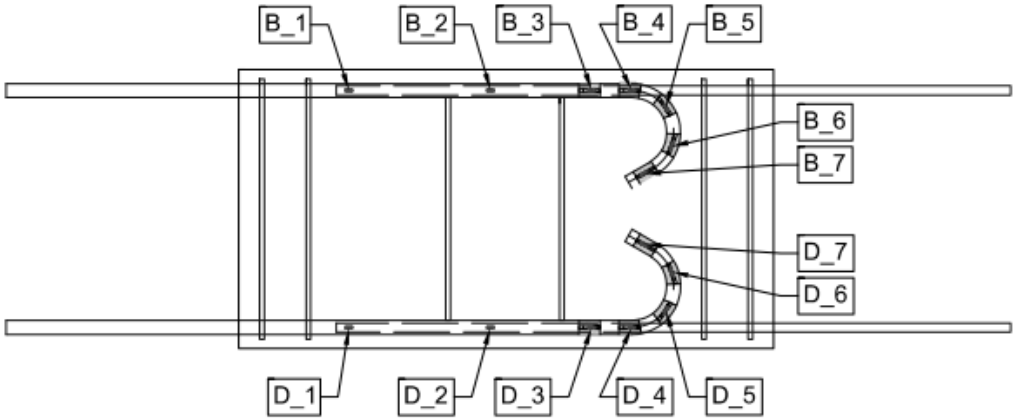

Beschriftung DMS:
Schnitt A-A:
Nummerierung der Übergreifungsstöße:
A
B
C
D
B_1
B_2
B_3
B_4
B_5
B_6
B_7
D_7
D_6
D_5
D_4
D_3
D_2
D_1
A_1
A_2
A_3
A_4
A_5
A_8
A_9
A_10
B_10
B_9
B_8
B_5
B_4
B_3
B_2
B_1
A
A
Technische Universität Kaiserslautern
FB Bauingenieurwesen
FG Massivbau und Baukonstruktion
Paul-Ehrlich-Straße , Gebäude 14
67663 Kaiserslautern
Projekt: Kombinierte Übergreifungsstöße – Auszugversuche
Stahlsorte: S 235 / B500 B
Betonsorte: C20/25
Plan: Übersicht DMS Verteilung
Dat. 27.04.2015 Maßstab: 1:10

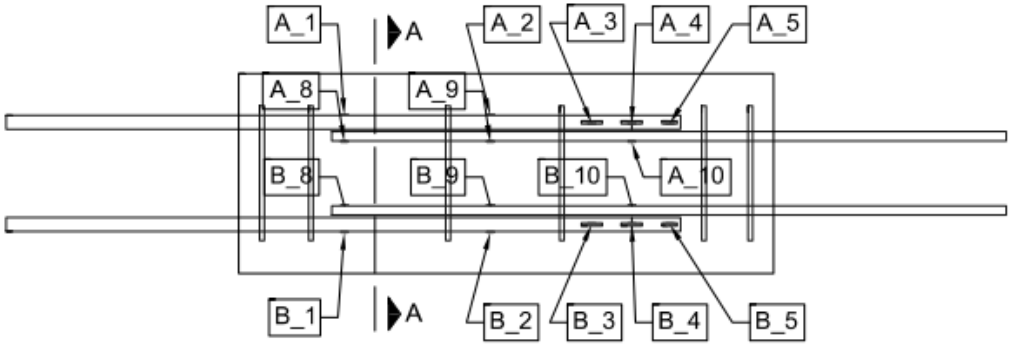

Spannungsverlauf Haken P 75
Spannung [N/mm²]
250
200
150
100
50
0
7
6
5
DMS 3 4
0
50
100
150
200
250
Spannung [N/mm²]
Laststufen:
650,0 kN
487,5 kN
375,0 kN
162,5 kN

## A2.2.54 Versuchskörper 54



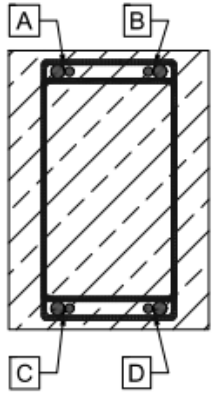
# Beschriftung DMS:



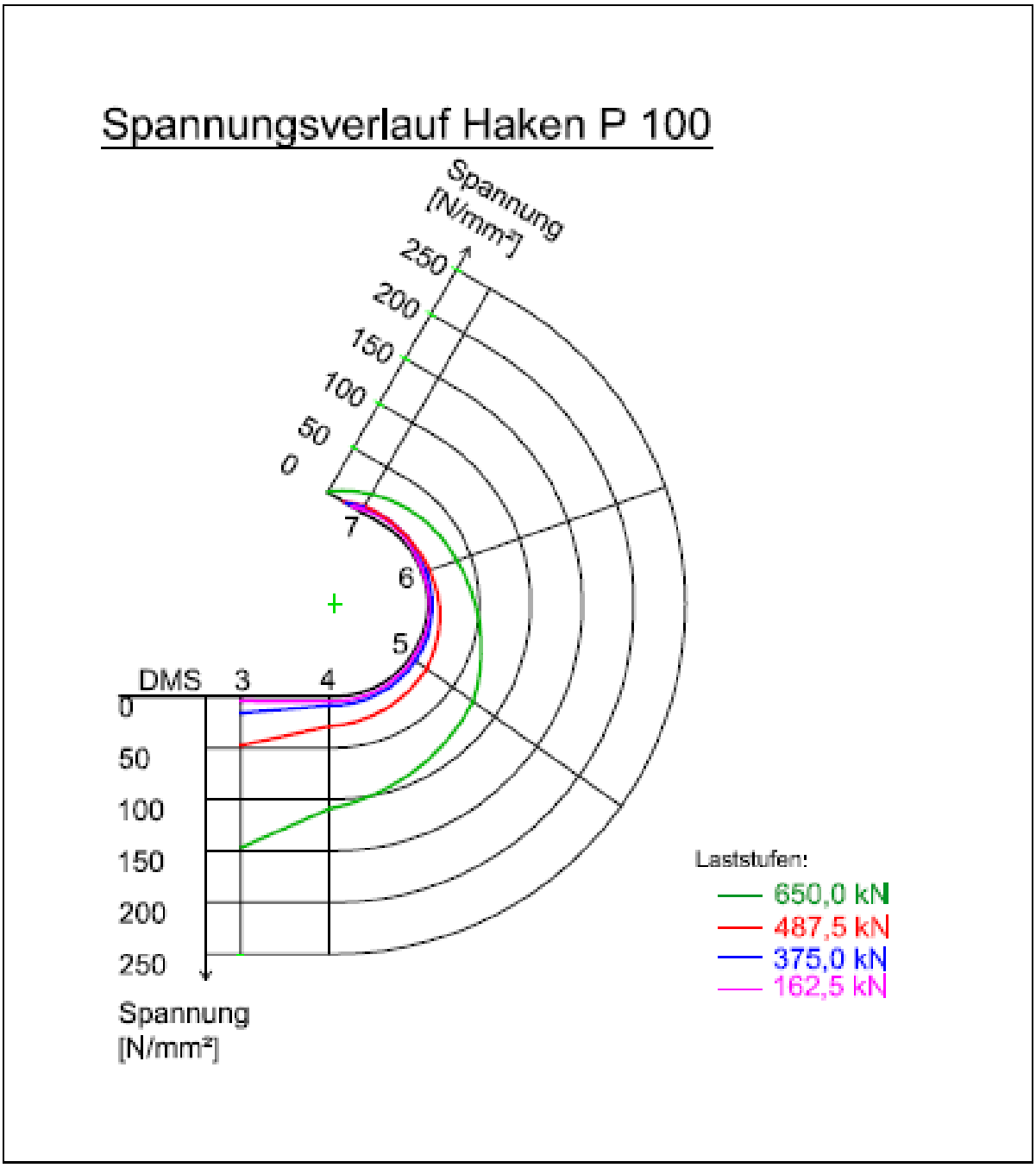




Schnitt A-A:

Nummerierung der Übergreifungsstöße:

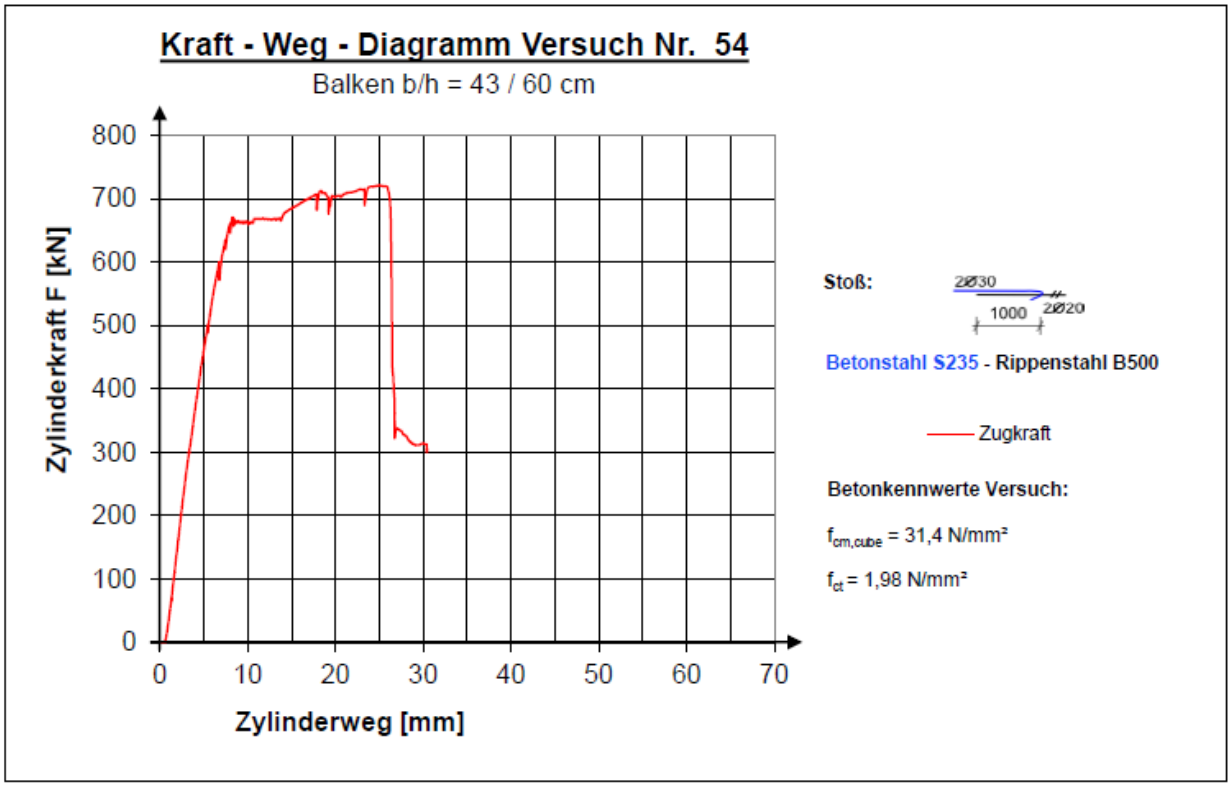



| | |
|---|---|
| Technische Universität Kaiserslautern<br>FB Bauingenieurwesen<br>FG Massivbau und Baukonstruktion<br>Paul-Ehrlich-Straße , Gebäude 14<br>67663 Kaiserslautern | |
| Projekt: Kombinierte Übergreifungsstöße – Auszugversuche | |
| Stahlsorte: | S 235 / B500 B |
| Betonsorte: | C20/25 |
| Plan: | Übersicht DMS Verteilung |
| Dat. 27.04.2015 | Maßstab: 1:10 |

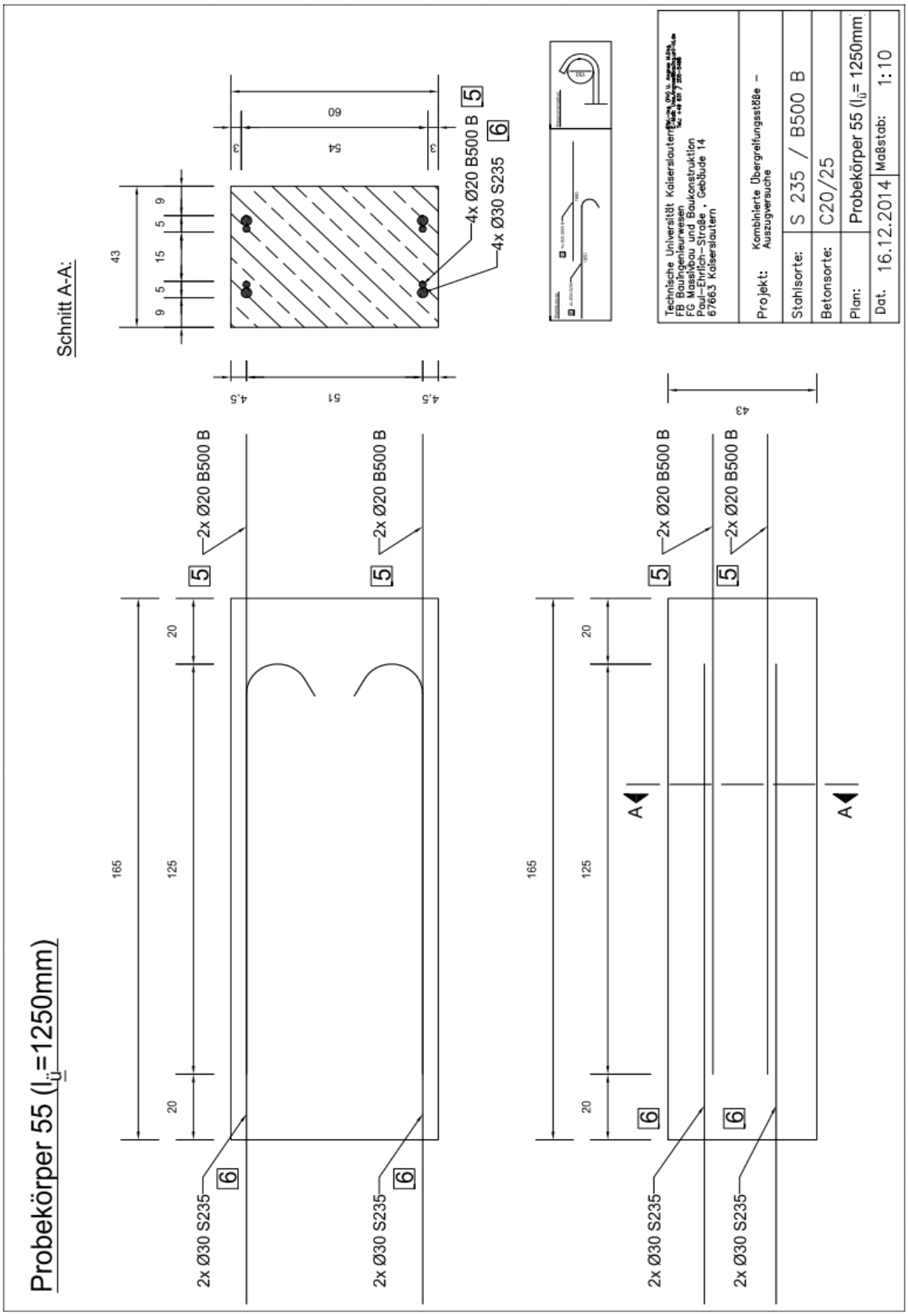

Spannungsverlauf Haken P 100
Spannung [N/mm²]
250
200
150
100
50
0
7
6
5
DMS 3 4
0
50
100
150
200
250
Spannung [N/mm²]
Laststufen:
650,0 kN
487,5 kN
375,0 kN
162,5 kN

Versuchsprotokoll **Balken 54** Prüfdatum: 01.04.2015

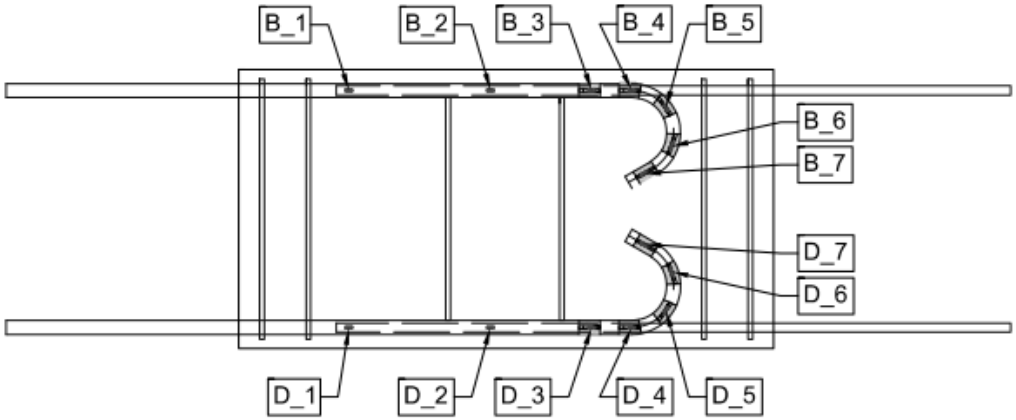
| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 70,0 kN | Keine Risse | - | - | - | - | - |
| 500,0 kN | Risse außerhalb Stoßbereich im Bereich der Lasteinleitung | *0,50* | - | - | - | - |
| 600,0 kN | Riss Lasteinleitung größer | *0,90* | - | - | - | - |
| 660,0 kN | Erste Längsrisse im unteren Bereich (zu Haken Glatt hin); Risse im Lasteinleitungs-bereich größer, auch am Stoßende G | *1,0* | *0,5* | - | - | - |
| 685,0 kN | Beginn Stahlfließen | | | | | |
| 721,0 kN | Stoßversagen durch breite Rissbildung am Hakenende Glattstahl und seitlichem Aus-bruch | | | | | |

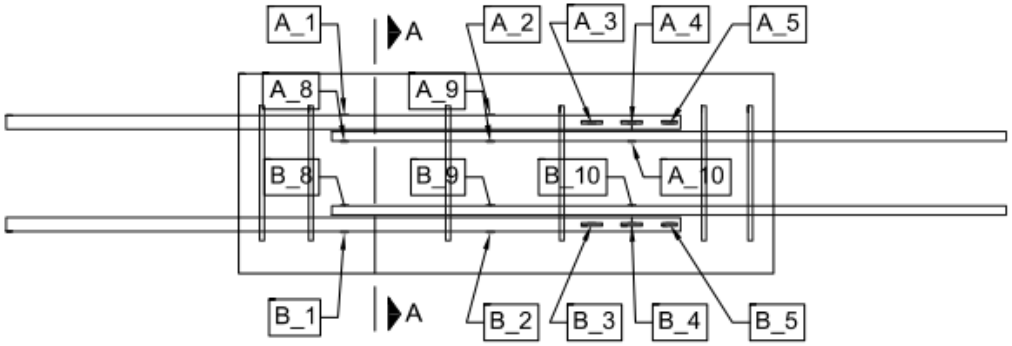


## A2.2.55 Versuchskörper 55



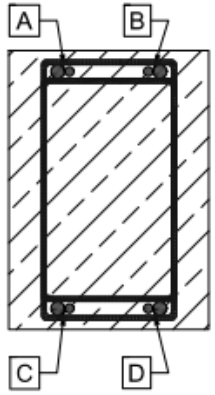
# Beschriftung DMS:




Schnitt A-A:

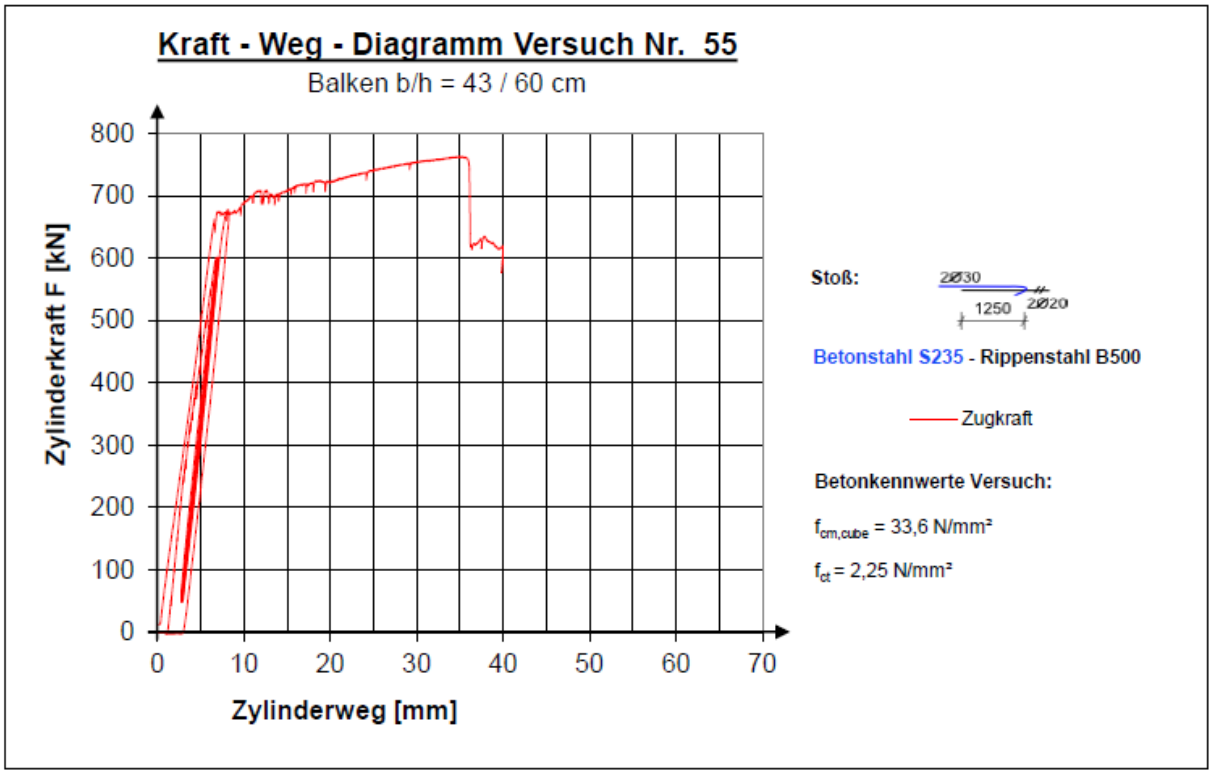
Nummerierung der Übergreifungsstöße:




| | |
|---|---|
| Technische Universität Kaiserslautern<br>FB Bauingenieurwesen<br>FG Massivbau und Baukonstruktion<br>Paul-Ehrlich-Straße , Gebäude 14<br>67663 Kaiserslautern | |
| Projekt: Kombinierte Übergreifungsstöße – Auszugversuche | |
| Stahlsorte: | S 235 / B500 B |
| Betonsorte: | C20/25 |
| Plan: | Übersicht DMS Verteilung |
| Dat. 27.04.2015 | Maßstab: 1:10 |

Versuchsprotokoll **Balken 55** Prüfdatum: 10.04.2015

| *Laststufe* | *Notizen* | *Rissbreite [mm]* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Seite R* | *Ende G* | *Stoß* | *Ende R* | *Seite G* |
| 50,0 kN | | - | - | - | - | - |
| 250,0 kN | Erstriss in Achse C-D | *<0,1* | - | - | - | - |
| 275,0 kN | Erstriss in Achse A-B | *0,10* | - | - | - | - |
| 305,0 kN | Jeweils ein Riss unterhalb des Stoßbereichs im Lasteinleitungsbereich | *0,10* | - | - | - | - |
| 335,0 kN | Risse im Lasteinleitungsbereich etwas breiter | *0,20* | - | - | - | - |
| 400,0 kN | Risse werden etwas länger. Keine neuen Risse | *0,20* | - | - | - | - |
| 425,0 kN | Erste Längsrisse | *0,20* | - | *0,10* | - | - |
| 500,0 kN | Risse werden breiter | *0,30* | *0,20* | *0,10* | - | - |
| 600,0 kN | Risse werden breiter | *0,50* | *0,30* | *0,2* | - | - |
| Zyklen | 10 mal Be- und Entlastung | *0,50* | *0,40* | *0,2* | - | - |
| 675,0 kN | Beginn Stahlfließen | *0,50* | *0,40* | *0,2* | - | - |
| 762,8 kN | Versagen | | | | | |



# Anhang 3 Finite – Elemente – Berechnungen mit ATENA 3D

## Inhaltsverzeichnis

A3.1. Modell GG – 1 ..... 2

A3.1.1 Materialparameter ..... 2

A3.1.2 Ergebnisse der Berechnung ..... 3

A3.2. Modell GG – 2 ..... 7

A3.2.1. Materialparameter ..... 7

A3.2.2. Ergebnisse der Berechnung ..... 8

A3.3. Modell RR-1 ..... 12

A3.3.1 Materialparameter ..... 12

A3.3.2 Ergebnisse der Berechnung ..... 13

A3.4. Modell RR – 2 ..... 17

A3.4.1 Materialparameter ..... 17

A3.4.2 Ergebnisse der Berechnung ..... 18

A3.5. Modell RG - 1 ..... 22

A.3.5.1 Materialparameter ..... 22

A3.5.2 Ergebnisse der Berechnung ..... 23

A3.6. Modell RG – 2 ..... 27

A3.6.1 Materialparameter ..... 27

A3.6.2 Ergebnisse der Berechnung ..... 28

A3.7. Modell RG – 3 ..... 32

A3.7.1 Materialparameter ..... 32

A3.7.2 Ergebnisse der Berechnung ..... 33

A3.8. Modell RG – 4 ..... 37

A3.8.1 Materialparameter ..... 37

A3.8.2 Ergebnisse der Berechnung ..... 38

# A3.1. Modell GG – 1

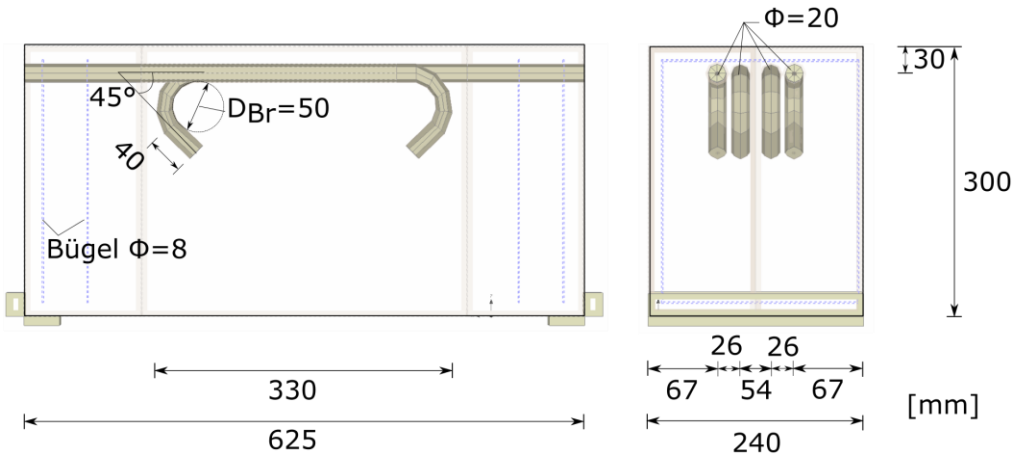



**Bild A3-1-1**: FE-Modell GG - 1 mit 2 glatten Stäben BStI Φ20mm

## A3.1.1 Materialparameter

| **Betoneigenschaften** | |
|---|---|
| Elementtyp | CC3DNonLinCementitious2 |
| E-Modul [N/mm²] | 31320 |
| Querdehnzahl $\mu$ [–] | 0,2 |
| Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm²] | 2,81 |
| Druckfestigkeit $f_c$ [N/mm²] | 41,6 |

| **Stahleigenschaften (BSt I)** | |
|---|---|
| Elementtyp | CC3DBiLinearSteelVonMises |
| E-Modul [N/mm²] | 200000 |
| Querdehnzahl $\mu$ [–] | 0,3 |
| Fließgrenze $\sigma_y$ [N/mm²] | 220 |

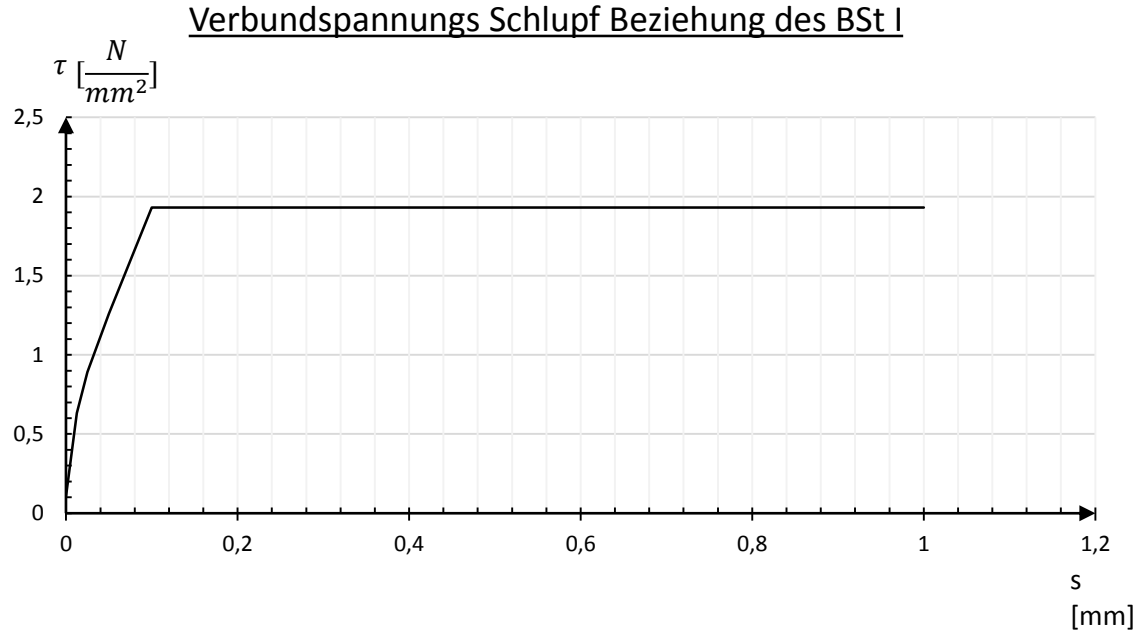



**Bild A3-1-2**: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für BStI im FE Modell

## A3.1.2 Ergebnisse der Berechnung

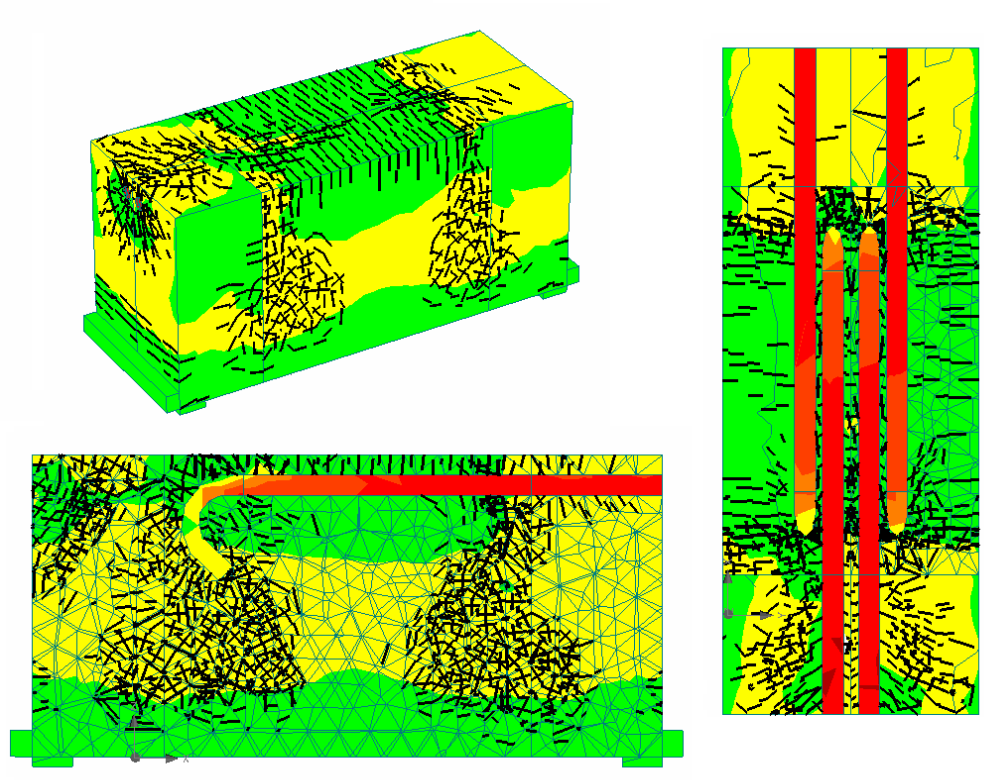


**Bild A3-1-3:** FE – Modell mit Rissen und Spannungsverläufen im GZT

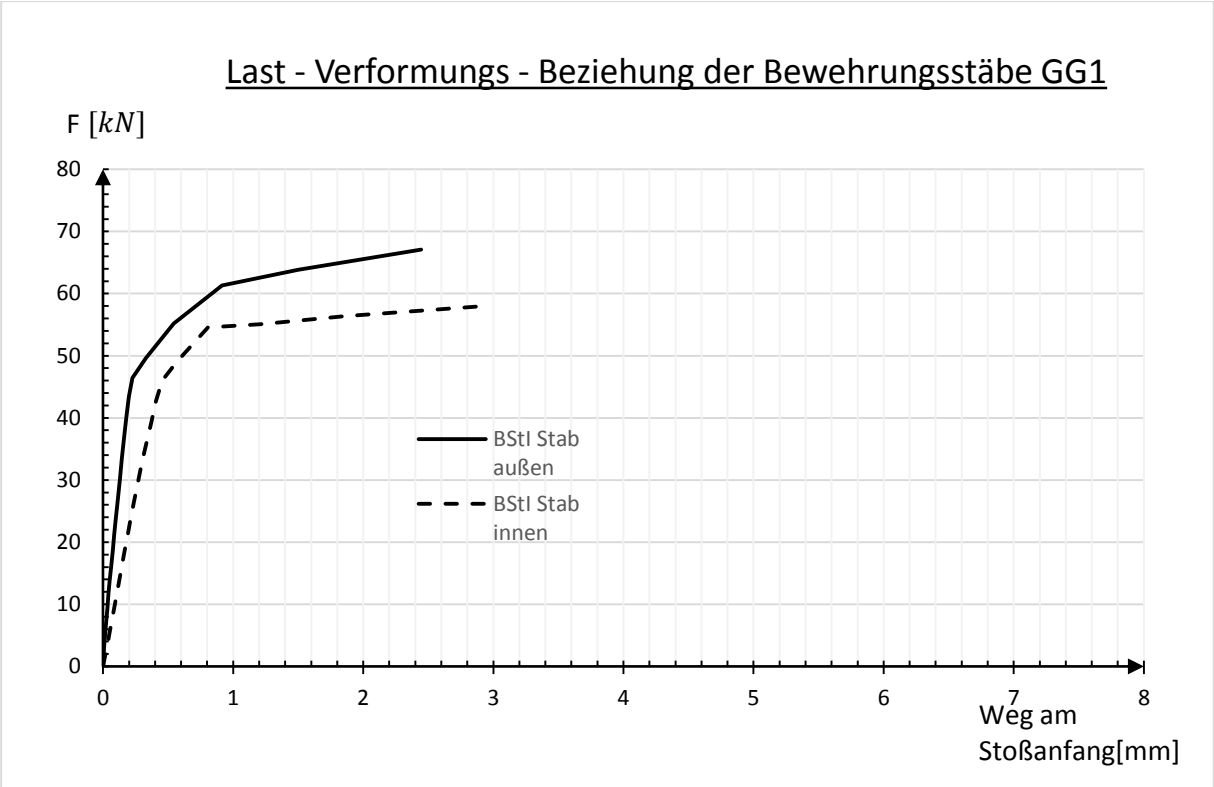



**Bild A3-1-4**: Last-Verformungs-Beziehung am Stoßanfang

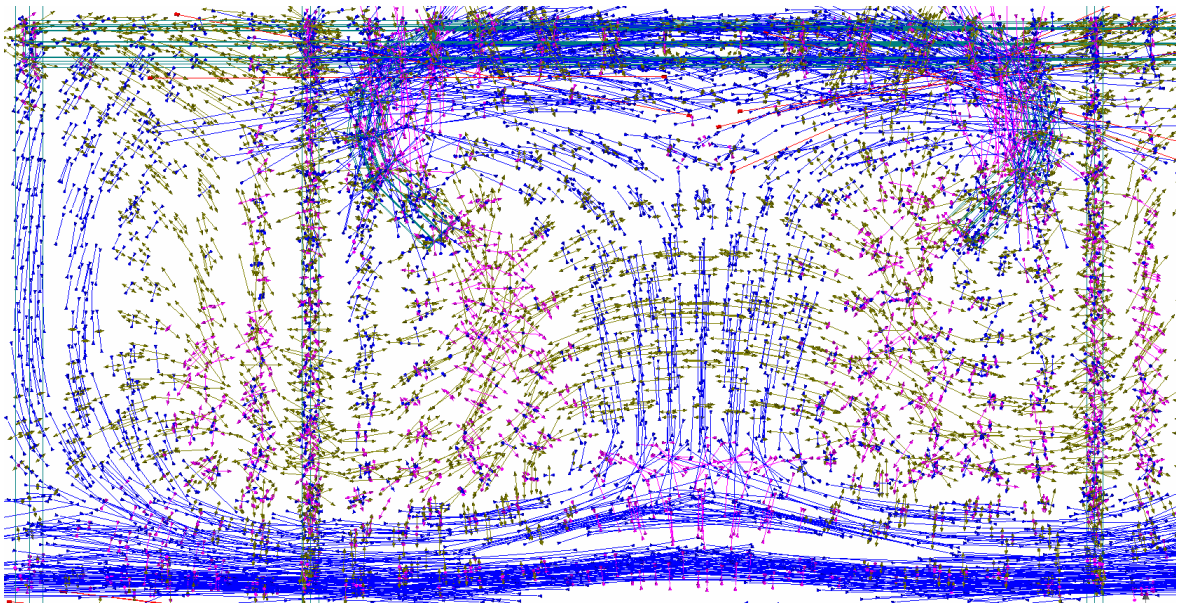


**Bild A3-1-5:** Hauptspannungstrajektorien unmittelbar vor Versagen

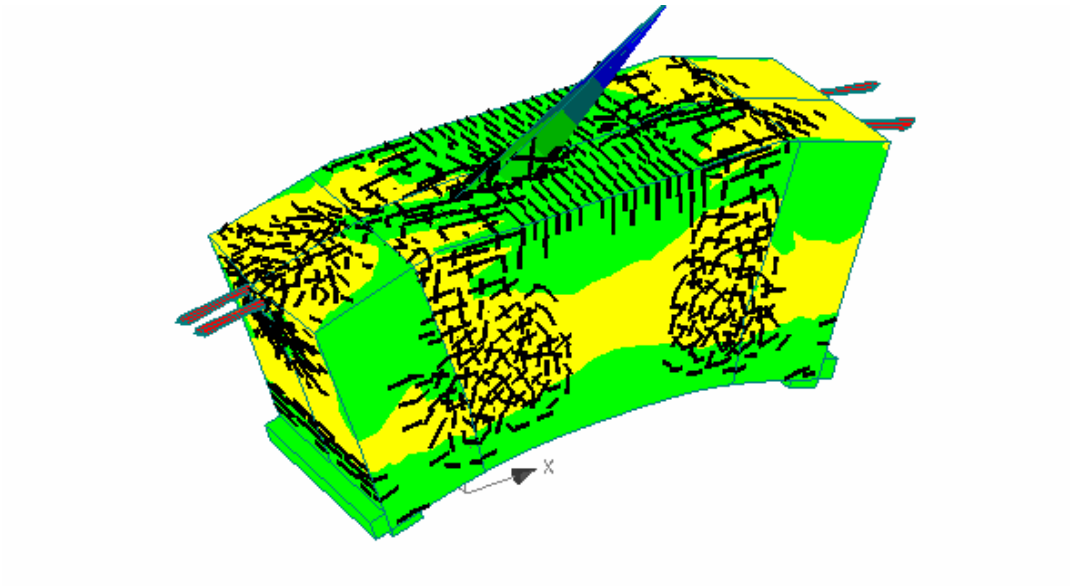


**Bild A3-1-6:** Verformung des FE – Modells im Versagenszustand (50-fach vergrößert)

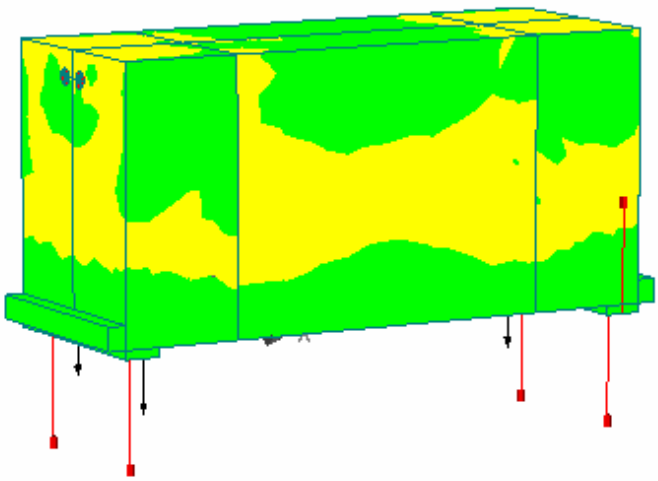


**Bild A3-1-7**: Auflagerkräfte (Skalierung 1000-fach)

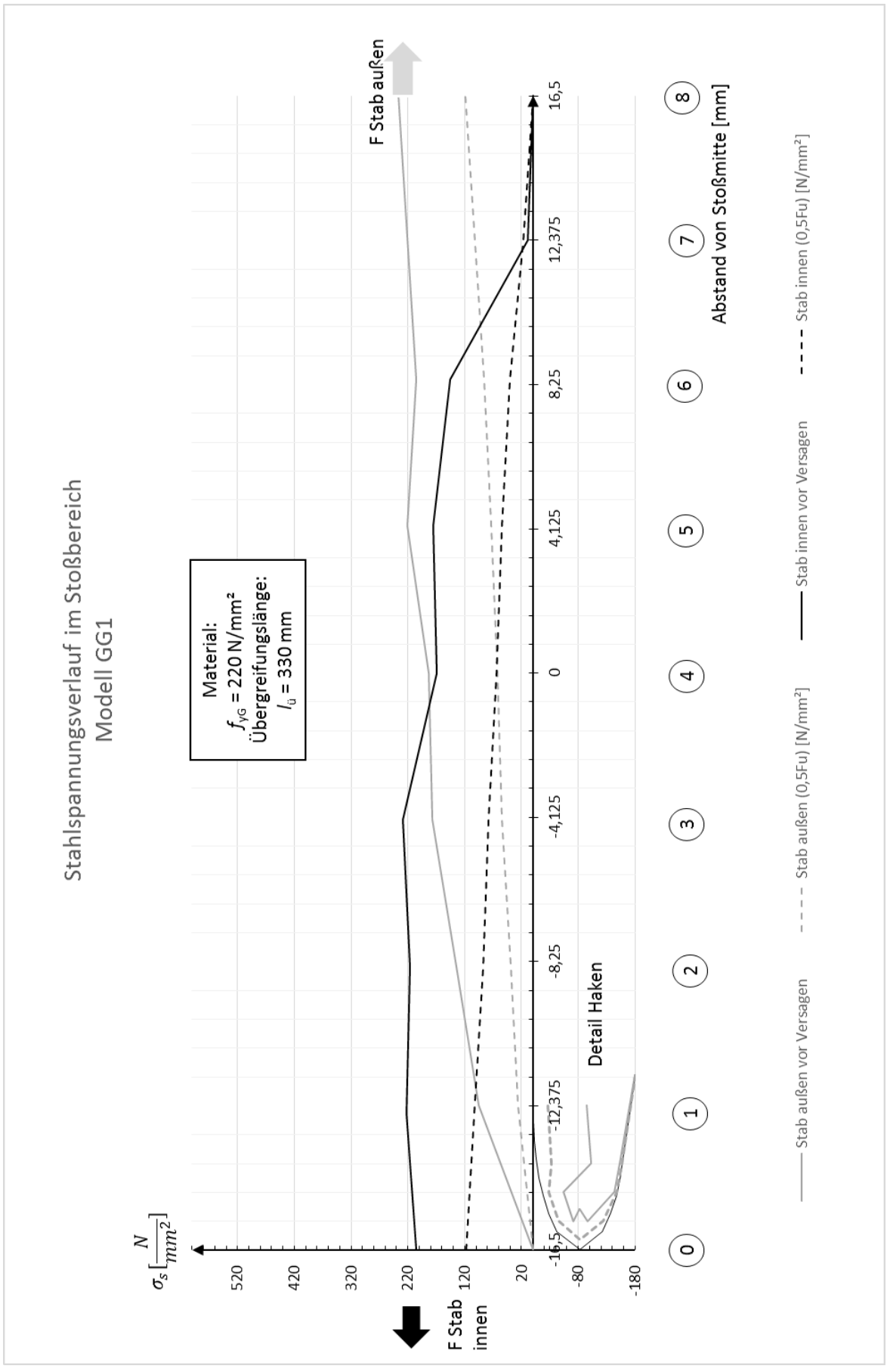



**Bild A3-1-8**: Spannungsverläufe in den Bewehrungsstäben

## A3.2. Modell GG – 2

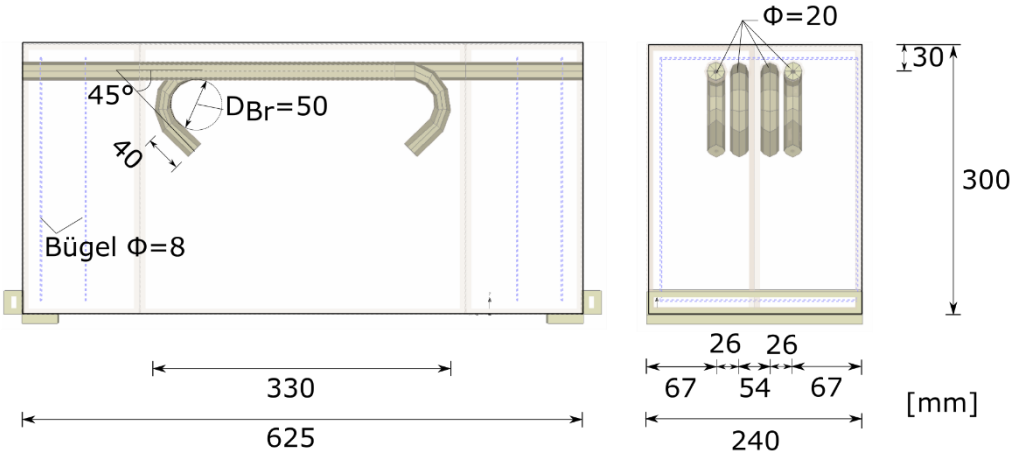



**Bild A3-2-1**: FE-Modell G-G 1 mit 2 glatten Stäben BStI Φ20mm

### A3.2.1. Materialparameter

| **Betoneigenschaften** | |
|---|---|
| Elementtyp | CC3DNonLinCementitious2 |
| E-Modul [N/mm²] | 31320 |
| Querdehnzahl $\mu$ [–] | 0,2 |
| Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm²] | 2,81 |
| Druckfestigkeit $f_c$ [N/mm²] | 41,6 |

| **Stahleigenschaften (BSt I)** | |
|---|---|
| Elementtyp | CC3DBiLinearSteelVonMises |
| E-Modul [N/mm²] | 200000 |
| Querdehnzahl $\mu$ [–] | 0,3 |
| Fließgrenze $\sigma_y$ [N/mm²] | 350 |

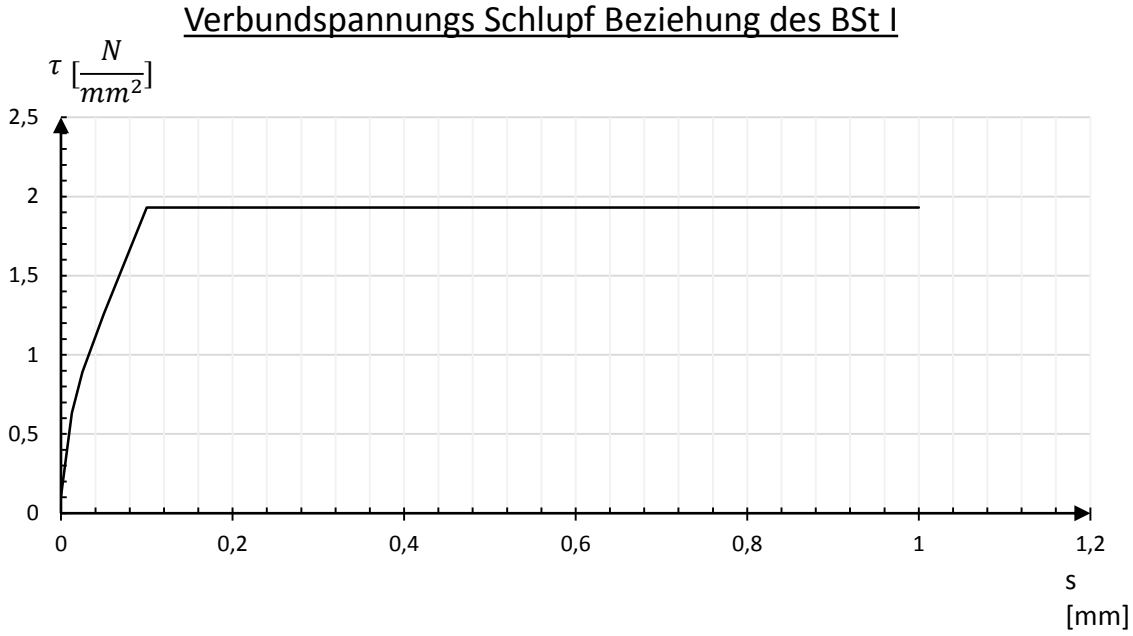



**Bild A3-2-2**: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für BStI im FE-Modell

## A3.2.2. Ergebnisse der Berechnung

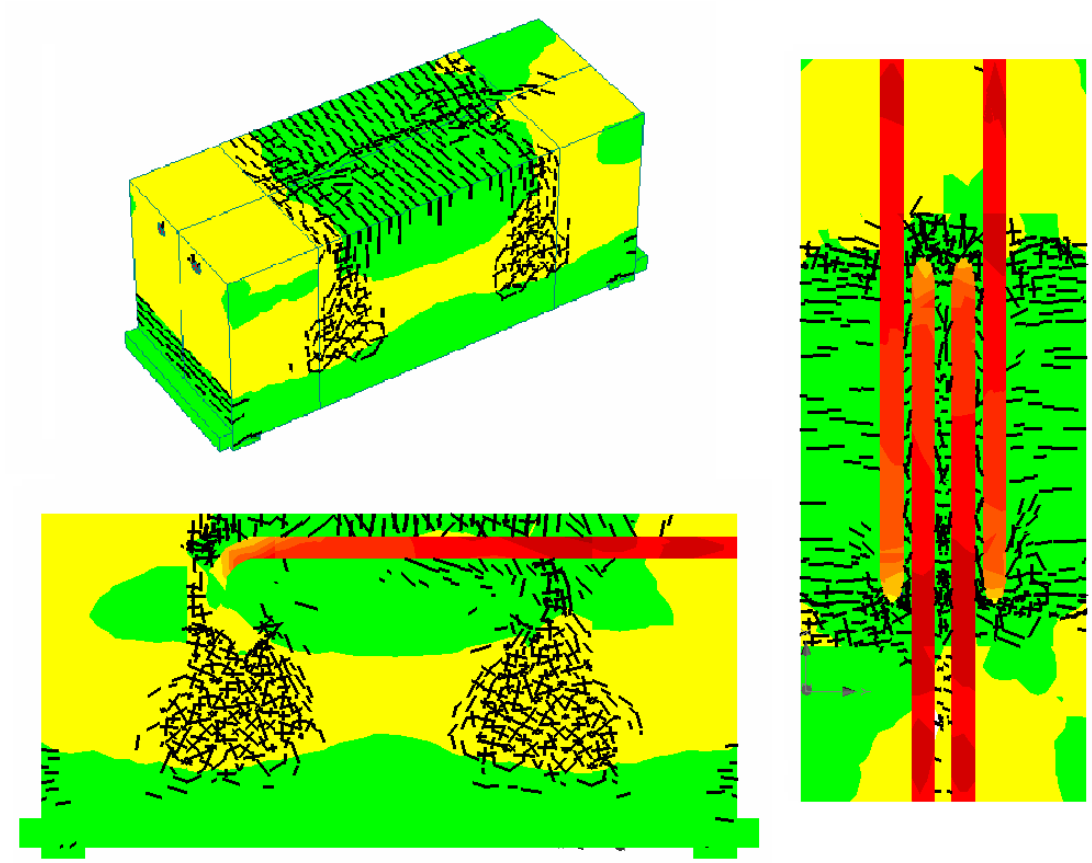


**Bild A3-2-3:** FE – Modell mit Rissen und Spannungsverläufen im GZT

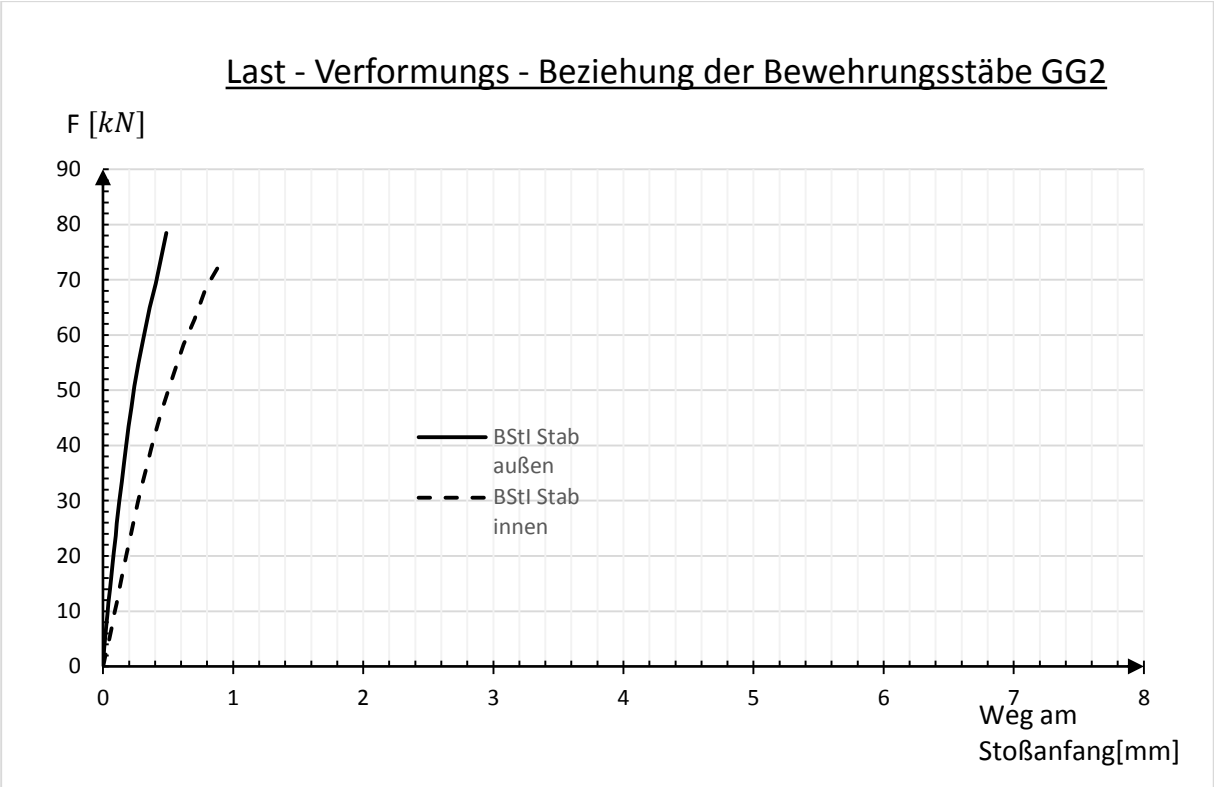



**Bild A3-2-4**: Last-Verformungs-Beziehung am Stoßanfang

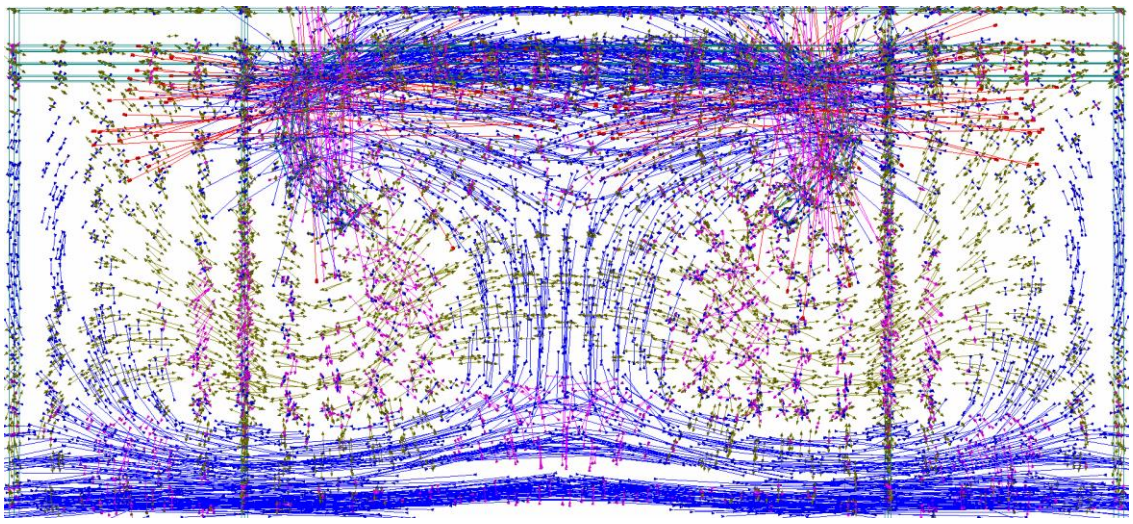


**Bild A3-2-5:** Hauptspannungstrajektorien unmittelbar vor Versagen

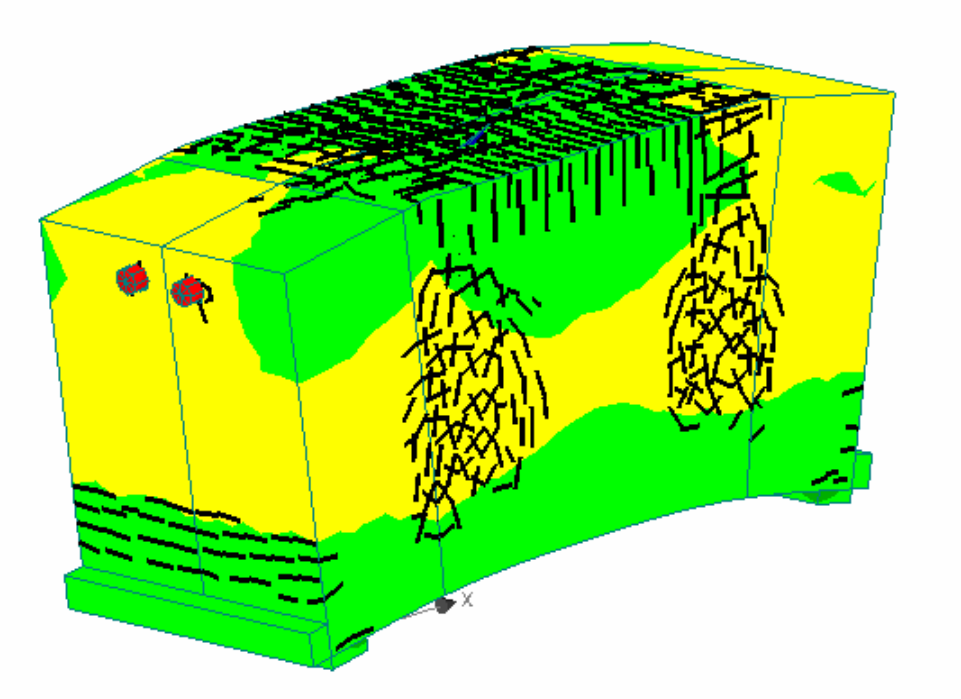


**Bild A3-2-6:** Verformung des FE – Modells im Versagenszustand (50-fach vergrößert)

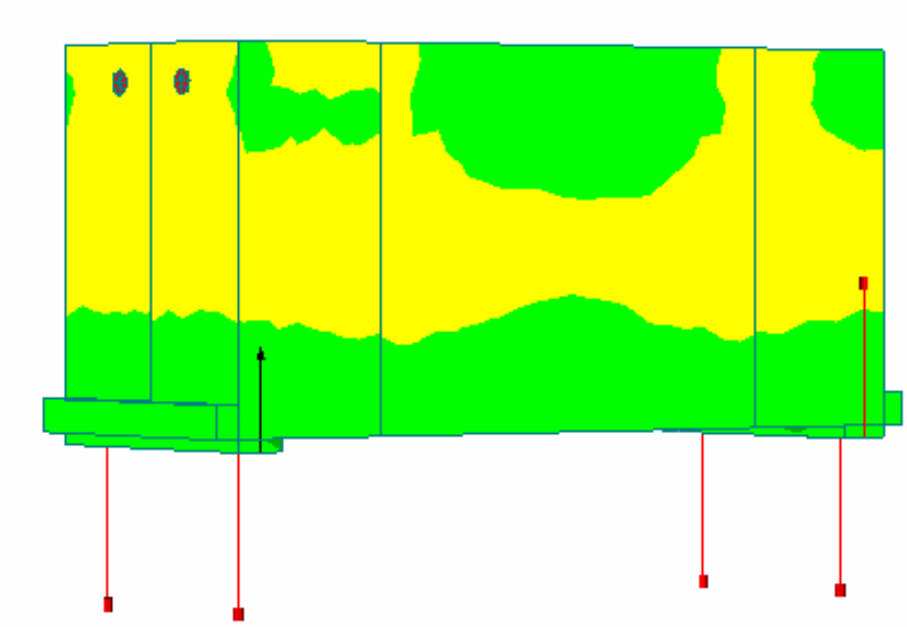


**Bild A3-2-7**: Auflagerkräfte (Skalierung 1000-fach)

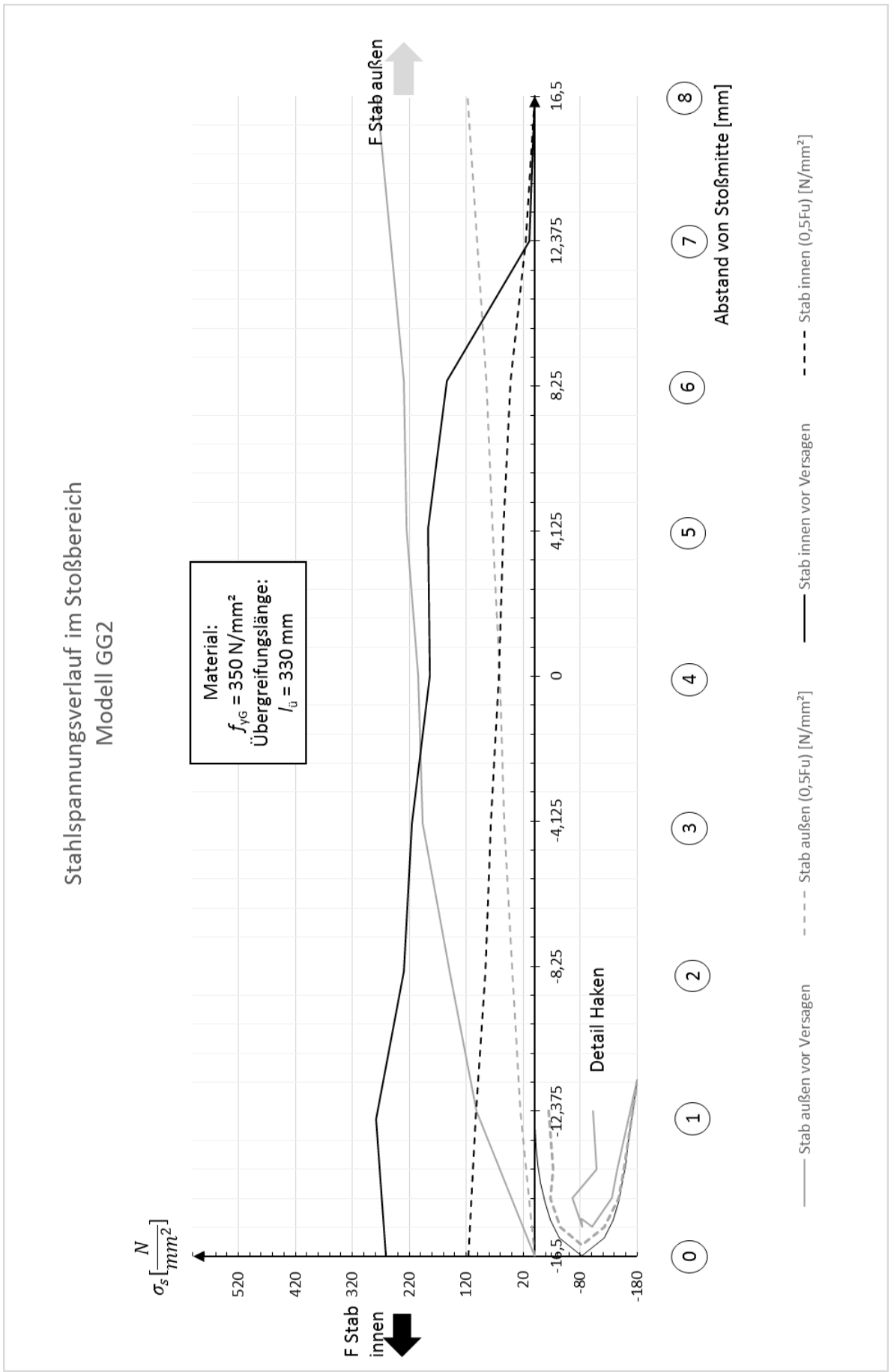



**Bild A3-2-8:** Spannungsverlauf in den Bewehrungsstäben

## A3.3. Modell RR-1

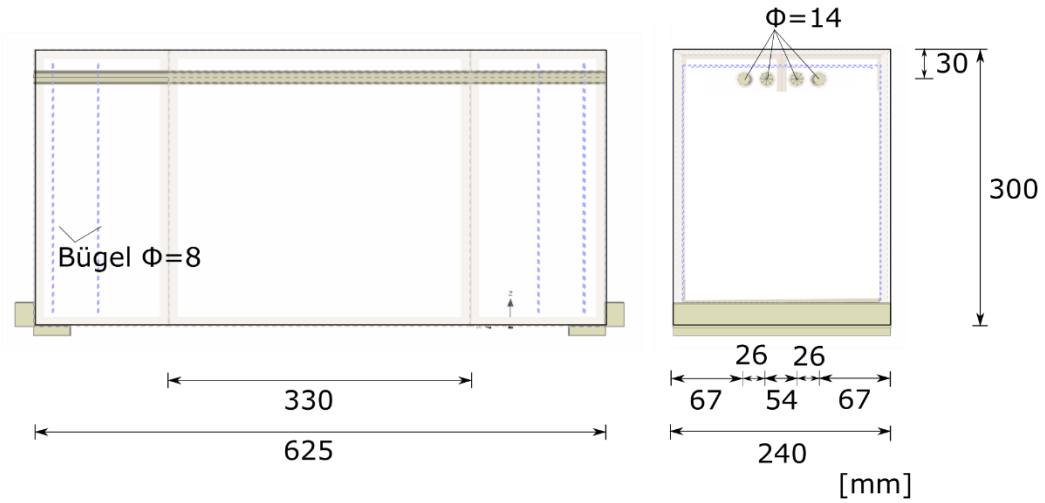



**Bild A3-3-1**: FE-Modell RR 1 mit 4 gerippten Stäben B500 Φ14mm

### A3.3.1 Materialparameter

| **Betoneigenschaften** | |
|---|---|
| Elementtyp | CC3DNonLinCementitious2 |
| E-Modul [N/mm²] | 31320 |
| Querdehnzahl μ [–] | 0,2 |
| Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm²] | 2,81 |
| Druckfestigkeit $f_c$ [N/mm²] | 41,6 |

| **Stahleigenschaften (B500)** | |
|---|---|
| Elementtyp | CC3DBiLinearSteelVonMises |
| E-Modul [N/mm²] | 200000 |
| Querdehnzahl μ [–] | 0,3 |
| Fließgrenze $\sigma_y$ [N/mm²] | 500 |

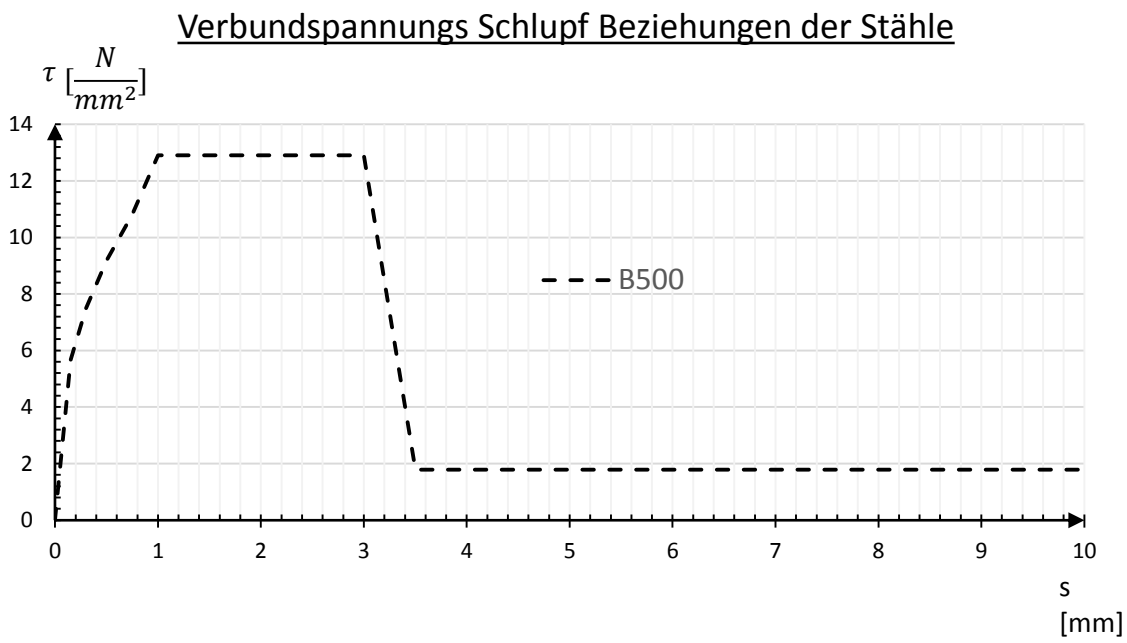



**Bild A3-3-2**: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung im FE Modell

## A3.3.2 Ergebnisse der Berechnung

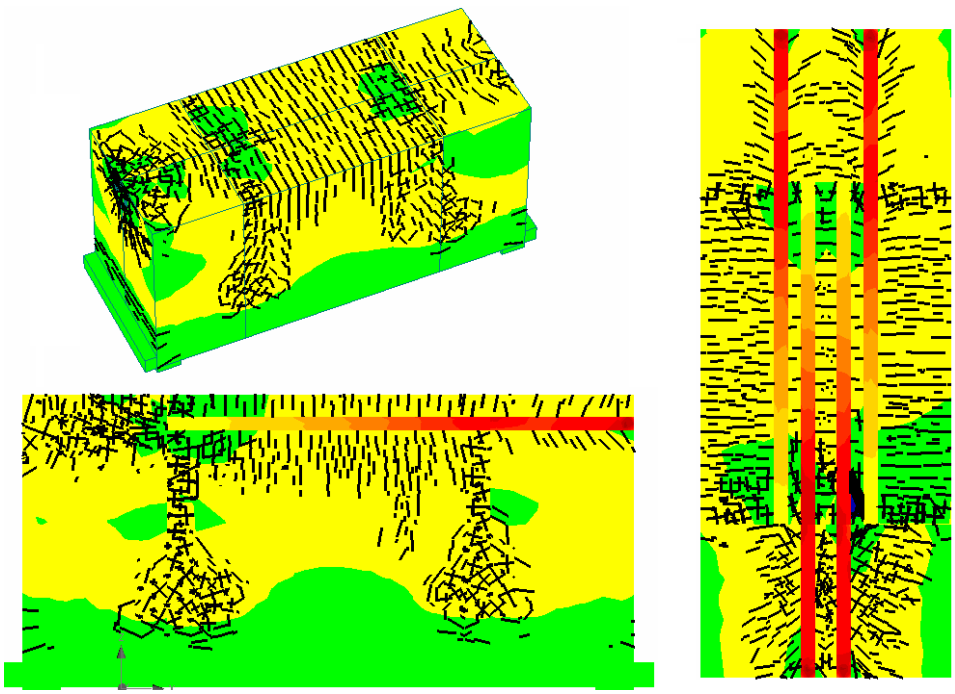


**Bild A3-3-3:** FE – Modell mit Rissen und Spannungsverläufen im GZT

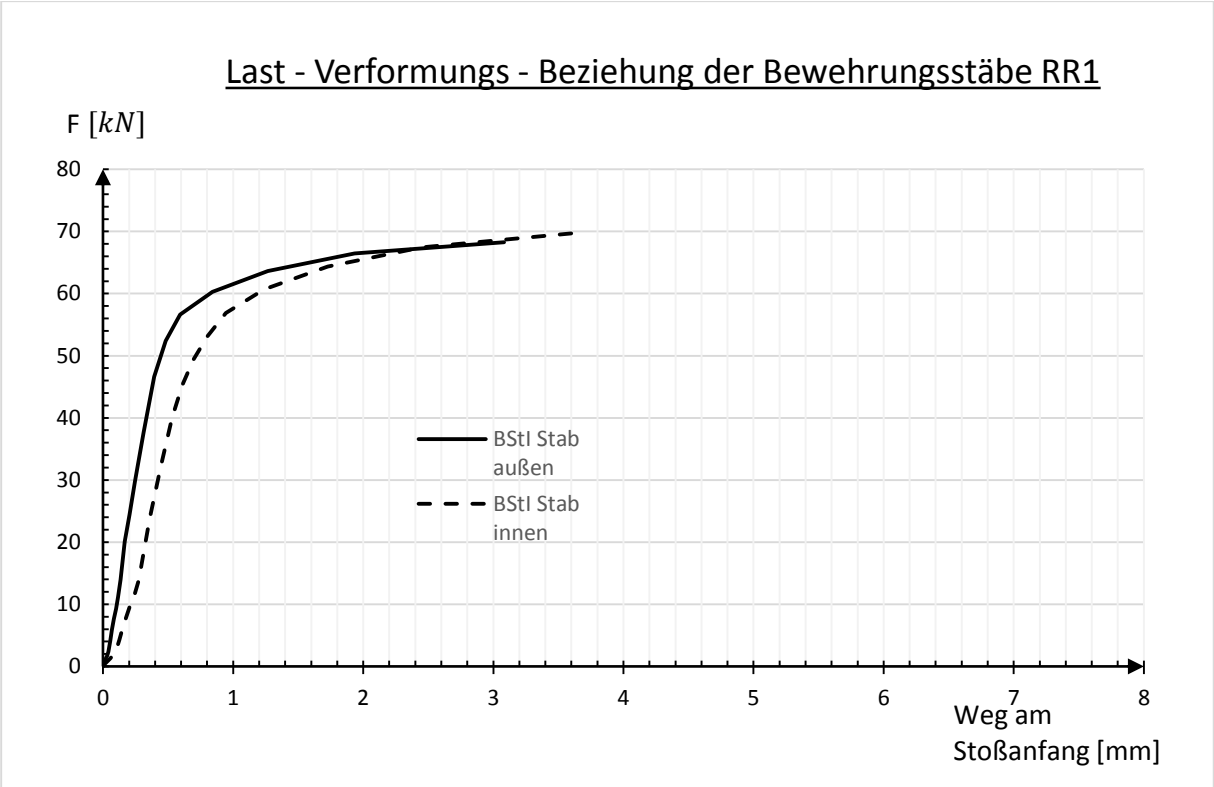



**Bild A3-3-4**: Last-Verformungs-Beziehung am Stoßanfang

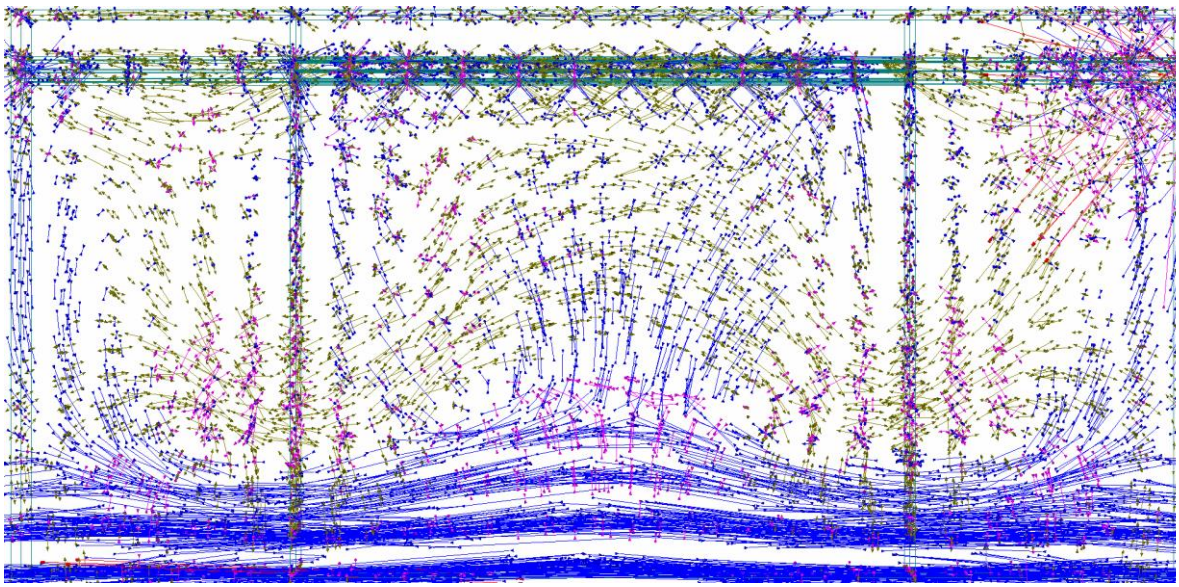


**Bild A3-3-5:** Hauptspannungstrajektorien unmittelbar vor Versagen

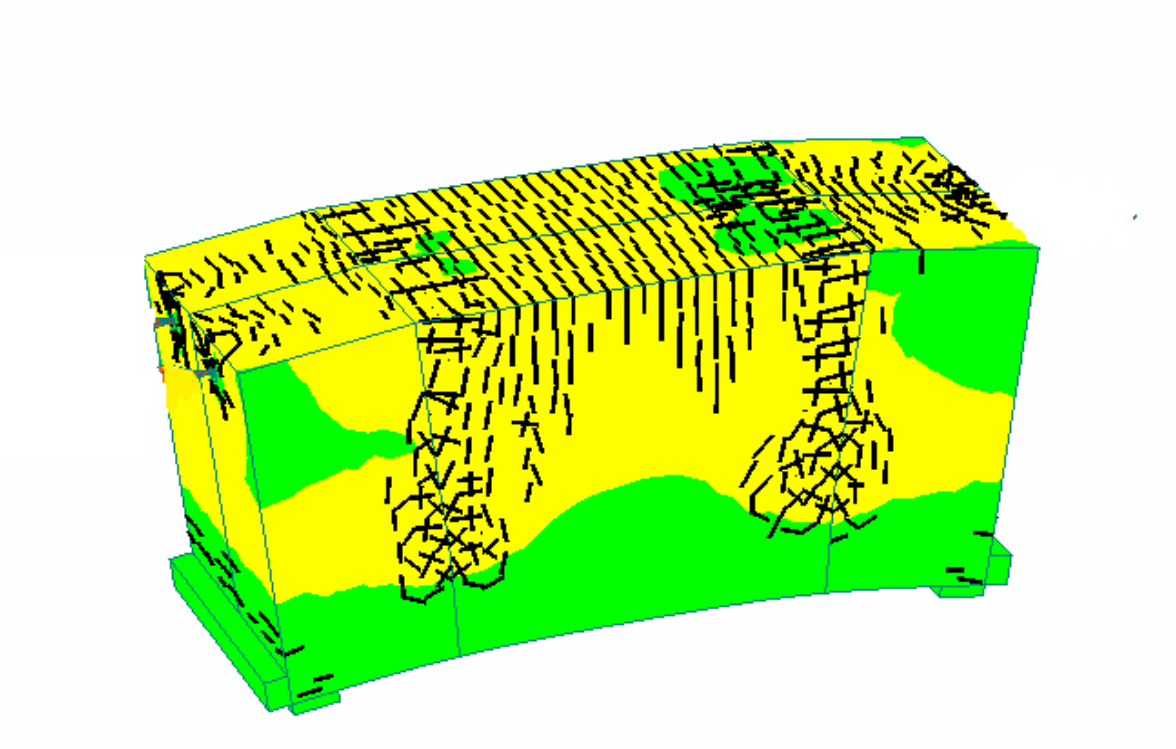


**Bild A3-3-6:** Verformung des FE – Modells im Versagenszustand (50-fach vergrößert)

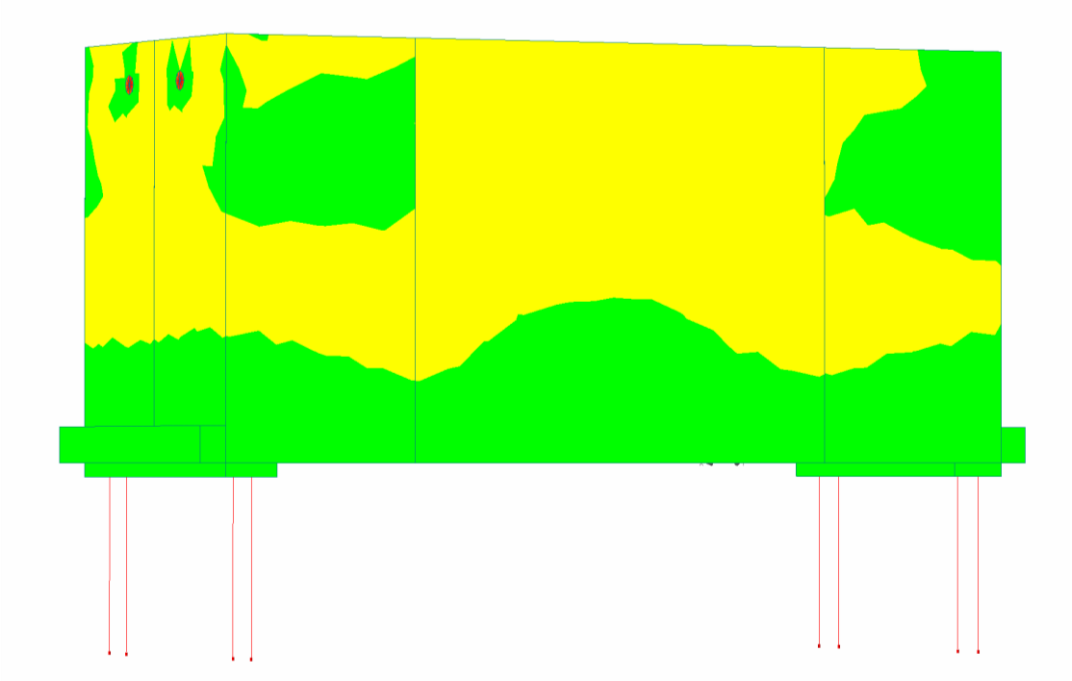


**Bild A3-3-7**: Auflagerkräfte (Skalierung 1000-fach)

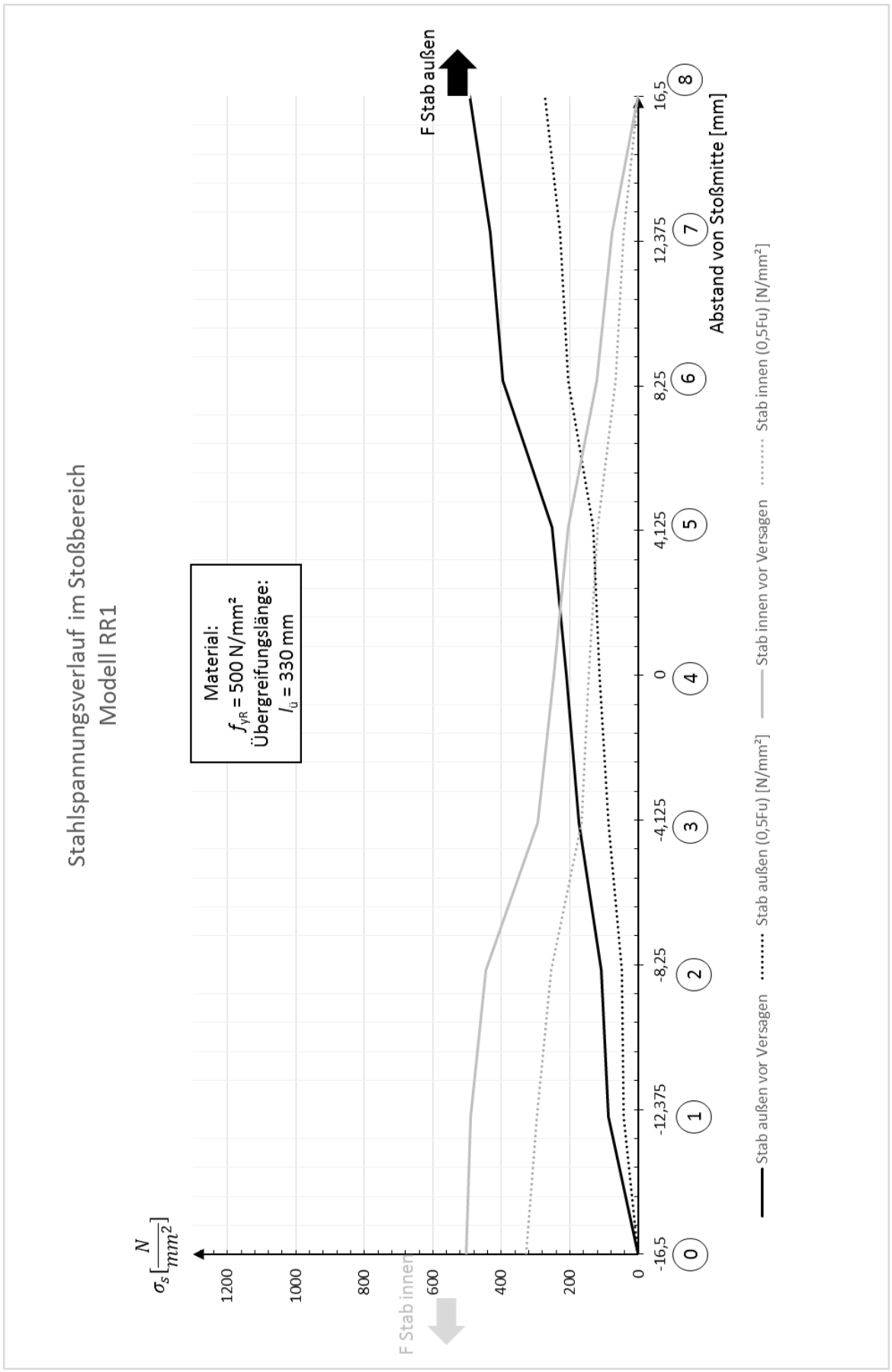



**Bild A3-3-8:** Spannungsverlauf in den Bewehrungsstäben

## A3.4. Modell RR – 2

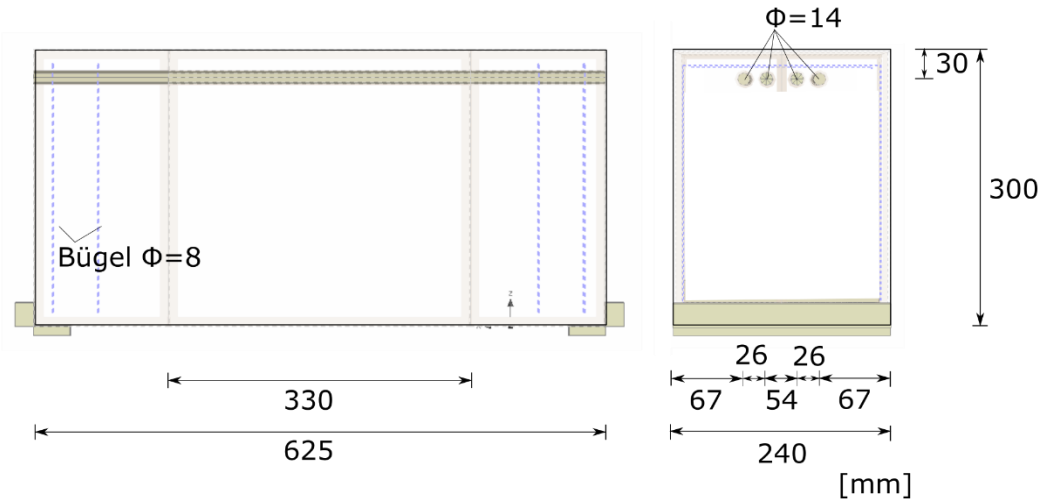



**Bild A3-4-1**: FE-Modell RR2 mit 4 gerippten Stäben $\phi$ = 14 mm

### A3.4.1 Materialparameter

| **Betoneigenschaften** | |
|---|---|
| Elementtyp | CC3DNonLinCementitious2 |
| E-Modul [N/mm²] | 31320 |
| Querdehnzahl $\mu$ [–] | 0,2 |
| Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm²] | 2,81 |
| Druckfestigkeit $f_c$ [N/mm²] | 41,6 |

| **Stahleigenschaften (B500)** | |
|---|---|
| Elementtyp | CC3DBiLinearSteelVonMises |
| E-Modul [N/mm²] | 200000 |
| Querdehnzahl $\mu$ [–] | 0,3 |
| Fließgrenze $\sigma_y$ [N/mm²] | 1000 |

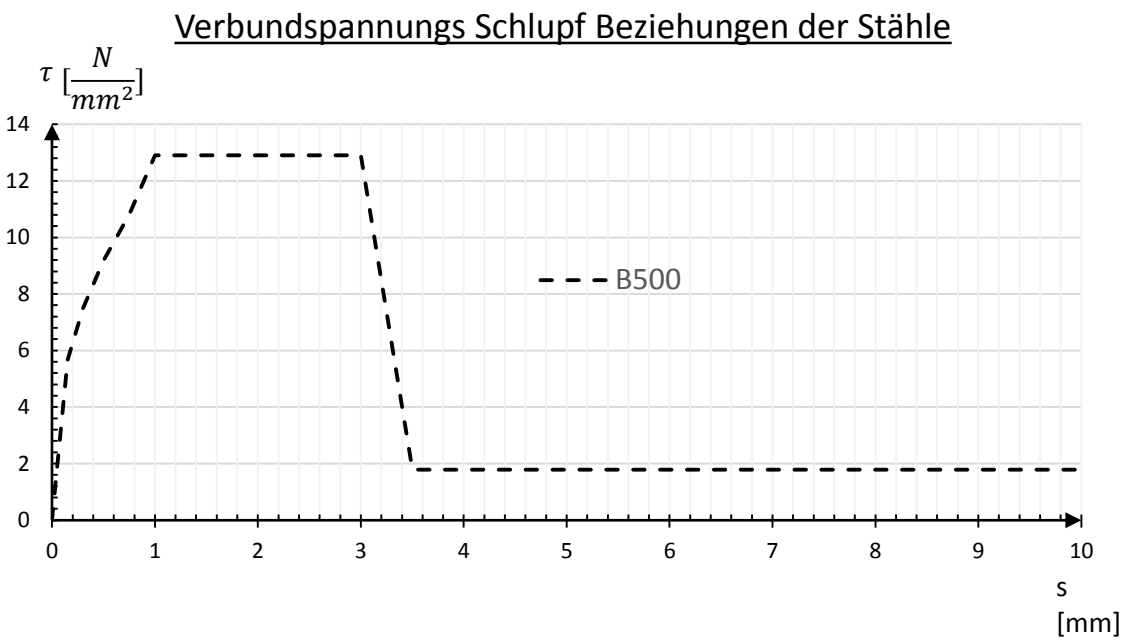



**Bild A3-4-2**: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung im FE Modell

## A3.4.2 Ergebnisse der Berechnung

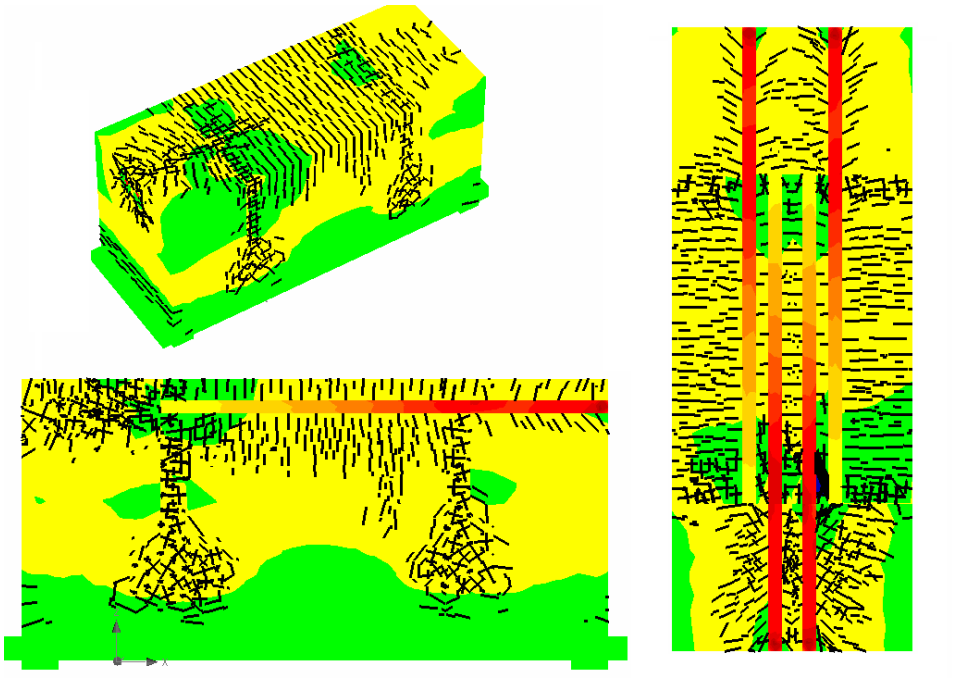


**Bild A3-4-3:** FE – Modell mit Rissen und Spannungsverläufen im GZT

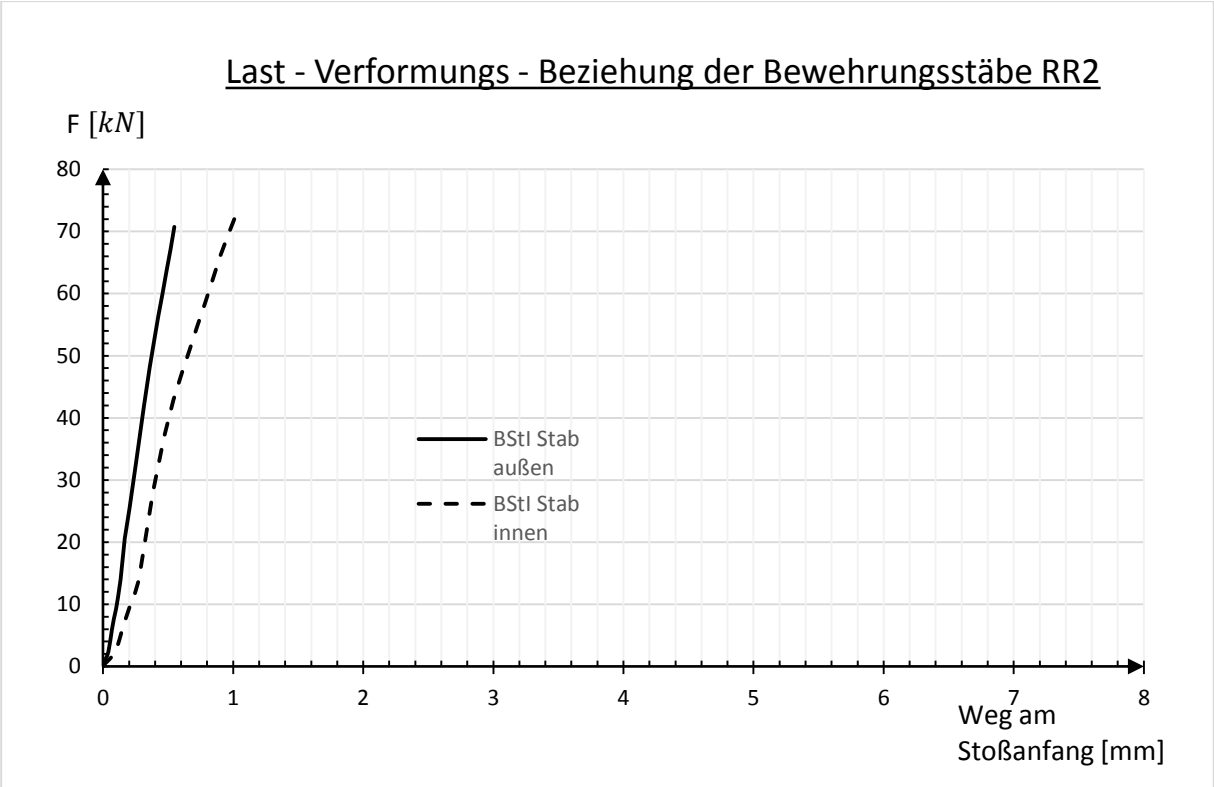



**Bild A3-4-4**: Last-Verformungs-Beziehung am Stoßanfang

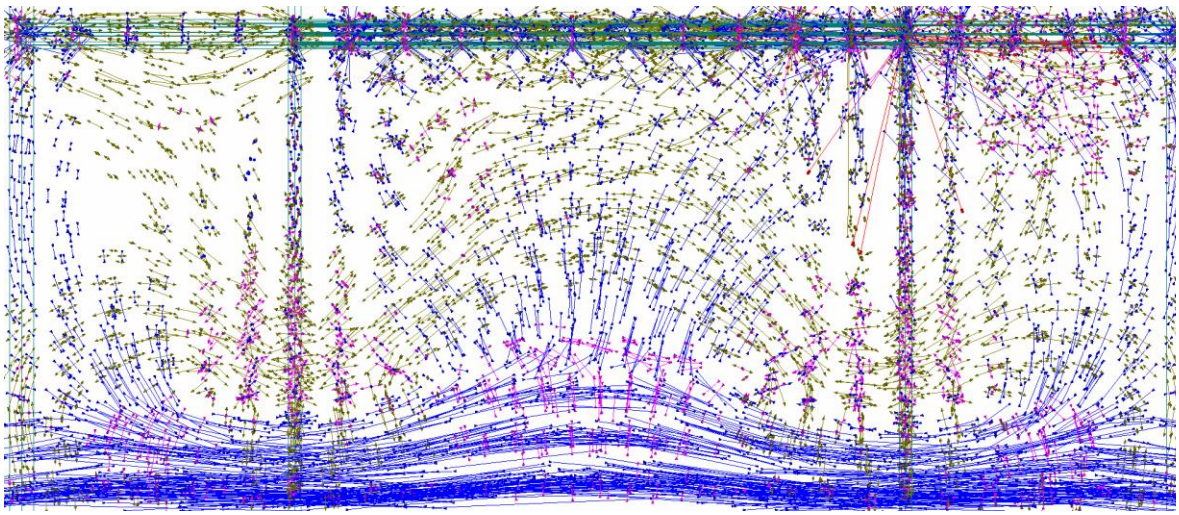


**Bild A3-4-5:** Hauptspannungstrajektorien unmittelbar vor Versagen

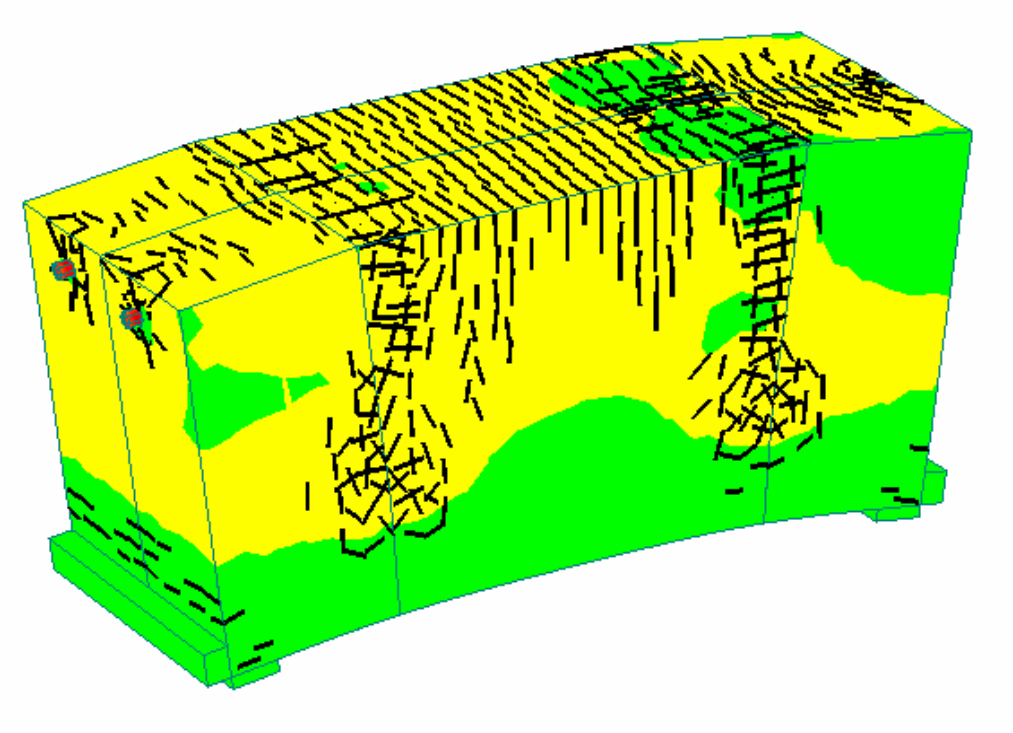


**Bild A3-4-6:** Verformung des FE – Modells im Versagenszustand (50-fach vergrößert)

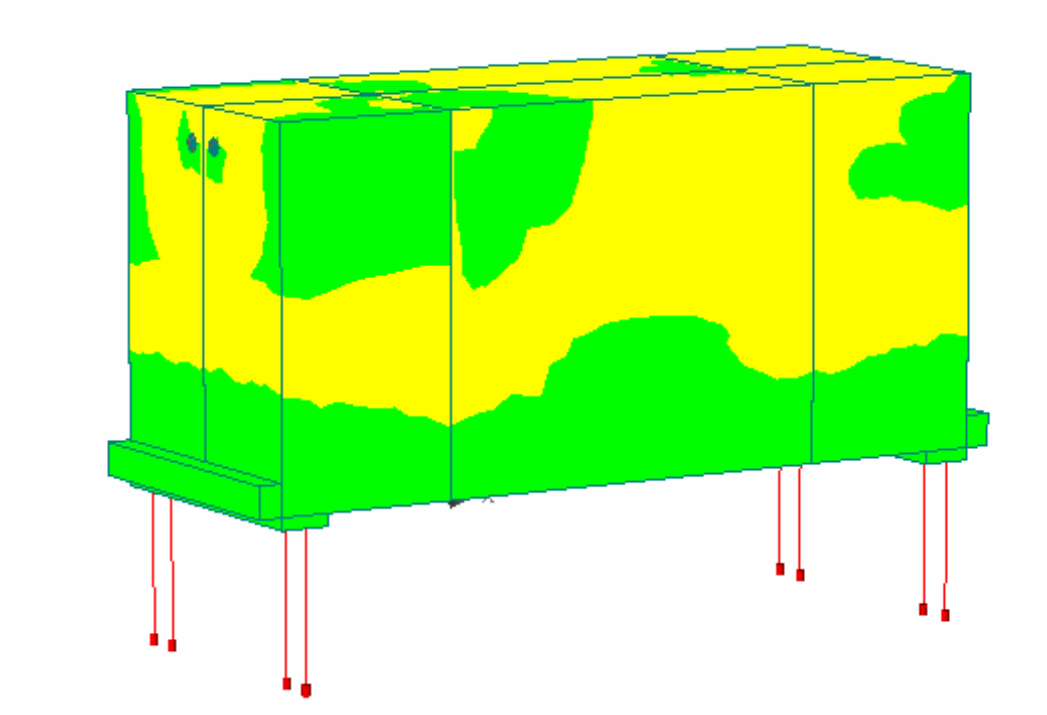


**Bild A3-4-7**: Auflagerkräfte (Skalierung 1000-ach)

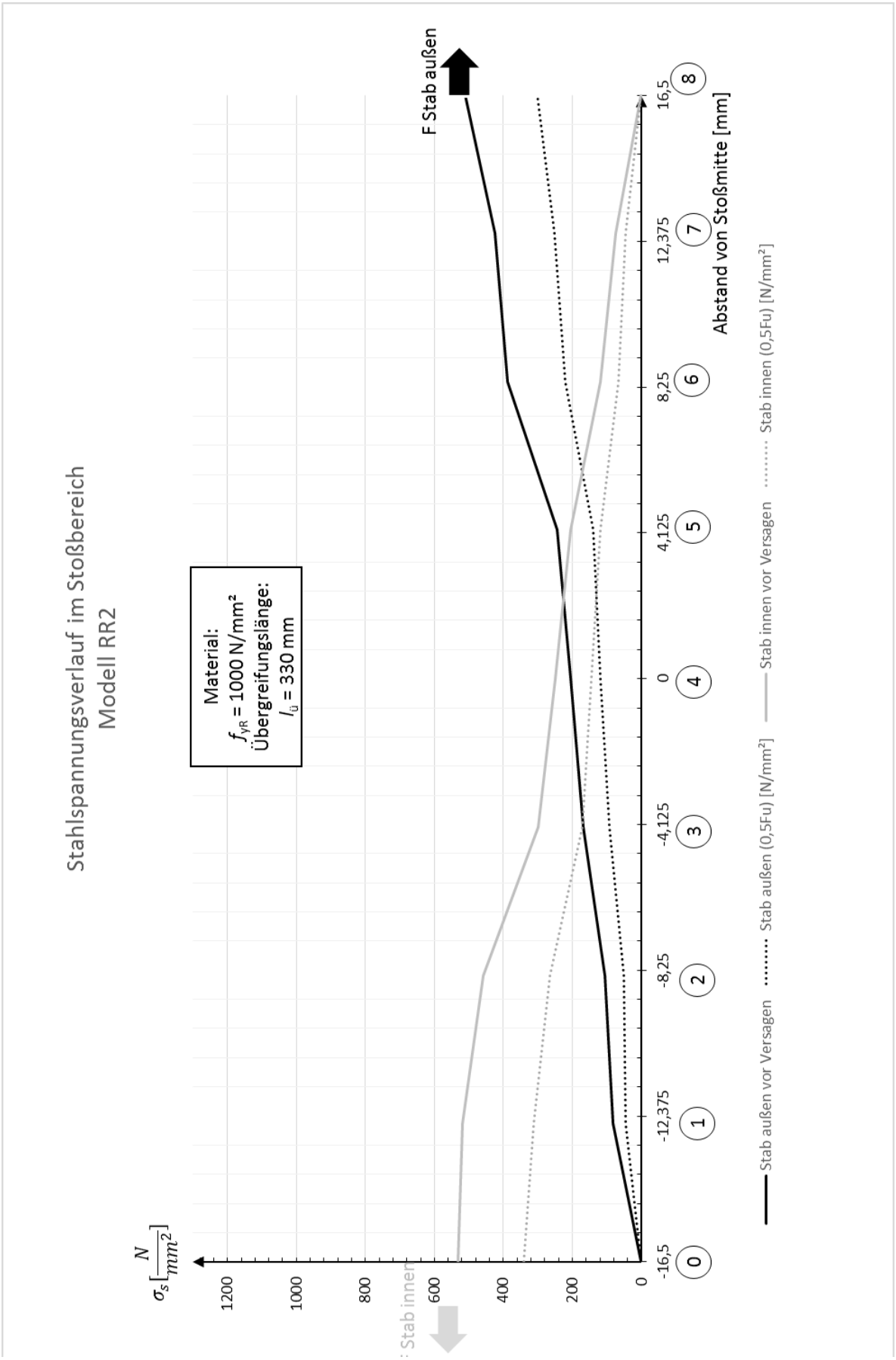



**Bild A3-4-8:** Spannungsverlauf in den Bewehrungsstäben

## A3.5. Modell RG - 1

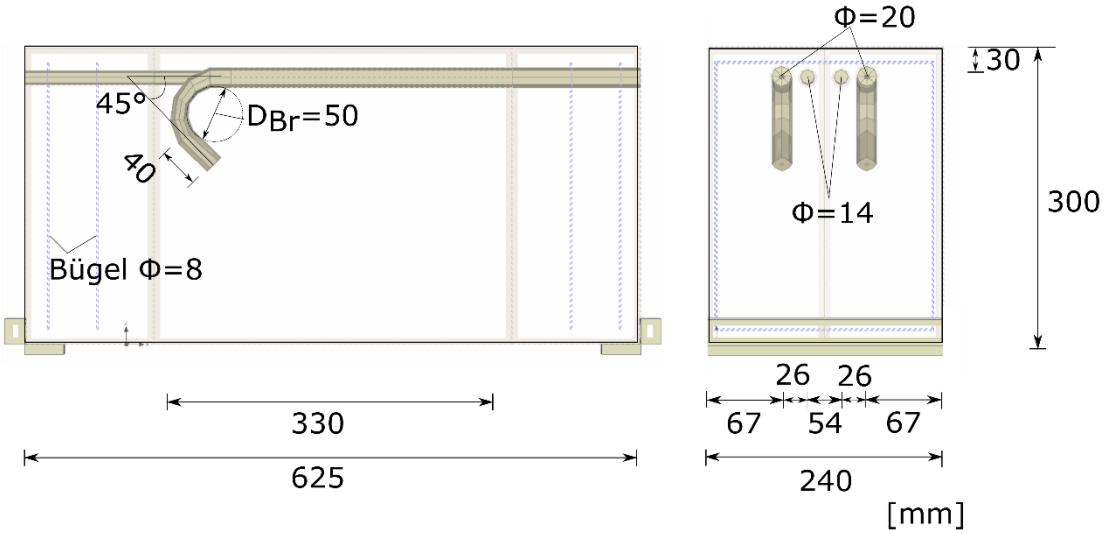



**Bild A3-5-1**: FE-Modell G-G 1 mit 2 glatten Stäben BStI $\Phi$20mm und 2 gerippten Stäben B500 $\Phi$14mm

### A.3.5.1 Materialparameter

| **Betoneigenschaften** | |
|---|---|
| Elementtyp | CC3DNonLinCementitious2 |
| E-Modul [N/mm²] | 31320 |
| Querdehnzahl $\mu$ [–] | 0,2 |
| Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm²] | 2,81 |
| Druckfestigkeit $f_c$ [N/mm²] | 41,6 |

| **Stahleigenschaften** | **BSt I** | **B500** |
|---|---|---|
| Elementtyp | CC3DBiLinearSteelVon Mises | CC3DBiLinearSteelVon Mises |
| E-Modul [N/mm²] | 200000 | 200000 |
| Querdehnzahl $\mu$ [–] | 0,3 | 0,3 |
| Fließgrenze $\sigma_y$ [N/mm²] | 220 | 500 |

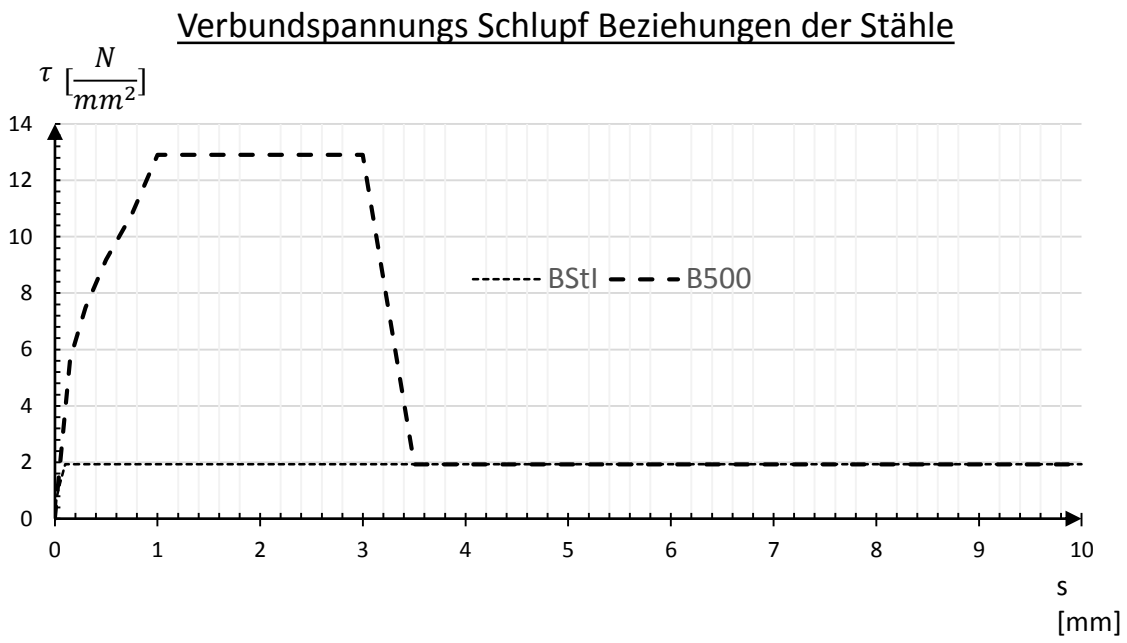



**Bild A3-5-2**: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen im FE Modell

## A3.5.2 Ergebnisse der Berechnung

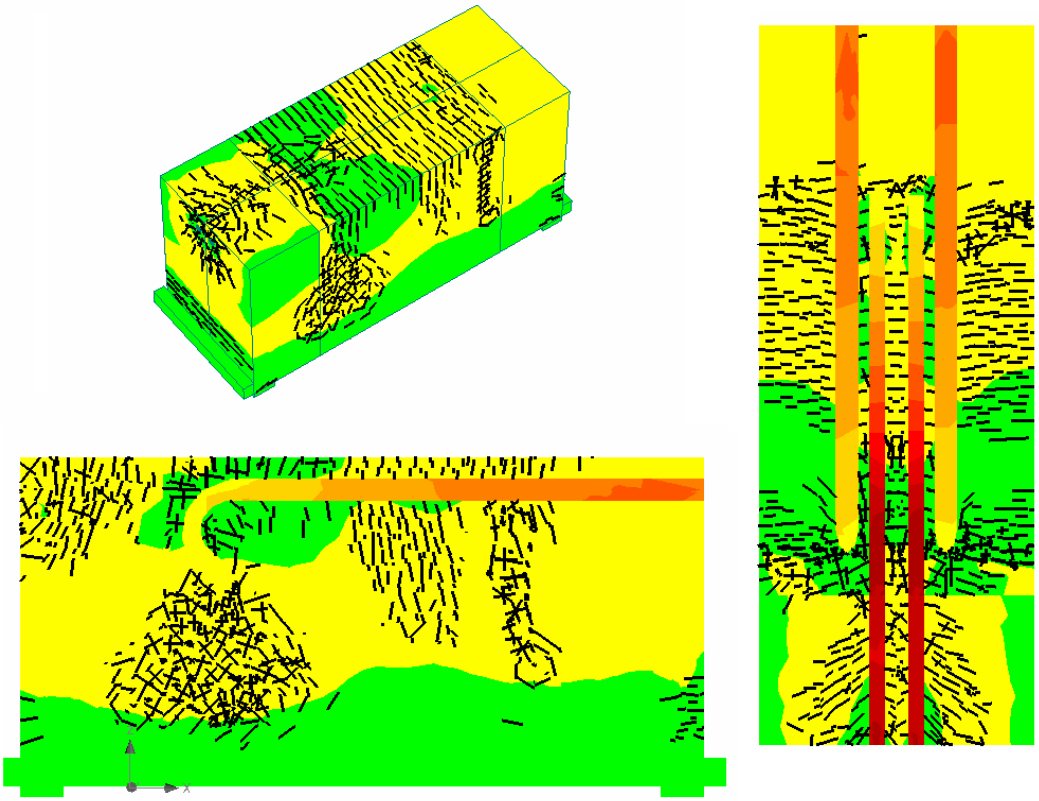


**Bild A3-5-3:** FE – Modell mit Rissen und Spannungsverläufen im GZT

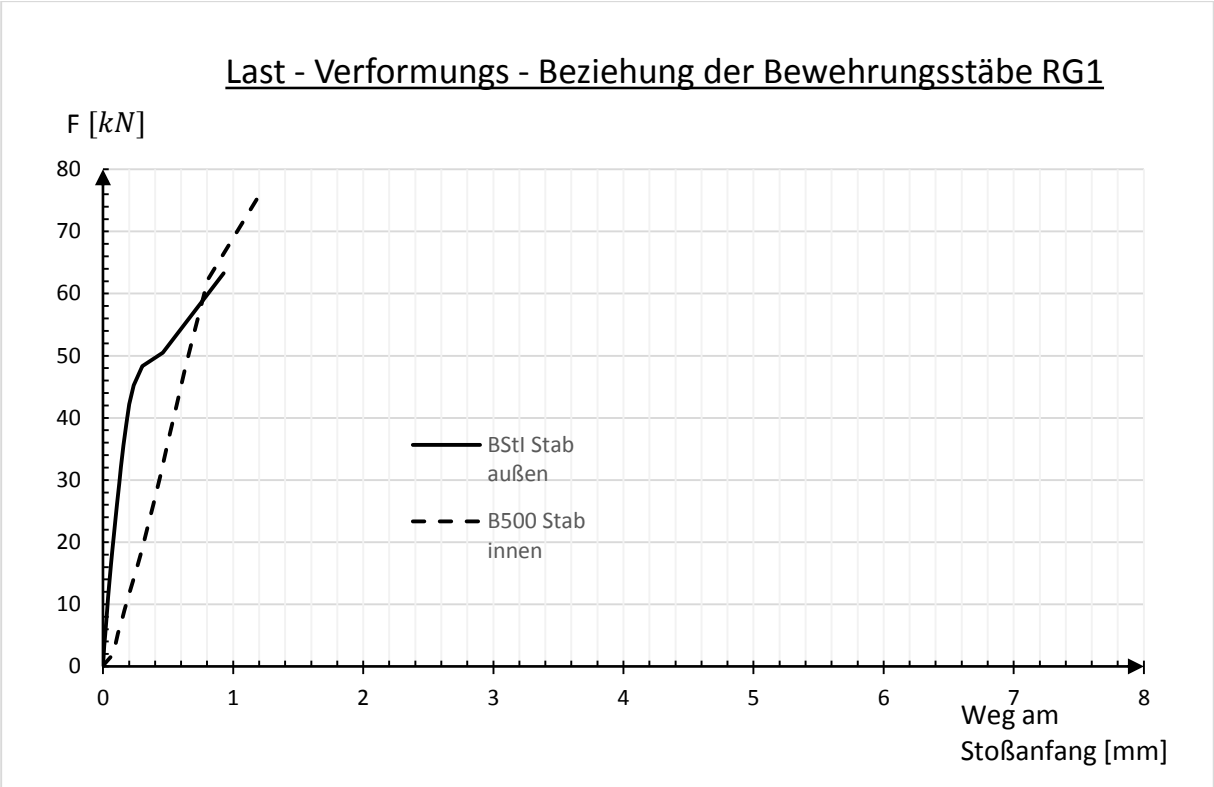



**Bild A3-5-4**: Last-Verformungs-Beziehung am Stoßanfang

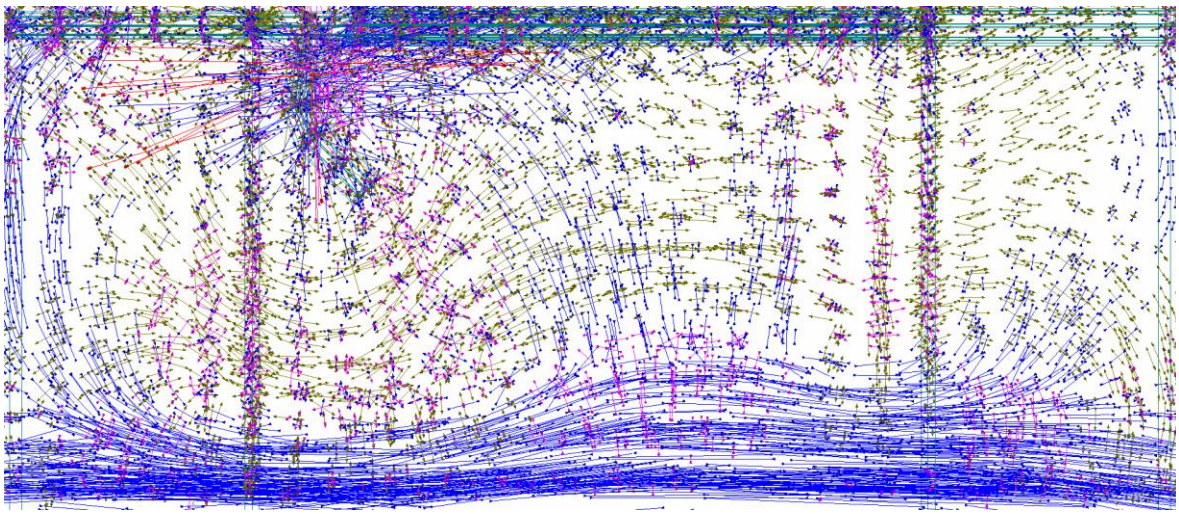


**Bild A3-5-5:** Hauptspannungstrajektorien unmittelbar vor Versagen

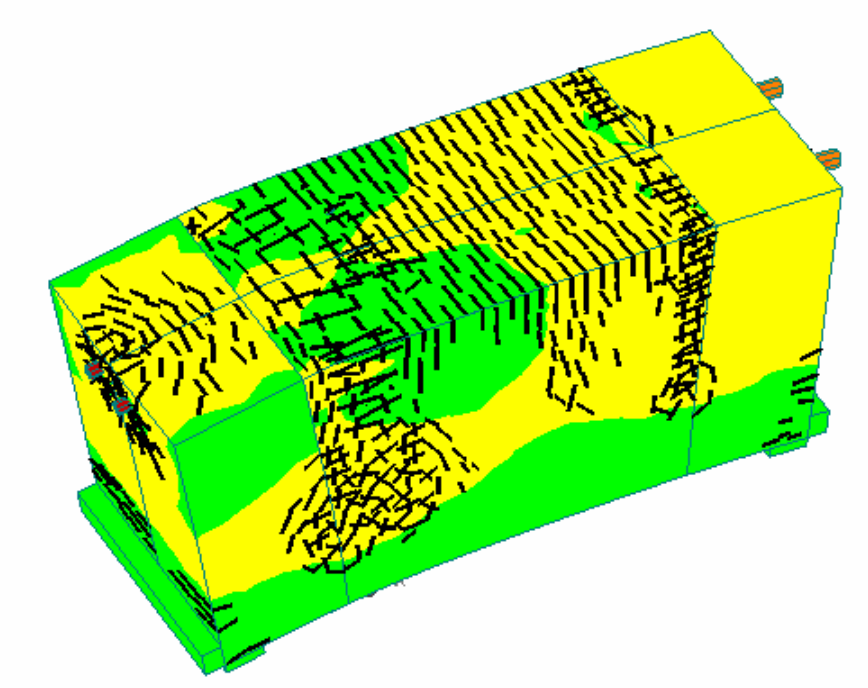


**Bild A3-5-6:** Verformung des FE – Modells im Versagenszustand (100-fach vergrößert)

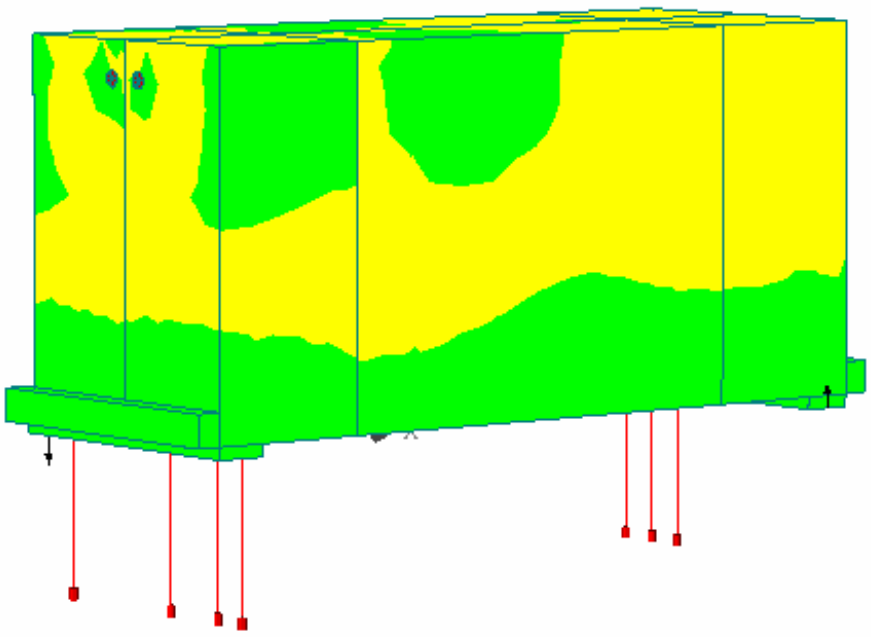


**Bild A3-5-7**: Auflagerkräfte (Skalierung 1000-fach)

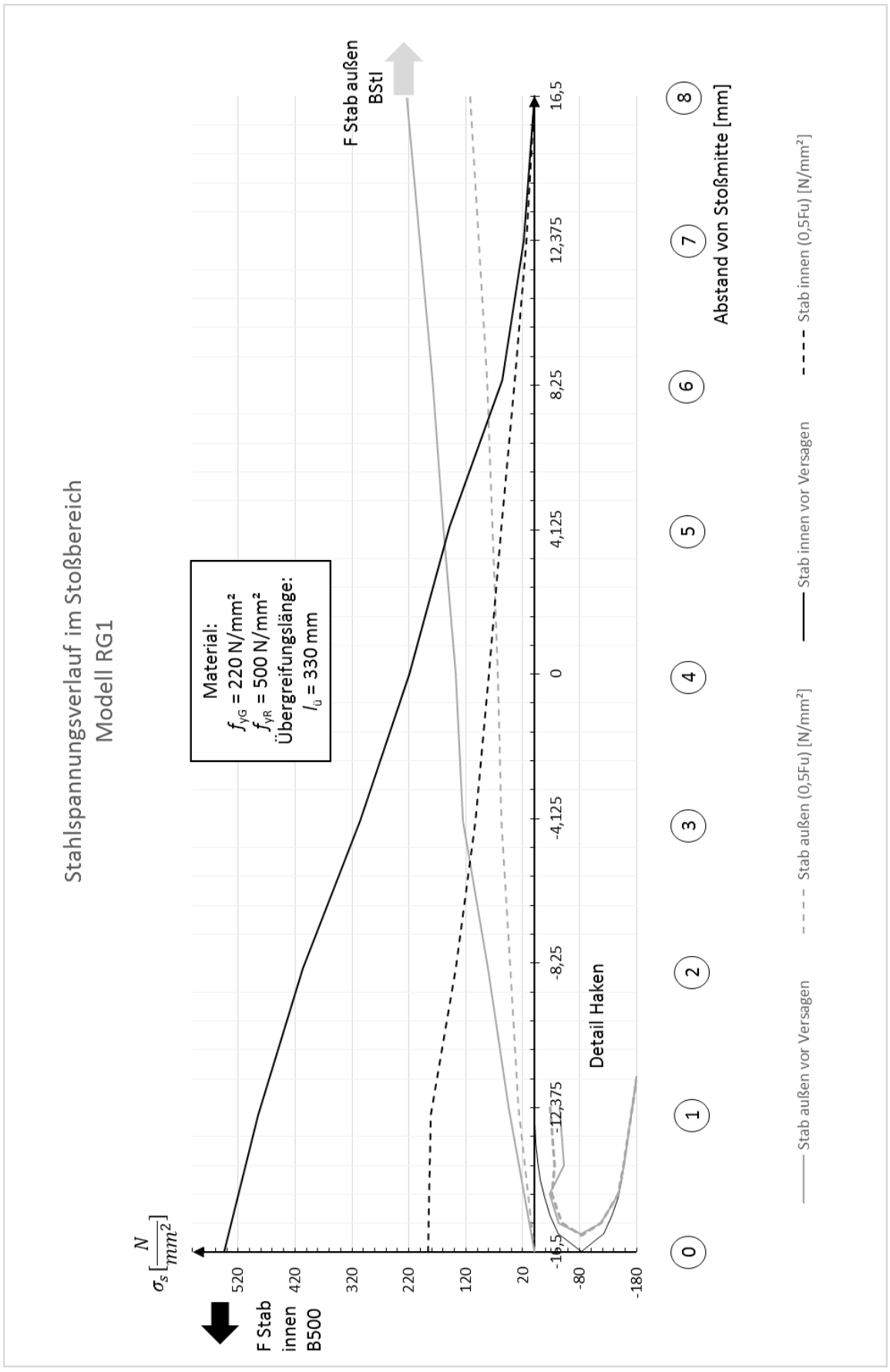



**Bild A3-5-8:** Spannungsverlauf in den Bewehrungsstäben

## A3.6. Modell RG – 2

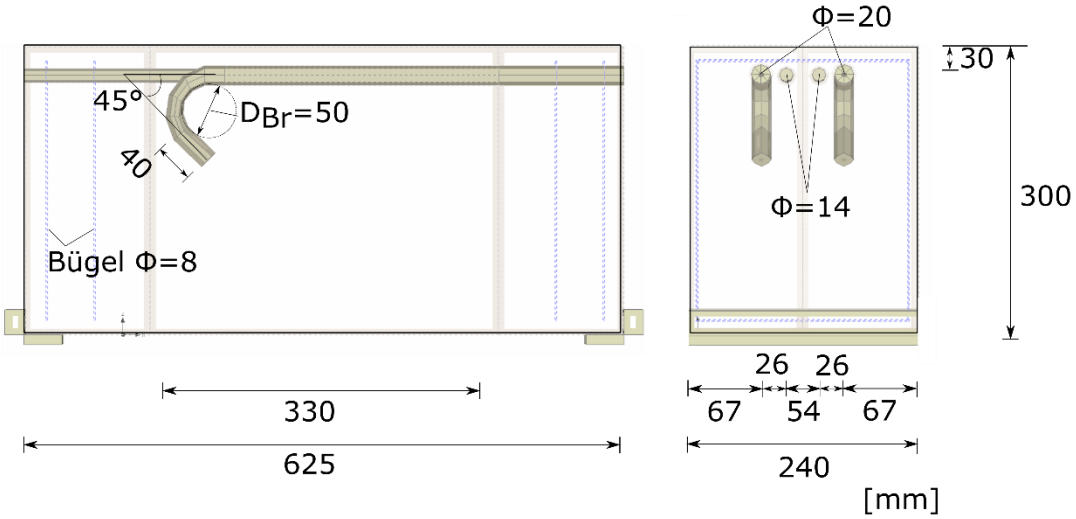



**Bild A3-6-1**: FE-Modell RG 2 mit 2 glatten Stäben BStI $\Phi$20mm und 2 gerippten Stäben $\Phi$14mm

### A3.6.1 Materialparameter

| **Betoneigenschaften** | |
|---|---|
| Elementtyp | CC3DNonLinCementitious2 |
| E-Modul [N/mm²] | 31320 |
| Querdehnzahl $\mu$ [–] | 0,2 |
| Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm²] | 2,81 |
| Druckfestigkeit $f_c$ [N/mm²] | 41,6 |

| **Stahleigenschaften** | **BSt I** | **B500** |
|---|---|---|
| Elementtyp | CC3DBiLinearSteelVonMises | CC3DBiLinearSteelVonMises |
| E-Modul [N/mm²] | 200000 | 200000 |
| Querdehnzahl $\mu$ [–] | 0,3 | 0,3 |
| Fließgrenze $\sigma_y$ [N/mm²] | 350 | 1000 |

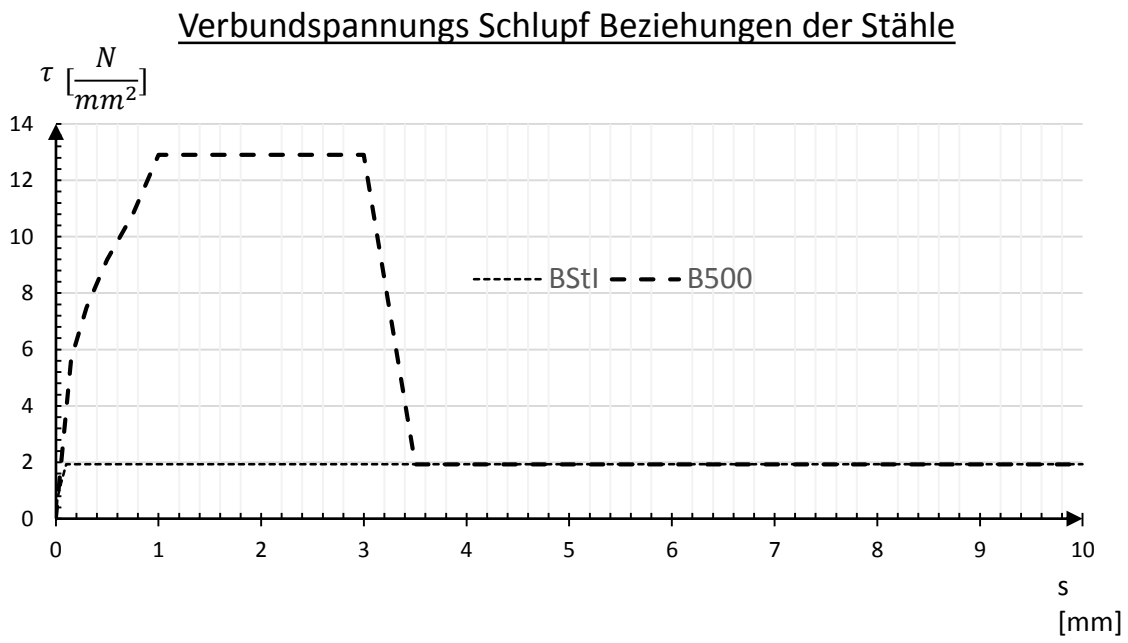



**Bild A3-6-2**: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen im FE Modell

## A3.6.2 Ergebnisse der Berechnung

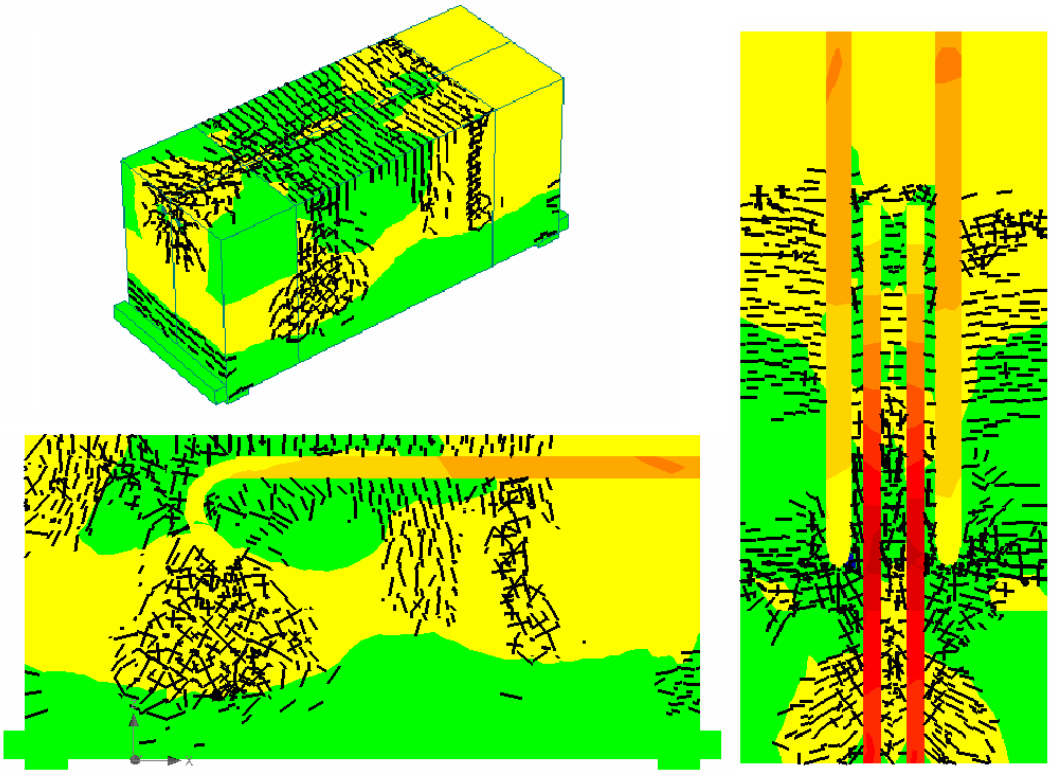


**Bild A3-6-3:** FE – Modell mit Rissen und Spannungsverläufen im GZT

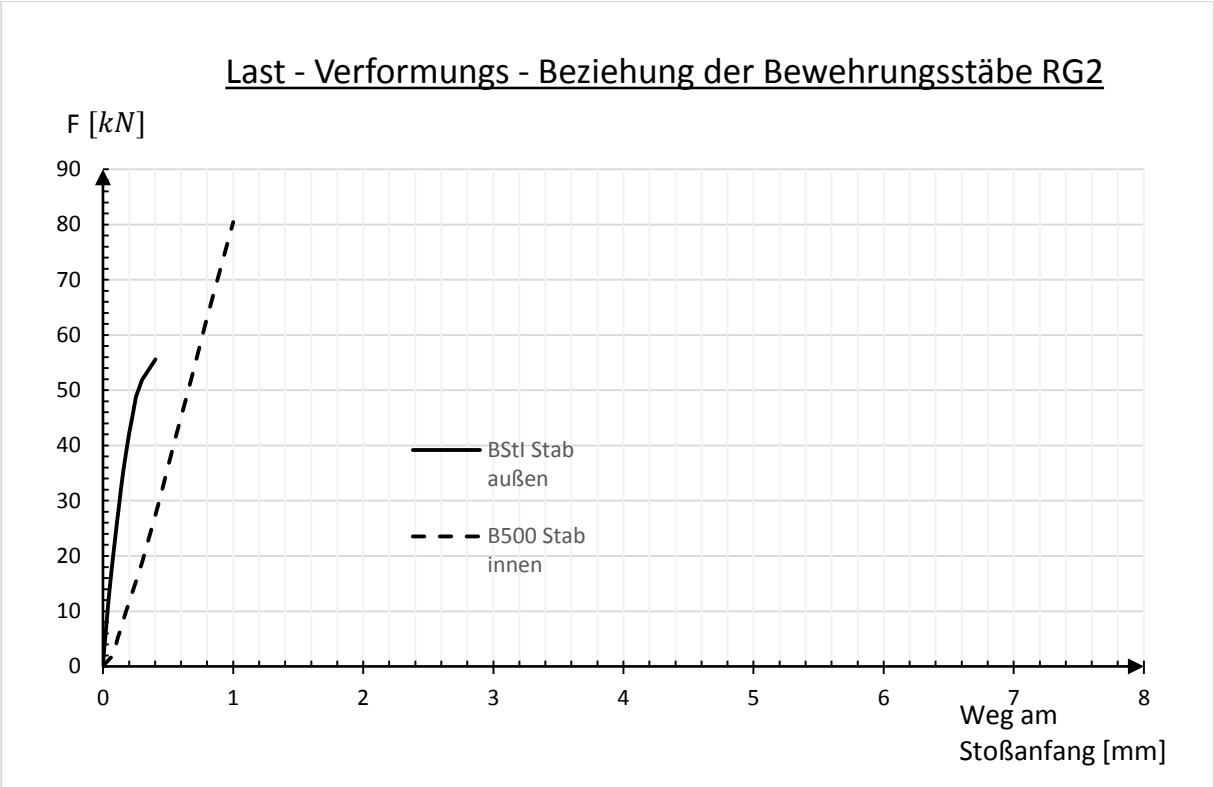



**Bild A3-6-4**: Last-Verformungs-Beziehung am Stoßanfang

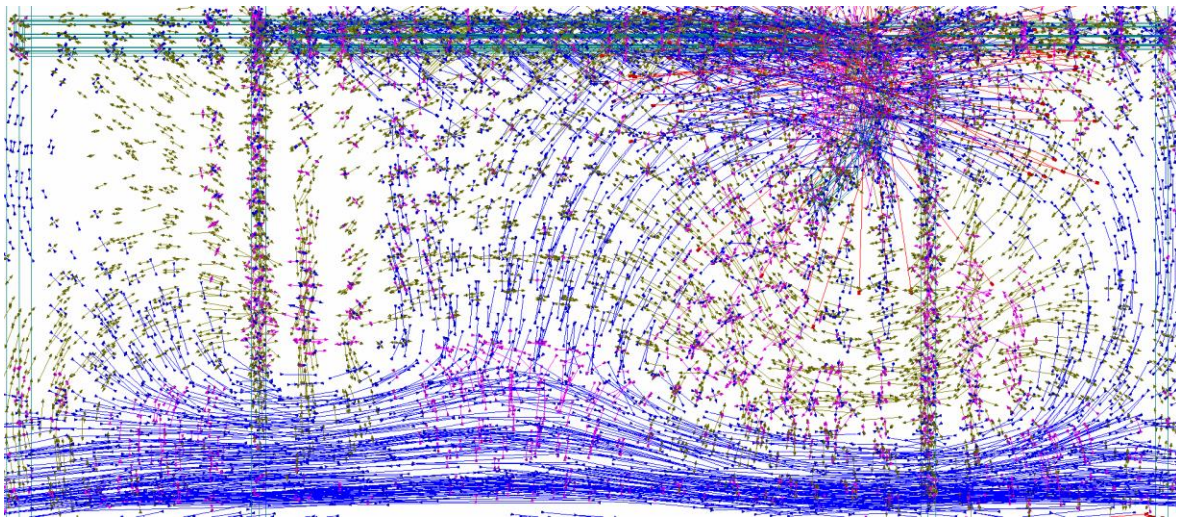


**Bild A3-6-5:** Hauptspannungstrajektorien unmittelbar vor Versagen

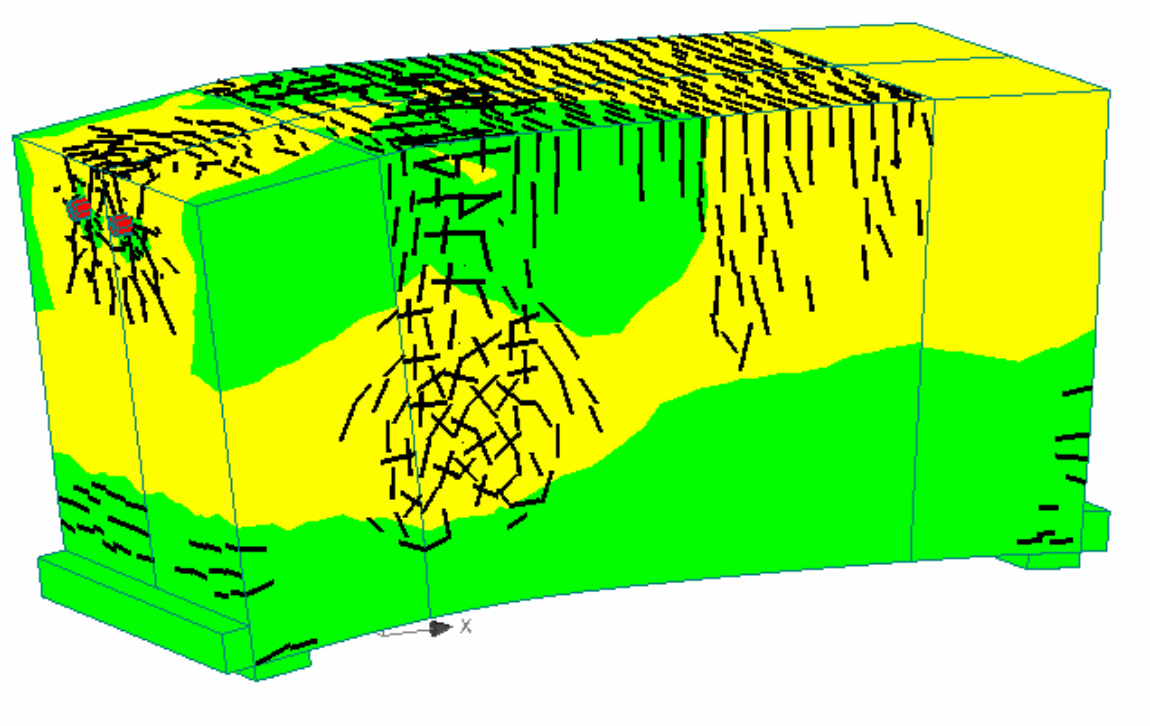


**Bild A3-6-6:** Verformung des FE – Modells im Versagenszustand (100-fach vergrößert)

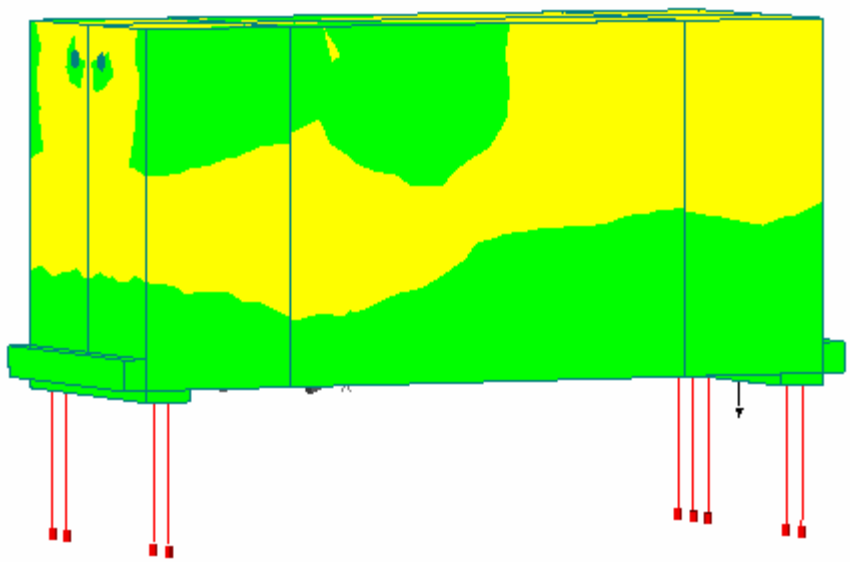


**Bild A3-6-7**: Auflagerkräfte (Skalierung 1000-fach)

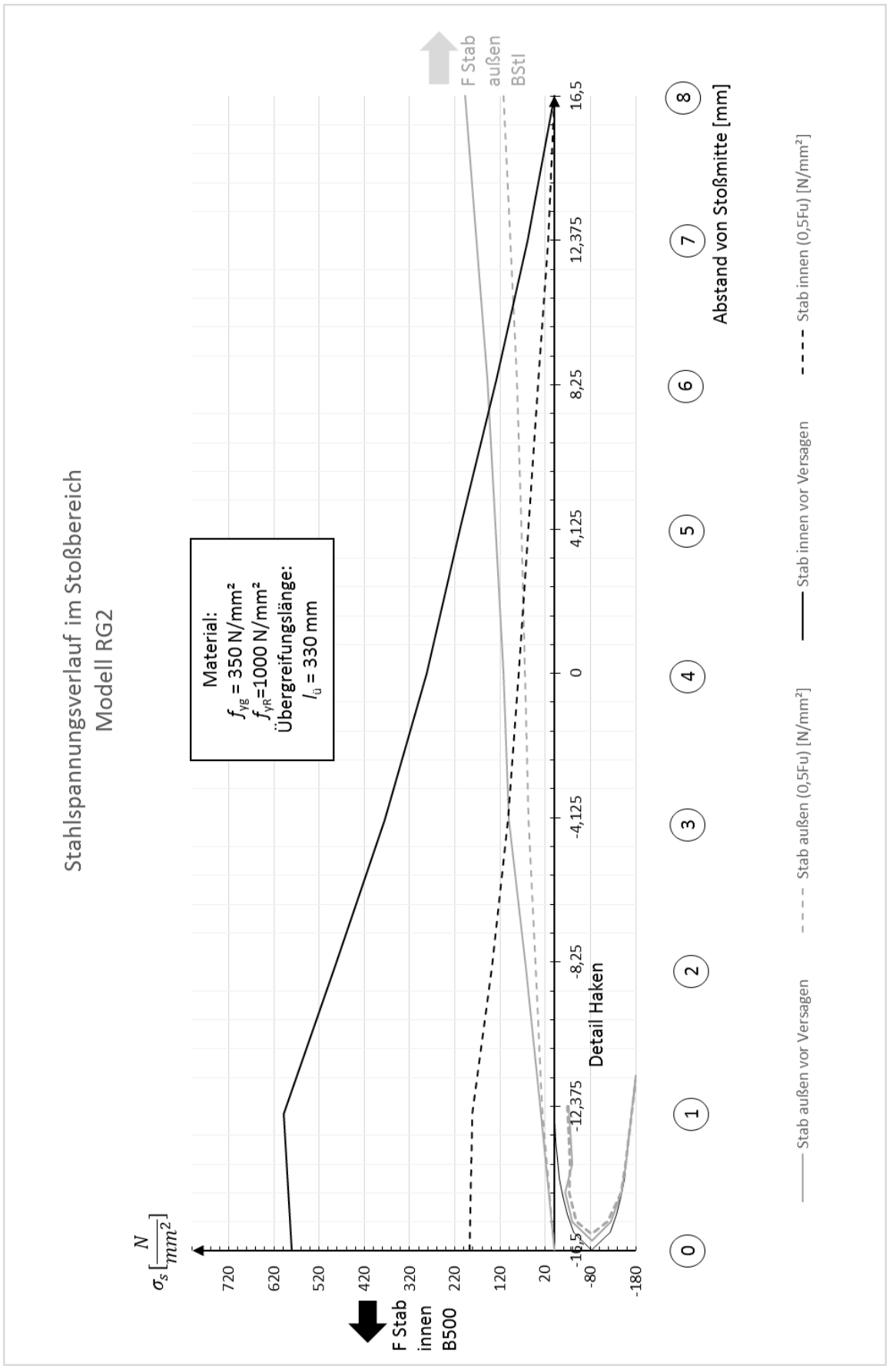



**Bild A3-6-8:** Spannungsverlauf in den Bewehrungsstäben

## A3.7. Modell RG – 3

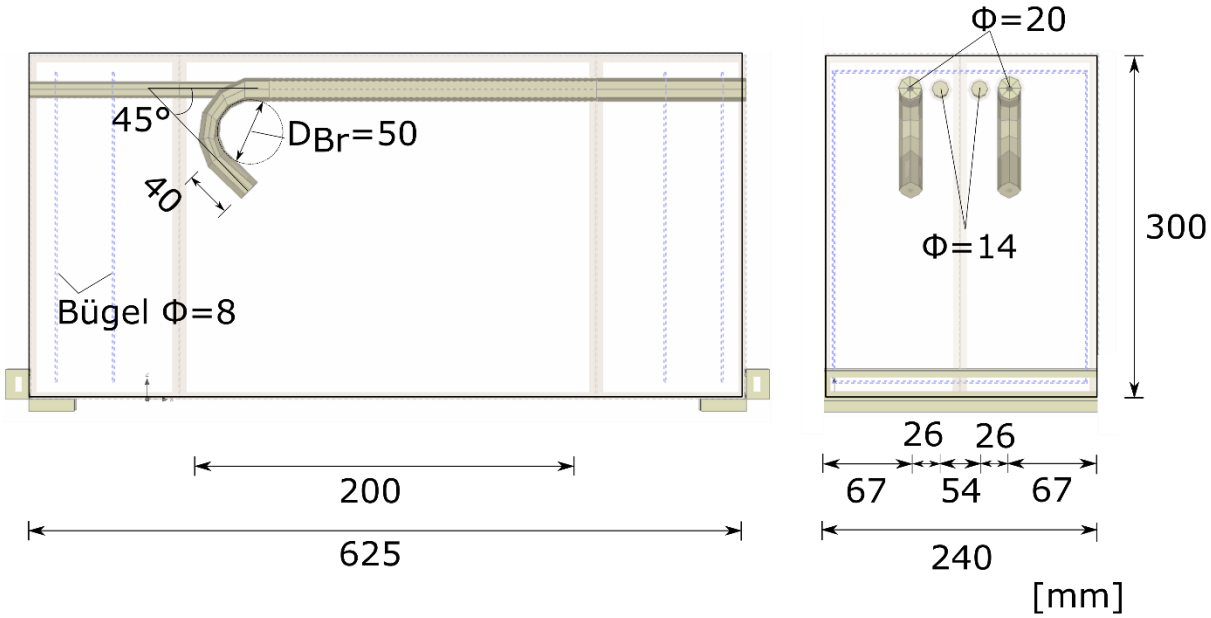



**Bild A3-7-1**: FE-Modell RG 3 mit 2 glatten Stäben BStI Φ20mm und 2 gerippten Stäben B500 Φ14mm

### A3.7.1 Materialparameter

| **Betoneigenschaften** | |
|---|---|
| Elementtyp | CC3DNonLinCementitious2 |
| E-Modul [N/mm²] | 31320 |
| Querdehnzahl μ [–] | 0,2 |
| Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm²] | 2,81 |
| Druckfestigkeit $f_c$ [N/mm²] | 41,6 |

| **Stahleigenschaften** | **BSt I** | **B500** |
|---|---|---|
| Elementtyp | CC3DBiLinearSteelVonMises | CC3DBiLinearSteelVonMises |
| E-Modul [N/mm²] | 200000 | 2100000 |
| Querdehnzahl μ [–] | 0,3 | 0,3 |
| Fließgrenze $\sigma_y$ [N/mm²] | 220 | 500 |

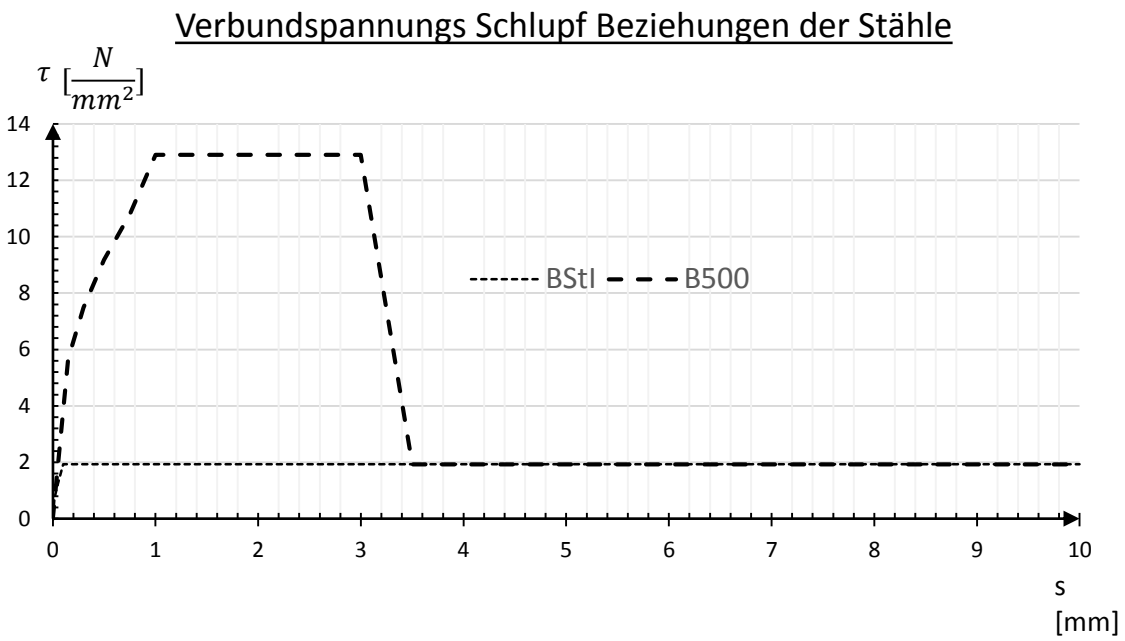



**Bild A3-7-2**: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen im FE Modell

## A3.7.2 Ergebnisse der Berechnung

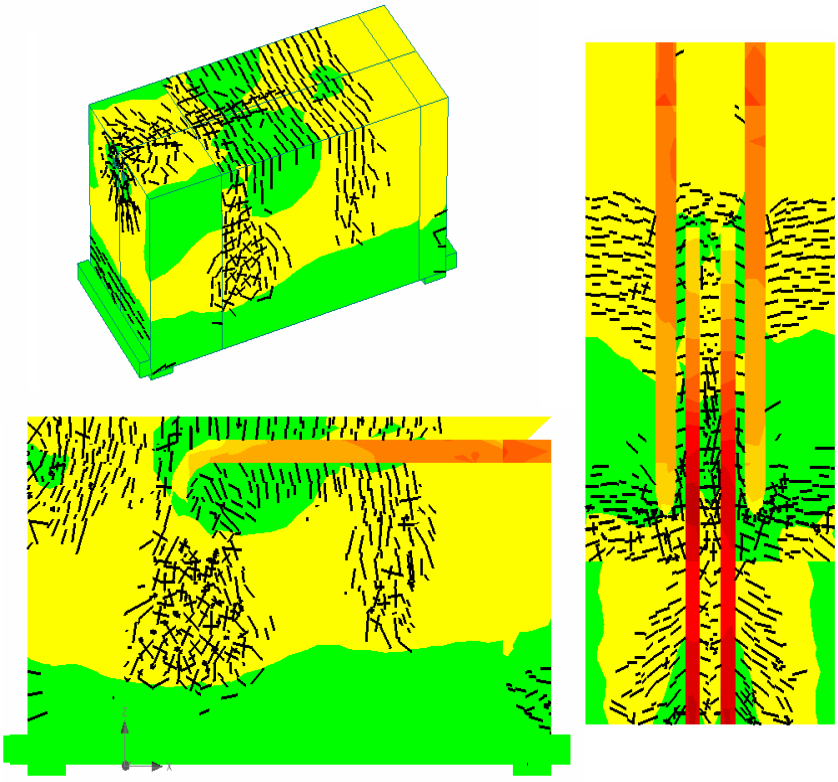


**Bild A3-7-3:** FE – Modell mit Rissen und Spannungsverläufen im GZT

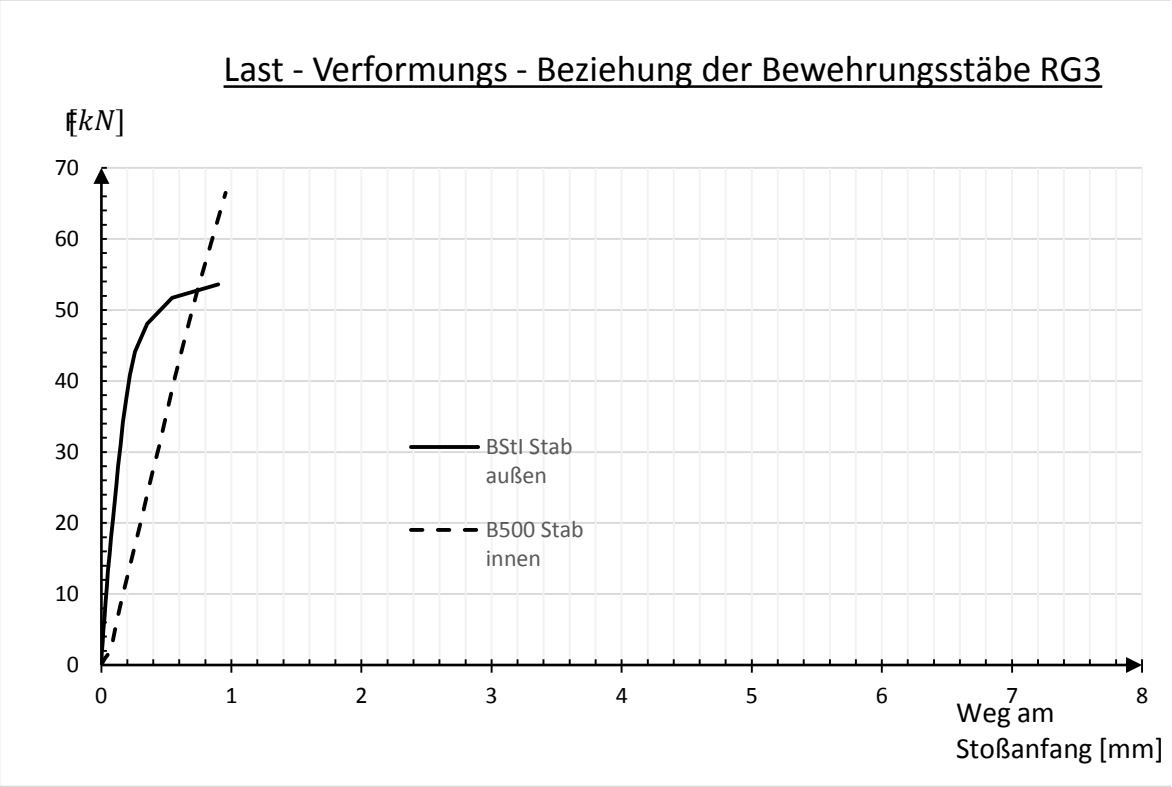



**Bild A3-7-4**: Last-Verformungs-Beziehung am Stoßanfang

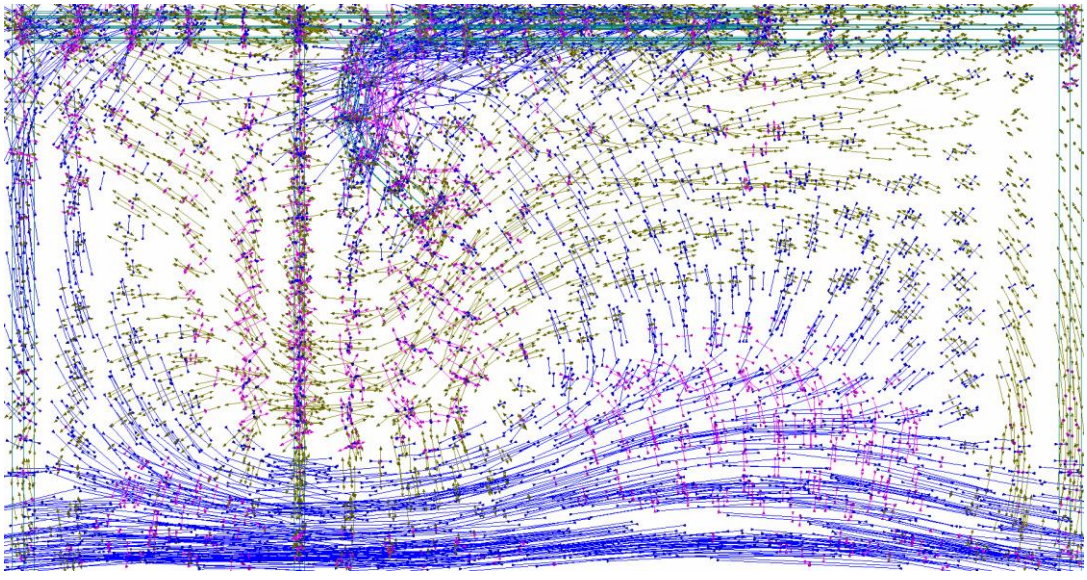


**Bild A3-7-5:** Hauptspannungstrajektorien unmittelbar vor Versagen

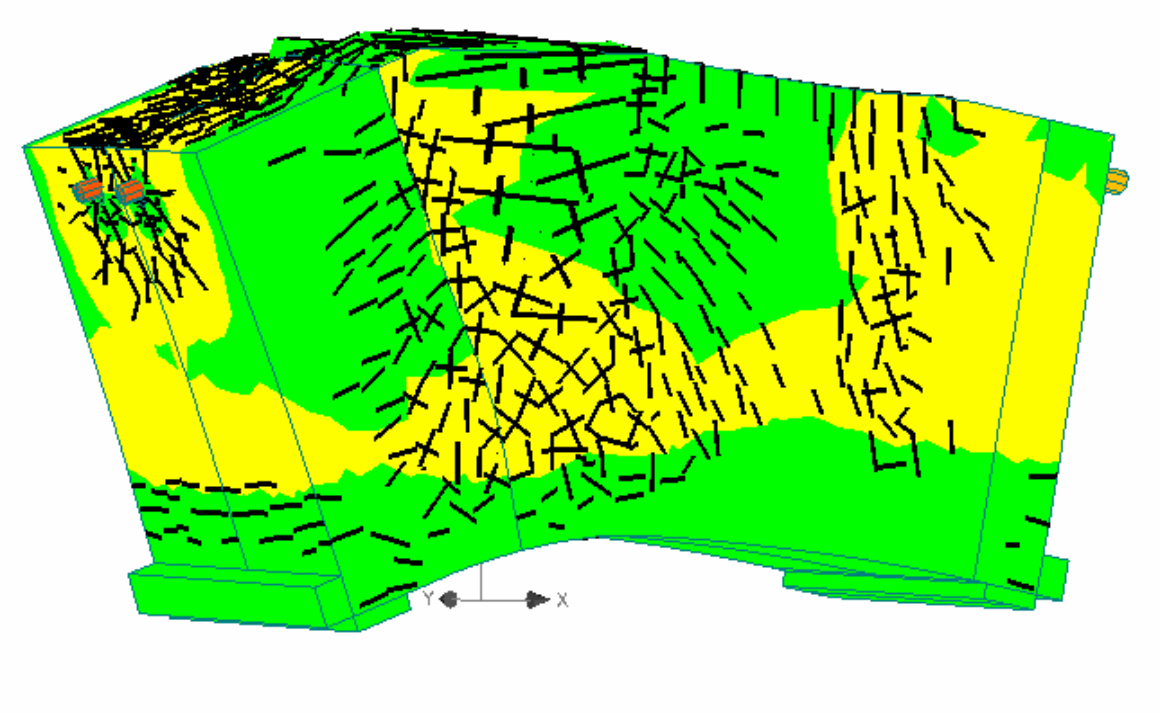



**Bild A3-7-6:** Verformung des FE – Modells im Versagenszustand (50-fach vergrößert)

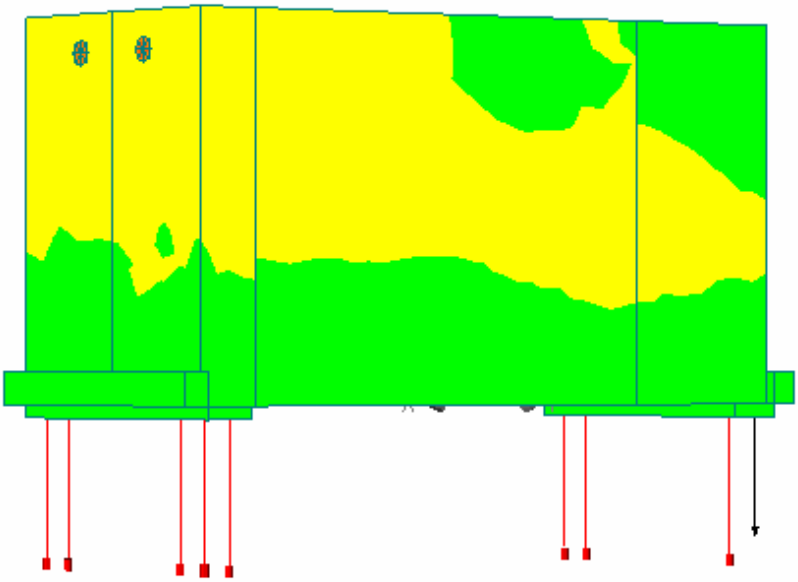


**Bild A3-7-7**: Auflagerkräfte (Skalierung 1000-fach)

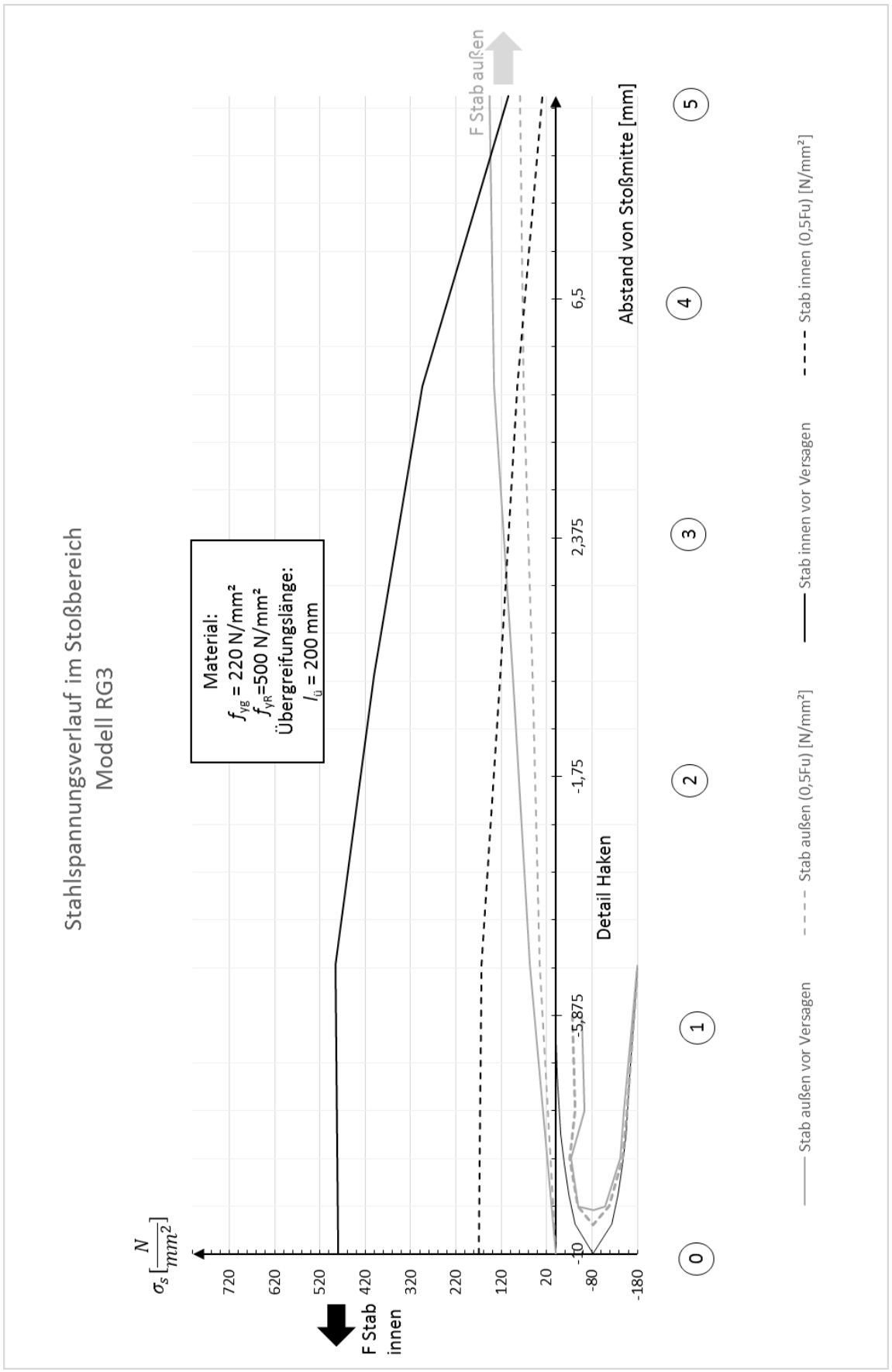



**Bild A3-7-8:** Spannungsverlauf in den Bewehrungsstäben

## A3.8. Modell RG – 4

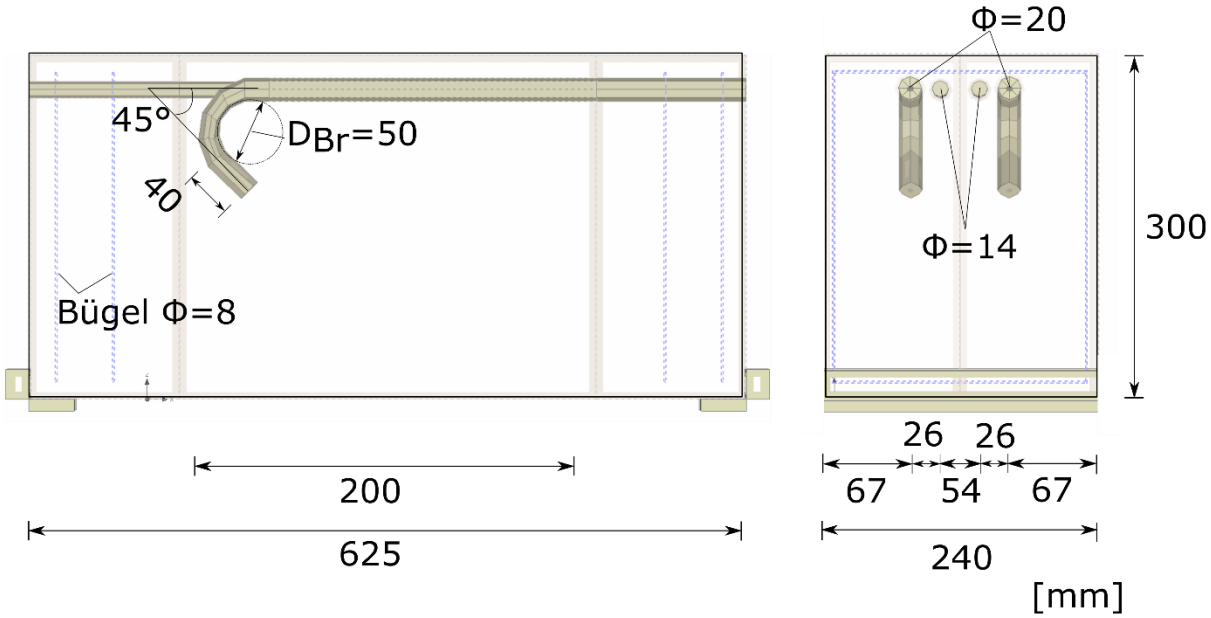



**Bild A3-8-1**: FE-Modell RG 4 mit 2 glatten Stäben BStI Φ20mm und 2 gerippten Stäben Φ14mm

### A3.8.1 Materialparameter

| **Betoneigenschaften** | |
|---|---|
| Elementtyp | CC3DNonLinCementitious2 |
| E-Modul [N/mm²] | 31320 |
| Querdehnzahl μ [–] | 0,2 |
| Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm²] | 2,81 |
| Druckfestigkeit $f_c$ [N/mm²] | 41,6 |

| **Stahleigenschaften** | **BSt I** | **B500** |
|---|---|---|
| Elementtyp | CC3DBiLinearSteelVonMises | CC3DBiLinearSteelVonMises |
| E-Modul [N/mm²] | 200000 | 200000 |
| Querdehnzahl μ [–] | 0,3 | 0,3 |
| Fließgrenze $\sigma_y$ [N/mm²] | 350 | 1000 |

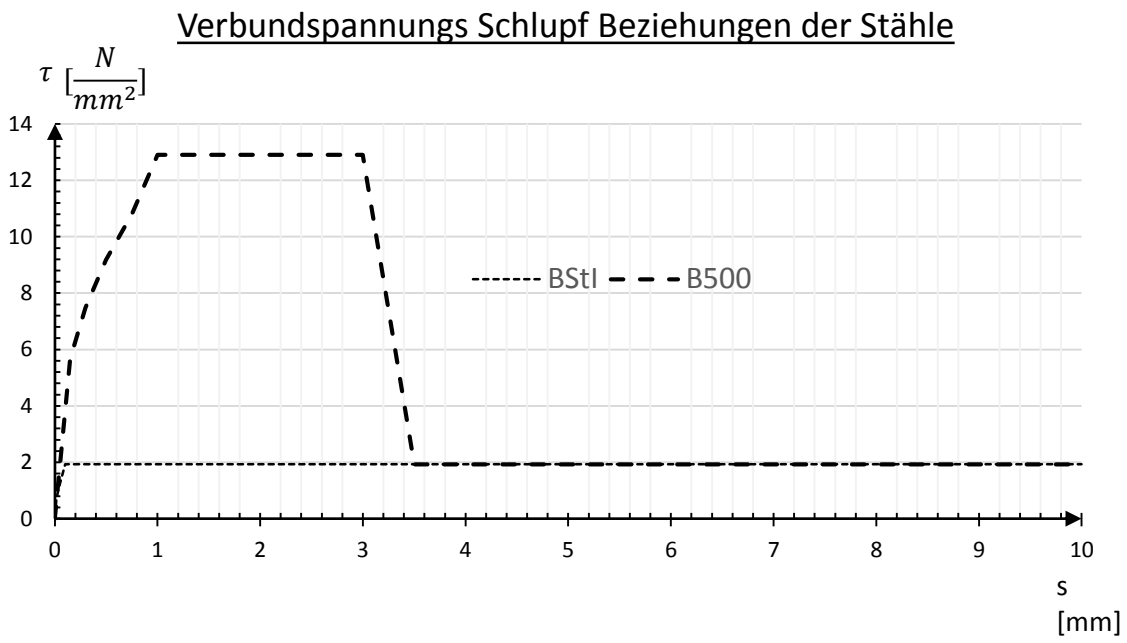



**Bild A3-8-2**: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen im FE Modell

## A3.8.2 Ergebnisse der Berechnung

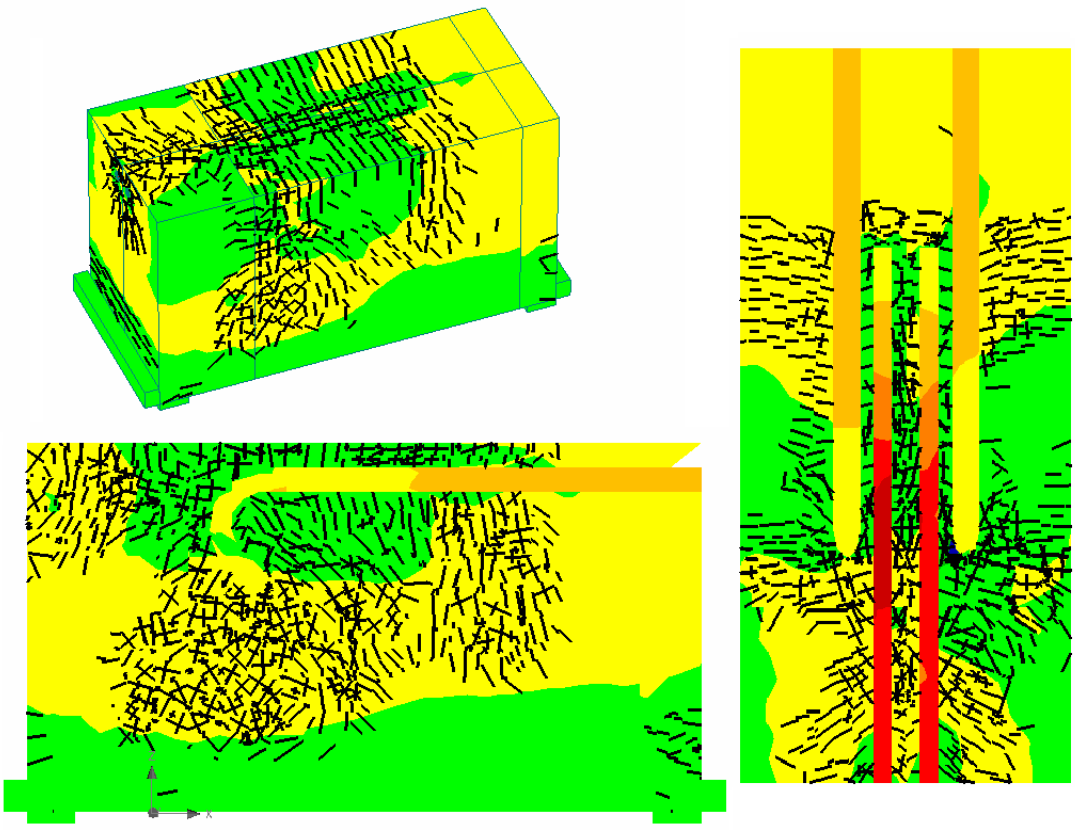


**Bild A3-8-3:** FE – Modell mit Rissen und Spannungsverläufen im GZT

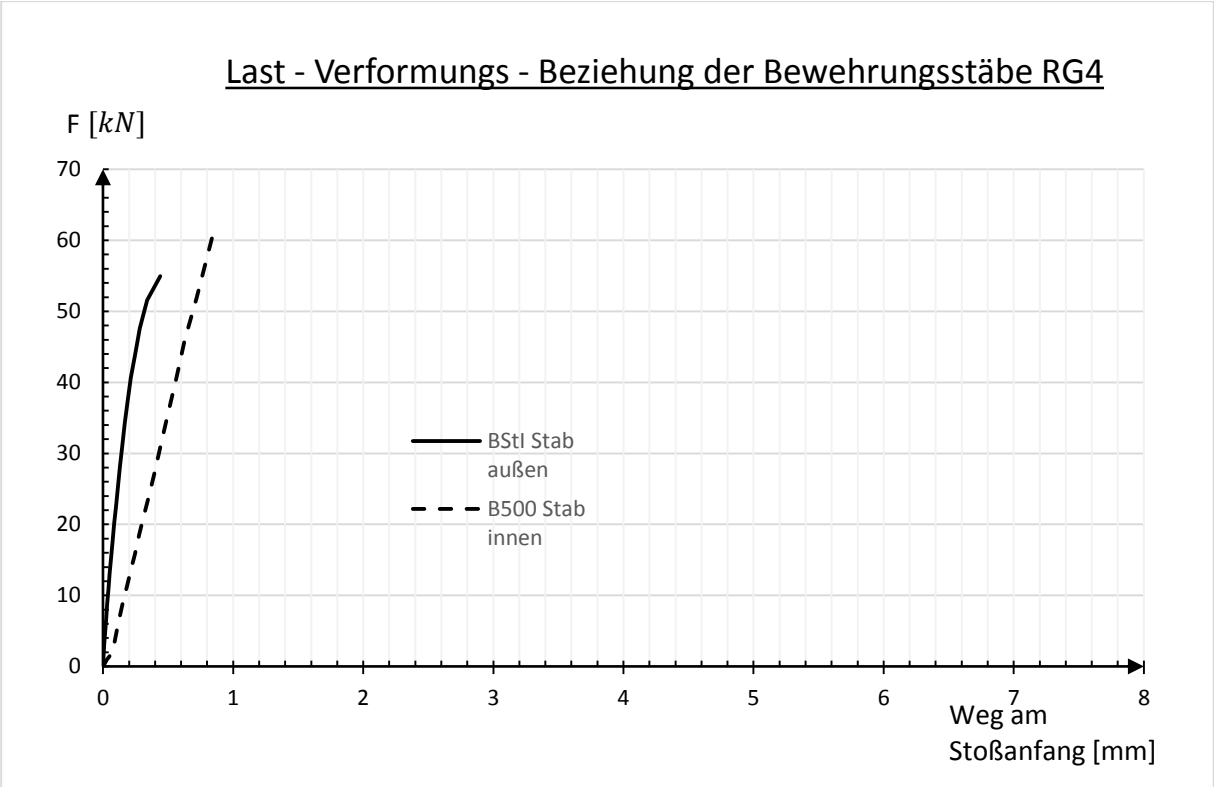



**Bild A3-8-4**: Last-Verformungs-Beziehung am Stoßanfang

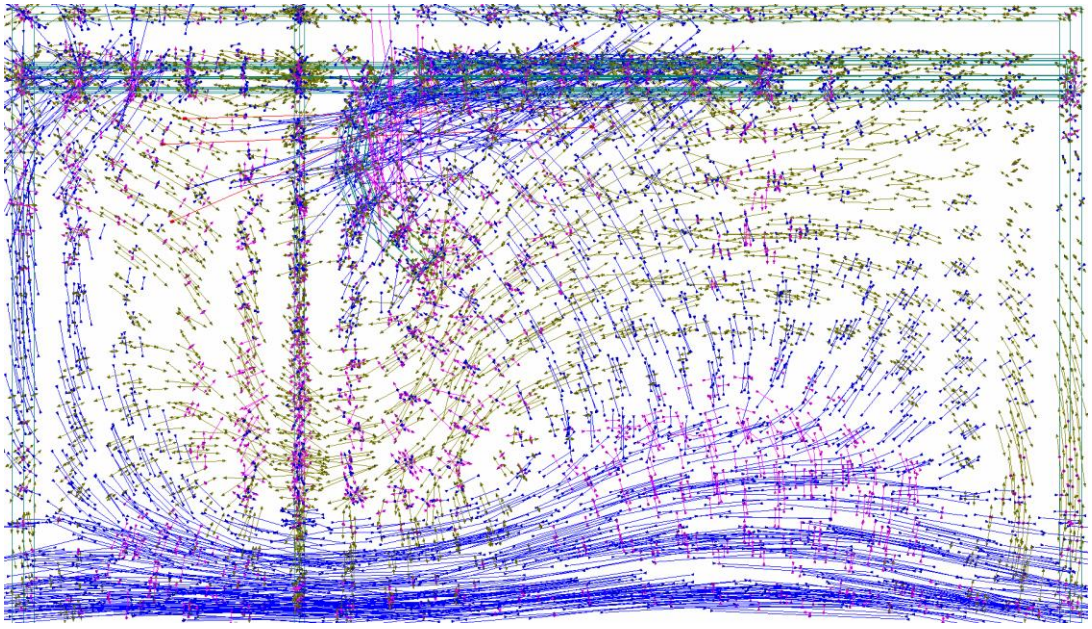


**Bild A3-8-5:** Hauptspannungstrajektorien unmittelbar vor Versagen

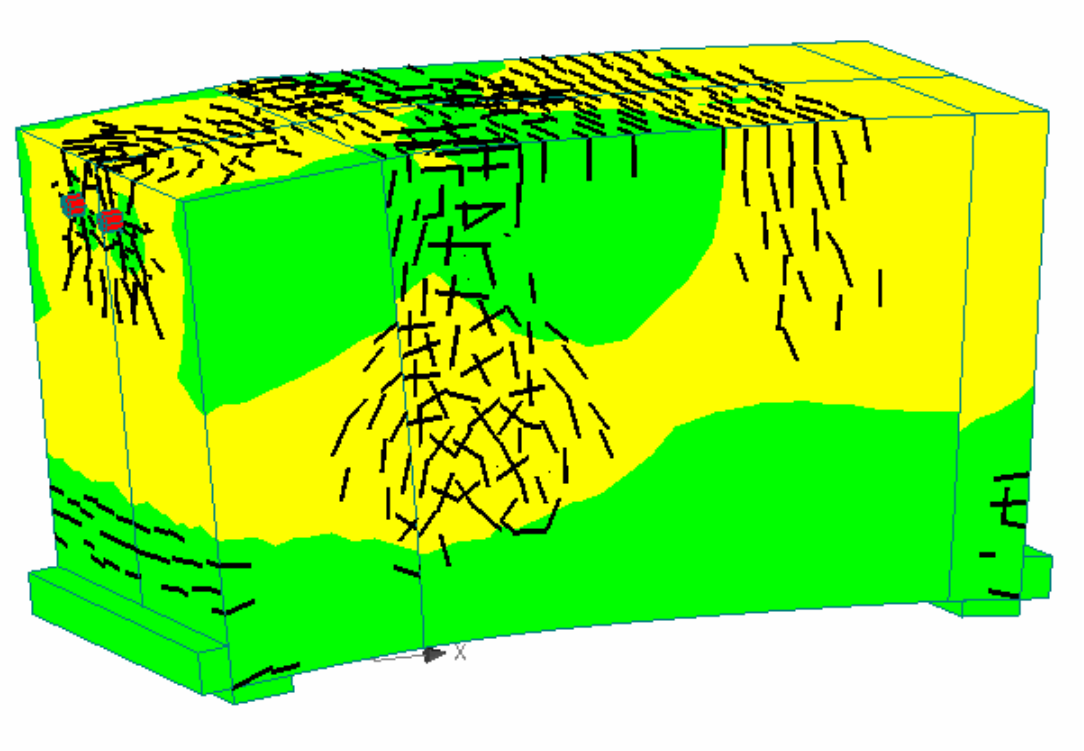


**Bild A3-8-6:** Verformung des FE – Modells im Versagenszustand (50-fach vergrößert)

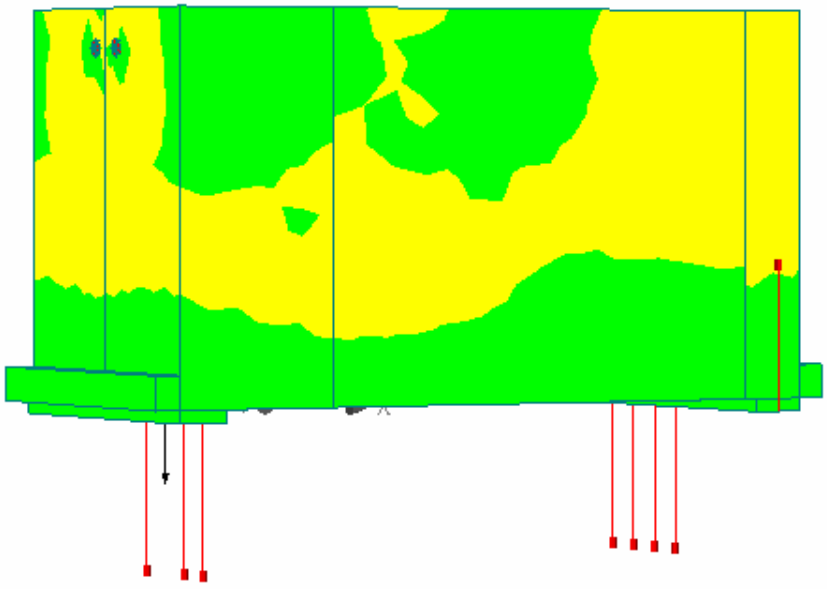


**Bild A3-8-7**: Auflagerkräfte (Skalierung 1000-fach)

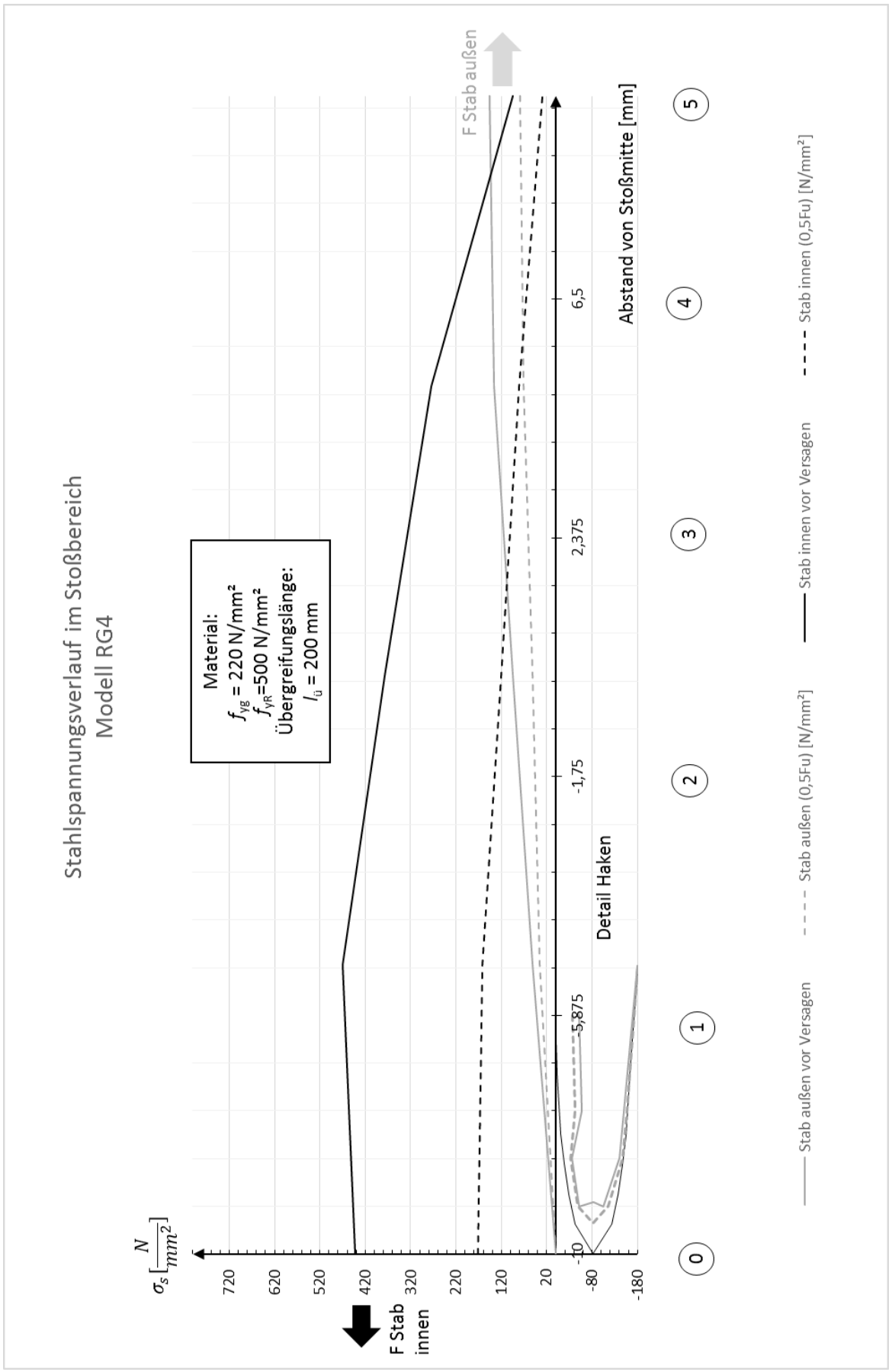



**Bild A3-8-8:** Spannungsverlauf in den Bewehrungsstäben