

Beton- und Stahlbetonbau



Entwurf- und Bemessungskonzept zum Nachweis von Stahl- und Stahlbetonverbindungen

Thorsten Heidolf
Wolfgang Roeser

Entwurf- und Bemessungskonzept zum Nachweis von Stahl-Stahlbetonverbindungen

Das kraftschlüssige Verbinden von Stahlbauteilen mit Stahlbetonbauteilen ist von besonderer Bedeutung im allgemeinen Hochbau und im Fertigteilbau genauso wie auch im Ingenieurbau. Durch die bauaufsichtliche Zulassung des innovativen HSC-B Schraubanschlusses ist es nun möglich, große Lasten in hybriden Strukturen über Schraubanschlüsse zu übertragen, so dass die spezifischen Werkstoffeigenschaften von Baustahl und Stahlbeton optimal genutzt werden. Im vorliegenden Beitrag werden die Ergebnisse der Zulassungsversuche sowie das daraus abgeleitete Bemessungskonzept des Stahlbauanschlusses vorgestellt. Das Bemessungskonzept wurde auf Basis der Versuchsergebnisse abgeleitet und ist Bestandteil der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-15.6-284 [1].

Design concept for concrete steel connections

The secure connection between steel components and reinforced concrete structures is important in general, especially in precast construction as well as in civil engineering. Due to the technical approval for innovative HSC-B concrete steel connection, it is now possible to transfer high loads in hybrid structures with screwed connection. The specific material properties of steel and reinforced concrete are used optimally. In this paper the results of approval tests and the derived design method for the concrete steel connection are presented. The design concept is based on experimental results and is part of National Technical Approval Z-15.6-284 [1].

1 Einleitung

Die Kombination von Tragelementen aus unterschiedlichen Baustoffen, wie beispielsweise Stahlbeton, Stahl und Holz, sind in der Baupraxis häufig zu finden. Neben den gestalterischen Gesichtspunkten können somit die Vorteile der unterschiedlichen Baustoffe und Bauarten genutzt und die Nachteile reduziert werden. Hierfür werden Verbindungselemente benötigt, die den unterschiedlichen Baustoffen und Bauarten gerecht werden und eine sichere Weiterleitung der Kräfte ermöglichen. In Abhängigkeit vom Einsatzgebiet und den zu verbindenden Baustoffen steht eine Vielzahl von Lösungsmöglichkeiten zur Verfügung.

Die Ein- bzw. Weiterleitung der Kräfte in Stahlbetonkonstruktionen erfolgt bisher über einbetonierte Ankerplatten, Ankerschienen, Einzelanker oder Muffenstäbe. Bei Ankerplatten wird die anzuschließende Konstruktion bzw. ein weiteres Verbindungselement in der Regel ange-

schweißt. Da der Schweißprozess erhöhte Anforderungen an das Personal, das Werkzeug und die Umgebungsbedingungen stellt, ist der Einsatz insbesondere auf der Baustelle problematisch. Bei einbetonierten Ankerschienen, Einzelankern oder Muffenstäben wird die anzuschließende Konstruktion bzw. ein weiteres Verbindungselement angeschraubt, so dass der Einsatz nahezu überall problemlos möglich ist.

Schwerpunkt des Beitrages sind die Bemessung und konstruktiven Regeln von Stahl-Stahlbetonverbindungen unter Verwendung von Muffenstäben. Der Einsatz von Muffenstäben in Stahlbetonkonstruktionen ist normativ nicht geregelt, so dass der Einsatz derartiger Muffenstäbe sowie die Bemessung und konstruktive Durchbildung der Stahlbetonkonstruktion in der Regel über allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelt sind. Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit der Konstruktion stehen bisher nur begrenzt Berechnungsansätze zur Verfügung und die geforderten Rand- und Achsabstände sind vergleichsweise groß. Dementsprechend lag der Schwerpunkt der in diesem Beitrag vorgestellten Untersuchungen auf der Beurteilung der über die Muffenstäbe in die Stahlbetonkonstruktion übertragbaren Schubkraft mit und ohne zusätzliche Momentenbeanspruchung der Muffenstabgruppe.

2 Versuche

Im Rahmen des Zulassungsverfahrens des Stahlbauanschlusses wurden an der RWTH Aachen insgesamt 14 Bauteilversuche durchgeführt [2]. Dabei wurde die nachträglich angeschlossene Stahlkonstruktion durch metrische ISO Schrauben M16, M20 und M27 und die einbetonierten Muffenstäbe mit der Stahlbetonstütze verbunden. Schwerpunkt der Untersuchungen lag auf der Analyse des Trag- und Verformungsverhalten der Stahl-Stahlbeton-Verbindung insbesondere unter hoher Querkraftbeanspruchung. Dementsprechend wurden sechs Versuche an Stahlkonsolen mit geringem äußeren Hebelarm a_c und acht Abscherversuche durchgeführt. Bild 1 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau der Konsolveruche, bestehend aus einem Stützenstummel, der von oben belastet wird, und zwei angeschraubten Stahlbau-Zwillingskonsolen. Der Stahlbauanschluss, im Versuch als Gruppe von Doppelmuffenstäben ausgebildet, wurde in der Schalung durch eine Blechschablone exakt positioniert.

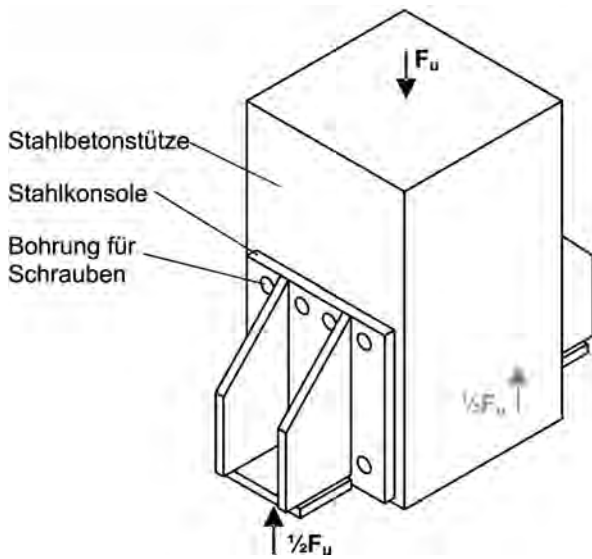


Bild 1. Prinzipieller Versuchsaufbau der Konsolversuche
Fig. 1. Test setup of corbel tests

Alle Versuchskörper wurden unter monoton steigender Belastung bis zum Niveau der rechnerischen Gebrauchslast, die unter Vernachlässigung der Betontragfähigkeit lediglich aus der Normalkraft-Querkraft-Interaktion der Schraubenverbindung ermittelt wurde, belastet. Danach wurden zehn Lastwechsel zwischen 100% und 50% der rechnerischen Gebrauchslast angefahren und zum Schluss die Belastung bis zum Versagen gesteigert. Hauptparameter der Untersuchungsreihen waren die Anordnung und der Durchmesser der Schrauben bzw. der Muffenstäbe, die Betonfestigkeit, die Stützegeometrie und der innere Hebelarm. Das Messprogramm umfasste neben den Bruchlasten systematische Dehnungs-, Verfor-

mungs- und Schlupfmessungen, um Erkenntnisse über die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten im Gebrauchszustand zu erlangen.

Bei sechs Versuchen wurde Stahlversagen (Schrauben bzw. Muffen) und bei acht Versuchen Betonversagen festgestellt. Aufgrund der dominierenden Querkraftbeanspruchung wurde bei den Versuchen mit Stahlversagen durchweg ein Abscheren der Schrauben oder Muffen beobachtet. Das Betonversagen wurde in der Regel durch vertikale Verformungen und knisternde Geräusche angekündigt. Die Ausbruchkörper des Betons waren bei allen Konsolversuchen geometrisch ähnlich, wobei die horizontale Ausdehnung des Ausbruchkörpers genau mit der Breite der Konsolstirnplatte übereinstimmt. In Bild 2a und b wird die Belastungsrichtung stets durch den Pfeil angezeigt. Lokale Zerstörungen des Betons direkt über den Muffen (auf der lastabgewandten Seite) wurden nicht beobachtet. Dies zeigt, dass das Betonversagen nicht für die einzelne Muffe, sondern für die gesamten Muffenreihe in der Konsoldruckzone maßgebend wird. Es handelt sich dabei um einen Betonkantenbruch unter der Muffengruppe bei engem Achsabstand. Durch die stabilisierende Wirkung der Biegedruckzone der Kopfplatte der Stahlkonsole trat das Betonversagen stets außerhalb der Stahlkonsole auf. Die Abscherversuche mit Betonversagen zeigten lediglich im Bereich der Muffen eine Zerstörung des Betons, d. h. lokales Betonversagen unterhalb der Einzelmuffe bei großem Achsabstand (Bild 2c).

In Bild 3 ist der Kraft-Verformungsverlauf eines ausgewählten Konsolversuches mit Versagen der Betonkante dargestellt. Bild 4 zeigt den Kraft-Verformungsverlauf eines ausgewählten Abscherversuches mit lokalem Betonausbruch. Der Verlauf wurde prinzipiell bei allen Versuchen mit Betonversagen festgestellt. Es zeigt sich, dass

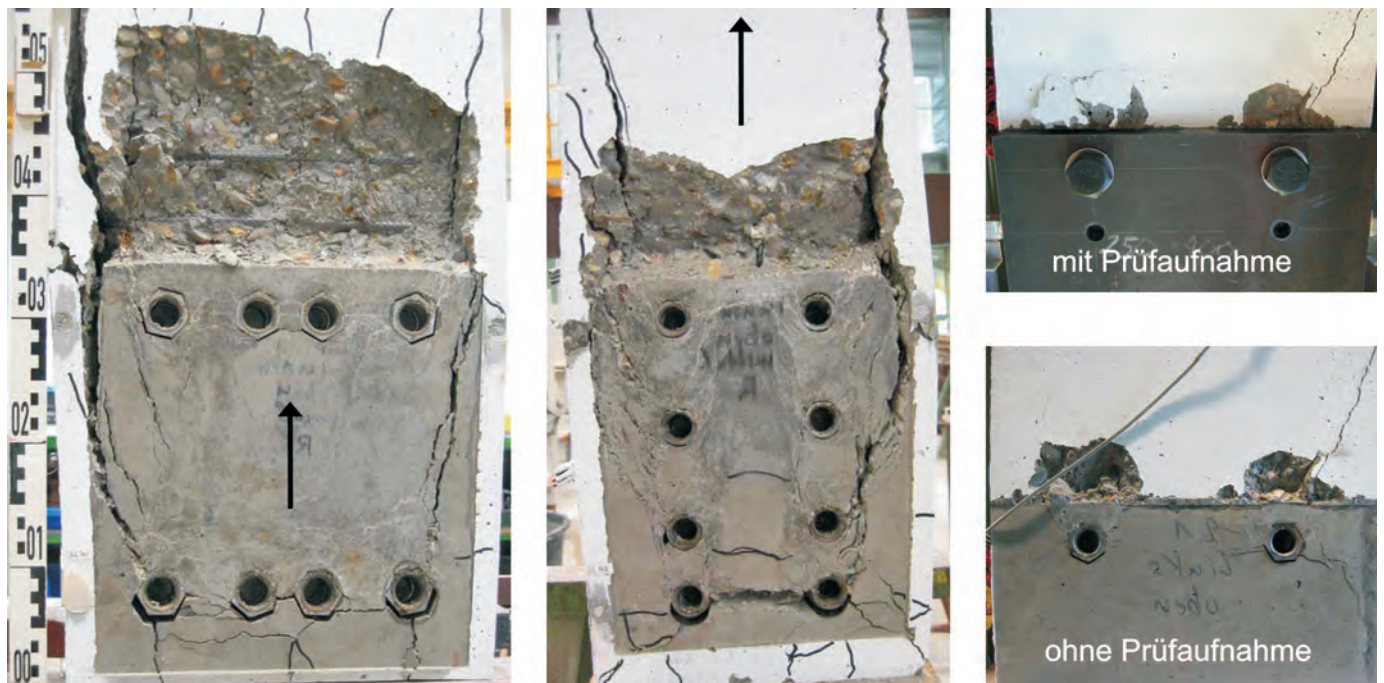


Bild 2. Bruchbild – horizontale (links) bzw. vertikale (Mitte) Schraubenanordnung (Konsolversuche) und Abscherversuche (rechts)

Fig. 2. Failure mode – horizontal (left) and vertical (middle) screw assembly (corbel tests) as well as shear tests (right)

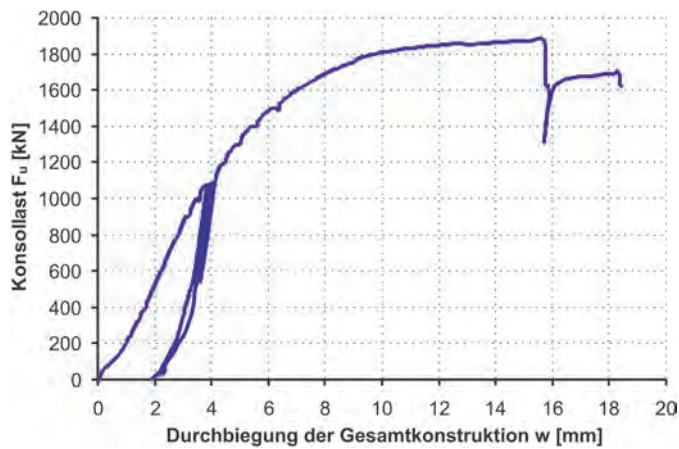


Bild 3. Kraft-Verformungslinie eines Konsolversuches mit Betonversagen
Fig. 3. Force-deformation curve of a corbel test with concrete failure

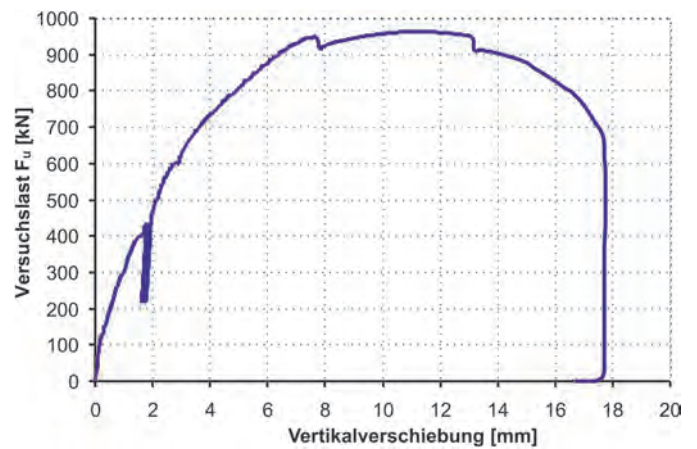


Bild 4. Kraft-Verformungslinie eines Abscherversuches mit Betonversagen
Fig. 4. Force-deformation curve of a shear test with concrete failure

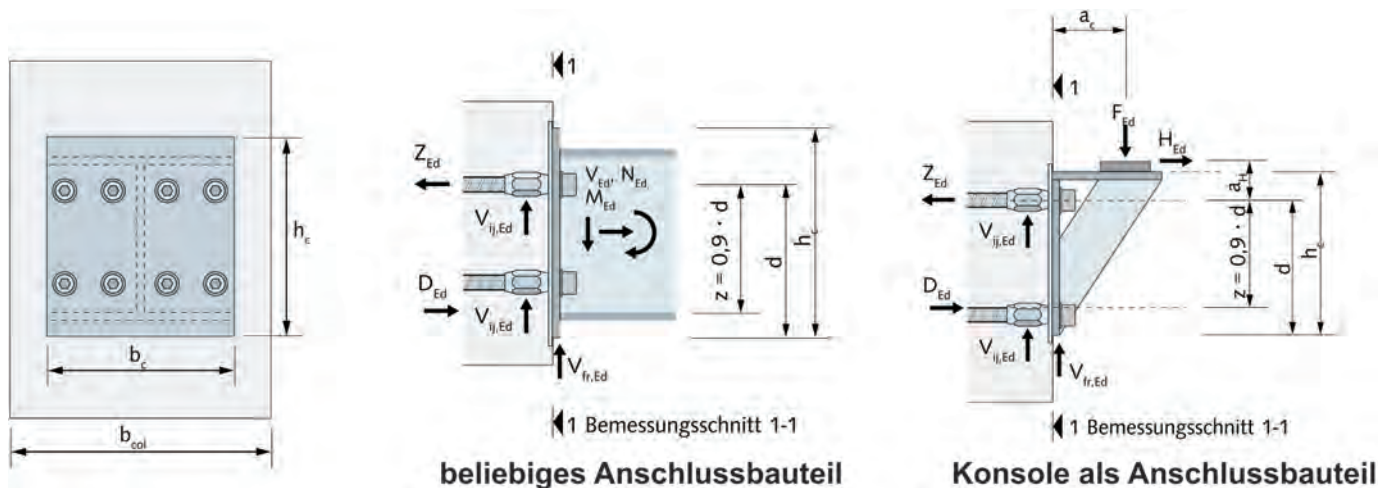


Bild 5. Berechnungsmodell entsprechend Zulassung Z-15.6-284 [1]
Fig. 5. Design model according approval Z-15.6-284 [1]

trotz des Versagens der Betonkanten bzw. des lokalen Betonausbruchs im Bereich der Muffen das Bauteilverhalten sehr duktil ist. Dies ist auf die Kraftumlagerung vom Stützenrand in den bewehrten Stützenkern zurückzuführen.

Direkt aus den Versuchen wurde ein mechanisches Modell (Bild 5) abgeleitet, wobei die Biegezug- und Druckkräfte entsprechend der Biegelehre aufgeteilt und über die Muffenstäbe in der Stütze verankert werden. Die Querkraft wird anteilig über die Muffen und die Reibung in der Biegedruckzone abgeleitet. Das Bemessungskonzept wird im folgenden Abschnitt erläutert.

3 Bemessungsmodell

Entsprechend den im Abschn. 2 beschriebenen Versuchsergebnissen werden folgende Versagensarten in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-15.6-284 [1] beschrieben:

- Versagen der Schrauben,
- Versagen der Muffen,
- Versagen des Betonstahles,

- lokaler Betonausbruch unter den Muffen und
- Betonkantenbruch unterhalb der Muffengruppe.

In den folgenden Abschnitten werden die einzelnen Nachweise erläutert. Beim Einsatz des Stahlbauanschlusses sind die zusätzlichen Hinweise, konstruktiven Regeln und Nachweise der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-15.6-284 [1] zu berücksichtigen.

3.1 Einwirkungen im Bemessungsschnitt

Die Ermittlung der auf die Muffenstäbe, die Schrauben und den Beton einwirkenden Schnittgrößen erfolgt gemäß dem in [1] enthaltenen Ingenieurmodell im Bemessungsschnitt 1-1 (Bild 5). Neben einem beliebigen Anschluss sind in [1] die Bemessungsgleichungen für den Anschluss von Stahlkonsolen als Sonderform des beliebigen Anschlusses enthalten. Sofern Reibungskräfte der Lager infolge behinderter Verformungen nicht ausgeschlossen werden können, ist bei der Bemessung der Stahlkonsolen analog zu Stahlbetonkonsolen [3] eine Horizontalkraft von

$$H_{Ed} \geq 0,2 \cdot V_{Ed} = 0,2 \cdot F_{Ed} \quad (1)$$

anzusetzen.

Die Muffenstäbe wirken wie ein voll einbetonierter Scherbolzen bzw. Schubdorn, der neben der Vertikalkraft horizontale Zug- bzw. Druckkräfte übertragen kann. Gemäß [1] wird die Zuggurtbeanspruchung Z_{Ed} von den im Zuggurt angeordneten Schrauben bzw. Muffenstäben und die Vertikallast V_{Ed} über alle Schrauben sowie teilweise über Reibung in das Stahlbetonelement übertragen. Demnach ergibt sich je Schraube bzw. Muffenstab folgende Beanspruchungskombination:

$$\text{Zugkraft: } N_{ij,Ed} = \frac{Z_{Ed}}{n_{\text{Zuggurt}}} \quad (2)$$

$$\text{Schubkraft: } V_{ij,Ed} = \frac{(V_{Ed} - V_{fr,Ed})}{n} \quad (3)$$

$$\text{mit: } Z_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{z_0} + N_{Ed} \cdot \frac{(d - 0,5 \cdot h_c)}{z} \quad (\text{beliebiger Anschluss}) \quad (4)$$

$$Z_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z} + H_{Ed} \cdot \frac{(a_H + z)}{z} \quad (\text{Konsole}) \quad (5)$$

- V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Vertikalkraft
- H_{Ed}, N_{Ed} Bemessungswert der Horizontallast
- $V_{fr,Ed}$ Reibungsanteil nach Gl. (6)
- n_{Zuggurt} Anzahl der Schrauben im Zuggurt
- n Anzahl aller Schrauben
- a_c Abstand der Vertikallast vom Stützenrand
- a_H Abstand der Horizontallast vom Schwerpunkt der Zuggurtbewehrung
- z $0,9 \cdot d$ (Hebelarm der inneren Kräfte)
- d Abstand Schwerpunkt des Zuggurtes zur Stirnplattenunterkante
- h_c Höhe der Stirnplatte

Der über die Biegedruckzone übertragbare Reibungsanteil $V_{fr,Ed}$ ergibt sich nach Gl. (6) unter Berücksichtigung der in Tabelle 1 enthaltenen Reibungsbeiwerte.

$$V_{fr,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z} \cdot \mu_{\text{inf/sup}} \quad (6)$$

Tabelle 1. Reibungsbeiwerte [1]
Table 1. Friction coefficients [1]

Nachweise im GZT	Maßnahmen zur Sicherstellung der Reibungsbeiwerte bauseits ergriffen	sonst
Schrauben	$\mu_{\text{inf}} = 0,1$	$\mu_{\text{inf}} = 0,0$
Muffen	$\mu_{\text{inf}} = 0,1$	$\mu_{\text{inf}} = 0,0$
Lokaler Betonausbruch	$\mu_{\text{inf}} = 0,1$	$\mu_{\text{inf}} = 0,0$
Betonkantenbruch	$\mu_{\text{sup}} = 0,2$	

3.2 Bemessung der Schrauben und der Muffenstäbe

3.2.1 Schrauben

Die Bemessung bzw. der Nachweis der Schrauben erfolgt beispielsweise nach DIN 18800-1 [4] für eine N-V-Interaktion. Dabei werden die Grenzzugkraft $N_{ij,Rd}$ und die Grenzabscherkraft $V_{ij,Rd}$ nach den Gln. (7) und (8) bestimmt.

$$\text{Grenzzugkraft je Schraube: } N_{ij,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} A_{Sp} \cdot \sigma_{1,R,d} \\ A_{Sp} \cdot \sigma_{2,R,d} \end{array} \right. \quad (7)$$

$$\text{Grenzabscherkraft je Schraube: } V_{ij,Rd} = A_{Sp} \cdot \tau_{a,R,d} \quad (8)$$

mit: A_{Sp} Spannungsquerschnitt je Schraube
 $\sigma_{(\cdot),R,d}$ Bemessungswert der Stahlspannung

$$\sigma_{1,R,d} = \frac{f_{y,b,k}}{1,1 \cdot \gamma_M} \quad \sigma_{2,R,d} = \frac{f_{u,b,k}}{1,25 \cdot \gamma_M}$$

$\tau_{a,R,d}$ Bemessungswert der Abscherfestigkeit

$$\tau_{a,R,d} = \alpha_a \cdot \frac{f_{u,b,k}}{\gamma_M}$$

- $f_{y,b,k}$ charakteristischer Wert der Streckgrenze
- $f_{u,b,k}$ charakteristischer Wert der Zugfestigkeit
- α_a 0,60 für Schrauben der Festigkeitsklasse 4.6, 5.6 und 8.8
- 0,44 für Schrauben der Festigkeitsklasse 10.9
- γ_M 1,1 (Teilsicherheitsfaktor nach DIN 18800-1)

Der Nachweis ist erbracht, wenn die Beanspruchungskombination Gl. (9) erfüllt.

$$\left(\frac{N_{ij,Ed}}{N_{ij,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{ij,Ed}}{V_{ij,Rd}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (9)$$

Entsprechend DIN 18800-1 darf auf den Interaktionsnachweis verzichtet werden, wenn $N_{ij,Ed}/N_{ij,Rd}$ oder $V_{ij,Ed}/V_{ij,Rd}$ kleiner als 0,25 ist.

3.2.2 Muffen

Der Nachweis der Muffentragfähigkeit ist ebenfalls für die Interaktion zwischen der Zugkraft $N_{ij,Ed}$ und der Schub-

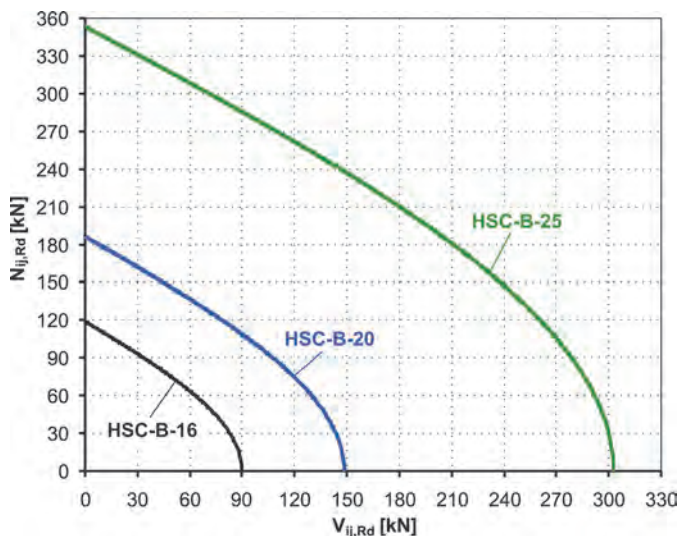


Bild 6. Bemessungswert der Beanspruchbarkeiten $N_{ij,Rd}$ und $V_{ij,Rd}$
 Fig. 6. Design value of resistances $N_{ij,Rd}$ and $V_{ij,Rd}$

kraft $V_{ij,Ed}$ zu führen. Die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeiten $N_{ij,Rd}$ und $V_{ij,Rd}$ sind in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-15.6-284 in Form eines Bemessungsdiagramms verankert (Bild 6). Die Bemessungswerte der einwirkenden Zugkraft $N_{ij,Ed}$ und der Querkraft $V_{ij,Ed}$ dürfen nicht oberhalb der in Bild 6 enthaltenen Kurven liegen.

3.2.3 Betonstahl

Entsprechend *Leonhard* [5] beträgt die Länge der positiven Pressung unter einem Schubbolzen ca. $1,7 d_s$. Da die Muffen länger sind, wird der im Zuggurtbereich an die Muffen angeschlossene Betonstahlabschnitt auf Zug beansprucht. Für den Nachweis wird die Tragfähigkeit der gesamten Zuggurtbewehrung Z_{Rd} der Zuggurteinwirkung Z_{Ed} nach Gl. (5) gegenübergestellt.

$$\frac{Z_{Ed}}{Z_{Rd}} \leq 1,0 \quad (10)$$

$$\text{mit: } Z_{Rd} = n_{\text{Zuggurt}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{s,HSC-B}^2 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_S} \quad (11)$$

Z_{Ed} nach Gl. (5)
 n_{Zuggurt} Anzahl der Schrauben im Zuggurt
 $d_{s,HSC-B}$ Durchmesser des Betonstahls
 f_{yk} charakteristische Streckgrenze des Betonstahls
 γ_S 1,15 (Teilsicherheitsfaktor nach DIN 1045-1)

3.3 Nachweis des lokalen Betonausbruchs und des Betonkantenbruchs

Wenn ein Betonversagen eintritt, entsteht nach *Leonhardt* [5] auf der lastabgewandten Seite ein Ausbruchkrater, wobei bei großem Muffenstababstand ein lokaler Betonausbruch und bei kleinem Abstand ein Betonkantenbruch

eintritt. Der Nachweis beider Versagensarten wird nachfolgend beschrieben.

3.3.1 Lokaler Betonausbruch

Entsprechend der Zulassung Z-15.6-284 wird die einwirkende Querkraft unterhalb jeder Muffe $V_{ij,Ed}$ nach Gl. (3) berechnet. Der Widerstand gegenüber lokalem Betonausbruch wird nach *Leonhardt* [5] mit Gl. (12) bestimmt.

$$V_{ij,c,loc,Rd} = \frac{1,3}{\gamma_c} \cdot S_W^2 \cdot (f_{ck,cube} \cdot R_{p,0.2})^{0,5} \quad (12)$$

mit: S_W Schlüsselweite der Muffen nach Z-15.6-284, Tabelle 1
 $f_{ck,cube}$ charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons
 (Für Betonfestigkeitsklassen > C50/60 ist $f_{ck,cube} = 60 \text{ N/mm}^2$ anzusetzen)
 $R_{p,0.2}$ 440 N/mm² (charakteristische Streckgrenze der Muffen)
 γ_c 1,5 (Teilsicherheitsfaktor nach DIN 1045-1)

Der Nachweis ist erbracht, wenn

$$\left(\frac{V_{ij,Ed}}{V_{ij,c,loc,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (13)$$

erfüllt ist.

3.3.2 Betonkantenbruch

Unterhalb der Stirnplatte wirken der Vertikallastanteil des Druckgurtes und der gesamte Reibungsanteil auf den Beton, wobei vereinfacht unabhängig von der Anzahl der im Druck- und Zuggurtbereich vorhandenen Anker 50% der einwirkenden Vertikallast V_{Ed} angesetzt werden. Somit ergibt sich die gesamte auf die Betonkante wirkende Beanspruchung nach Gl. (14).

$$V_{\text{concrete,Ed}} = \frac{(V_{Ed} + V_{fr,Ed})}{2} \quad (14)$$

mit: V_{Ed} Bemessungswert der Vertikallast
 $V_{fr,Ed}$ Reibungsanteil nach Gl. (6)

Der Widerstand der gesamten Betonkante wird nach Gl. (15) bestimmt.

$$V_{\text{concrete,Rd}} = 15 \cdot \frac{\alpha}{\gamma_c} \cdot b_c \cdot L \cdot (f_{ck})^{0,25} \text{ in [N]} \quad (15)$$

mit: $V_{\text{concrete,Rd}}$ Widerstand gegenüber Betonkantenbruch unter der Stirnplatte
 b_c Breite der Stirnplatte der Konsole in [mm]
 L Länge der Muffen in [mm]
 f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons in [N/mm²]
 (Für Betonfestigkeitsklassen > C50/60 ist $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ anzusetzen)

γ_c	1,5 (Teilsicherheitsfaktor nach DIN 1045-1)
α	0,85 (Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitbelastung)

3.4 Bemessung der Stahl- und Stahlbetonkonstruktion

Die statische Bemessung der Stahlkonstruktion erfolgt beispielsweise nach DIN 18800-1, wobei die in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-15.6-284 [1] enthaltenen Mindestabstände und maximalen Lochdurchmesser gelten. Die Bemessung der Stahlbetonkonstruktion erfolgt z. B. nach DIN 1045-1 [6]. Aufgrund der punktuellen Lasteinleitung über die Muffenstäbe sind eine Spaltzugbewehrung unterhalb der Muffen sowie eine Mindestlängsbewehrung anzuordnen. Die Bemessung und Anordnung dieser Bewehrungselemente erfolgt u. a. in Anle-

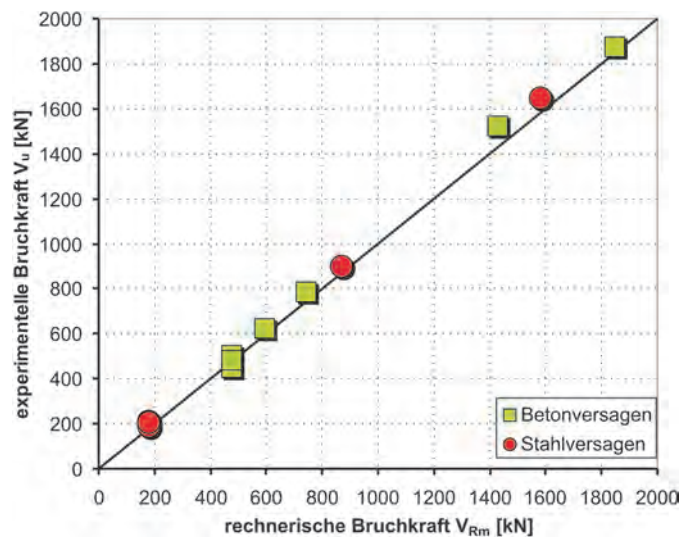


Bild 7. Vergleich rechnerische und experimentelle Tragfähigkeit

Fig. 7. Comparison of theoretical and experimental load

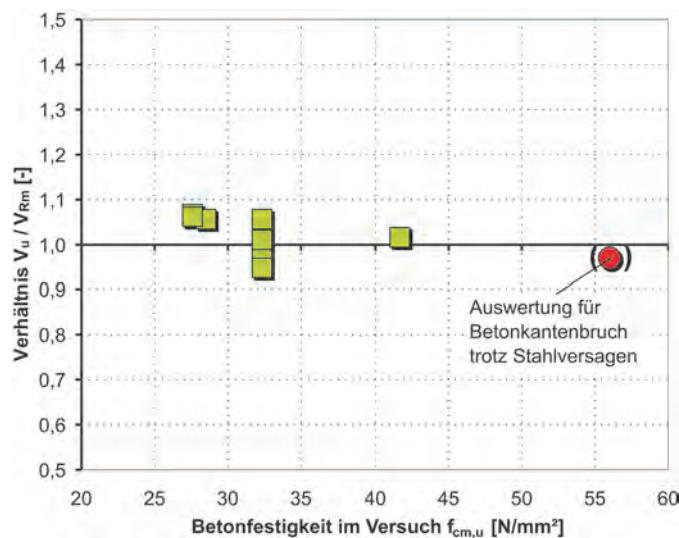


Bild 8. Verhältnis V_u/V_{Rm} in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit (Betonversagen)

Fig. 8. Ratio V_u/V_{Rm} as a function of concrete strength (concrete failure)

nung an DAfStb-Heft 240 [7] und ist detailliert in [1] geregelt. Erfolgt die Verankerung über aufgestauchte rechteckige Köpfe [8, 10], sind weiterhin die Nachweise und Regelungen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-15.6-204 [9] zu berücksichtigen.

4 Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Bemessungskonzept

Zur Verifikation des entwickelten Bemessungsmodells wurden die Versuchsergebnisse herangezogen und die rechnerische Tragfähigkeit der Versuchskörper mit dem im Abschn. 3 beschriebenen Bemessungsmodell ermittelt. Dabei wurden die im Bemessungsmodell enthaltenen Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{(.,)}$ sowie der Abminderungsfaktor α generell mit 1,0 angesetzt. Weiterhin wurden die im Versuch vorhandenen mittleren Stahl- und Betonfestigkeiten eingesetzt.

In Bild 7 sind die rechnerischen den experimentellen Bruchlasten gegenübergestellt, wobei zwischen Stahl- und Betonversagen unterschieden wurde. Die eingezeichnete Diagonale steht für das Verhältnis experimentelle Bruchkraft zur rechnerischen Bruchkraft $V_u/V_{Rm} = 1,0$. Ergebnisse oberhalb der Diagonale stellen eine Unterschätzung und Ergebnisse unterhalb der Diagonale eine Überschätzung der Tragfähigkeit dar. Für die durchgeführten Versuche ergibt sich das Verhältnis V_u/V_{Rm} im Mittel zu 1,05 und der Variationskoeffizient zu 5,5%. Die Beton- und Stahltragfähigkeit wird demnach durch das Modell hinreichend genau erfasst.

In den Bildern 8 und 9 sind die Verhältniswerte V_u/V_{Rm} für Betonversagen in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit und für Stahlversagen in Abhängigkeit von der Stahlzugfestigkeit dargestellt. Beide Diagramme zeigen, dass der gesamte praxisrelevante Anwendungsbereich sowohl bezüglich der Betonfestigkeit des angrenzenden Stahlbetonbauteils als auch bezüglich der Schraubenfestigkeitsklasse untersucht wurde. Aufgrund der sehr guten Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch kann

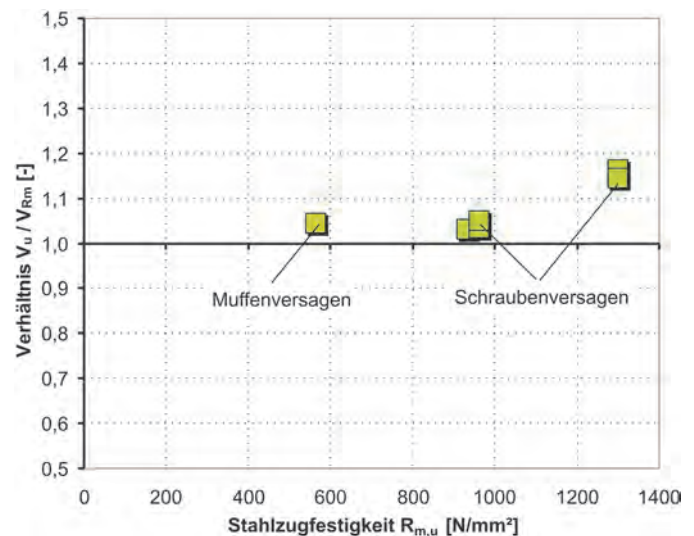


Bild 9. Verhältnis V_u/V_{Rm} in Abhängigkeit von der Schrauben- bzw. Muffenfestigkeitsklasse (Stahlversagen)

Fig. 9. Ratio V_u/V_{Rm} as a function of the bolt or sleeve strength (steel failure)

davon ausgegangen werden, dass das Bemessungsmodell alle wesentlichen Parameter realitätsnah erfasst.

5 Anwendungsbereich

Der vorgestellte Stahlbauanschluss ermöglicht die Verbindung von Stahlbetonelementen und beliebigen Anschlussbauteilen aus Stahl, z. B. Konsole, Biegeträger oder Zugstabsystem. In Bild 10 sind einige Anwendungsmöglichkeiten dargestellt. Ferner ist der Einsatz des Stahlbauanschlusses zur Verankerung von beispielsweise Produktionsmaschinen denkbar. Die Gestaltung des Anschlusses kann frei nach individuellen Bedürfnissen erfolgen. Aus Sicht der statischen Bemessung kann der Anschluss als vollwertig eingestuft werden – Normalkräfte, Querkkräfte und Biegemomente können als ruhende und als nicht vorwiegend ruhende Belastung übertragen werden.

Zur Verdeutlichung der Vorteile des Stahlbauanschlusses wurde in Bild 11 die Tragfähigkeit von zwei mithilfe des Stahlbauanschlusses an eine Stahlbetonkon-

struktion angeschlossenen Stahlkonsolen sowie die von vergleichbaren Stahlbetonkonsolen gegenübergestellt. Die prinzipiellen Abmessungen der Konsolen sowie des verwendeten Stahlbauanschlusses sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Die Stahlkonsolen bzw. der Stahlbauanschluss wurde so ausgelegt, dass ab der Betonfestigkeitsklasse C30/37 Stahlversagen der Schrauben bzw. der Muffenstäbe maßgebend wird. Eine geringere Betonfestigkeit führt rechnerisch zu einem Betonkantenbruch. Die Horizontallast wurde generell mit 20% der Vertikallast angesetzt. Bild 11 zeigt, dass die Tragfähigkeit der Stahlkonsolen bzw. des Stahlbauanschlusses bis zu 3,2-mal so groß ist wie die Beanspruchbarkeit von vergleichbaren Stahlbetonkonsolen. Um bei Stahlbetonkonsolen die Tragfähigkeiten der Stahlkonsolen zu erreichen, ist eine bis zu 2,7-fache Vergrößerung der Konsolhöhe erforderlich (Bild 12). Weiterhin ist zu beachten, dass die Konsollänge bei Stahlbetonkonsolen aufgrund der erforderlichen Verankerungslänge der verwendeten Zuggurtbewehrung (Durchmesser 25 mm) deutlich größer ist als die der Stahlkonsolen. Demnach kann durch den Einsatz des vorge-

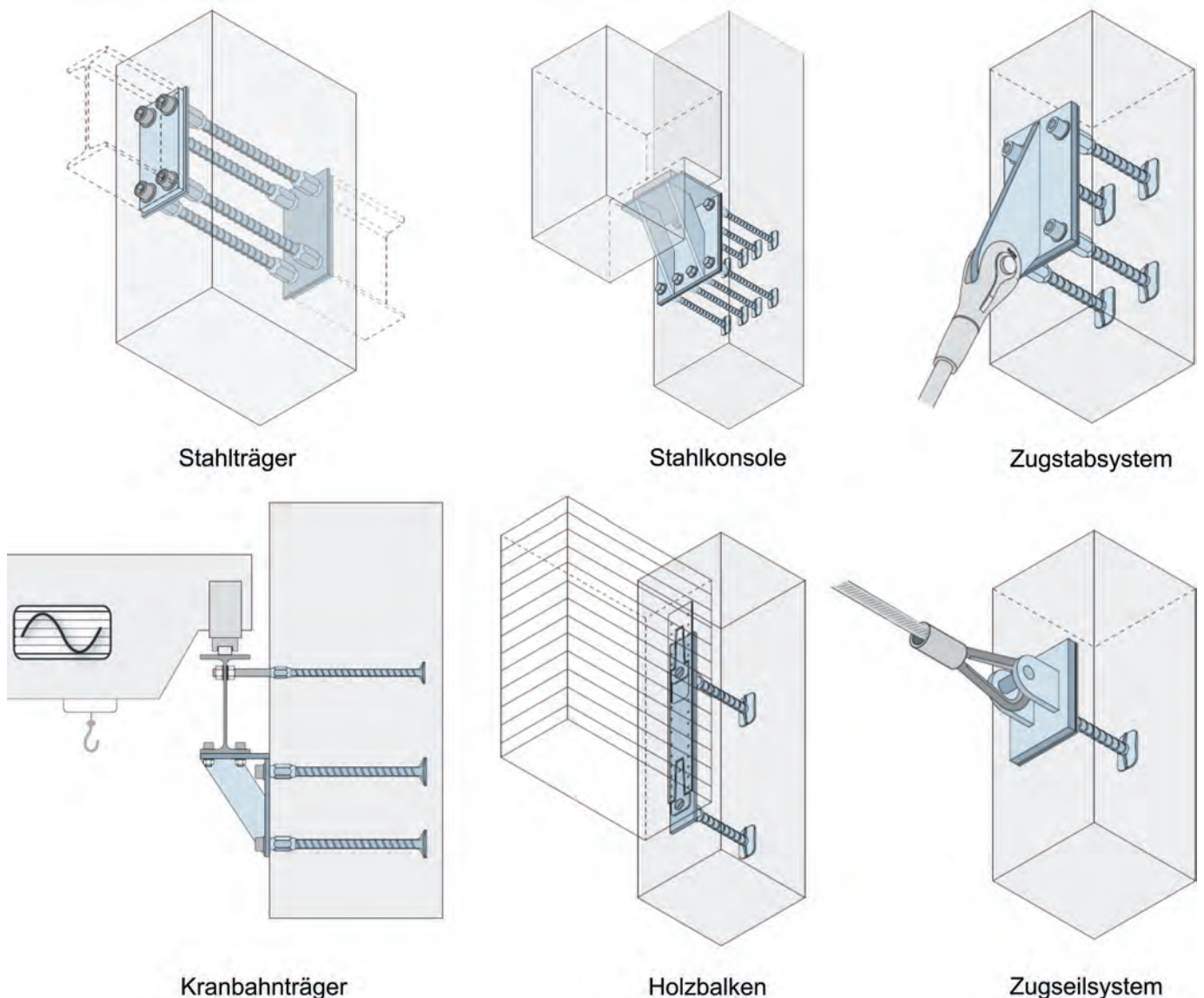


Bild 10. Anwendungsmöglichkeiten
Fig. 10. Applications

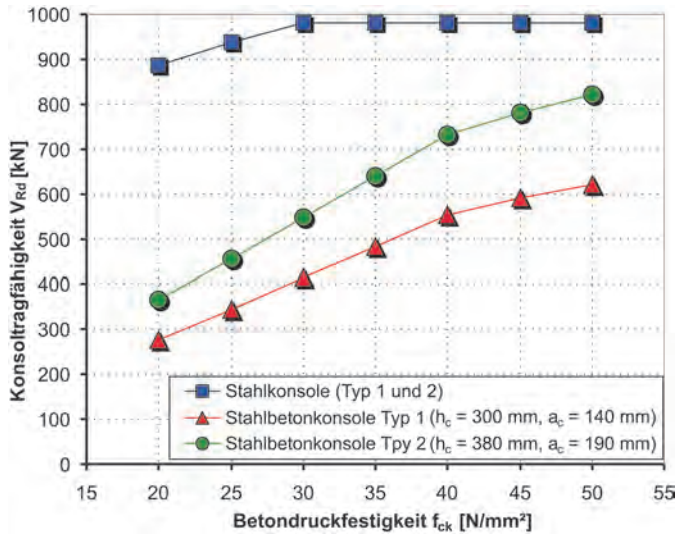


Bild 11. Vergleich der Tragfähigkeit von Stahlkonsolen und Stahlbetonkonsolen

Fig. 11. Load bearing capacities of reinforced concrete corbels and steel corbels

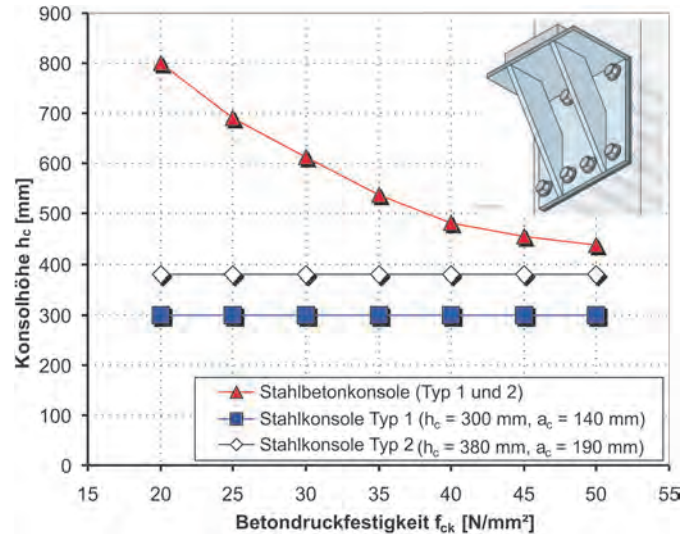


Bild 12. Vergleich der erforderlichen Konsolhöhe von Stahlkonsolen und Stahlbetonkonsolen

Fig. 12. Required height of steel corbels and reinforced concrete corbels

Tabelle 2. Abmessungen der Stahlkonsolen

Table 2. Dimensions of the steel corbels

Stahlkonsole	Höhe	Breite	Länge	Hebelarm	HSC-B	Schrauben
	h_c	b_c	l_c	a_c	d_{HSC-B}	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
Typ 1	300	370	250	140	25	2×4 M27 (10.9)
Typ 2	380	370	350	190	25	2×4 M27 (10.9)

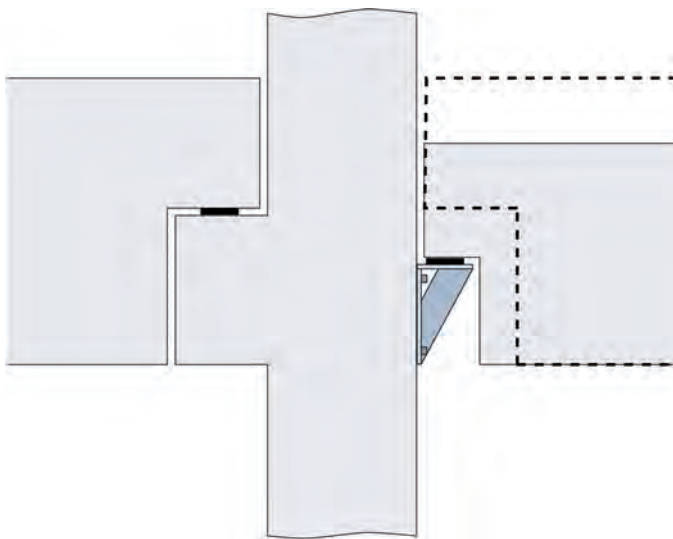


Bild 13. Stahlbetonkonsolen (links) und angeschraubte Stahlkonsolen (rechts)

Fig. 13. Reinforced concrete corbel (left) and bolted steel corbel (right)

stellten Stahlbauanschlusses beispielsweise die Ausparung bei ausgeklügelten Trägern verringert werden (Bild 13). Dies führt zur Reduzierung der Gesamtbauhöhe bzw. zu einer Tragfähigkeitssteigerung des Trägerendes.

6 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag werden die Ergebnisse von Versuchen an Stahl-Stahlbetonverbindungen sowie das daraus abgeleitete Bemessungskonzept vorgestellt. Weiterhin werden die anhand des Bemessungskonzeptes ermittelten Tragfähigkeiten der Versuchskörper mit den experimentellen Bruchlasten verglichen. Das vorgestellte Bemessungskonzept liefert eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen und ermöglicht eine realitätsnahe Bestimmung der Tragfähigkeit von Stahl-Stahlbetonverbindungen unter Verwendung des HSC-B. Es ist Bestandteil der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-15.6-284 [1].

Literatur

- [1] Zulassungsbescheid Z-15.6-284: Halfen Stud Connector Typ B (HSC-B); Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt; Berlin; 31.01.2010.
- [2] Hegger, J. und Roeser, W.: Gutachten zur Tragfähigkeit von nachträglich ergänzten Stahlkonsolen mit Halfen Stud Connector HSC-B; H+P Ingenieure GmbH & Co KG, Aachen, 2009 (unveröffentlicht).
- [3] Hegger, J. und Roeser, W.: Zur Ausbildung von Knoten; Heft 525, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [4] DIN 18800-1: Stahlbauten – Teil 1: Bemessung und Konstruktion; November 2008; Beuth-Verlag Berlin.

- [5] *Leonhardt, F.*: Vorlesungen über Massivbau – Teil 2: Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau; Springer Verlag, 3. Auflage, 1986.
- [6] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; August 2008; Beuth-Verlag Berlin.
- [7] *Grasser, E.* und *Thielen, G.*: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 240; Beuth Verlag; Berlin; 1991.
- [8] *Hegger, J.*, *Sherif, A.* and *Roeser, W.*: Nonseismic Design of Beam-Column Joints, ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 5, Sept-Oct. 2003, USA.
- [9] Zulassungsbescheid Z-15.6-204: Halfen Stud Connector (HSC); Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt; Berlin; 04.12.2009.
- [10] *Hegger, J.*, *Sherif, A.* and *Roeser, W.*: Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beam-column joints. ACI Structural Journal; September–October 2004, Vol. 101, No. 5, pp. 604–614.



Dr.-Ing. Thorsten Heidolf
Halfen GmbH
Forschung & Entwicklung
Otto-Brünnerstraße 3
06556 Artern
thorsten.heidolf@halfen.de



Jr.-Ing. Wolfgang Roeser
Hegger + Partner
H+P Ingenieure GmbH & Co. KG
Lackertstraße 10
52072 Aachen
wroeser@huping.de



HALFEN GmbH · Liebigstrasse 14 · 40764 Langenfeld
Telefon: + 49 (0) 2173-970-0 · Telefax: + 49 (0) 2173-970-123 · www.halfen.de