

# Hinweise zur Bemessung von Stahlkonsolen

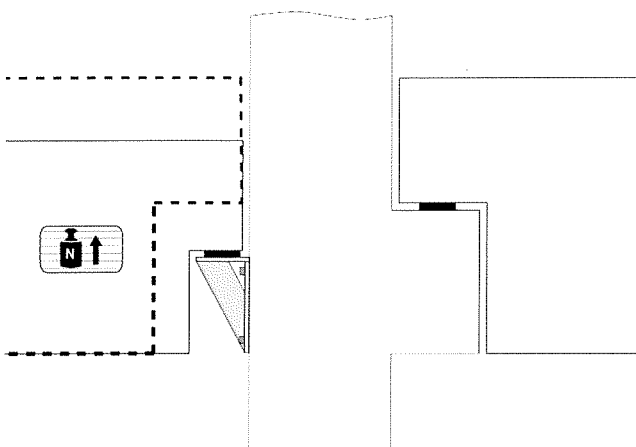
An Stahlbetonkonstruktionen angeschraubte Stahlkonsolen stellen eine sofort belastbare Alternative zu Stahlbetonkonsolen dar, wobei der Schalungs- und ggf. Transportaufwand der Stahlbetonkonstruktion deutlich reduziert wird. Im Vergleich zu Stahlbetonkonsolen zeichnen sich die Stahlkonsolen im Allgemeinen durch signifikant geringere Abmessungen bzw. durch bis zu dreimal höhere Tragfähigkeiten aus.

Die Bemessung derartiger Konstruktionen ist aufwendiger, da die verschiedenen Bauteile und deren Verbindungen nachzuweisen sind. Im vorliegenden Beitrag werden Hinweise insbesondere zu ausgewählten Nachweisen der Steg- und Gurtplatte gegeben und die getroffenen Annahmen mithilfe von FE-Berechnungen verifiziert. Mit den vorgestellten Berechnungsmethoden können plastische Tragreserven genutzt und somit die Konstruktion wirtschaftlicher ausgelegt werden.

## 1 Einleitung

Die Anwendungsmöglichkeiten für Stahlkonsolen sind vielfältig. Neben der Anwendung bei Stahl- oder Stahlbetonbindern (Bild 1) können Kranbahnträger aufgelagert und mit üblichen Stahlbauverbindungen befestigt werden. Der verringerte Schalungsaufwand und die einfache Montage der sofort belastbaren Stahlkonsolen führen zu einer deutlichen Zeit- und Kostenersparnis.

Die Analysen werden prinzipiell an der Stahlkonsole HSCC-25-11-2 vorgestellt. Sie besteht aus vier Stegblechen, einer Gurt- und einer Stirnplatte. Die Konsole wird mithilfe von elf im Zug- und elf im Druckbereich einbetonierten Muffenstäben [1] sowie genormten Stahlbauschrauben an ein Stahlbetonelement angeschraubt. Um



**Bild 1** Stahlbetonkonsolen (rechts) und angeschraubte Stahlkonsolen (links)  
Reinforced concrete corbel (right) and bolted steel corbel (left)

## Notes on the design of steel corbels

To reinforced concrete structures bolted steel corbels are an alternative to reinforced concrete corbels. The formwork and any transportation costs of the reinforced concrete structure is thereby significantly reduced. Steel corbels are generally much smaller than reinforced concrete corbels or have up to three times higher load capacities.

The design of such structures is, however, more complex. The different components and their connections are to be designed. In this paper notes are given to selected evidence of the web and flange plate. The assumptions made are verified by FE calculations. With the presented calculation methods plastic reserves can be used and hence the construction can be designed more efficiently.

die im Stahlbau üblichen Toleranzen einzuhalten, werden die Muffenstäbe zusammen mit einem Positionsblech und der Bewehrung des Stahlbetonelements in der Schalung montiert. Die Stahlkonsole wird entweder im Fertigteilwerk oder auf der Baustelle am Stahlbetonelement befestigt, wobei keine besonderen Anforderungen an die Montage, wie beispielsweise ein bestimmtes Schraubenanziehmoment, existieren. Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Lastverteilung wird zwischen der Stahlkonsole und der aufzulegenden Konstruktion ein Elastomerlager oder eine vergleichbare Konstruktion angeordnet. Detaillierte Angaben zu dieser und anderen Konsolen können [2] und [3] entnommen werden.

Zur Berücksichtigung von Verformungsbehinderungen wird eine Horizontalkraft von:

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

angesetzt.

Der Nachweis der Schrauben, der Muffenstäbe, des Betonkantenbruchs bzw. lokalen Betonausbruchs und der Weiterleitung der Kräfte in die Stahlbetonkonstruktion sowie die konstruktiven Regeln sind in [1] und [4] detailliert geregelt und in [5] ausführlich beschrieben.

## 2 Bemessung

### 2.1 Tragfähigkeit der Stegplatten

Entsprechend [1] beträgt der im Stahlbetonelement anzunehmende innere Hebelarm  $0,9d$ , sodass die Resultieren-

de  $D_{Ed}$  der dreieckig verteilten Betondruckspannung im Abstand  $0,1d$  von der Unterkante der Stahlkonsole anzusetzen ist. Es wird vereinfacht der untere Bereich der Stegbleche ( $h_{eff}$ ) zur Lastabtragung herangezogen und davon ausgegangen, dass eine ausreichende Beulsicherheit vorhanden ist. Die Horizontallast  $H_{Ed}$  wird über die Gurtplatte in die Stirnplatte weitergeleitet. Die Vertikallast  $V_{Ed}$  wird in  $n$  Einzellasten zerlegt, die über die Länge der Lasteinleitungsfläche gleichmäßig verteilt angesetzt werden. Die einzelnen Vertikallastanteile  $V_{Ed,i}$  werden über schräg verlaufende Stabkräfte in den Druckbereich der Stirnplatte geleitet, wobei aufgrund des unterschiedlichen Neigungswinkels die Horizontalanteile  $H_{Ed,i}$  verschieden sind (Bild 2).

Die Normal- und Schubspannung der  $i$ -ten Druckstrebe ergeben sich wie folgt:

$$\sigma_{\perp,i} = \frac{H_{Ed,i}}{n_{St} \cdot t_{St} \cdot x_i} \quad (2)$$

$$\tau_{\parallel,i} = \frac{V_{Ed,i}}{n_{St} \cdot t_{St} \cdot x_i} \quad (3)$$

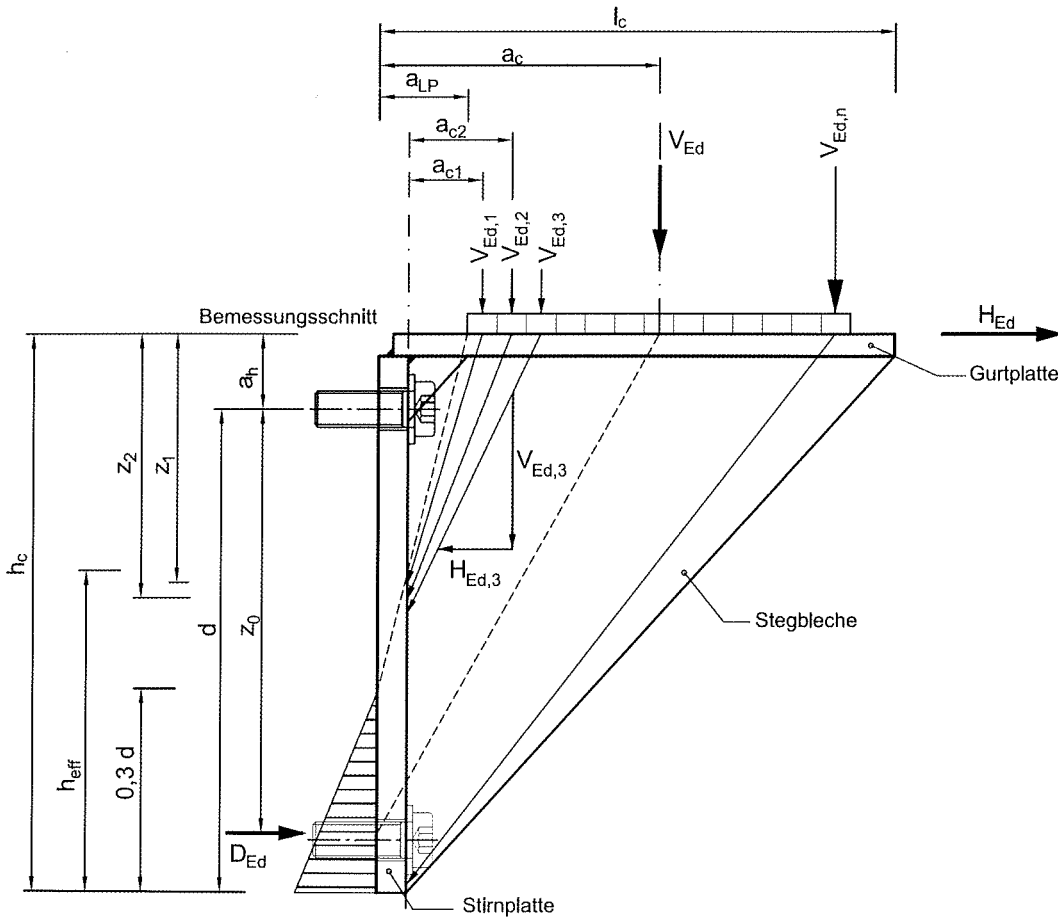
mit:  $V_{Ed,i}$ ,  $H_{Ed,i}$  Schnittgrößen der  $i$ -ten Druckstrebe  
 $x_i$ ,  $t_{St}$  Höhe und Dicke der  $i$ -ten Druckstrebe  
 $n_{St}$  Anzahl der Stegbleche je Konsole

Die Tragfähigkeit der Stegbleche ist erreicht, wenn die Druckzone vollständig plastiziert ist, d.h., in allen Druckstreben die Vergleichsspannung dem Bemessungswert  $f_{y,d}$  entspricht.

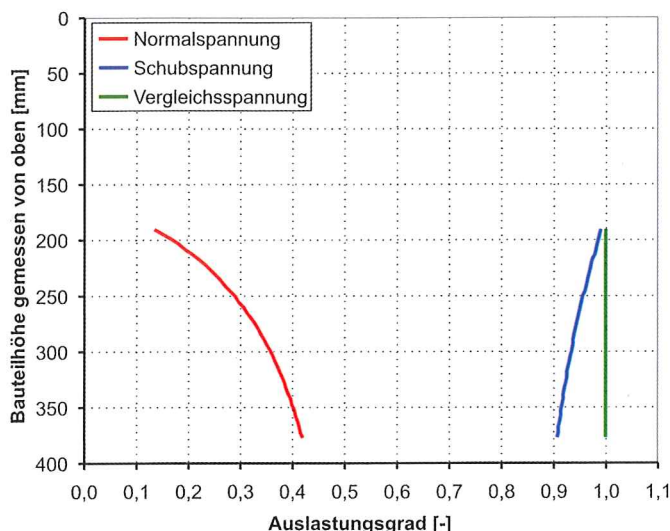
$$\sigma_{v,i} = \sqrt{\sigma_{\perp,i}^2 + 3 \cdot \tau_{\parallel,i}^2} \leq f_{y,d} \quad (4)$$

Die Ermittlung der Tragfähigkeit erfolgt iterativ mit dem Programmsystem Excel. Um eine vollständige Plastizierung aller Druckstreben zu erreichen, werden die einzelnen Druckstrebenhöhen  $x_i$  als Unbekannte aufgefasst und neben dem Lastfaktor iterativ bestimmt.

In Bild 3 sind die Schub-, Normal- und Vergleichsspannungsverläufe für die Grenztragfähigkeit der Stegbleche dargestellt. Im Bereich  $h_{eff}$  entspricht die Vergleichsspannung in jedem Punkt dem Bemessungswert  $f_{y,d}$ . Dies entspricht den FE-Ergebnissen in Bild 12 (rechts). Die Normalspannung in den Stegblechen hat analog zur Betonspannung in der angrenzenden Stahlbetonkonstruktion eine nahezu dreieckige Verteilung. Die Annahme, dass die Stegbleche im unteren Bereich vollständig plastizieren, wird somit bestätigt. Die Tragfähigkeit der vier Stegbleche beträgt 2631 kN und liegt damit ca. 5% über der Gesamtragfähigkeit der Konstruktion  $V_{Rd} = 2500$  kN.



**Bild 2** Modell zur Tragfähigkeitsermittlung der Stegbleche  
 Model for determining the load capacity web plates



**Bild 3** Spannungsverläufe in den Stegblechen im Bemessungsschnitt  
Stress distribution of the web plates in the design section

## 2.2 Gurtplatte

### 2.2.1 Grundlagen

Die Gurtplatte ist durch die Zugkraft  $Z_G$  beansprucht.

$$Z_G = V_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z_0 + a_h - \frac{t_G}{2}} + H_{Ed} \cdot \frac{z_0 + a_h}{z_0 + a_h - \frac{t_G}{2}} \quad (5)$$

mit:  $V_{Ed}$  Bemessungswert der Vertikallast  
 $H_{Ed}$  Bemessungswert der Horizontallast  
 $t_G$  Blechdicke der Gurtplatte  
 $a_c, a_h, d$  vgl. Bild 2  
 $z_0$   $0,9 \cdot d$  (Hebelarm der inneren Kräfte nach Z-21.8-1974 [1])

Weiterhin wird über die Gurtplatte die eingeleitete Flächenlast auf die Stegbleche verteilt, sodass neben der Zugbeanspruchung eine Biege- und Schubbeanspruchung auftritt. Die Berücksichtigung der Biege- und Schubbeanspruchung ist als konservativ anzusehen, da die aufzulegenden Bauteile im Allgemeinen deutlich höher sind als der Stegabstand.

Für den Nachweis der Gurtplatte wird die Bruchlinien- bzw. Fließlinientheorie verwendet [6 bis 8]. Sie basiert auf dem oberen Grenzwert der Plastizitätstheorie, dem kinematischen Satz.

$$A_i = A_a \quad (6)$$

Die innere Arbeit  $A_i$  berechnet sich nach Gl. (7).

$$A_i = \sum M_i \cdot \vartheta_i \quad (7)$$

mit:  $M_i$  aufnehmbares Moment im Bereich der Bruchlinie  
 $\vartheta_i$  Verdrehung

Die äußere Arbeit  $A_a$  berechnet sich nach Gl. (8).

$$A_a = p \cdot \iint v_{x,y} \, dx dy \quad (8)$$

mit:  $p$  Beanspruchung  
 $v_{x,y}$  Verformung

Als Werkstoffgesetz wird linear-elastisches – ideal-plastisches Materialverhalten des Stahls vorausgesetzt.

Bei der Berechnung der aufnehmbaren Flächenlast ist prinzipiell zwischen den auskragenden Rand- und den Feldbereichen zu unterscheiden. Während die Randbereiche eine zweiseitig gestützte Platte darstellen, sind die Feldbereiche dreiseitig gestützte Platten. Es wird lediglich ein Teilbereich der Gurtplatte mit der Flächenlast beansprucht. Im Allgemeinen können im Vorfeld die Fließ- bzw. Bruchlinien nicht eindeutig festgelegt werden, sodass neben variablen Fließlinien oft mehrere Bruchlinienfälle zu untersuchen sind. Nachfolgend wird beispielhaft die Berechnung des Feldbereichs vorgestellt. Die Gleichungen können durch Modifikationen auf die Randbereiche übertragen werden.

### 2.2.2 Berechnung des Feldbereichs

Die Definition des Feldbereichs ist in Bild 4 dargestellt. Die Berechnung des Feldbereichs (Bild 5) erfolgt nach den nachfolgenden Gleichungen.

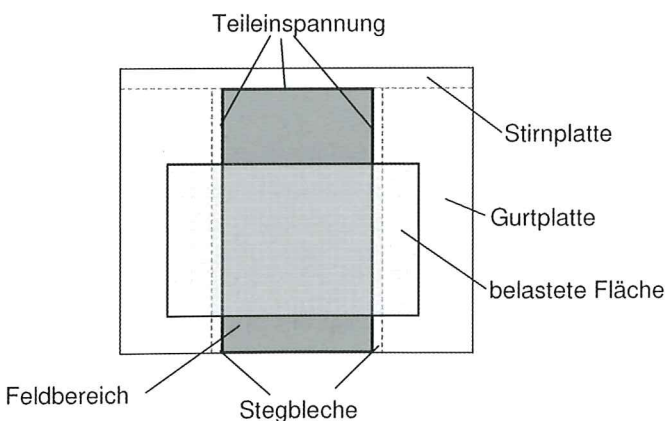
$$A_i = M_{Rd,F,x} \cdot (\vartheta_1 + \vartheta_3) + M_{Rd,F,y} \cdot \vartheta_2 + M_{Rd,R,xr} \cdot \vartheta_1 + M_{Rd,R,xl} \cdot \vartheta_3 + M_{Rd,R,y} \cdot \vartheta_2 \quad (9)$$

$$A_a = p \cdot \Delta l_{LP,x} \cdot \Delta l_{LP,y} \cdot \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n v_{i,j} \quad (10)$$

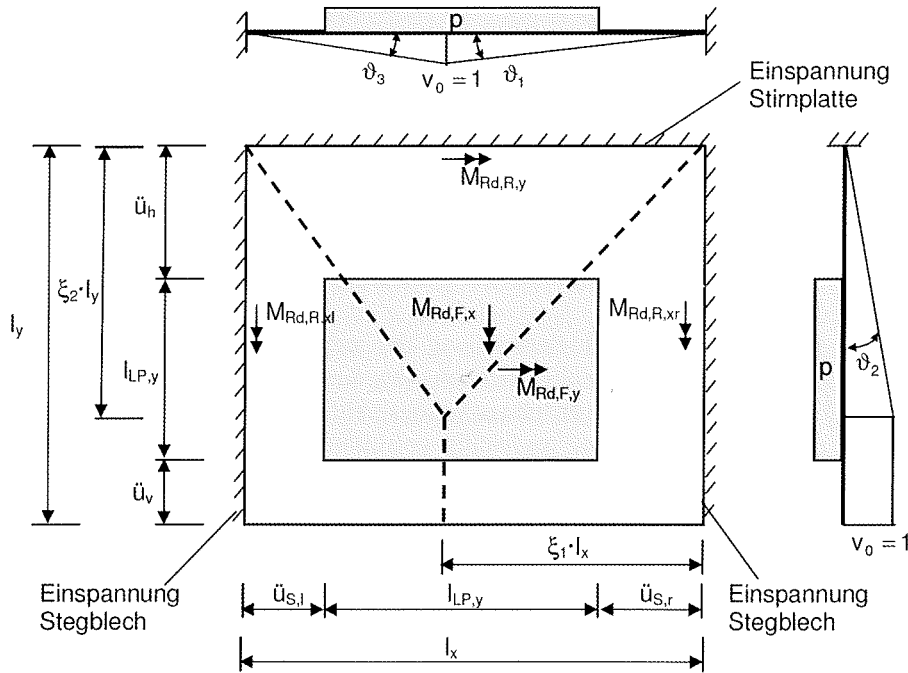
mit:  $M_{Rd,(.)}$  plastisches Grenzmoment (vgl. Bild 5)  
 $\vartheta_1, \vartheta_2, \vartheta_3$  Verdrehung 1, 2 und 3

$$\vartheta_1 = \frac{1 \text{ mm}}{\xi_1 \cdot l_x}, \vartheta_2 = \frac{1 \text{ mm}}{\xi_2 \cdot l_y} \text{ und } \vartheta_3 = \frac{1 \text{ mm}}{(1 - \xi_1) \cdot l_x}$$

$p$  gleichmäßige Flächenlast



**Bild 4** Prinzipdarstellung des Feldbereichs  
Schematic diagram of the field area



**Bild 5** Feldbereich – Bruchlinienfall  
Field area – break line case

$$\Delta l_{LP,x} = \frac{l_{LP,x}}{m} \text{ (x-Richtung)}$$

$$\Delta l_{LP,y} = \frac{l_{LP,y}}{n} \text{ (y-Richtung)}$$

$v_{i,j}$  mittlere Verformung des differentiellen Elements

$$= \text{Min} \begin{cases} [l_x - \ddot{u}_{s,l} - (i - 0,5) \cdot \Delta l_{LP,x}] \cdot \vartheta_1 \\ [\ddot{u}_h + (j - 0,5) \cdot \Delta l_{LP,y}] \cdot \vartheta_2 \\ [\ddot{u}_{s,l} + (i - 0,5) \cdot \Delta l_{LP,x}] \cdot \vartheta_3 \end{cases}$$

Zielfunktion:  $p \rightarrow \text{Min}$  (11)

Nebenbedingungen:  $A_i = A_a$  (12)

$$0 \leq \xi_1 \leq 1 \quad (13)$$

$$0 \leq \xi_2 \quad (14)$$

Die Ermittlung des plastischen Grenzmoments im Feld in x- und y-Richtung erfolgt nach Gln. (15) und (16).

$$M_{Rd,pl,F,x} = \frac{1}{4} \cdot l_y \cdot t_G^2 \cdot f_{y,d} \quad (15)$$

$$M_{Rd,pl,F,y} = \frac{1}{4} \cdot l_x \cdot t_G^2 \cdot f_{y,d} \cdot \left( 1 - \left( \frac{Z_G}{Z_{G,pl}} \right)^2 \right) \quad (16)$$

Das Grenzmoment am linken und rechten Rand in x-Richtung ist das Minimum aus dem aus der Einwirkung am Randbereich resultierenden Moment und der Tragfähigkeit des Gurtplattenquerschnitts. Dabei ist die Momenten-Querkraft-Interaktion zu berücksichtigen, wobei davon ausgegangen wird, dass die gesamte im Feldbereich einwirkende Flächenlast auf die Stegbleche übertragen wird.

$$M_{Rd,pl,R,xl} = M_{Rd,pl,R,xr} = \text{MIN} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} \cdot l_y \cdot t_G^2 \cdot \text{red } f_{y,d} \\ \frac{P_{Ed} \cdot l_{LP,R,y} \cdot l_{LP,R,x}^2}{2} \end{array} \right. \quad (17)$$

mit:  $\text{red } f_{y,d} = \sqrt{1 - \left( \frac{V_{G,R}}{V_{G,R,pl}} \right)^2} \cdot f_{y,d}$  (18)

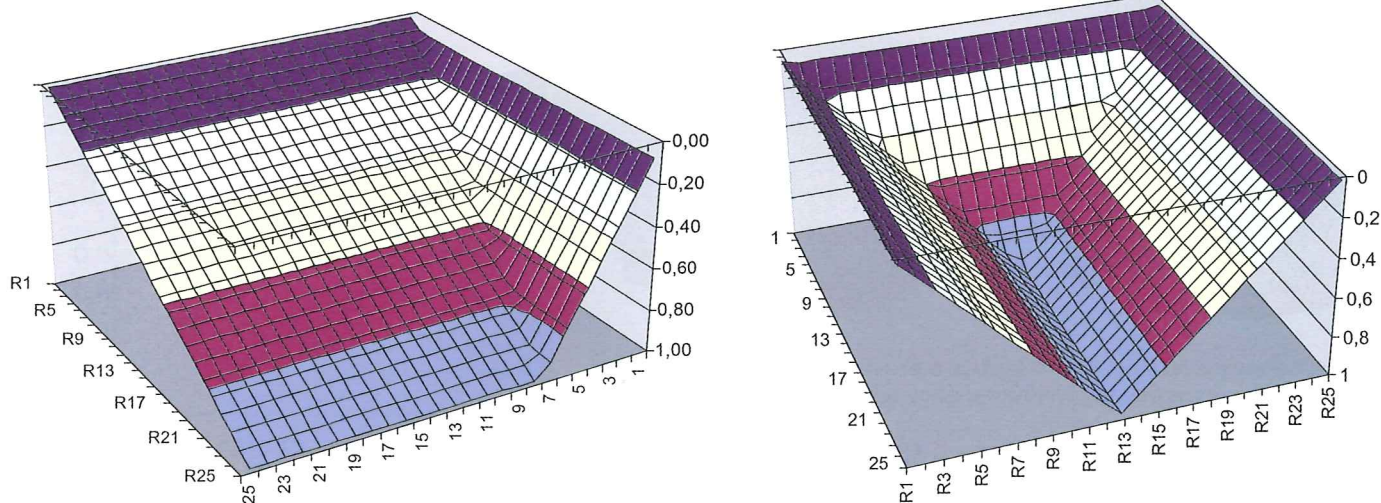
$$V_{G,R,pl} = l_y \cdot t_G \cdot \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} \quad (19)$$

$$V_{G,R} = P_{Ed} \cdot l_{LP,R,y} \cdot l_{LP,R,x} \quad (20)$$

$$P_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{l_{LP} \cdot b_{LP}} \quad (21)$$

- $V_{Ed}$  Vertikalbeanspruchung der Konsole
- $l_{LP}, b_{LP}$  Länge und Breite der gesamten Lasteinleitungsplatte
- $l_{LP,R,x}$  Länge der Lasteinleitung in x-Richtung nach Bild 5
- $l_{LP,R,y}$  Länge der Lasteinleitung in y-Richtung nach Bild 5

- mit:  $Z_{pl} = b_c \cdot t_G \cdot f_{y,d}$
- $Z_{G,pl}$  Zugbeanspruchung der Gurtplatte
- $t_G, b_c$  Dicke und Breite der Gurtplatte
- $l_x, l_y$  Länge in x- und y-Richtung nach Bild 5
- $f_{y,d}$  Bemessungswert der Streckgrenze des Stahls



**Bild 6** Ergebnisse des Randbereichs (links) und des Feldbereichs (rechts)  
Results of the edge area (left) and the field area (right)

Als plastisches Grenzmoment am Rand in y-Richtung wird vereinfacht null angesetzt, sodass die Einspannung durch die Stirnplatte vernachlässigt wird.

### 2.2.3 Berechnungsergebnisse

Mithilfe der beschriebenen Fließlinientheorie und dem Programmsystem Excel wird die aufnehmbare Beanspruchung  $V_{Rd}$  für die unterschiedlichen Bruchlinienfälle und Gurtplattenbereiche (Rand und Feld) ermittelt. Die Ergebnisse sind in Bild 6 zusammengestellt. Für die vorgegebenen Randbedingungen beträgt die Tragfähigkeit der Gurtplatte 2809 kN, wobei die Tragfähigkeit des Feldbereichs maßgebend ist. Die Tragfähigkeit der Gurtplatte liegt damit ca. 12% über der Gesamttragfähigkeit der Konstruktion  $V_{Rd} = 2500$  kN.

## 3 Finite-Elemente-Berechnungen

Mithilfe von FE-Berechnungen wurden nichtlineare Tragfähigkeitsanalysen mit Laststeigerung bis zum Erreichen der Traglast durchgeführt (Traglastverfahren). Die Berechnungen wurden mit dem Programmsystem ANSYS durchgeführt. Das Finite-Elemente-Modell der Stahlkonsole inklusive der Verbindungsmittel und Schweißnähte wurde als 3D-Volumenmodell unter Ausnutzung der 1/2-Symmetrie erstellt (Bilder 7 und 8). Der Kontakt zwischen der Stahlkonsole und der Stahlbetonstütze wurde mit nichtlinearen Kontaktelementen berücksichtigt. Die Kraftübertragung zwischen der Konsole und den Verbindungsmitteln wurde ebenfalls durch Kontaktelemente gewährleistet. Im Zugbereich wird zwischen der Muffe, der Bewehrung und dem Beton ein reibungsfreier Kontakt (Hülsenlagerung) vorgesehen, sodass eine Zugbeanspruchung des Betons ausgeschlossen wird. Für das Materialverhalten des Stahls wurden nichtlineare Materialgesetze verwendet. Die Tragfähigkeit der Betonstütze wurde in den vorliegenden Berechnungen nicht betrachtet.

Die Grundlagen der nichtlinearen Tragfähigkeitsanalyse mittels FEM sind in DIN EN 1993-1-1 (Abs. 5.4.3) und DIN EN 1993-1-5, Anhang C geregelt. Dementsprechend sind die Bemessungslasten bei Traglastanalysen mit einem Lasterhöhungsfaktor

$$\alpha_u = \alpha_1 \cdot \alpha_2 = 1,05 \cdot 1,25 = 1,3125 \quad (22)$$

mit:  $\alpha_1 = 1,05$  Faktor zur Berücksichtigung der Modellunsicherheit  
 $\alpha_2 = 1,25$  Faktor zur Berücksichtigung von Ungenauigkeiten des Belastungs- und Widerstandsmodells, hier  $\alpha_2 = \gamma_{M2}$

nachzuweisen.

### 3.1 Belastung

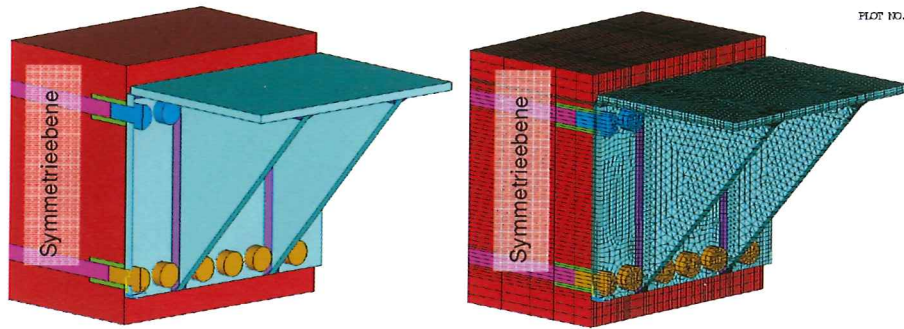
Für die Traglastsimulation nach EC3 wurden nichtlineare Lastgeschichteberechnungen mit folgenden Lastschritten durchgeführt:

- Lastschritt 1: 1,0-fache Bemessungslast
- Lastschritt 2: 1,3125-fache Bemessungslast (erforderliche Tragsicherheit)
- Lastschritt 3: weitere Laststeigerung bis zum Erreichen der Traglast

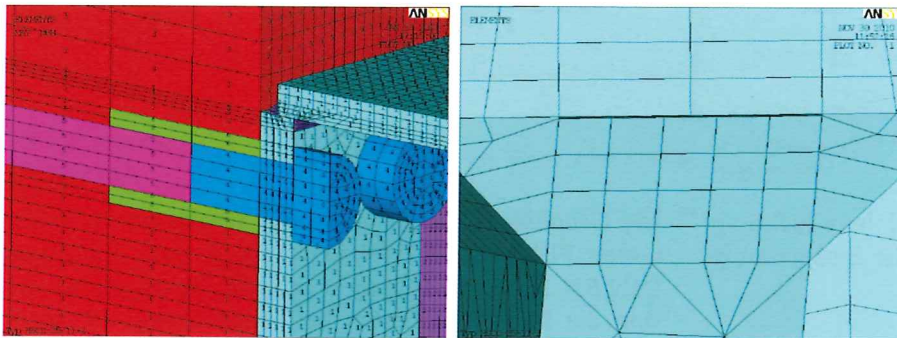
Die lastseitigen Teilsicherheitsbeiwerte sind in den Bemessungslasten bereits enthalten. In Bild 9 ist die Eintragung der Belastung (Flächenlasten) dargestellt.

### 3.2 Materialmodelle und Materialkennwerte

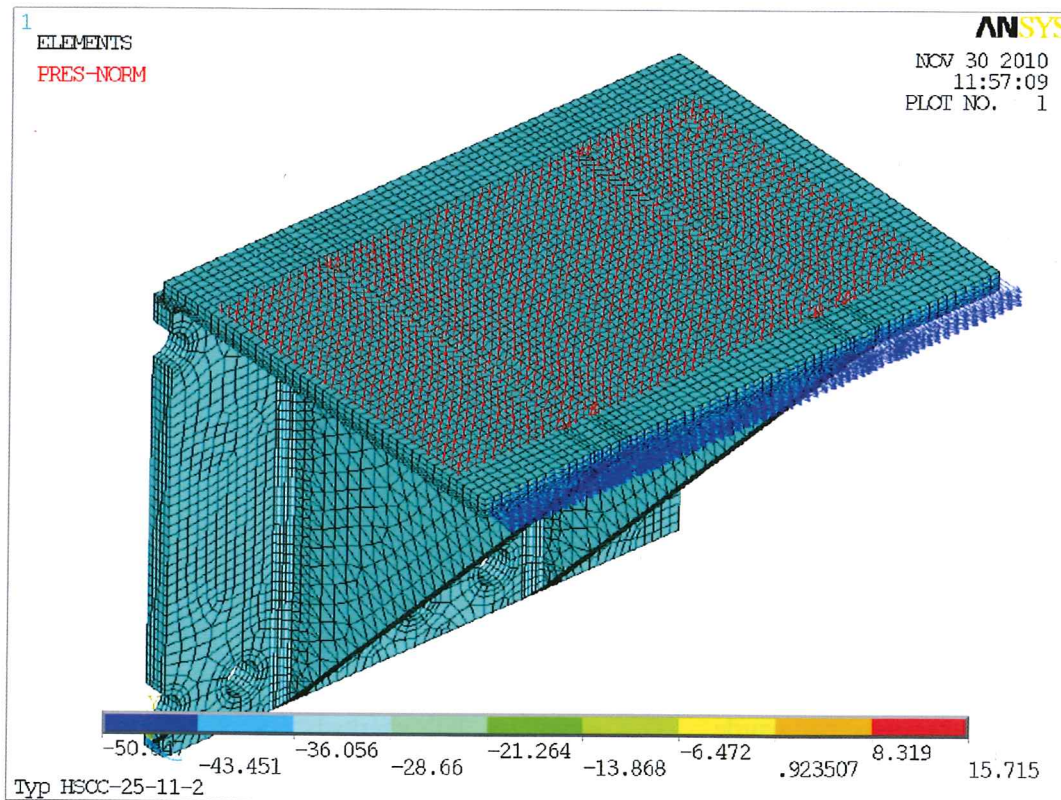
Für das elastisch-plastische Materialverhalten wurden zwei verschiedene Spannungs-Dehnungs-Beziehungen definiert. Für das Grundmaterial der Konsole wurde ein bilineares Materialmodell mit einer Fließbedingung



**Bild 7** Geometriemodell (links), FE-Modell (rechts) der Konsole Typ HSCC-25-11-2  
Geometry model (left), FE-model (right) of the corbel HSCC-25-11-2



**Bild 8** FE-Modell, Detailansichten: Zugbereich (links), Schweißnaht zwischen Steg und Flansch (rechts)  
FE model, detail views: tensile region (left), weld between web and flange (right)



**Bild 9** Belastung der Konsole Typ HSCC-25-11-2 unter Bemessungslast  
Load on the corbel type HSCC-25-11-2 under design load

nach v. MISES verwendet. Ausschließlich aus numerischen Gründen wurde für die Verfestigung des Stahls ein geringfügiger Tangentenmodul von  $21 \text{ N/mm}^2$  verwendet.

Für die Schweißnähte wurde ein multilineares Materialmodell definiert. Spannungswerte oberhalb der Fließgrenze bis zum Erreichen der Zugfestigkeit wurden durch eine lineare Verfestigung erfasst. Ab dem Erreichen der

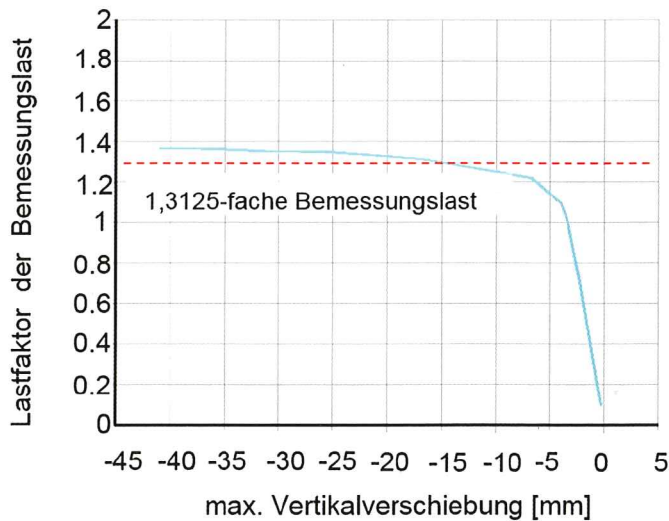


Bild 10 Lastfaktor-Verschiebungslinie  
Load factor-displacement line

Gleichmaßdehnung wurde von einem unbeschränkten Fließen des Materials ohne weitere Verfestigung ausgegangen.

Die geometrische Modellierung (Querschnitte, Länge) der Verbindungsmittel erfolgte im FE-Berechnungsmodell näherungsweise. Die Materialkennwerte wurden im Berechnungsmodell entsprechend angepasst (Kernquerschnitt etc.). Darüber hinaus wurden normabhängige Faktoren berücksichtigt.

Für die Schrauben im Zugbereich ergibt sich eine fiktive Fließspannung von:

$$\tilde{\sigma}_{R,k} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_{Sp}}{A_{FE}} \quad (23)$$

mit:  $f_{ub}$  charakteristische Zugfestigkeit der Schraube  
 $A_{Sp}$  Spannungsquerschnitt der Schraube/FE-Modell  
 $A_{FE}$  Spannungsquerschnitt der Schrauben im FE-Modell

Die charakteristische Scherfestigkeit ist infolge von  $\alpha_v$  und den unterschiedlichen Querschnitten anzupassen. Somit ergibt sich für das FE-Materialgesetz eine fiktive Fließspannung von:

$$\tilde{\sigma}_{R,k} = f_{ub} \cdot \alpha_v \cdot \frac{A_{Sp}}{A_{FE}} \quad (24)$$

mit:  $\alpha_v = 0,6$  für Schrauben 8.8 bzw.  $0,5$  für Schrauben 10.9

Auf eine Anpassung des E-Moduls für die Schrauben wurde verzichtet. Für die Schrauben wurde kein Verfestigungsmodul angesetzt.

### 3.3 Ergebnisse

In Bild 10 ist die Lastfaktor-Verschiebungslinie der nicht-linearen Traglastberechnung dargestellt. Die Traglast wur-

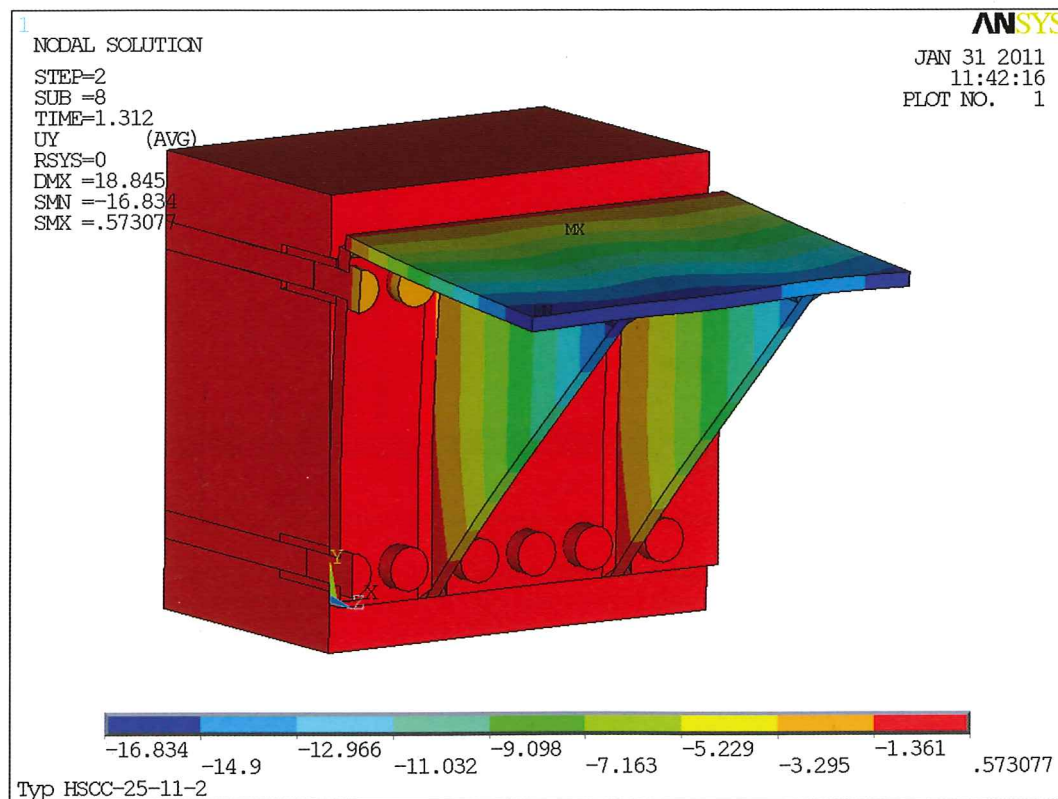
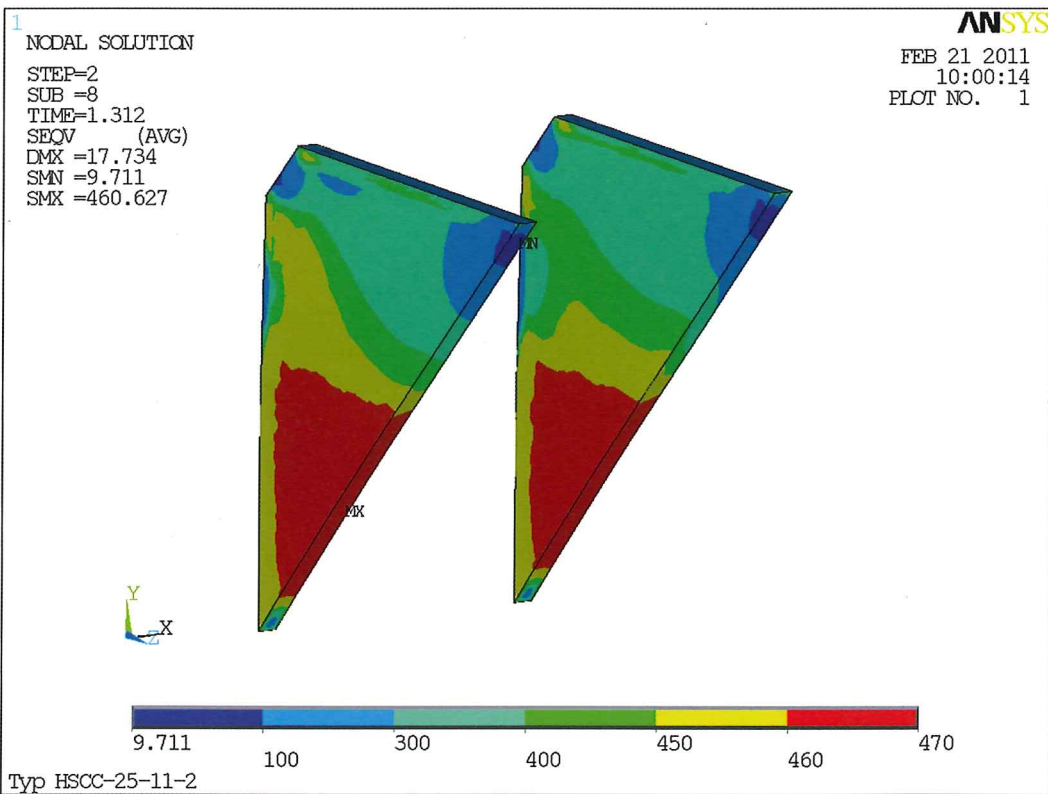
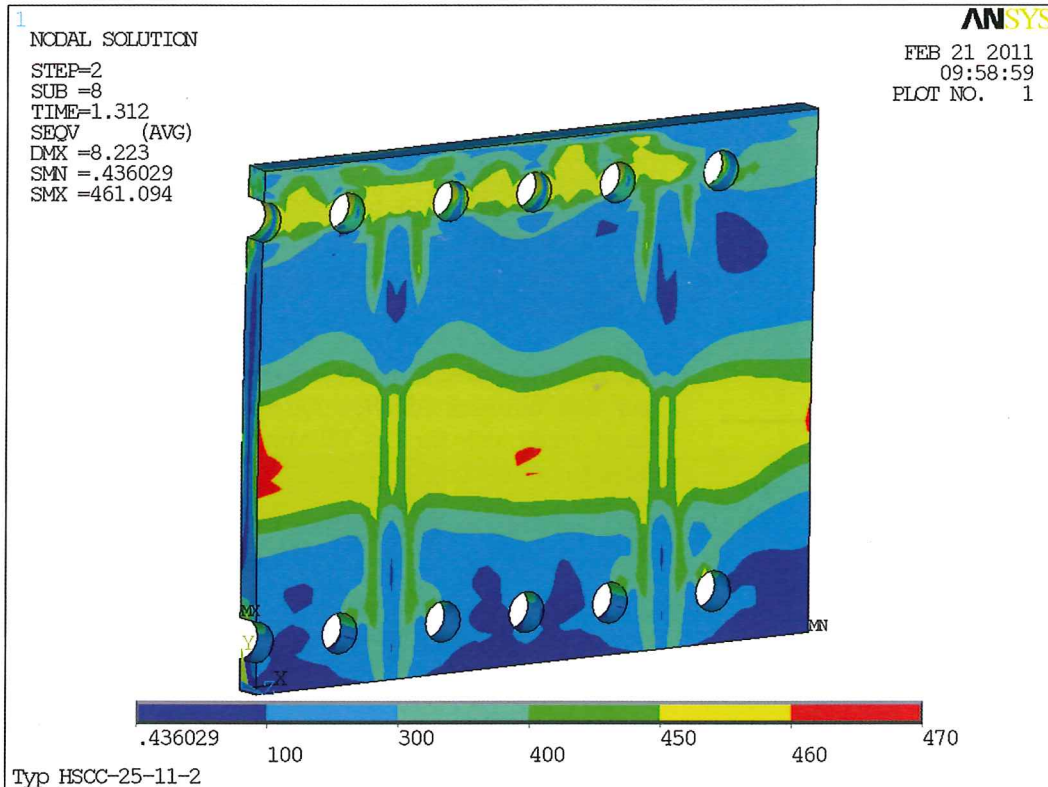


Bild 11 Vertikalverformungen [mm], zweifach überhöht dargestellt  
Vertical deformation [mm] represented two-fold excessive



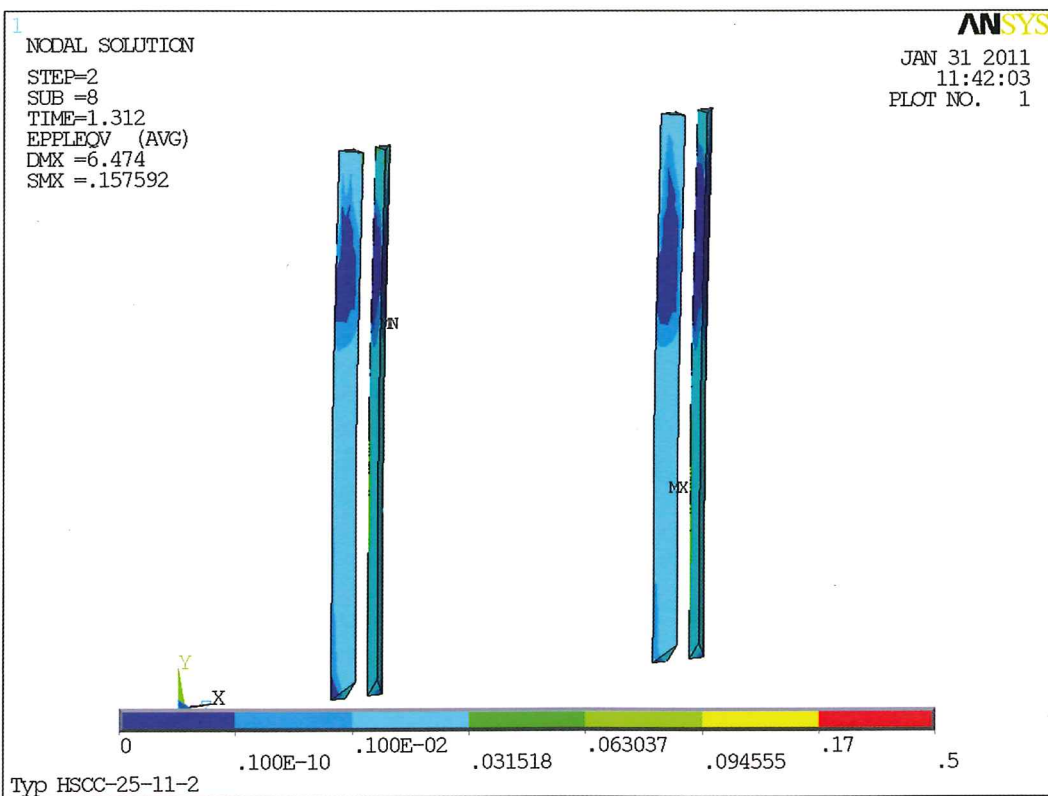
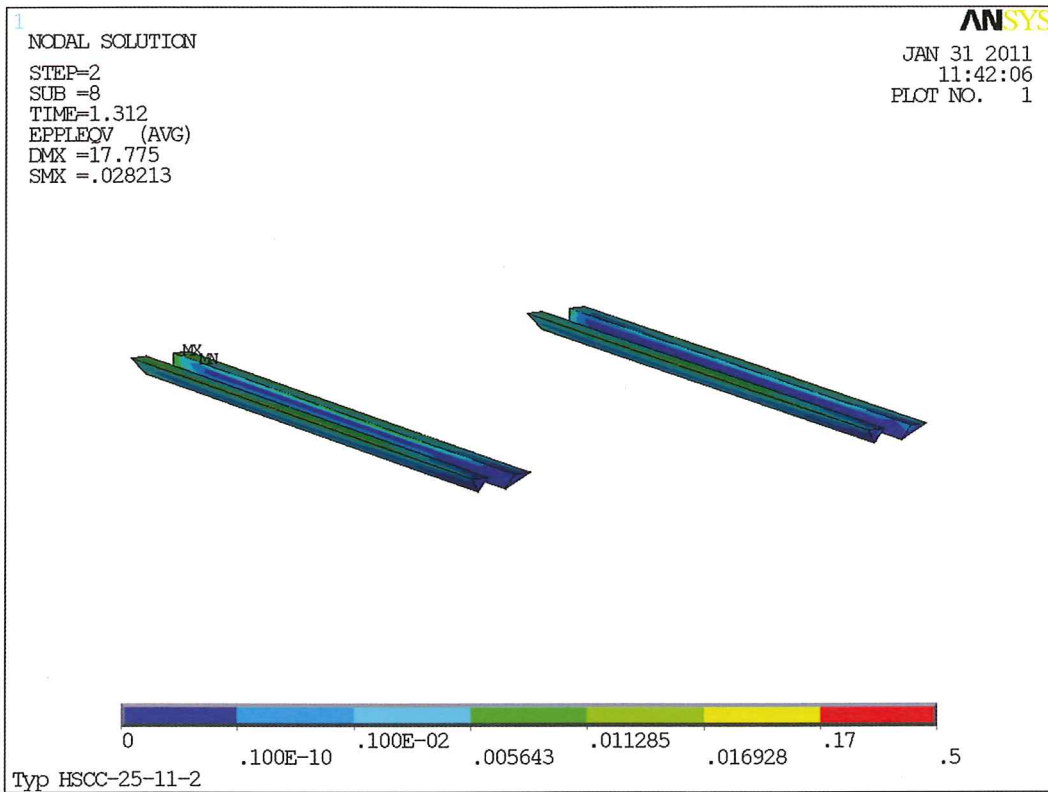
**Bild 12** Mises-Vergleichsspannungen [MPa]; in der Stirnplatte (oben); in den Stegblechen (unten)  
 Mises stresses [MPa] in the front plate (top); in the web plates (bottom)

de bei 1,3643-facher Bemessungslast erreicht. Für weitere Laststeigerungen konnte kein Gleichgewichtszustand (konvergente Lösung) gefunden werden. Die ermittelte Traglastreserve beträgt 4 %.

In den Bildern 11 bis 13 sind die Ergebnisse unter 1,3125-fachen Bemessungslasten dargestellt. Die Vertikalverfor-

mungen (Bild 11) zeigen Biegeverformungen des Gurts, welche auf die „schlaffe“ Lasteintragung zurückzuführen sind. Durch die zweifach überhöhte Darstellung wird die Biegung der Stirnplatte im Grenzzustand der Tragfähigkeit sehr gut sichtbar. Die Spannungen der Stirnplatte und Stegbleche (Bild 12) veranschaulichen den Lastabtrag. Das Versagen der Konsole bei Erreichen der Traglast





**Bild 13** Plastische Vergleichsdehnungen in den Schweißnähten: Gurt (oben); Steg (unten)  
Plastic comparison strains in the welds: flange plate (top); web plate (bottom)

wird insbesondere durch das Plastizieren der Stegbleche im unteren Druckbereich eingeleitet. Die plastischen Dehnungen der Schweißnähte (Bild 13) zeigen, dass diese bei Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit

noch geringe Tragreserven besitzen. Insgesamt belegt das gleichmäßige, durch die gesamte Struktur verteilte Versagen (Plastizieren) die ausgewogene Dimensionierung der Konsole.

## 4 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag werden Hinweise zur Bemessung von Stahlkonsolen gegeben. Dabei werden insbesondere ausgewählte Nachweise der Stegbleche und Gurtplatte sowie Finite-Elemente-Berechnungen zur Tragfähigkeitsanalyse vorgestellt. Mithilfe dieser Simulationen konnte die Bemessung nachvollzogen und die getroffenen Annahmen verifiziert werden. Durch die Finite-Element-Berechnungen können das Verformungsverhalten, der Lastfluss, die Beanspruchungszustände der einzelnen Strukturbereiche und die Versagensmechanismen bei Erreichen der Traglast sehr gut veranschaulicht und erklärt werden.

Die vorgestellte Stahlkonsole hat eine Tragfähigkeit von 2 500 kN bei einer Länge von 90 cm und einer Höhe von lediglich 38 cm. Ab der Betonfestigkeitsklasse C35/45

kann diese Last mithilfe der Muffenstäbe in die Betonkonstruktion eingeleitet werden. Für eine geringere Betonfestigkeit ist die einwirkende Querkraft  $V_{Ed}$  aufgrund der Nachweise im Anschluss- bzw. Lasteinleitungsbereich [5] zu reduzieren. Die Maximaltragfähigkeit geometrisch identischer Stahlbetonkonsolen mit einer Betonfestigkeitsklasse C35/45 beträgt lediglich 1 606 kN.

Neben der sehr hohen Tragfähigkeit der Stahlkonsole verdeutlichen diese Werte die Leistungsfähigkeit der Muffenstäbe, die auch für den Anschluss anderer Konstruktionen eingesetzt werden können. Die hierfür geltende bauaufsichtliche Zulassung Z-21.8-1974 [1] gibt dabei dem Anwender Planungssicherheit. Aufgrund der aufwendigen Bemessung von Stahlkonsolen werden in [2] und [3] weitere typengeprüfte Stahlkonsolen sowie deren Verbindung an eine Stahlbetonkonstruktion zur Verfügung gestellt.

## Literatur

- [1] Zulassungsbescheid Z-21.8-1974: *Halfen Stud Connector Typ B HSC-B; Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt*. Berlin, 30.11.2012.
- [2] Halfen GmbH: *Halfen HUC Universal Connection; Produktinformation Technik*. www.halfen.de, 2013.
- [3] LGA Landesgewerbeamt Bayern: S-WUE/110032, Typenprüfung, *Prüfbericht Nr. 1, Halfen Steel Corbel Connection HSCC*. 31.08.2011.
- [4] Zulassungsbescheid Z-21.8-1973: *Halfen Stud Connector HSC; Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt*. Berlin, 30.11.2012.
- [5] HEIDOLF, T.; ROESER, W.: *Entwurf- und Bemessungskonzept von Stahl-Stahlbetonverbindungen*. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 8, S. 574–582.
- [6] KENNEDY, G.; GOODCHILD, CH.: *Practical Yield Line Design*. British Cement Association 2003.
- [7] WEICHERTE, J.: *Ein computer-orientierter Algorithmus für die Traglastberechnung von Platten mittels der Fließlinientheorie*. Dissertation an der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus, 2006.
- [8] WÜST, J.: *Formfindung der Fließliniengeometrie für polygonale Platten im Traglastzustand*. Dissertation an der Universität Fridericiana zu Karlsruhe, 2006.

## Autoren



Dr.-Ing. Thorsten Heidolf  
Halfen GmbH  
Research – Development – Engineering  
Otto-Brünner-Straße 3  
06556 Artern  
thorsten.heidolf@halfen.de



Dr.-Ing. Roger Schlegel  
Dynardo GmbH  
consulting director  
Steubenstraße 25  
99423 Weimar  
roger.schlegel@dynardo.de