

B R A N D S C H U T Z

Fachseminar und Workshop

TRAGWERKSBEMESSUNG VON VERBUNDBAUTEN FÜR DEN BRANDFALL

–

BEISPIELE

P. Schaumann

J. Upmeyer

**Institut für Stahlbau
Universität Hannover**



Fachhochschule München – Bauen mit Stahl e.V.

München, 13. und 14. April 2000



Inhaltsverzeichnis

1	Einfeldriger Verbundträger mit Kammerbeton	2
1.1	Aufgabenstellung.....	2
1.2	Tragfähigkeitsnachweis bei Raumtemperatur	2
1.3	Tragfähigkeitsnachweise im Brandfall	3
1.3.1	Mechanische Einwirkungen im Brandfall.....	3
1.3.2	Brandschutznachweis – Tabelle	3
1.3.3	Brandschutznachweis (vereinfachtes Rechenverfahren).....	6
1.3.4	Brandschutznachweis (Allgemeines Rechenverfahren).....	14
2	Verbundstütze mit Kammerbeton unter zentrischer Last	16
2.1	Aufgabenstellung.....	16
2.2	Tragfähigkeitsnachweis bei Raumtemperatur	17
2.3	Tragfähigkeitsnachweise im Brandfall	18
2.3.1	Brandschutznachweis (Tabelle)	18
2.3.2	Brandschutznachweis (vereinfachtes Verfahren).....	20
2.3.3	Brandschutznachweis (Allgemeines Rechenverfahren).....	28
3	Literatur	30



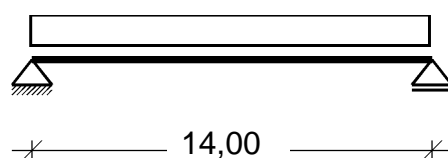
EC4-1-2 [3]

1 Einfeldriger Verbundträger mit Kammerbeton

1.1 Aufgabenstellung

Für einen einfeldrigen Deckenträger eines Geschäfts- und Warenhauses mit einer Stützweite von 14 m ist der brandschutztechnische Nachweis zu führen. Die brandschutztechnischen Anforderungen lauten auf die Feuerwiderstandsklasse R 90. Als Maßnahme zur Erfüllung dieser Anforderungen werden die Bereiche zwischen den Flanschen des Stahlprofils ausbetoniert (Kammerbeton). Innerhalb des Kammerbetons wird für den Brandfall eine zusätzliche Längsbewehrung aus Betonstahl eingelegt. Die Parameter dieses Beispiels entsprechen bis auf den Kammerbeton denen in [4] Abschnitt 7.1.

Statisches System:



Verbundträgerquerschnitt:

Stahlprofil:

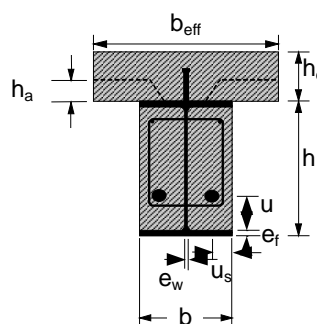
IPE 450, Fe 510

$h/b/e_w/e_f/r = 450/190/9,4/14,6/21$

Verbunddecke:

$b_{eff} = 2,5$ m, $h_c = 15$ cm, Beton C35/45

hinterschnittenes Stahlprofilblech $h_a = 5,1$ cm



1.2 Tragfähigkeitsnachweis bei Raumtemperatur

Die Biegemomenten Tragfähigkeit bei Raumtemperatur ergab sich in [4] zu

$$M_{pl,Rd} = 1094 \text{ kNm}$$

Dieser Wert dient später als Bezugswert bei der brandschutztechnischen Bemessung. Dabei sind der Kammerbeton und die zusätzliche Längsbewehrung noch nicht einbezogen.



EC4-1-2 [3]

1.3 Tragfähigkeitsnachweise im Brandfall

1.3.1 Mechanische Einwirkungen im Brandfall

Laut [4] ergeben sich folgende charakteristische Werte der Einwirkungen:

Ständige Einwirkungen:

$$\text{Stahlträger } G_k = 0,80 \text{ kN/m}$$

$$\text{Betonplatte und Profilblech } G_k = 9,40 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kammerbeton } G_k = 1,90 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ausbaulasten } G_k = 6,50 \text{ kN/m}$$

Das Eigengewicht des Kammerbetons muß gegenüber den Lastannahmen von [4] zusätzlich berücksichtigt werden.

Veränderliche Einwirkungen:

$$\text{Verkehrslast (} p = 5,0 \text{ kN/m}^2 \text{)} Q_k = 12,5 \text{ kN/m}$$

Für den Brandfall gelten die Kombinationsregeln für außergewöhnliche Einwirkungen:

$$S_{dA} = S \left[\sum \gamma_{GA} \cdot G_k + A_d + \psi_{1,j} \cdot Q_{k,j} + \sum (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \right]$$

ENV 1991-1 [1]

Dabei ist für den Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen in der außergewöhnlichen Situation $\gamma_{GA} = 1,0$ zu setzen. Der Kombinationsbeiwert $\psi_{1,j}$ für die führende veränderliche Last ergibt sich für Geschäfts- und Warenhäuser zu 0,8.

$$q_{fi,d} = [1,0 \cdot (0,80 + 9,40 + 1,90 + 6,50) + 0,8 \cdot 12,5] = 28,6 \text{ kN/m}$$

Biegemoment in Feldmitte

$$M_{fi,d} = 28,6 \cdot 14,0^2 / 8 = 700,7 \text{ kNm}$$

1.3.2 Brandschutznachweis – Tabelle

Abschnitt 4.2.2
(Tabelle 4.1)

Einfeldrige Verbundträger mit ausbetonierten Kammern dürfen in Abhängigkeit von dem Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$, der Trägerbreite b und der Zulaufbewehrung A_s bezogen auf die Fläche des unteren Flansches A_f nach Tabelle 1-1 klassifiziert werden. Dabei wird normalerweise so vorgegan-



EC4-1-2 [3]

gen, dass zunächst der Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$ bestimmt wird, um dann die erforderliche Trägerbreite b und die erforderliche Zulagebewehrung für eine vorgegebene Feuerwiderstandsklasse zu ermitteln.

Um die Tabelle anwenden zu dürfen, müssen einige geometrische Randbedingungen erfüllt sein:

	Randbedingung	vorhanden	
Stegdicke	$e_w \leq b / 15 = 190 / 15 = 12,7 \text{ mm}$	$e_w = 9,4 \text{ mm}$	✓
Flanschdicke	$e_f \leq 2 e_w = 2 \cdot 9,4 = 18,8 \text{ mm}$	$e_f = 14,6 \text{ mm}$	✓
Plattendicke	$h_c \geq 12 \text{ cm}$	$h_c = 15 \text{ cm}$	✓
Plattenbreite	$b_{eff} \leq 5,0 \text{ m}$	$b_{eff} = 2,5 \text{ m}$	✓

Die Tabelle 1-1 kann angewendet werden.

Der Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$ in der Tabelle kennzeichnet den Quotienten zwischen Bemessungswert der Beanspruchungen im Brandfall und der Beanspruchbarkeit für Normaltemperatur

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d}$$

Hier ergibt sich der Ausnutzungsfaktor für die entsprechenden Werte des Biegemomentes zu:

$$\eta_{fi,t} = \frac{M_{fi,d}}{M_{pl,Rd}} = \frac{700,7}{1094} = 0,64$$

Mit dem Verhältnis von Trägerhöhe zu -breite von $h/b = 450/190 = 2,4$ und dem Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,64$ werden aus Tabelle 1-1 mittels linearer Interpolation folgende Werte ermittelt:

$$\min b = 194 \text{ mm}; \min (A_s / A_f) = 0,34$$

Mit der vorhandenen Breite von 190 mm wird die erforderliche Mindestbreite von 194 mm lediglich annähernd erfüllt. Für die Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse R 90 sind 34% der Untergurtfläche als Zulagebewehrung in den ausbetonierten Kammern des Stahlprofils anzuordnen:

$$A_s = 0,34 \cdot A_f = 0,34 \cdot 19,0 \cdot 1,46 = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 2\text{Ø}25; \text{vorh} A_s = 2 \cdot 4,91 = 9,8 \text{ cm}^2$$



EC4-1-2 [3]

Der zulässige Bewehrungsgrad im Kammerbeton ist auf 5% beschränkt:

$$A_c = 19 \cdot 45 - 98,9 - 9,8 = 746,3 \text{ cm}^2$$

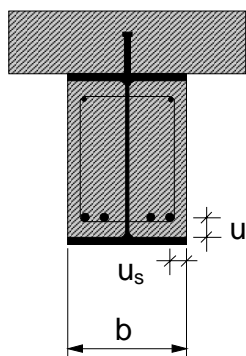
$$\frac{A_s}{A_c + A_s} = \frac{9,8}{746,3 + 9,8} = 1,3\% < 5\%$$

Tabelle 1-1: Mindestquerschnittsabmessungen $\min b$ und erforderliche Verhältnisse $\min (A_s / A_f)$ von Zulagebewehrung zur Untergurtfläche für Verbundträger mit ausbetonierten Kammern

		Feuerwiderstandsklasse				
		R30	R60	R90	R120	R180
1	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,3$					
	min b [mm] und min (A_s / A_f)					
	1.1 $h \geq 0,9 \cdot \min b$	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0
	1.2 $h \geq 1,5 \cdot \min b$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
	1.3 $h \geq 2,0 \cdot \min b$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
2	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,5$					
	min b [mm] und min (A_s / A_f)					
	2.1 $h \geq 0,9 \cdot \min b$	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	-
	2.2 $h \geq 1,5 \cdot \min b$	80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5
	2.3 $h \geq 2,0 \cdot \min b$	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3
2.4 $h \geq 3,0 \cdot \min b$	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3	
3	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,7$					
	min b [mm] und min (A_s / A_f)					
	3.1 $h \geq 0,9 \cdot \min b$	80/0,0	270/0,4	300/0,6	-	-
	3.2 $h \geq 1,5 \cdot \min b$	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	-
	3.3 $h \geq 2,0 \cdot \min b$	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0
3.4 $h \geq 3,0 \cdot \min b$	70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8	



Tabelle 1-2: Mindestachsabstände der Zulagebewehrung für Verbundträger mit ausbetonierten Kammern



Profilbreite b [mm]	Mindestachsabst. u, u _s [mm]	Feuerwiderstandsklasse			
		R60	R90	R120	R180
≤ 170	u	100	120	-	-
	u _s	45	60	-	-
200	u	80	100	120	-
	u _s	40	55	60	-
250	u	60	75	90	120
	u _s	35	50	60	60
≥ 300	u	40	50	70	90
	u _s	(25)	45	60	60

Die Mindestachsabstände der Bewehrung sind nach Tabelle 1-2 zu wählen. Sie betragen bei Verwendung eines IPE 450 mit einer Profilbreite von 190 mm in der Feuerwiderstandsklasse R 90:

$$u = 107 \text{ mm und } u_s = 57 \text{ mm.}$$

Die Tabellen 4.1 und 4.2 des EC 4-1-2 dürfen für Verbundträger mit Stahlprofilblech-Verbunddecken angewendet werden, wenn mindestens 90% der Oberseite des Stahlprofils durch das Stahlprofilblech abgedeckt sind. Wenn nicht, sind die Öffnungen in der Stahlprofilblechdecke über dem Obergurt der Träger mit Brandschutzmaterial zu schließen.

1.3.3 Brandschutznachweis (vereinfachtes Rechenverfahren)

Allgemeines

Die Regeln des Abschnitts 4.3.4 gelten für die Berechnung der Momenten-tragfähigkeit kammerbetonierter Stahlträger, die im Verbund mit einer Be-tondecke liegen. Sie gelten ebenfalls für Verbunddecken mit hinterschnitte-nen Stahlprofilblechen wie in dem hier behandelten Beispiel.

Bei der Berechnung der positiven Momenten-tragfähigkeit werden der ge-drückte Deckenbeton, der obere Stahlflansch, der Stahlsteg, der untere Stahlflansch und die Bewehrungsstäbe berücksichtigt. Für jeden Quer-schnittsteil enthält der Anhang E eine entsprechende Regelung, die die Auswirkungen der Temperatur beschreibt. Der zugbeanspruchte Decken-

EC4-1-2 [3]

Abschnitt 4.2.2
(Tabelle 4.2)

Abschnitt 4.3.4



EC4-1-2 [3]

beton und der Kammerbeton werden nicht angesetzt (s. Abbildung 1-1).

Stahlprofil: IPE 450, Fe 510
 $h / b / e_w / e_f / r = 450 / 190 / 9,4 / 14,6 / 21$

Verbunddecke: $h_c = 15 \text{ cm}$, $b_{\text{eff}} = 2,5 \text{ m}$

Betonstahl: $2 \text{ } \varnothing 25$,
 $u_1 = 100 \text{ mm}$, $u_{s1} = 65 \text{ mm}$

Bezüglich der Deckendicke h_c wird die Mindestdicke der Tabelle 1-3 eingehalten. Die Tabelle gilt für Beton- und Verbunddecken.

Tabelle 1-3: Mindestdicke der Decke in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse

Tabelle 4.11

Feuerwiderstandsklasse	Mindestdicke der Decke h_c [mm]
R30	60
R60	80
R90	100
R120	120
R180	150

Ferner sind die Mindestwerte der Tabelle 1-4 für die Höhe h des Stahlquerschnitts, die Breite b_c und die Fläche $h \cdot b_c$ einzuhalten. Dabei ist die Breite b_c der kleinere Wert entweder der Breite b des unteren Flansches oder der Breite des Kammerbetons einschließlich der Stegdicke e_w . Die Stegdicke e_w sollte kleiner als 1/10 der Breite b_c sein. Die Flanschdicke e_f sollte kleiner als 1/8 der Höhe h des Stahlquerschnitts sein.

Tabelle 1-4: Mindestprofilhöhe h , Mindestbreite b_c [mm] und Mindestfläche $h \cdot b_c$ in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse

Tabelle 4.12

Feuerwiderstandsklasse	Mindestprofilhöhe h und Mindestbreite b_c [mm]	Mindestfläche $h \cdot b_c$ [mm ²]
R30	120	17500
R60	150	24000
R90	170	35000
R120	200	50000
R180	250	80000



EC4-1-2 [3]

	Randbedingung	vorhanden	
Plattendicke	$h_c \geq 100 \text{ mm}$	$h_c = 150 \text{ mm}$	✓
Profilhöhe, -breite	$h \geq 170 \text{ mm}$ $b_c \geq 170 \text{ mm}$	$h = 450 \text{ mm}$ $b_c = 190 \text{ mm}$	✓ ✓
Fläche	$h \cdot b_c \geq 35000 \text{ mm}^2$	$450 \cdot 190 = 85500 \text{ mm}^2$	✓
Stegdicke	$e_w \leq b_c / 10 = 190 / 10 = 19 \text{ mm}$	$e_w = 9,4 \text{ mm}$	✓
Flanschdicke	$e_f \leq h / 8 = 450 / 8 = 56 \text{ mm}$	$e_f = 14,6 \text{ mm}$	✓

Bei der Berechnung der Momententragfähigkeit im Brandfall werden folgende mechanische Werkstoffkennwerte angenommen:

Beton: Zylinder-Druckfestigkeit $f_{c,20^\circ\text{C}} = 35\text{N/mm}^2$

Betonstahl: Streckgrenze $f_{ry,20^\circ\text{C}} = 500\text{N/mm}^2$

Baustahl: Streckgrenze $f_{ay,20^\circ\text{C}} = 355\text{N/mm}^2$

Die Teilsicherheitsbeiwerte bei der Bemessung im Brandfall sind für alle Werkstoffe gleich:

$$\gamma_{M,fi,c} = \gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,r} = 1,0.$$

Im folgenden wird die positive Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd+}$ am reduzierten Querschnitt ermittelt.

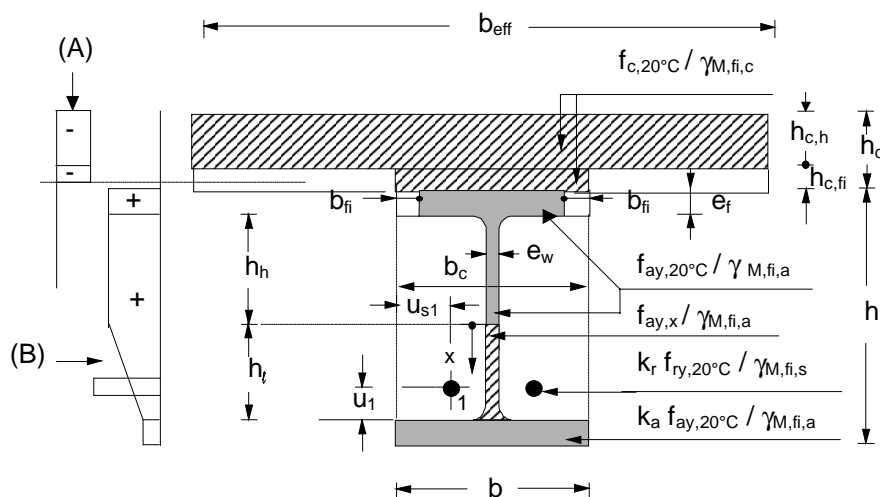


Abbildung 1-1: Brandreduzierter Querschnitt bei der Berechnung der positiven Momententragfähigkeit
 (A) Spannungsverteilung im Beton
 (B) Spannungsverteilung im Stahl

Abschnitt 2.3 (4)

Verbunddecke

Die mittragende Breite b_{eff} der Verbunddecke wird wie bei Raumtempera-



EC4-1-2 [3]

tur angenommen.

Der Querschnitt der Verbunddecke wird reduziert. Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit wird unabhängig von der Feuerwiderstandsklasse zu $f_{c,20^\circ\text{C}} / \gamma_{M,fi,c}$ angenommen. In Tabelle 1-5 ist die Reduzierung der Betondeckendicke in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse angegeben.

Tabelle 1-5 Dickenreduzierung $h_{c,fi}$ der Betondecke

Tabelle E.1

Feuerwiderstandsklasse	Dickenreduzierung der Betondecke $h_{c,fi}$ [mm]
R 30	10
R 60	20
R 90	30
R 120	40
R 180	55

Bei Verbunddecken mit trapezförmigen oder hinterschnittenen Stahlprofilblechen sollte die Reduktion der Dicke $h_{c,fi}$ mindestens gleich der Rippenhöhe h_2 sein:

$$h_2 = 51\text{mm} > h_{c,fi} = 30\text{mm}$$

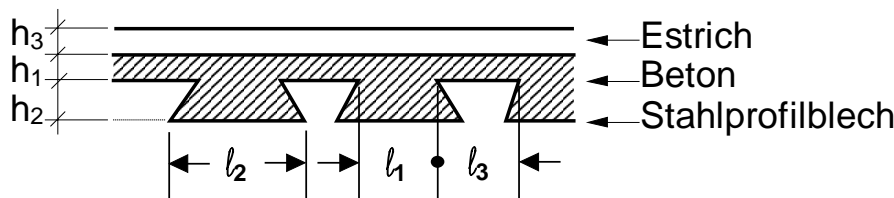


Abbildung 1-2: Verbunddecke mit hinterschnittenem Stahlprofilblech

Die Betonschicht $h_{c,fi}$ direkt über dem oberen Flansch dürfte mit angesetzt werden. Wie sich weiter unten zeigen wird, liegt sie jedoch ohnehin im Zugbereich und entfällt daher bei der Ermittlung der Biegetragfähigkeit.

oberer Flansch

Die obere Flanschbreite des Stahlquerschnitts wird entsprechend der Feuerwiderstandsklasse R 90 nach Tabelle 1.6 reduziert:



EC4-1-2 [3]

$$\begin{aligned}
 b_{\text{red}} &= b - 2b_{\text{fi}} \\
 &= b - 2 \left(\frac{e_f}{2} + 30 + \frac{b - b_c}{2} \right) \\
 &= 190 - 2 \left(\frac{14,6}{2} + 30 \right) = 115,4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Die Streckgrenze darf unvermindert mit $f_{\text{ay},20^\circ\text{C}} / \gamma_{\text{M,fi,a}}$ angenommen werden.

Tabelle 1-6: Breitenreduzierung b_{fi} des oberen Flansches

Tabelle E.2

Feuerwiderstandsklasse	Breitenreduzierung b_{fi} des oberen Flansches [mm]
R 30	$(e_f/2) + (b - b_c) / 2$
R 60	$(e_f/2) + 10 + (b - b_c) / 2$
R 90	$(e_f/2) + 30 + (b - b_c) / 2$
R 120	$(e_f/2) + 40 + (b - b_c) / 2$
R 180	$(e_f/2) + 60 + (b - b_c) / 2$

Steg

Der Steg wird in einen oberen Teil der Höhe h_h und einen unteren Teil der Höhe h_ℓ unterteilt. Die Höhe h_ℓ ergibt sich entsprechend der Feuerwiderstandsklasse R 90 aus der Gleichung

$$h_\ell = \frac{a_1}{b_c} + \frac{a_2 e_w}{b_c h}$$

mit $h/b_c = 450/190 \geq 2$ ergeben sich a_1 und a_2 nach Tabelle 1.7

$$h_\ell = \frac{14000}{190} + \frac{75000 \cdot 9,4}{85500} = 81,9 \text{ mm}$$

$$h_h = h - 2e_f - h_\ell = 450 - 2 \cdot 14,6 - 81,9 = 338,9 \text{ mm}$$

Für den oberen Stegabschnitt der Höhe h_h wird die unverminderte Streckgrenze $f_{\text{ay},20^\circ\text{C}} / \gamma_{\text{M,fi,a}}$ angenommen. Für den unteren Teil h_ℓ hängt die Streckgrenze vom Abstand x zum oberen Stegabschnitt ab. Die reduzierte Streckgrenze ergibt sich aus:

$$f_{\text{ay},x} = f_{\text{ay},20^\circ\text{C}} \left[1 - x(1 - k_a) / h_\ell \right]$$

wobei k_a der Reduktionsfaktor für die Streckgrenze im unteren Flansch ist. Dies führt zu einer trapezförmigen Spannungsverteilung über die Höhe h_ℓ .



EC4-1-2 [3]

Tabelle 1-7: Höhe des unteren Stegabschnitts h_ℓ [mm] und $h_{\ell,min}$ [mm], mit $h_{\ell,max}$ gleich $(h - 2e_f)$

Tabelle E.3

	Feuerwiderstandsklasse	a_1 [mm ²]	a_2 [mm ²]	$h_{\ell,min}$ [mm]
$h/b_c \leq 1$	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	20 000	30
	R 90	14 000	160 000	40
	R 120	23 000	180 000	45
	R 180	35 000	400 000	55
$h/b_c \geq 2$	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	0	30
	R 90	14 000	75 000	40
	R 120	23 000	110 000	45
	R 180	35 000	250 000	55
$1 < h/b_c < 2$	R 30	$h_\ell = 3\,600 / b_c$		20
	R 60	$h_\ell = 9\,500 / b_c + 20\,000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		30
	R 90	$h_\ell = 14\,000 / b_c + 75\,000 (e_w / b_c h) + 85\,000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		40
	R 120	$h_\ell = 23\,000 / b_c + 110\,000 (e_w / b_c h) + 70\,000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		45
	R 180	$h_\ell = 35\,000 / b_c + 250\,000 (e_w / b_c h) + 150\,000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		55

unterer Flansch

Die Fläche des unteren Flansches bleibt unverändert. Die Streckgrenze wird mit dem Faktor k_a nach Tabelle 1.8 reduziert:

$$\begin{aligned}
 k_a &= \left(0,12 - \frac{17}{b_c} + \frac{h}{38b_c} \right) \cdot (0,018e_f + 0,7) \\
 &= \left(0,12 - \frac{17}{190} + \frac{h}{38 \cdot 190} \right) \cdot (0,018 \cdot 14,6 + 0,7) = 0,0894
 \end{aligned}$$

Tabelle 1-8: Reduktionsfaktor k_a für die Streckgrenze im unteren Flansch mit $a_o = (0,018e_f + 0,7)$

Tabelle E.4

Feuerwiderstandsklasse	Reduktionsfaktor k_a	$k_{a,min}$	$k_{a,max}$
R 30	$[1,12 - 84 / b_c + h / 22b_c] a_o$	0,5	0,8
R 60	$[0,21 - 26 / b_c + h / 24b_c] a_o$	0,12	0,4
R 90	$[0,12 - 17 / b_c + h / 38b_c] a_o$	0,06	0,12
R 120	$[0,1 - 15 / b_c + h / 40b_c] a_o$	0,05	0,10
R 180	$[0,03 - 3 / b_c + h / 50b_c] a_o$	0,03	0,06

Bewehrung

Die Streckgrenze der Bewehrungsstäbe wird entsprechend der Feuerwiderstandsklasse in Abhängigkeit von der Lage des Bewehrungsstabes mit dem Faktor k_r reduziert:



EC4-1-2 [3]

$$k_r = \frac{(u \cdot a_3 + a_4)}{\sqrt{\frac{A_m}{V}}} a_5$$

mit

$$u = \frac{1}{\frac{1}{u_i} + \frac{1}{u_{si}} + \frac{1}{b_c - e_w - u_{si}}} = \frac{1}{\frac{1}{100} + \frac{1}{65} + \frac{1}{190 - 9,4 - 65}} = 29,4\text{mm}$$

darin

u_i vertikaler Achsabstand [mm] vom Bewehrungsstab zur Innenseite des Flansches

u_{si} seitlicher Achsabstand [mm] vom Bewehrungsstab zur Außenkante des Betons

$$A_m = 2h + b_c = 2 \cdot 450 + 190 = 1090\text{mm}$$

$$V = b_c \cdot h = 450 \cdot 190 = 85500\text{mm}^2$$

a_3, a_4 und a_5 sind in Tabelle 1.9 angegeben.

$$k_r = \frac{(29,4 \cdot 0,026 - 0,154)}{\sqrt{\frac{1090}{85500}}} 0,090 = 0,487$$

Tabelle 1-9: Reduktionsfaktor k_r der Streckgrenze eines Bewehrungsstabes

Tabelle E.5

$k_r = (ua_3 + a_4) a_5 / \sqrt{(A_m / V)}$				$k_{r, \text{min}}$	$k_{r, \text{max}}$
Feuerwiderstandsklasse	a_3	a_4	a_5	0,1	1
R 30	0,062	0,16	0,126		
R 60	0,034	- 0,04	0,101		
R 90	0,026	- 0,154	0,090		
R 120	0,026	- 0,284	0,082		
R 180	0,024	- 0,562	0,076		



Die Berechnung der plastischen Biegemomententragfähigkeit erfolgt tabellarisch:

	F_i [kN]	z_i [m]	$M_i = F_i z_i$ [kNm]
oberer Flansch	$b_{red} \cdot e_f \cdot f_{ay,20^\circ C} =$ $11,54 \cdot 1,46 \cdot 35,5 = 598,1$	$h_c + e_f / 2 =$ $0,15 + 0,0146 / 2 = 0,1573$	94,08
Walzaus- rundung oben	$\frac{(4-\pi)r^2}{2} f_{ay,20^\circ C} =$ $\frac{(4-\pi)2,1^2}{2} 35,5 = 67,1$	$h_c + e_f + \left[1 - \frac{2}{3(4-\pi)}\right] r =$ $0,15 + 0,0146 + 0,2234 \cdot 0,021 =$ $0,1693$	11,36
oberer Steg	$e_w \cdot h_h \cdot f_{ay,20^\circ C} =$ $0,94 \cdot 33,89 \cdot 35,5 = 1130,9$	$h_c + e_f + h_h / 2 =$ $0,15 + 0,0146 + 0,3389 / 2 =$ $0,3341$	377,78
unterer Steg	$e_w \cdot h_l \cdot f_{ay,20^\circ C} \cdot (1 + k_a) / 2 =$ $0,94 \cdot 8,19 \cdot 35,5 \cdot (1 + 0,0894) / 2 =$ $148,9$	$h_c + h - e_f - h_l \frac{2}{3} \left(\frac{1 + k_a / 2}{1 + k_a} \right)$ $= 0,15 + 0,45 - 0,0146$ $- 0,0819 \frac{2}{3} \left(\frac{1 + 0,0894 / 2}{1 + 0,0894} \right) =$ $0,5330$	79,36
Walzaus- rundung unten	$\frac{(4-\pi)r^2}{2} k_a f_{ay,20^\circ C} =$ $\frac{(4-\pi)2,1^2}{2} 0,0894 \cdot 35,5 = 6,0$	$h_c + h - e_f - \left[1 - \frac{2}{3(4-\pi)}\right] r =$ $0,15 + 0,45 - 0,0146 - 0,2234 \cdot 0,021$ $= 0,5807$	3,48
unterer Flansch	$b \cdot e_f \cdot k_a \cdot f_{ay,20^\circ C} =$ $19,0 \cdot 1,46 \cdot 0,0894 \cdot 35,5 = 88,0$	$h_c + h - e_f / 2 =$ $0,15 + 0,45 - 0,0146 / 2 = 0,5927$	52,16
Beweh- rung	$A_r \cdot k_r \cdot f_{ry,20^\circ C} =$ $2 \cdot 4,91 \cdot 0,487 \cdot 50,0 = 239,1$	$h_c + h - e_f - u_l =$ $0,15 + 0,45 - 0,0146 - 0,10 = 0,4854$	116,06
	Zugkräfte: $\sum Z_i = 2278,1$	$z_{pl} = \frac{\sum Z_i}{b_{eff} \cdot f_{c,20^\circ C}} = \frac{2278,1}{2,50 \cdot 3,5} \cdot 10^{-4} = 0,026$	
Verbund- decke	-2278,1	$z_{pl} / 2 = 0,013$	-29,62
$\sum M_i = 704,66$			

Der Nachweis an der höchstbeanspruchten Stelle in Feldmitte lautet:

$$M_{fi,90,Rd} = 704,7 \text{ kNm} > M_{fi,d,90} = 700,7 \text{ kNm}$$

**EC4-1-2 [3]**

Abschnitt 4.4

1.3.4 Brandschutznachweis (Allgemeines Rechenverfahren)

Im folgenden werden die Ergebnisse einer Simulationsrechnung mit BoFire [9] zusammengestellt. Als thermische Einwirkung wird die Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) gemäß Eurocode 1 Teil 2-2 aufgebracht. Die Beflammung erfolgt von unten. Die Wärmeübergangsbedingungen werden nach Eurocode 4 Teil 1-2 Abschnitt 2.2 und NAD [14] angenommen. Der konvektive Wärmeübergangskoeffizient ist demnach $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ und der resultierende Emissionskoeffizient $\epsilon_{\text{res}} = 0,56$.

Die thermischen Werkstoffeigenschaften für Baustahl, Beton und Bewehrung werden gemäß Eurocode 4 Teil 1-2, Abschnitt 3 berücksichtigt. Konservativ wird in der Rechnung der Feuchtegehalt im Kammerbeton und in dem Deckenbeton zu null gesetzt.

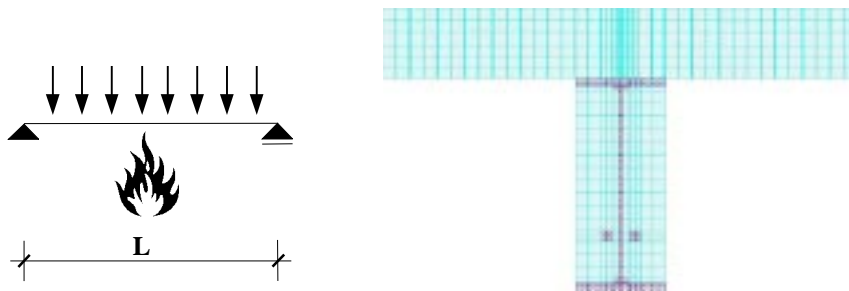
1.3.4.1 Temperaturverteilung und Feuerwiderstand

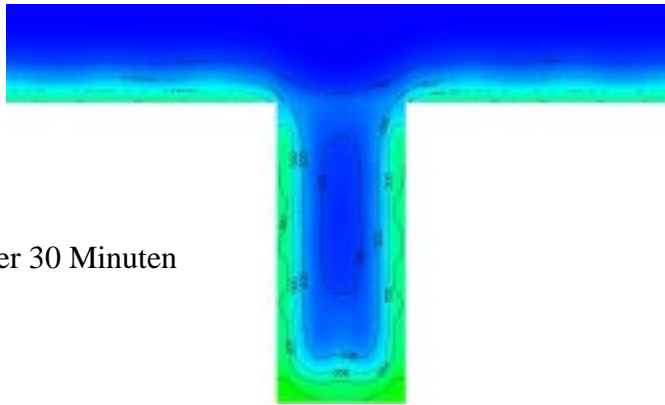
Abbildung 1-3: BOFIRE FEM-Modell

Die rechnerische Versagenszeit des Trägers unter ETK-Beanspruchung beträgt 106 Minuten. Nach 90 Minuten hat der Träger noch eine Biegemomententragfähigkeit von $M_{\text{fi},90,\text{Rd}} = 780 \text{ kNm}$.

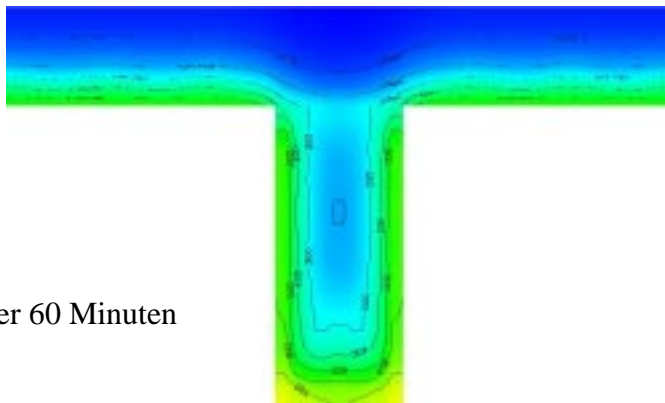


EC4-1-2 [3]

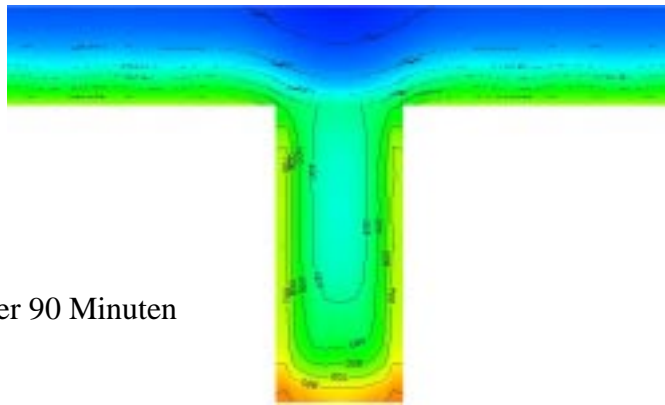
Branddauer 30 Minuten



Branddauer 60 Minuten



Branddauer 90 Minuten



Versagenszeit

106 Minuten

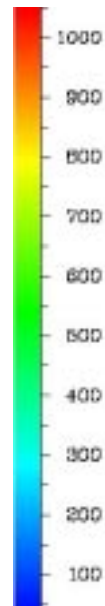
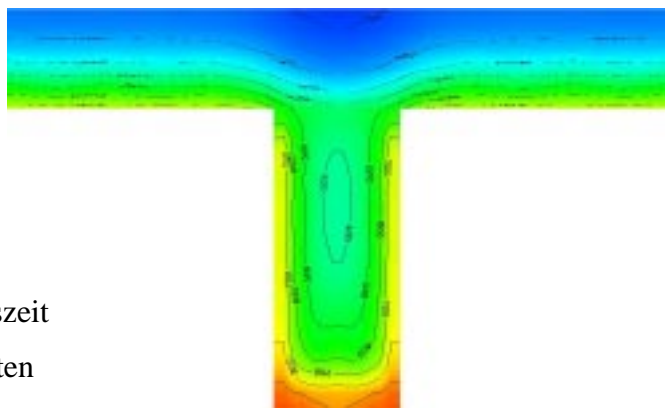


Abbildung 1-4: Berechnete Temperaturverteilungen im Verbundträgerquerschnitt unter ETK Beanspruchung



EC4-1-2 [3]

2 Verbundstütze mit Kammerbeton unter zentrischer Last

2.1 Aufgabenstellung

In dem folgenden Beispiel wird die brandschutztechnische Bemessung einer kammerbetonierten Verbundstütze gezeigt. Dabei handelt es sich um eine Stütze in einem ausgesteiften Rahmentragwerk, die biegesteif an die darüber bzw. die darunter liegende Stütze angeschlossen ist. Die geometrische Länge beträgt 4,0 m. Unter den genannten Bedingungen darf die Knicklänge im Brandfall halbiert werden. Die Stütze ist durch eine zentrische Normalkraft von 1450 kN ($\gamma_{F,fi} = 1,0$) beansprucht. Als brandschutztechnische Anforderung gilt die Feuerwiderstandsklasse R 90.

System:

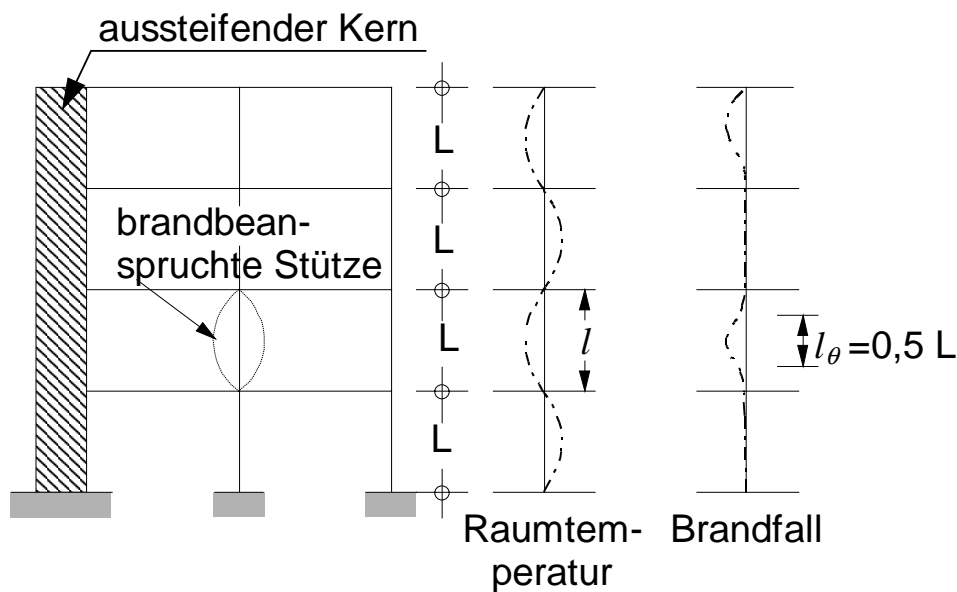


Abbildung 2-1: Knicklänge im Brandfall

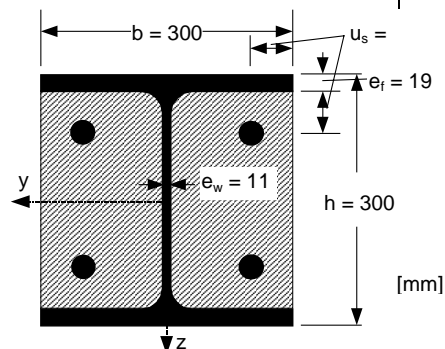
Stützenquerschnitt:

Walzprofil: HE 300 B, Fe 360,

Bewehrung: 4 ϕ 25, S500, $u = 50$ mm,

Beton: C25/30

$L = 4,0$ m





EC4-1-2 [3]

2.2 Tragfähigkeitsnachweis bei Raumtemperatur

Materialkennwerte:

$$f_{yd} = 23,5/1,1 = 21,36 \text{ kN/cm}^2 \quad E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{sd} = 50,0/1,15 = 43,48 \text{ kN/cm}^2 \quad E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 2,5/1,5 = 1,67 \text{ kN/cm}^2 \quad E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 3050/1,35 = 2260 \text{ kN/cm}^2$$

Querschnittswerte:

$$A_a = 149 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \cdot 4,9 = 19,6 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 30 \cdot 30 - 149,0 - 19,6 = 731,4 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 8560 \text{ cm}^4 \text{ (schwache Achse)}$$

$$I_s = 4 \cdot 4,9 \cdot (30,0/2 - 5,0)^2 = 1960 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 30 \cdot 30^3 / 12 - 8560 - 1960 = 56980 \text{ cm}^4$$

Plastischer Normalkraftwiderstand:

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A_a f_{yd} + A_c \alpha_c f_{cd} + A_s f_{sd} \\ &= 149 \cdot 21,36 + 731,4 \cdot 0,85 \cdot 1,67 + 19,6 \cdot 43,48 \\ &= 3183 + 1038 + 852 = 5073 \text{ kN} \end{aligned}$$

Querschnittsparameter:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{3183}{5073} = 0,63 \quad \left. \begin{array}{l} \geq 0,2 \\ \leq 0,9 \end{array} \right\}$$

Effektive Biegesteifigkeit:

$$\begin{aligned} (EI)_e &= E_a I_a + 0,8 E_{cd} I_c + E_s I_s \\ &= 21000 \cdot 8560 + 0,8 \cdot 2260 \cdot 56980 + 21000 \cdot 1960 \\ &= (1,7976 + 1,0302 + 0,4116) \cdot 10^8 = 3,2394 \cdot 10^8 \text{ kNcm}^2 \end{aligned}$$

Ideale Knicklast:

$$N_{cr} = \frac{(EI)_e \cdot \pi^2}{\ell^2} = \frac{3,2394 \cdot 10^8 \cdot \pi^2}{400^2} = 19882 \text{ kN}$$



EC4-1-2 [3]

Bezogener Schlankheitsgrad:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}}$$

darin bedeutet $N_{pl,R}$ den plastischen Normalkraftwiderstand mit

$$\gamma_a = \gamma_s = \gamma_c = 1,0 :$$

$$\begin{aligned} N_{pl,R} &= A_a f_y + A_c \alpha_c f_c + A_s f_s \\ &= 149 \cdot 23,5 + 731,4 \cdot 0,85 \cdot 2,5 + 19,6 \cdot 50,0 \\ &= 3502 + 1554 + 980 = 6036 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$= \sqrt{\frac{6036}{19882}} = 0,55$$

Reduktionsfaktor χ nach der Europäischen Knickspannungskurve c (schwache Achse, $\alpha = 0,49$):

$$\begin{aligned} \chi &= \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \\ \text{mit } \Phi &= 0,5 \cdot \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49(0,55 - 0,2) + 0,55^2 \right] = 0,737 \\ &= \frac{1}{0,737 + \sqrt{0,737^2 - 0,55^2}} = 0,815 \end{aligned}$$

Normalkrafttragfähigkeit:

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = 0,815 \cdot 5073 = 4135 \text{ kN}$$

2.3 Tragfähigkeitsnachweise im Brandfall

2.3.1 Brandschutznachweis (Tabelle)

Verbundstützen mit Kammerbeton dürfen in Abhängigkeit vom Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$, den Querschnittsabmessungen b oder h , dem Mindestachsabstand der Längsbewehrungsstäbe u_s und dem Verhältnis von Stegdicke e_w zur Flanschdicke e_f nach Tabelle 2-1 klassifiziert werden.

Zunächst ist zu prüfen, ob der Bewehrungsgrad den Bedingungen nach Abschnitt 4.2.3.3(2) genügt:

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} = \frac{19,6}{731,4 + 19,6} = 2,6\% \begin{cases} \geq 1\% \\ \leq 6\% \end{cases}$$

Abschnitt 4.2.3.3
(Tabelle 4.6)



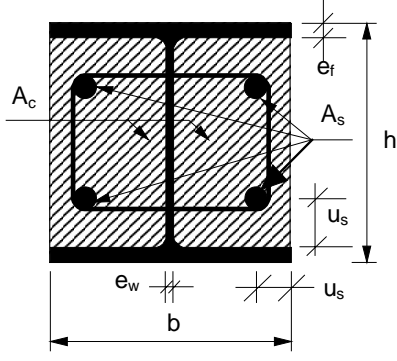
EC4-1-2 [3]

Mit Tabelle 2-1 ist für die vorliegende Stütze nachzuweisen, dass die Mindestquerschnittsabmessungen **min h** und **min b**, der Mindestachsabstand **min u_s** der Bewehrung und das Mindestverhältnis von Steg- zu Flanschdicke **min (e_w / e_f)** in Abhängigkeit von der geforderten Feuerwiderstandsklasse und dem vorliegenden Ausnutzungsgrad $\eta_{fi,d}$ eingehalten sind. Der Ausnutzungsgrad ergibt sich zu:

$$\eta_{fi,t} = E_{fi,t} / R_d = 1450 / 4135 = 0,35$$

Tabelle 2-1: Mindestquerschnittsabmessungen min h und min b, Mindestachsabstand min u_s der Bewehrung und Mindestverhältnis von Steg- zu Flanschdicke min (e_w / e_f) von Verbundstützen mit Kammerbeton

Tabelle 4.6

		Feuerwiderstandsklasse			
		R30	R60	R90	R120
1	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,3$				
1.1	min h und min b [mm]	160	260	300	300
1.2	min u_s [mm]	40	40	50	60
1.3	min (e_w / e_f)	0,6	0,5	0,5	0,7
2	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,5$				
2.1	min h und min b [mm]	200	300	300	-
2.2	min u_s [mm]	35	40	50	-
2.3	min (e_w / e_f)	0,6	0,6	0,7	-
3	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,7$				
3.1	min h und min b [mm]	250	300	-	-
3.2	min u_s [mm]	30	40	-	-
3.3	min (e_w / e_f)	0,6	0,7	-	-

Die einzuhaltenden Querschnittseigenschaften werden für die Feuerwider-



EC4-1-2 [3]

standsklasse R 90 der Tabelle 2-1 entnommen. Dabei muß in Bezug auf den Ausnutzungsgrad zwischen den Werten der Zeile 1 und 2 interpoliert werden.:

R 90 erforderliche Werte	vorhanden	
min h bzw. min b = 300 mm	300 mm	✓
min $u_s=50$ mm	50 mm	✓
min $(e_w/e_f) = 0,55$ (interpoliert)	11/19=0,58	✓

Die Stütze erfüllt damit die Anforderungen der Feuerwiderstandsklasse R 90.

2.3.2 Brandschutznachweis (vereinfachtes Verfahren)

Abschnitt 4.3.6

2.3.2.1 Allgemeines

Bei dem vorliegenden Beispiel darf das vereinfachte Berechnungsverfahren angewendet werden, da es sich um eine Stütze in einem ausgesteiften Tragwerk handelt.

Für die Stütze ist nachzuweisen, dass die Bemessungsschnittgröße im Brandfall kleiner ist als der Bemessungswert der Grenznormalkraft:

$$N_{fi,d} = 1450 \text{ kN} \leq N_{fi,Rd,90}$$

Der Index 90 kennzeichnet die geforderte Feuerwiderstandsklasse.

Vor Anwendung des Verfahrens sind die Anwendungsgrenzen zu überprüfen:

	Randbedingung bei R90	vorhanden	
Knicklänge	$\ell_\theta \leq 13,5b$ $= 13,5 \cdot 0,3 = 4,05\text{m}$	$\ell_\theta = 0,5 \cdot 4,0 = 2,0\text{m}$	✓
Querschnittshöhe -	$300 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$	$h = 300 \text{ mm}$	✓
Querschnittsbreite	$300 \text{ mm} \leq b \leq 500 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$	✓
Bewehrungsgrad	$1\% \leq h \leq 6\%$	2,6%	✓



EC4-1-2 [3]

Der Bemessungswert der Grenznormalkraft im Brandfall wird analog zu dem Vorgehen bei Raumtemperatur ermittelt:

$$N_{fi,Rd,90} = \chi \cdot N_{fi,pl,Rd,90}$$

mit

χ Reduktionsfaktor nach der Knickspannungskurve c
in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_\theta$,

$N_{fi,pl,Rd,90}$ Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft
im Brandfall.

Die plastische Grenznormalkraft sowie der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_\theta$ unterscheiden sich im Brandfall von denen bei Raumtemperatur.

Dabei wird der Einfluß der erhöhten Temperaturen entweder durch Verkleinerung der im Brandfall wirkenden Flächen oder durch temperaturabhängige Abminderung der Festigkeits- bzw. Steifigkeitseigenschaften der Werkstoffe berücksichtigt. In diesem Zusammenhang wird von sogenannten "brandreduzierten" Querschnitten gesprochen.

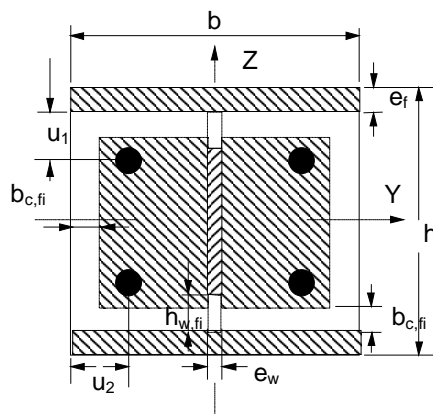


Abbildung 2-2: Querschnittseinteilung bei einer kammerbetonierten Verbundstütze

Querschnittsunterteilung in:

- Flansche
- Steg des Stahlprofiles
- Kammerbeton
- Bewehrung

Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft im Brandfall ergibt

ENV 1993-1-1
Abschn. 5.5.1



EC4-1-2 [3]

sich aus:

$$\begin{aligned}
 N_{fi,pl,Rd,90} &= \sum_j (A_{a,\theta} \cdot f_{a,max,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} \quad \text{Baustahl} \\
 &+ \sum_k (A_{s,\theta} \cdot f_{s,max,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} \quad \text{Bewehrung} \\
 &+ \sum_m (A_{c,\theta} \cdot f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad \text{Beton}
 \end{aligned}$$

mit

$A_{i,\theta}$ Fläche des jeweiligen Querschnittsteiles.

Der bezogene Schlankheitsgrad ergibt sich aus:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,R}}{N_{fi,cr}}}$$

mit

$N_{fi,pl,R} = N_{fi,pl,Rd}$, da im Brandfall die Teilsicherheitsbeiwerte

ohnehin $\gamma_{fi,a} = \gamma_{fi,s} = \gamma_{fi,c} = 1,0$ sind.

$$N_{fi,cr} = \frac{(EI)_{fi,eff} \cdot \pi^2}{\ell_\theta^2} \quad \text{kritische Normalkraft im Brandfall}$$

mit

$(EI)_{fi,eff}$ wirksame Biegesteifigkeit im Brandfall

ℓ_θ Knicklänge der Stütze im Brandfall.

Die wirksame Biegesteifigkeit ergibt sich aus:

$$\begin{aligned}
 (EI)_{fi,eff} &= \sum_j (\varphi_{a,\theta} \cdot \bar{E}_{a,\theta} \cdot I_{a,\theta}) \quad \text{Baustahl} \\
 &+ \sum_k (\varphi_{s,\theta} \cdot \bar{E}_{s,\theta} \cdot I_{s,\theta}) \quad \text{Bewehrung} \\
 &+ \sum_m (\varphi_{c,\theta} \cdot \bar{E}_{c,sec,\theta} \cdot I_{c,\theta}) \quad \text{Beton}
 \end{aligned}$$

mit

$I_{i,\theta}$ Trägheitsmoment des reduzierten Querschnittsteiles i um die schwache Achse

$\varphi_{i,\theta}$ Reduktionskoeffizient zur Erfassung temperaturbedingter

Zwängungsspannungen



EC4-1-2 [3]

2.3.2.2 Flansche

Temperatur der Flansche nach 90 min Branddauer:

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t (A_m / V)$$

mit $t = 90 \text{ min}$

$$A_m / V = 2 \cdot (h + b) / h \cdot b = 2 \cdot (0,3 + 0,3) / 0,3^2 = 13,3 \text{ m}^{-1}$$

$\theta_{o,t}, k_t$ gemäß Tabelle 2.1

$$\theta_{o,t} = 805; k_t = 6,15$$

F.2 (1)

Tabelle 2-1:

Feuerwiderstands- klasse	$\theta_{o,t}$ [°C]	k_t [m °C]
R 30	550	9,65
R 60	680	9,55
R 90	805	6,15
R 120	900	4,65

Tabelle F1

$$\theta_{f,t} = 805 + 6,15 \cdot 13,3 = 886,8^\circ\text{C}$$

Unter der Temperatur $\theta = \theta_{f,t} = 886,8^\circ\text{C}$ ergeben sich das zugehörige maximale Spannungsniveau und der Elastizitätsmodul aus:

$$f_{a,max,f,t} = f_{a,f,20^\circ\text{C}} \cdot k_{max,\theta} = 23,5 \cdot 0,067 = 1,57 \text{ kN/cm}^2$$

$$\bar{E}_{a,f,t} = E_{a,f,20^\circ\text{C}} \cdot k_{E,\theta} = 21000 \cdot 0,070 = 1470 \text{ kN/cm}^2$$

mit

$$k_{max,\theta} = 0,067$$

$$k_{E,\theta} = 0,070 \quad \text{für die Flanschttemperatur } \theta_{f,t} = 886,8^\circ\text{C}$$



EC4-1-2 [3]

Tabelle 2-2: Reduktionsfaktoren k_θ für Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl unter erhöhten Temperaturen

Stahltemperatur θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{\bar{E}_{a,\theta}}{E_{a,20^\circ\text{C}}}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}}$	$k_{\max,\theta} = \frac{f_{amax,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,42		1,00
500	0,60	0,36		0,78
600	0,31	0,18		0,47
700	0,13	0,075		0,23
800	0,09	0,05		0,11
900	0,0675	0,0375		0,06
1000	0,045	0,025		0,04
1100	0,0225	0,0125		0,02
1200	0,00	0,00		0,00

Tabelle 3.2

Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die Biegesteifigkeit der Flansche des Stahlquerschnittes im Brandfall ergeben sich aus:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2(b \cdot e_f \cdot f_{a,max,f,t}) / \gamma_{M,fi,a}$$

$$= 2(30 \cdot 1,9 \cdot 1,57) / 1,0 = 179,0 \text{ kN}$$

$$(EI)_{fi,f,z} = \bar{E}_{a,f,t} \cdot (e_f \cdot \frac{b^3}{6}) = 1470 \cdot (1,9 \cdot \frac{30^3}{6}) = 1,26 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

2.3.2.3 Steg des Stahlprofiles

Der Stegteil mit der Höhe $h_{w,fi}$ gemessen von der Innenkante des Flansches wird vernachlässigt:

$$h_{w,fi} = 0,5 \cdot (h - 2e_f) (1 - \sqrt{1 - 0,16 \cdot (H_t / h)})$$

$$h_{w,fi} = 0,5 \cdot (30 - 2 \cdot 1,9) (1 - \sqrt{1 - 0,16 \cdot (110 / 30)}) = 4,7 \text{ cm}$$

mit
 $H_t = 1100 \text{ mm}$ nach Tabelle F.2

Tabelle 2-3:

Feuerwiderstandsklasse	H_t [mm]
R 30	350
R 60	770
R 90	1100
R 120	1250

Tabelle F.2



EC4-1-2 [3]

Das maximale Spannungsniveau ergibt sich aus:

$$f_{a\max,w,t} = f_{a,y,w,20^\circ\text{C}} \cdot \sqrt{1 - 0,16 \cdot (H_t / h)} = 23,5 \cdot 0,643 = 15,1\text{kN/cm}^2$$

Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die Biegesteifigkeit des Stahlprofilsteiges im Brandfall ergeben sich zu:

$$N_{fi,pl,Rd,w} = e_w (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) \cdot f_{a\max,w,f} / \gamma_{M,fi,a}$$

$$= 1,1(30 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 4,7) \cdot 15,1 / 1,0 = 279,0\text{kN}$$

$$(EI)_{fi,w,z} = E_{a,w,20^\circ\text{C}} \cdot \frac{(h - 2e_f - 2h_{w,fi}) \cdot e_w^3}{12}$$

$$= 21000 \cdot \frac{(30 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 4,7) \cdot 1,1^3}{12} = 0,004 \cdot 10^7 \text{kNcm}^2$$

2.3.2.4 Kammerbeton

Der äußere Bereich des Betons mit der Dicke $b_{c,fi}$ wird vernachlässigt. Das Maß $b_{c,fi}$ ist in Tabelle 2.4 in Abhängigkeit von dem Profilmfaktor A_m/V [m^{-1}] angegeben:

$$b_{c,fi} = 0,5 \cdot \frac{A_m}{V} + 22,5 = 0,5 \cdot 13,3 + 22,5 = 29,2\text{mm} = 2,92\text{cm}$$

Tabelle 2-4:

Feuerwiderstands- klasse	$b_{c,fi}$ [mm]
R 30	4,0
R 60	15,0
R 90	$0,5 (A_m/V) + 22,5$
R 120	$2,0 (A_m/V) + 24,0$

Tabelle F.3

Die Durchschnittstemperatur im Beton $\theta_{c,t}$ ist in Abhängigkeit vom Profilmfaktor A_m/V und von der Feuerwiderstandsklasse in Tabelle 2-5 angegeben. Sie ergibt sich für $A_m/V = 13,3 \text{ m}^{-1}$ nach Interpolation zu $\theta_{c,t} = 403^\circ\text{C}$.

Tabelle 2-5:

R 30		R 60		R 90		R 120	
A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [$^\circ\text{C}$]	A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [$^\circ\text{C}$]	A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [$^\circ\text{C}$]	A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [$^\circ\text{C}$]
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
-	-	-	-	54	800	38	800
-	-	-	-	-	-	41	900
-	-	-	-	-	-	43	1000

Tabelle F.4



EC4-1-2 [3]

Sekantenmodul:

$$E_{c,sec,\theta} = f_{c,\theta} / \epsilon_{cu,\theta} = f_{c,20^\circ C} \cdot k_{c,\theta} / \epsilon_{cu,\theta}$$

mit $f_{c,20^\circ C} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$, $k_{c,\theta}$ und $\epsilon_{cu,\theta}$ nach Tabelle 2.6

Tabelle 2-6: Werte für die zwei Hauptparameter der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Normalbeton (NC) und Leichtbeton (LC) bei erhöhten Temperaturen

Beton-temperatur θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{c,20^\circ C}$		$\epsilon_{cu,\theta} \times 10^3$ NC
	NC	LC	
0	1	1	2,5
100	0,95	1	3,5
200	0,90	1	4,5
300	0,85	1	6,0
400	0,75	0,88	7,5
500	0,60	0,76	9,5
600	0,45	0,64	12,5
700	0,30	0,52	14,0
800	0,15	0,40	14,5
900	0,08	0,28	15,0
1000	0,04	0,16	15,0
1100	0,01	0,04	15,0
1200	0	0	15,0

Tabelle 3.3

$$k_{c,\theta} = 0,75, \quad \epsilon_{cu,\theta} = 7,5 \cdot 10^{-3}$$

$$E_{c,sec,\theta} = 2,5 \cdot 0,75 / (7,5 \cdot 10^{-3}) = 250 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{fi,pl,Rd,c} = 0,86 \cdot \left\{ (h - 2e_f - 2b_{c,fi}) \cdot (b - e_w - 2b_{c,fi}) - A_s \right\} \frac{f_{c,\theta}}{\gamma_{M,fi,c}}$$

$$= 0,86 \cdot ((30,0 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 2,92)(30,0 - 1,1 - 2 \cdot 2,92) - 19,6) \cdot 2,5 \cdot 0,75 / 1,0 = 725 \text{ kN}$$

mit A_s (Fläche des Bewehrungsstahles, $\varnothing 25$) = $4 \cdot 4,9 = 19,6 \text{ cm}^2$

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} \cdot \left\{ (h - 2e_f - 2b_{c,fi}) \cdot \left[(b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right] / 12 - I_{s,z} \right\}$$

$$(EI)_{fi,c,z} = 250 \cdot (20,36 \cdot (30,0 - 2 \cdot 2,92)^3 - 1,1^3) / 12 - 1960 = 5,98 \cdot 10^6 \text{ kNcm}^2$$

mit $I_{s,z}$ (Flächenmoment 2. Ordnung des Bewehrungsstahles)

$$I_{s,z} = 2 \cdot 2 \cdot 4,9 \cdot (30,0 / 2 - 5,0)^2 = 1960 \text{ cm}^4$$

2.3.2.5 Bewehrungsstahl

Festigkeit:

$$k_{y,t} = 0,572$$

Tabelle F.5



EC4-1-2 [3]

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy,20^\circ C} / \gamma_{M,fi,s} = 19,6 \cdot 0,572 \cdot 50,0 / 1,0 = 561 \text{ kN}$$

Tabelle 2-7: Reduktionsfaktor $k_{y,t}$ für die Streckgrenze $f_{sy,20^\circ C}$ der Bewehrungsstäbe

Tabelle F.5

u [mm]	40	45	50	55	60
Feuerwiderstandsklasse					
R 30	1	1	1	1	1
R 60	0,789	0,883	0,976	1	1
R 90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
R 120	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

Steifigkeit:

$$k_{E,t} = 0,406$$

Tabelle F.6

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} \cdot E_{s,20^\circ C} \cdot I_{s,z} = 0,406 \cdot 21000 \cdot 1960 = 1,67 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Tabelle 2-8: Reduktionsfaktor $k_{E,t}$ für den Elastizitätsmodul $E_{s,20^\circ C}$ der Bewehrungsstäbe

Tabelle F.6

u [mm]	40	45	50	55	60
Feuerwiderstandsklasse					
R 30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
R 60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
R 90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
R 120	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

2.3.2.6 R 90 – Tragfähigkeit

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s}$$

$$\begin{matrix} \text{Flansche} & \text{Steg} & \text{Kammerbeton} & \text{Bewehrung} & \\ = 179 + & 279 + & 725 + & 561 & = 1744 \text{ kN} \end{matrix}$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,t} \cdot (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,t} \cdot (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,t} \cdot (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,t} \cdot (EI)_{fi,s,z}$$

$$\begin{matrix} \text{Flansche} & \text{Steg} & \text{Kammerbeton} & \text{Bewehrung} & \\ = (0,8 \cdot 1,26 + 1,0 \cdot 0,004 + 0,8 \cdot 0,598 + 0,8 \cdot 1,67) \cdot 10^7 = 2,83 \cdot 10^7 \text{ kNc} \end{matrix}$$

Tabelle 2-9:

Tabelle F.7

Feuerwiderstands-klasse	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R 30	1,0	1,0	0,8	1,0
R 60	0,9	1,0	0,8	0,9
R 90	0,8	1,0	0,8	0,8
R 120	1,0	1,0	0,8	1,0



EC4-1-2 [3]

Euler – Knicklast:

$$N_{fi,cr,z} = (EI)_{fi,eff,z} \pi^2 / l_{k\theta}^2 = 2,83 \cdot 10^7 \pi^2 / 200^2 = 6983 \text{ kN}$$

Schlankheit:

$$\bar{\lambda}_\theta = (N_{fi,pl,Rd} / N_{fi,cr,z})^{1/2} = (1744 / 6983)^{1/2} = 0,500$$

Aus der Knickspannungskurve c (schwache Achse, $\alpha = 0,49$) ergibt sich der Reduktionsfaktor:

$$\chi_z = 1 / (\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{1/2})$$

mit $\phi = 0,703$ ergibt sich $\chi = 0,840$.

Normalkrafttragfähigkeit:

$$N_{fi,Rd,z,90} = \chi_z N_{fi,pl,Rd,90} = 0,840 \cdot 1744 = 1465 \text{ kN.}$$

Der Nachweis lautet damit:

$$N_{fi,Rd,z,90} = 1465 \text{ kN} > N_{fi,d,90} = 1450 \text{ kN.}$$

2.3.3 Brandschutznachweis (Allgemeines Rechenverfahren)

Im folgenden werden die Ergebnisse einer Simulationsrechnung mit BoFire [9] zusammengestellt. Als thermische Einwirkung wird die Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) gemäß Eurocode 1 Teil 2-2 aufgebracht. Die Beflammung erfolgt allseitig. Die Wärmeübergangsbedingungen werden nach Eurocode 4 Teil 1-2 Abschnitt 2.2 und NAD [14] angenommen. Der konvektive Wärmeübergangskoeffizient ist demnach $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ und der resultierende Emissionskoeffizient $\epsilon_{res} = 0,56$.

Die thermischen Werkstoffeigenschaften für Baustahl, Beton und Bewehrung werden gemäß Eurocode 4 Teil 1-2, Abschnitt 3 berücksichtigt. Konservativ wird in der Rechnung der Feuchtegehalt im Kammerbeton zu null gesetzt. Als Imperfektion wird eine sinusförmige Vorkrümmung mit dem Maximalwert von $e=l/1000$ in Stützenmitte berücksichtigt.

Die rechnerische Versagenszeit der Stütze beträgt 102 Minuten. Nach 90 Minuten ETK-Beanspruchung besitzt die Stütze noch eine Tragfähigkeit von $N_{fi,Rd,90} = 1850 \text{ kN}$

Abschnitt 4.4



EC4-1-2 [3]

2.3.3.1 Temperaturverteilung und Feuerwiderstand

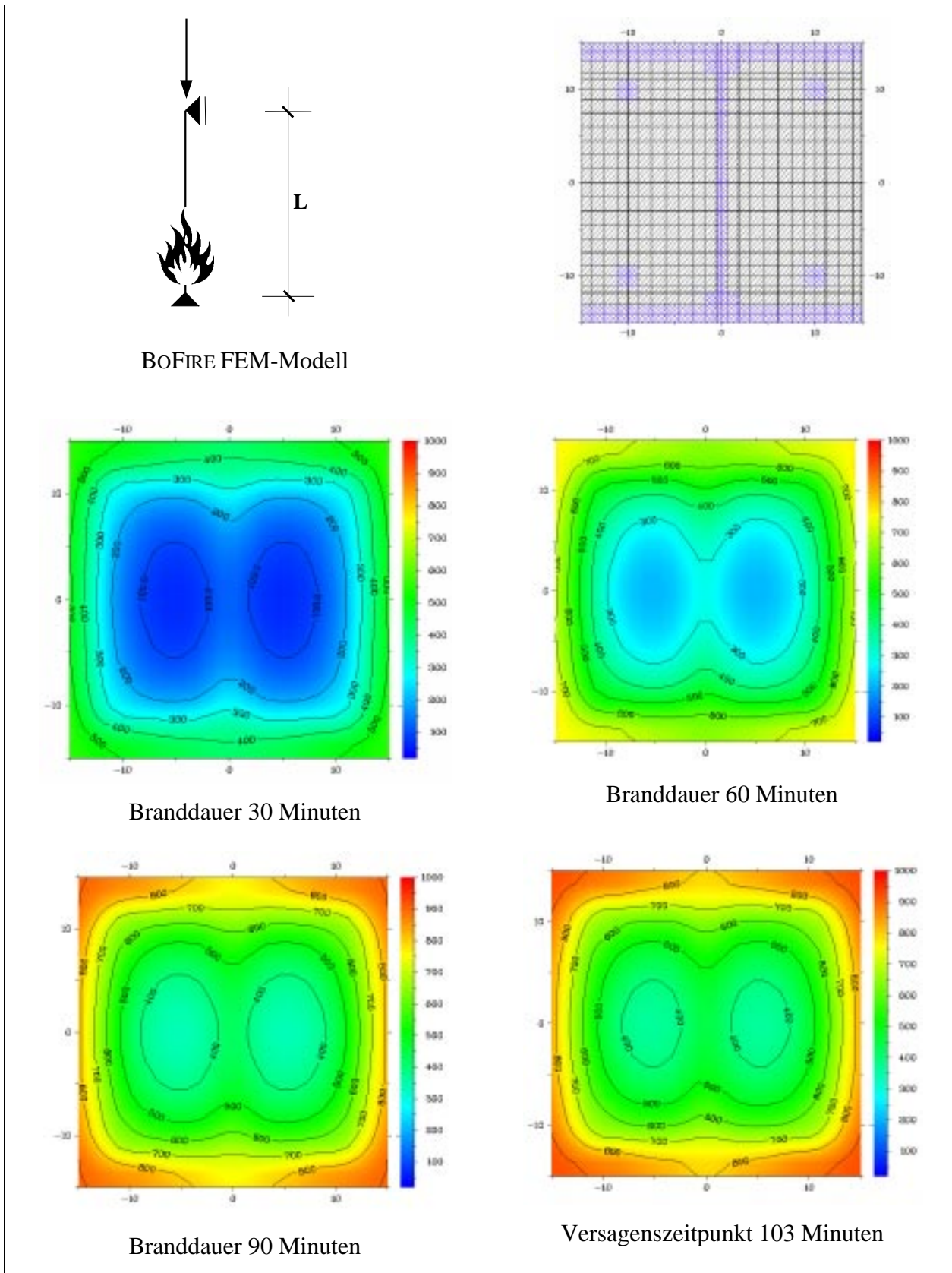


Abbildung 2-3: Berechnete Temperaturverteilungen im Verbundträgerquerschnitt unter ETK-Beanspruchung



3 Literatur

- [1] DIN V ENV 1991-2-2 Eurocode 1 - Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke - Einwirkungen im Brandfall, Deutsche Fassung ENV 1991-2-2 : 1995, Mai 1997
- [2] DIN V ENV 1994-1-1 Eurocode 4 - Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau; Ausgabe 2.94
- [3] DIN V ENV 1994-1-2 Eurocode 4 - Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall, Juni 1997
- [4] Roik, K.; Bergmann, R.; Haensel, J.; Hanswille, G.: Verbundkonstruktionen - Bemessung auf der Grundlage des Eurocode 4 Teil 1-1, Betonkalender 1999, S. 551 bis 688, Ernst & Sohn, 1999
- [5] Dorn, T., Hosser, D., Muess, J., Schaumann, P.: Ein rechnerisches Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung kammerbetonierter Verbundträger, Teil 1: Einfeldträger. Stahlbau 59 (1990), Heft 12
- [6] Dorn, T., Hosser, D., El-Nesr, O.: Ein rechnerisches Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von kammerbetonierten Verbundträgern, Teil 2: Durchlaufträger. Stahlbau 63, Heft 8, 1994
- [7] Hosser, D., Dorn, T., El-Nesr, O.: Vereinfachtes Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen. Stahlbau 63, Heft 3, 1994
- [8] Roik, K., Schaumann, P., Ziegler, Th.: Hintergrundbericht zu EUROCODE 4, Verträglichkeitsuntersuchungen an ausgewählten Beispielen des Hochbaus - Verifizierung rechnerischer Nachweisverfahren der brandschutztechnischen Bemessung, Ministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, RS II 2 - 674102 9012, 1993
- [9] BOFIRE: Computerprogramm zur numerischen Simulation von Stahl- und Verbundtragwerken unter Brandbeanspruchung, Institut für Stahlbau, Universität Hannover
- [10] Hass, R., Meyer-Ottens, C., Quast, U.: Verbundbau Brandschutz Handbuch, Berlin, 1989
- [11] Hass, R., Meyer-Ottens, C.; Richter, E.: Stahlbau Brandschutz Handbuch, Berlin, 1993
- [13] Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1991-2-2 Eurocode 1 - Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke - Einwirkungen im Brandfall, November 1999
- [14] Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1994-1-1 Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall, November 1999
- [15] Dorn, T.; Schaumann, P.: Brandschutzbemessung im Verbundbau – DIN V ENV 1994-1-2 - Eurocode 4 Teil 1-2, in: Brandschutz in Europa – Bemessung nach Eurocodes – Erläuterungen und Anwendungen zu den Brandschutzteilen der Eurocodes 1 bis 6, Beuth Verlag, 2000