

Verbundbau Leitfaden

Kapitel 7.3 – Bemessungshilfen Verbundträger



Verbundkonstruktionen im Hochbau

Kapitel 7.3 – Bemessungshilfen Verbundträger

August 2021

Verbundkonstruktionen um Hochbau - Arbeitshilfen

Inhaltsverzeichnis

Inhalt

7.3 Bemessungshilfen für Verbundträger	3
7.3.1 Allgemeines.....	3
7.3.2 Die Parameterstudie.....	4
7.3.3 Parameterübersicht.....	5
7.3.4 Anwendungsbeispiel Bemessungshilfen	6
7.3.5 Rechnerischer Nachweis an einem Verbundträger.....	7

7.3 Bemessungshilfen für Verbundträger

7.3.1 Allgemeines

Die Verbundbauweise beschränkt sich trotz ihrer Effizienz und Wirtschaftlichkeit im Bereich Hochbau allein auf Parkhäuser. Der begrenzte Einsatz in Deutschland kann auf die mangelnden Erfahrungen der Planung und Ausführung mit dieser Bauweise zurückgeführt werden. Zur Unterstützung des Stahlverbundbaus wurden Arbeitshilfen für den Verbundbau erstellt. Sie dienen der Vordimensionierung von Verbundträgern und erleichtern somit die Entscheidungsfindung des Tragwerksplaners und Architekten. Schon in der Vorplanung können Bemessungshilfen eine gewisse Orientierung und Planungsgrundlage darstellen.

Die Parameterstudie beinhaltet unterschiedliche Bemessungsdiagramme. Zweck dieser Diagramme ist eine schnelle und unkomplizierte Vordimensionierung von Verbunddeckenträgern. Es wurden bei der Erstellung der Diagramme verschiedene Parameter überprüft, festgelegt und ausgewertet. Eine übersichtliche Darstellung der Parameter kann dem Kapitel „2.1 Die Parameter“ entnommen werden.

Für die Bemessungsdiagramme wurden die Stahlprofile der Reihen IPE und HEA als Einfeldträgern ausgewählt. Sie weisen ein zweckmäßiges Verhalten als Deckenträger auf. Im Vergleich zu den Profil-Reihen HEB und HEM stellen sie eine kostengünstigere Alternative mit hinreichender Tragfähigkeit als Deckenträger dar.

Es wurden ausschließlich Verbundträger mit Stahlprofilblechen untersucht. Der Einsatz von Stahlprofilblechen war geboten, da sie ein weites Spektrum an Vorteilen offerieren, nämlich Wirtschaftlichkeit, Leistungsfähigkeit und Beständigkeit. Das Profilblech agiert als verlorene Schalung und zugleich als Arbeitsbühne. Es erspart somit Bauaufwand und Montagezeiten. Außerdem können die Anteile des Profilbleches auf die erforderliche Querschnittsbewehrung angerechnet werden. Zusätzlich können die abgehängten Sichtdecken problemlos mittels Abhängemöglichkeiten auf die Profilbleche montiert werden. Bei der Betrachtung wurden SuperHolorib® und Cofrastra® Verbunddeckenprofile verwendet. Die Bemessung der Verbunddecken muss separat geführt werden und ist hier nur als Belastung eingeflossen.

Für die Bemessungsdiagramme wurden die Stahlprofile der Reihen IPE und HEA als Einfeldträgern ausgewählt. Sie weisen ein zweckmäßiges Verhalten als Deckenträger auf. Im Vergleich zu den Profil-Reihen HEB und HEM stellen sie eine kostengünstigere Alternative mit hinreichender Tragfähigkeit als Deckenträger dar.

Es wurden ausschließlich Verbundträger mit Stahlprofilblechen untersucht. Der Einsatz von Stahlprofilblechen war geboten, da sie ein weites Spektrum an Vorteilen offerieren, nämlich Wirtschaftlichkeit, Leistungsfähigkeit und Beständigkeit. Das Profilblech agiert als verlorene Schalung und zugleich als Arbeitsbühne. Es erspart somit Bauaufwand und Montagezeiten. Außerdem können die Anteile des Profilbleches auf die erforderliche Querschnittsbewehrung angerechnet werden. Zusätzlich können die abgehängten Sichtdecken problemlos mittels Abhängemöglichkeiten auf die Profilbleche montiert werden. Bei der Betrachtung wurden SuperHolorib® und Cofrastra® Verbunddeckenprofile verwendet. Die Bemessung der Verbunddecken muss separat geführt werden und ist hier nur als Belastung eingeflossen.

7.3.2 Die Parameterstudie

Als Grundlage der Bemessungsdiagramme wurden die Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise ausgewertet. Auf den Ablauf des Bauzustands und die damit verbundenen Durchbiegungen wurde ein großer Wert gelegt. Unterschiedliche Bauabläufe und deren Auswirkungen auf den Endzustand wurden analysiert und ausgewertet. Träger, die ohne Hilfsunterstützung im Bauzustand ausgeführt wurden, weisen größere Durchbiegungen bei gleichbleibenden Bedingungen auf. Jedoch wurde eine weitere Unterteilung zwischen einem unterstützten und einem nicht unterstützten Bauablauf unterlassen, da bei dem zweiten Fall enorme Durchbiegungen, deren Überhöhungen nicht möglich sind, entstehen. Bei gleichem Material und gleichbleibendem Querschnitt reduziert sich die Biegetragfähigkeit durch die Erhöhung der Nutzlast. Auch die Durchbiegungen vergrößern sich proportional zu der Nutzlast. Hingegen weist der Schwingungsnachweis, der von der Nutzlast unabhängig ist, bei beiden Fällen identische Ergebnisse aus. Daraus folgt, dass die Grenzwerte der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nicht separat betrachtet werden müssen.

Der Betongurt eines Verbundträgers besitzt eine große Schubfestigkeit. Dadurch wird der Obergurt des Stahlträgers seitlich gehalten und ein Biegedrillknicken im Einfeldträger verhindert. Demgegenüber muss bei Durchlaufträgern das Biegedrillknicken der gedrückten Untergurte untersucht werden.

Die Bewehrung des Betongurtes wurde konstruktiv über die gesamte Trägerlänge unter Berücksichtigung des Anteils des Profilbleches angelegt.

In der Ausbaulast von 1,5 kN/m² ist ein brandschützender Spritzputz miteinkalkuliert worden. Auf eine Kammerbetonierung wurde aufgrund der höheren Eigenlasten verzichtet. Die Deckenstärken hängen von den Trägerabständen ab. Je breiter das System ist, desto stärker ist die Decke. Für eine realitätsnahe Abbildung richten sich die Deckenstärken in der Parameterstudie nach den technischen Daten der gängigsten Verbundprofilbleche. In der folgenden Anlage werden die variierten Parameter dargestellt

7.3.3 Parameterübersicht

Normen:	Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton in Anlehnung auf den deutschen nationalen Anhang.
Statische Systeme:	Deckenträger: Einfeldträger im Endzustand
Walzprofile:	IPE, und HEA Reihen
Beton:	C25/30, C30/37
Baustahl:	S235, S355
Bewehrungsstahl:	BSt 500
Raster:	Stützweiten: 1 - 20 m Trägerabstand: 2,5 - 7 m Decken Stärken: 12-20 cm
Querschnittsklassen:	1-2 nach EC 4
Berechnungsverfahren:	elastisch-plastisch
Profilbleche:	SuperHolorib 51® (SHR 51) / Cofrastra 56
Kopfbolzendübel:	d = 22 mm (reduzierte Biegetragfähigkeit des Teilverbunds mittels Interpolation)
Ausbaulast	p = 1,5 kN/m ² (Estrich, Bodenbeläge, abgehängte Decken inklusive Spritzputz und Brandschutzbekleidung)
Verkehrslast	q = 3,5 kN/m ² , 5 kN/m ²
Maximale Rissbreite:	w _k = 0,3 mm
Belastungszeitpunkt	t ₀ = 14 Tage
Betongurtbewehrung:	konstruktiv über die gesamte Trägerlänge angelegt
Unterstützung im Bauzustand:	mit einer Hilfsstütze
Maximale Durchbiegung:	δ ≤ l/250 (EC3)
Überhöhung der Träger im Bauzustand:	Überhöhung der Anteile aus den ständigen Lasten unter einer Begrenzung der Überhöhung von l/250
Eigenfrequenz der Deckenträger:	f ≥ 3Hz (für Decken, die ständig von Menschen begangen werden, keine erhebliche dynamische Beanspruchungen)
Kammerbeton:	ohne Kammerbetonierung

7.3.4 Anwendungsbeispiel Bemessungshilfen

Für die gewünschte Stützweite von 12 Meter mit einem Trägerabstand von 2,5m unter einer Nutzlast von 5kN/m².

Einigt sich der Einsatz eines IPE 400 mit einer Deckenstärke von d = 12 cm. Die Gesamthöhe der Decke beträgt somit $h_{ges} = h_a + d = 40 + 12 = 52$ cm

Im Folgenden werden Rechennachweise durchgeführt, die die Grundlage der Bemessungsdiagramme stellen. Zur Erstellung der Diagramme wurden die Trägernachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ausgewertet. Durch ein Variieren der obengenannten Parameter entstanden verschiedene material- und lastabhängige Diagramme. Die Datenpunkte der einzelnen Trägerkurven entstanden aus einer computergestützten Auswertung dieser Nachweise.

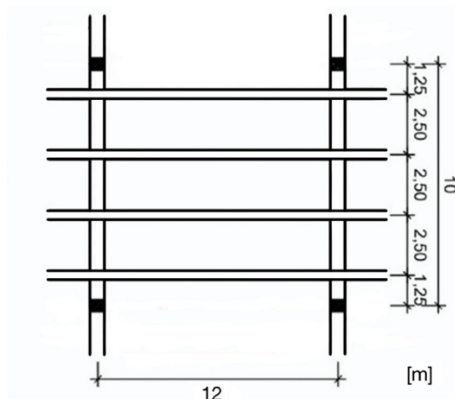


Bild 7.3.4.1 Typisches Deckenraster

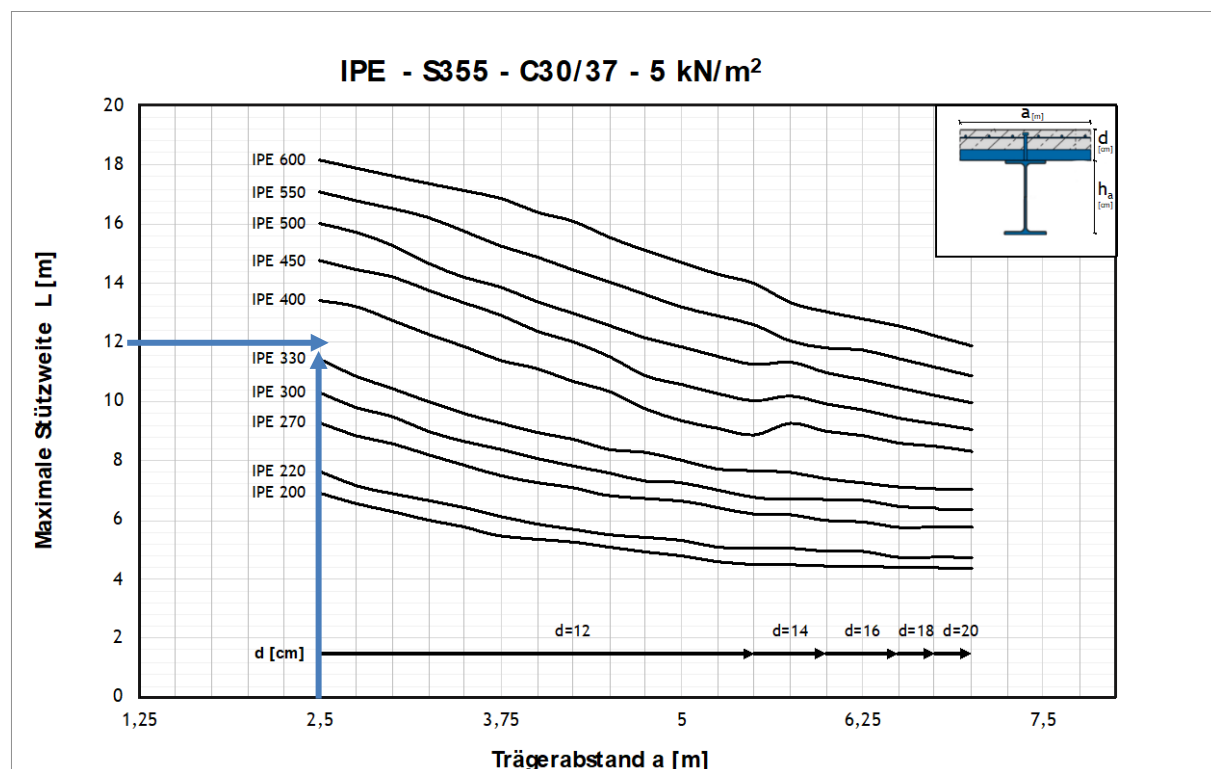


Bild 7.3.4.2 Maximale Stützweite für Verbundträger, Verkehrslast 5 kN/m² (IPS S355 C30/37)

7.3.5 Rechnerischer Nachweis an einem Verbundträger

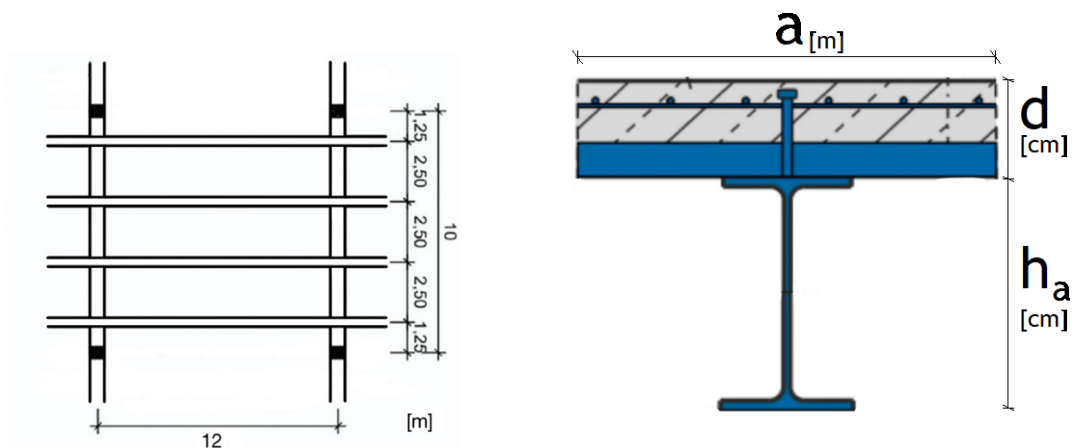


Bild 7.3.5.1 Deckenraster und Verbundträger im Schnitt

Verbunddeckenträger

Statisches System	Einfeldträger	
Stützweite	= 12	m
Trägerabstand	= 2,5	m
Stahlprofil	IPE 450	
Betonplattenhöhe hc	= 12	cm
Materialkennwerte		
Baustahl	S355	
$\gamma_{Baustahl}$	= 78,5	
f_{yk}	= 35,5	kN/cm ²
γ_a	= 1,0	-
f_{vd}	= 35,5	kN/cm ²
E_a	= 21000	kN/cm ²
Beton	C 30/37	
f_{ck}	= 3,0	kN/cm ²
γ_c	= 1,5	-
f_{cd}	= 2,0	kN/cm ²
E_{cm}	= 3300	kN/cm ²
Betonstahl		
BSt 500		
f_{sk}	= 50	kN/cm ²

$$\gamma_s = 1,15 \quad -$$

$$f_{sd} = 43,5 \quad \text{kN/cm}^2$$

Holoribblech®

SuperHolorib 51®

vorgelochte Profilbleche

$$\text{Blechstärke } t = 1,0 \quad \text{mm}$$

$$\gamma_p = 1,0 \quad -$$

$$\text{Blechehöhe } h_p = 51 \quad \text{mm}$$

$$\text{Breite der Voute } b_o = 126 \quad \text{mm}$$

Einwirkungen

Ständige Einwirkungen

$$\text{Betonplatte } g_c = 25 \cdot 0,12 \cdot 2,5 = 7,5 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{Stahlträger } g_a = 0,78 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{Ausbaulast } g_{k2} = 1,5 \cdot 2,5 = 3,75 \quad \text{kN/m}$$

Veränderliche Einwirkungen

$$\text{Nutzlast } q_k = 5 \cdot 2,5 = 12,5 \quad \text{kN/m}$$

Bemessungswert der maßgebenden Kombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$E_d (\sum \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

DIN EN 1990,
(6.4.3)

$$E_d = 1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k = 1,35 \cdot 12,03 + 1,5 \cdot 12,5 = 34,99 \quad \text{kN/m}$$

$$M_{g1,d} = 1,35 \cdot 8,28 \cdot 12^2 / 8 = 201,2 \quad \text{kNm}$$

$$M_{g2,d} = 1,35 \cdot 3,75 \cdot 12^2 / 8 = 91,13 \quad \text{kNm}$$

$$M_{q,d} = 1,5 \cdot 12,5 \cdot 12^2 / 8 = 337,5 \quad \text{kNm}$$

$$M_{gd,ges} = 201,2 + 91,13 = 292,34 \quad \text{kNm}$$

$$M_{Ed,ges} = M_{gd,ges} + M_{q,d} = 292,43 + 337,5 = 629,83 \quad \text{kNm}$$

$$V_{ED} = E_d \cdot L / 2 = 34,99 \cdot 12 / 2 = 209,94 \quad \text{kN}$$

Querschnittsklassifizierung:

Bemessung: Elastisch-Plastisch

Querschnittsklasse 1-2 erforderlich

Stahlprofil IPE 450

$$M_{pl,y} = 604 \text{ kNm} \quad I_y = 33740 \text{ cm}^4 \quad W_{pl,y} = 1702 \text{ cm}^3$$

$$\begin{array}{lll}
A_A=98,8 \text{ cm}^2 & A_V=50,82 \text{ cm}^2 & b_a=450 \\
t_f=14,6 \text{ mm} & t_w=9,4 \text{ mm} & b_f=190 \text{ mm} \\
r=21 \text{ mm} & c_w=378 \text{ mm} & c_f=69 \text{ mm}
\end{array}$$

Oberflansch: $c_f/t_f = 4,75 \leq 10$ $\epsilon = 9 \cdot \sqrt{235/f_y} = 7,32 \rightarrow$ Oberflansch: QKL 1

Steg: (Annahme für die Querschnittsklassifizierung: z_{pl} liegt im Schwerpunkt des Steges)

Steg: $\alpha \leq 0,5$, $c_w/t_w = 40,3 \leq 72$ $\epsilon = 72 \cdot \sqrt{235/f_y} = 58,32 \rightarrow$ Oberflansch: QKL 1

DIN EN 1993,
(Tab. 5.2)

Der Gesamtquerschnitt kann der Querschnittsklasse 1 zugeordnet werden, Elastisch-Plastischer Nachweis zulässig.

Mittragende Breite des Betongurts:

$$b_{eff} = b_o + \sum b_{ei} = 1,25 + 1,25 = 2,5 \quad \text{m} \quad \text{DIN EN 1994, (5.3)}$$

$$\text{mit } b_{ei} = L/8 \leq B/2 = 12/8 = 1,5 \leq b_i = B/2 = 1,25 \quad \text{m}$$

Grenzwert der Tragfähigkeit:

Querschnittstragfähigkeit:

Biegetragfähigkeit:

Annahme: Plastische Nulllinie liegt im Oberflansch des Stahlprofils

$$A_c = b_{eff} \cdot (h_c - h_b) = 250 \cdot (12 - 5,1) = 1725 \quad \text{cm}^2$$

$$N_{c,f} = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot A_c = 0,85 \cdot 2 \cdot 1725 = 2932,5 \quad \text{kN}$$

$$N_{pl,a} = f_{yd} \cdot A_A = 35,5 \cdot 98,8 = 3507,4 \quad \text{kN}$$

$$N_{pl,a} \geq N_{c,f} = \text{Plastische Nulllinie liegt im Stahlprofil}$$

Annahme: Nulllinie liegt im oberen Flansch

$$z_{pl} = \frac{N_{pl,a} - N_{c,f}}{2 \cdot f_{yd} \cdot b_f} + h_c = 12,4 \leq 12 + 1,46 = 13,46 \quad \text{cm} \quad \text{Annahme } \checkmark$$

$$z_a = h_c + \frac{h_a}{2} = 12 + 45/2 = 34,5 \quad \text{cm}$$

$$N_f = 2 \cdot b_f \cdot (z_{pl} - h_c) \cdot f_{yd} = 2 \cdot 19 \cdot (12,4 - 12) \cdot 35,5 = 539,6 \quad \text{kN}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot \left(z_a - \frac{h_c}{2} \right) - \frac{N_f \cdot z_{pl}}{2} = 966,15 \quad \text{kNm}$$

$$\text{Nachweis: } M_{pl,Rd} = 966,15 \geq M_{Ed} = 629,83 \quad \text{kNm} \quad \checkmark$$

Querkrafttragfähigkeit:

DIN EN 1993-1-1,
(6.2.)

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 50,8 \cdot 35,5 / \sqrt{3} = 1041,19 \text{ kN}$$

Nachweis: $V_{pl,Rd} = 1041,19 \geq V_{Ed} = 209,94 \text{ kN}$ ✓

Schubbeulen

DIN EN 1994-1-1
(6.2.2.3)

$$c_w / t_w = 40,2 \leq 72 \varepsilon / \eta = 44,77 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$\eta = 1,2 \text{ für Stahlsorten bis S460}$$

Eine interaktionsbedingte Abminderung der Biegetragfähigkeit infolge der vorhandenen Querkraft ist nicht erforderlich, da die maximalen Schnittgrößen in Feldmitte für M_{Ed} , und am Auflager für V_{Ed} auftreten.

DIN EN 1994-1-1,

Längsschubtragfähigkeit und Verdübelung: (6.6)

Kopfbolzendübel

$$d=22 \text{ mm} \quad h_{sc}=100 \text{ mm} \quad f_u=450 \text{ N/mm}^2 \quad n_r=1 \text{ (eine Dübelreihe pro Rippe)}$$

Dübelabstand in Trägerlängsrichtung: $e_L = 150 \text{ mm}$

DIN EN 1994-1-1

Anwendungsgrenzen: (6.6.1.2)

$$f_u = 450 \leq 500 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

$$16 \leq d \leq 25 = 16 \leq 22 \leq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$h_{sc}/d = 100/22=4,5 > 3 \quad \checkmark$$

Duktilitätsanforderung

$$h_{sc}/d = 4,5 > 4 \quad \checkmark$$

$$\alpha = 1,0 \text{ für } h/d > 4$$

DIN EN 1994-1-1

Grenzkraft eines Kopfbolzendübels: (6.6.3.1)

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_c} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_D} \end{array} \right. = 0,8 \cdot 45 \cdot \pi \cdot 2,2^2 / (4 \cdot 1,25) =$$

$$P_{Rd, \text{Dübel}} = 109,5 \text{ kN}$$

$$P_{Rd, \text{Beton}} = 0,29 \cdot 2,2^2 \cdot \sqrt{3 \cdot 3300} / 1,5 =$$

$$93,1 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min (109,5 ; 93,2) = 93,1 \text{ kN/Dübel}$$

$$P_{Rd, \text{Red}} = k_t \cdot P_{Rd} = 0,75 \cdot 93,1 = 69,83 \text{ kN/Dübel}$$

DIN EN 1994-1-1

Abminderungsfaktor k_t für senkrecht zur Trägerachse verlaufende Profilbleche vorgelochte Bleche mit einer Reihe Dübeln pro Blechrippe $k_{tmax} = 0,75$ (6.6.4.2)

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 0,7 \cdot 126 / 51 \cdot (100 / 51 - 1) / (\sqrt{1}) = 1,66 \leq k_{tmax} = 0,75$$

Erforderliche Dübelanzahl für vollen Verbund:

$$V_{l,1} \geq N_{c,f} = \min \left\{ \begin{array}{l} A_a \cdot f_{yd} \\ 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_c \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} N_{c,f} &= \min (3507,4 ; 2932,5) && \text{kN} \\ V_{l,1} &= 2932,5 && \text{kN} \\ \text{erf. } n_{\text{voll}} &= V_l / P_{Rd,Red} = 2932,5 / 69,83 && \text{kN} \\ n_{\text{voll}} &= 42 && \text{Dübel} \end{aligned}$$

Äquidistante Anordnung der Dübel in Trägerlängsrichtung:

$$\begin{aligned} e_{\min} &= 5 \cdot d = 5 \cdot 22 = 110 && \text{mm} \\ e_{\max} &= 6 \cdot h_c = 720 && \text{mm} \\ e_{\text{erf}} &= L1 / n_{\text{voll}} = L / (2 \cdot n_{\text{voll}}) = 12000 / (2 \cdot 42) = 142,9 && \text{mm} \\ \text{gewählt: } e_{\text{vor}} &= 150 && \text{mm} \\ e_{\max} > e_{\text{vor}} > e_{\min} &= 720 > 150 > 110 && \checkmark \end{aligned}$$

Kontrolle der Zulässigkeit einer äquidistanten Anordnung:

$$2,5 M_{pl,a,Rd} > M_{pl,Rd} = 2,5 \cdot 604 = 1510 \geq 966,15 \quad \text{kNm} \quad \checkmark$$

DIN EN 1994-1-1
(6.1)

Nachweis der Tragfähigkeit bei Teilverbund:

$$\begin{aligned} e_{\text{vor}} &= 150 && \text{mm} \\ n_{\text{vor}} &= L / (2 \cdot e_{\text{vor}}) = 12000 / (2 \cdot 150) = 40 && \text{Dübel je Trägerhälfte} \end{aligned}$$

Die übertragbare Längsschubkraft mittels vorhandener Dübelanzahl:

$$\begin{aligned} N_c &= 40 \cdot 69,83 = 2793,2 && \text{kN} \\ \eta \geq N_c / N_{c,f} &= 2793,2 / 2932,5 = 95 && \% \\ \eta \geq n_{\text{vor}} / n_{\text{voll}} &= 40 / 42 = 95 && \% \end{aligned}$$

DIN EN 1994-1-1
(6.6.1.2)

Kontrolle des Mindestverdübelungsgrades:

$$\begin{aligned} L \leq 25 \text{ m} & \quad \eta \geq 1 - (355 / f_{yk}) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L) = 61 \geq 40 && \% \\ \eta_{\text{vor}} = 95 \geq 61 & && \checkmark \end{aligned}$$

Reduzierte Biegetragfähigkeit nach der Teilverbundtheorie:

$$M_{Rd,Red} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot N_c / N_{c,f} = 604 + (966,15 - 604) \cdot 0,95 = 949 \quad \text{kNm}$$

$$\text{Nachweis: } M_{pl,Rd,Red} = 949 \geq M_{Ed} = 629,83 \quad \text{kNm} \quad \checkmark$$

Längsschubtragfähigkeit des Betongurts

DIN EN 1994-1-1
(6.6.6.2)

Längsschubkraft im Plattenanschnitt pro Längeneinheit

$$V_{l,Ed} = \frac{P_{Rd}}{e} = \frac{N_c}{0,5 \cdot L} = 2793,2 / (1200 \cdot 0,5) = 4,66 \text{ kN/cm}$$

$$V_{l,Ed} = \frac{N_c}{0,5 \cdot L} \cdot \frac{b_a}{b_c} \text{ (Anteilig)} = 4,66 \cdot 1,25 / 2,5 = 2,33$$

Schubtragfähigkeit: Versagen der Druckstrebe

$$V_{Rd,D} = \frac{\alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot h_c}{\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta}} = 0,396 \cdot 0,85 \cdot 2 \cdot 6,9 = 4,33 \text{ kN/cm}$$

DIN EN 1993-1-1
(6.2.4.)

Nachweis: $V_{Rd,D} = 4,33 \geq V_{l,Ed} = 2,33 \text{ kN/cm}$

✓

Schubtragfähigkeit: Versagen der Zugstrebe (konservativ ohne Blechanteile)

$$V_{Rd,Z} = 1,2 \cdot A_f \cdot f_{sd}$$

$$\text{erf. } A_f = \frac{2,33}{(1,2 \cdot 43,5) \cdot 100} = 4,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt $d_s = 10 \text{ mm}$ $e = 150 \text{ mm}$

$$A_{s,vor} = \pi r^2 \cdot \frac{1}{e_{vor}} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rd,z} = \frac{1,2 \cdot 5,24 \cdot 43,5}{100} = 2,73 \text{ kN/cm}$$

Nachweis: $V_{Rd,z} = 2,73 \geq V_{l,Ed} = 2,33 \text{ kN/cm}$

✓

Die errechnete Bewehrung ist je zur Hälfte auf die Ober- und Unterseite der Ortbetonschicht zu verteilen.

Querbewehrung für die Querbiegung:

$$A_t = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{erforderliche } A_w = 2 \cdot A_t = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Grenzwert der Gebrauchstauglichkeit

DIN EN 1990 (3.4)

Im Bauzustand wurde der Deckenträger mittels einer Hilfsstütze unterstützt. Die resultierende Auflagerkraft der Hilfsstütze summiert sich aus den Eigengewichtsanteile des Baustahls und des Betons.

$$g_{c+a,d} = 1,0 \cdot (7,5 + 0,78) = 8,28 \text{ kN/m}$$

$$B \text{ (2-Feldträger)} = 1,25 \cdot 8,28 \cdot 12 / 2 = 62,1 \text{ kN}$$

BST 4.14

Kurzzeitlasten und Dauerlasten zum Zeitpunkt $t_0 = 14 \text{ d}$

$$n_o = \frac{E_a}{E_{cm}} = 21000 / 3300 = 6,36$$

$$\text{Schwinddehnung } \varepsilon_s = -33,6 \cdot 10^{-5}$$

Endkriechzahl:

$$\text{Belastungsanfang } t_0 = 14 \text{ d} \quad RH = 50\%$$

Kriechbeiwerte:

$$\text{ständige Beanspruchungen } \psi_p = 1,1$$

$$\text{Schwinden } \psi_s = 0,55$$

$$\varphi (t = \infty, t_0) = 2,9$$

Reduktionszahlen:

$$n_i = n_o \cdot (1 + \varphi \cdot \psi_i)$$

$$\text{Schwinden } n_s = 6,36 \cdot (1 + 2,9 \cdot 0,55) = 16,5$$

$$\text{Kriechen } n_p = 6,36 \cdot (1 + 2,9 \cdot 1,1) = 26,5$$

Ideelle Querschnittswerte für die jeweiligen Beanspruchungen (Kurzzeitbeanspruchung, Dauerlasten und Schwinden) bestimmen:

$$A_i = A_a + A_{c,L}$$

$$\text{reduzierte Betonquerschnittsfläche: } A_{c,L} = A_c / n_i$$

Abstand der Schwerlinien des Betongurtes und des Stahlträgers

$$a = z_a + h_{pl} - 0,5 \cdot h_c$$

$$I_i = I_a + A_a \cdot a^2_{,i} + A_{c,i} \cdot a^2_{c,i} + I_{c,i}$$

Transformierte Gesamtverbundträgheitsmomente:

$$\text{Kurzzeitbeanspruchung } I_{,i0} = 104335,0 \quad \text{cm}^4$$

$$\text{ständige Beanspruchungen } I_{,iP} = 71925,7 \quad \text{cm}^4$$

$$\text{Schwinden } I_{,s} = 83337,8 \quad \text{cm}^4$$

$$\text{Durchbiegungen: } \delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot 100 \cdot E \cdot I_i}$$

Durchbiegung infolge der Freisetzung der Stütze ($g_a + g_c$)

$$\delta_{M,B,0} = \frac{B \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_i} = 1,48 \quad \text{cm}$$

Durchbiegungen infolge Kriechen durch Ausbaulasten (Dauerlast)

$$\delta_{M,p} = 0,67 \quad \text{cm}$$

Durchbiegungen infolge Nutzlasten (Kurzzeitbeanspruchungen)

$$\delta_{M,q,0} = 1,54 \quad \text{cm}$$

Durchbiegungen infolge Schwinden

$$\text{Schwindnormalkraft } N_s = \varepsilon_s \cdot A_c \cdot E_{cm} \cdot (n_o / n_s) = 737 \quad \text{kN}$$

$$\text{Schwindmoment} = 11055 \quad \text{kNcm}$$

Durchbiegungen infolge Schwinden

$$\delta_{M,S,\infty} = 1,14 \quad \text{cm}$$

Maximale gesamte Durchbiegung im Feldmitte

$$\delta_{M,\infty} = \delta_{M,B,\infty} + \delta_{M,p,\infty} + \delta_{M,(0,3q),\infty} + \delta_{M,S,\infty}$$

$$\delta_{M,\infty} = 1,48 + 0,67 + 0,3 \cdot (1,53) + 1,14 = 3,75 \quad \text{cm}$$

$$l/250 = 12/25 \cdot 100 = 4,8 \quad \text{cm}$$

Nachweis:

$$\delta_{M,\infty} = 3,75 \leq l/250 = 4,8 \quad \text{cm} \quad \checkmark$$

Überhöhung der Eigengewichtsanteile

$$\delta_{\dot{U},\infty} = 1,48 \text{ cm} \leq l/250 = 4,8 \text{ cm}$$

Maximale Enddurchbiegung nach der Überhöhung

$$\delta_{M,\infty, \text{ges}} = \delta_{M,\infty} - \delta_{\dot{U},\infty} = 3,75 - 1,48 = 2,27 \quad \text{cm}$$

Nachweis:

$$\delta_{M,\infty} = 2,27 \leq l/250 = 4,8 \quad \text{cm} \quad \checkmark$$

Schwingungsnachweis

DIN EN 1990
(A.1.4.4.)

$$f = \frac{5,6}{\sqrt{v_0}} = 4,6 \quad \text{Hz}$$

$$v_0 = \frac{5 \cdot g_k \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 1,48 \quad \text{cm}$$

$$g_k = g_{k,c} + g_{k,a} + g_{k,p} = 7,5 + 0,78 + 3,75 = 12,03 \quad \text{kN/m}$$

Nachweis: $f_{\text{vor}} = 4,6 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz} \quad \checkmark$

Der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung entfällt beim Einfeldträger. Eine Mindestbewehrung ist anzuordnen!

DIN EN 1994-1-1
(7.4.2)

Mindestbewehrung des Betongurts

Betonzugzone = 690 cm^2/m

$f_{ct,eff}$ = 0,3 kN/cm^2

$f_{ct,o}$ = 0,29 kN/cm^2

w_k = 0,3 mm

Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung unmittelbar vor der Erstrissbildung k_c = 1,0

Beiwert zur Berücksichtigung von nicht linearen Eigenspannungen k = 0,8

Beiwert zur Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verdübelung k_s = 0,9

Durchmesser der Bewehrung d_s = 10 mm
Modifizierter Durchmesser

$d_s^* = d_s \cdot f_{ct,eff} / f_{ct,o}$ = 10,34 mm

Betonstahlspannung

$$\sigma_{st} = \sqrt{\frac{3,48 \cdot w_k \cdot 10^6}{d_s}} = 31,78 \quad \text{kN/cm}^2$$

erforderliche Bewehrungsfläche

$$a_s \geq k_s \cdot k \cdot k_c \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_{st}} = 4,69 \quad \text{cm/m}^2$$

gewählt: $d_s = 10 \text{ mm}$ Stababstand $e_s = 15 \text{ cm}$

Vorhandene Bewehrungsfläche

$A_{s,vor}$

= 5,24

cm/m^2

✓

7.3.6 Bemessungshilfen

IPE - S355 - C30/37 - $q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 7.3.6.1

IPE - S355 - C30/37 - $q = 5 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 7.3.6.2

HEA - S355 - C30/37 - $q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 7.3.6.3

HEA - S355 - C30/37 - $q = 5 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 7.3.6.4

IPE - S235 - C25/30 - $q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 7.3.6.5

IPE - S235 - C25/30 - $q = 5 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 7.3.6.6

HEA - S235 - C25/30 - $q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 7.3.6.7

HEA - S235 - C25/30 - $q = 5 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 7.3.6.8

IPE - S355 - C30/37 - 3,5 kN/m²

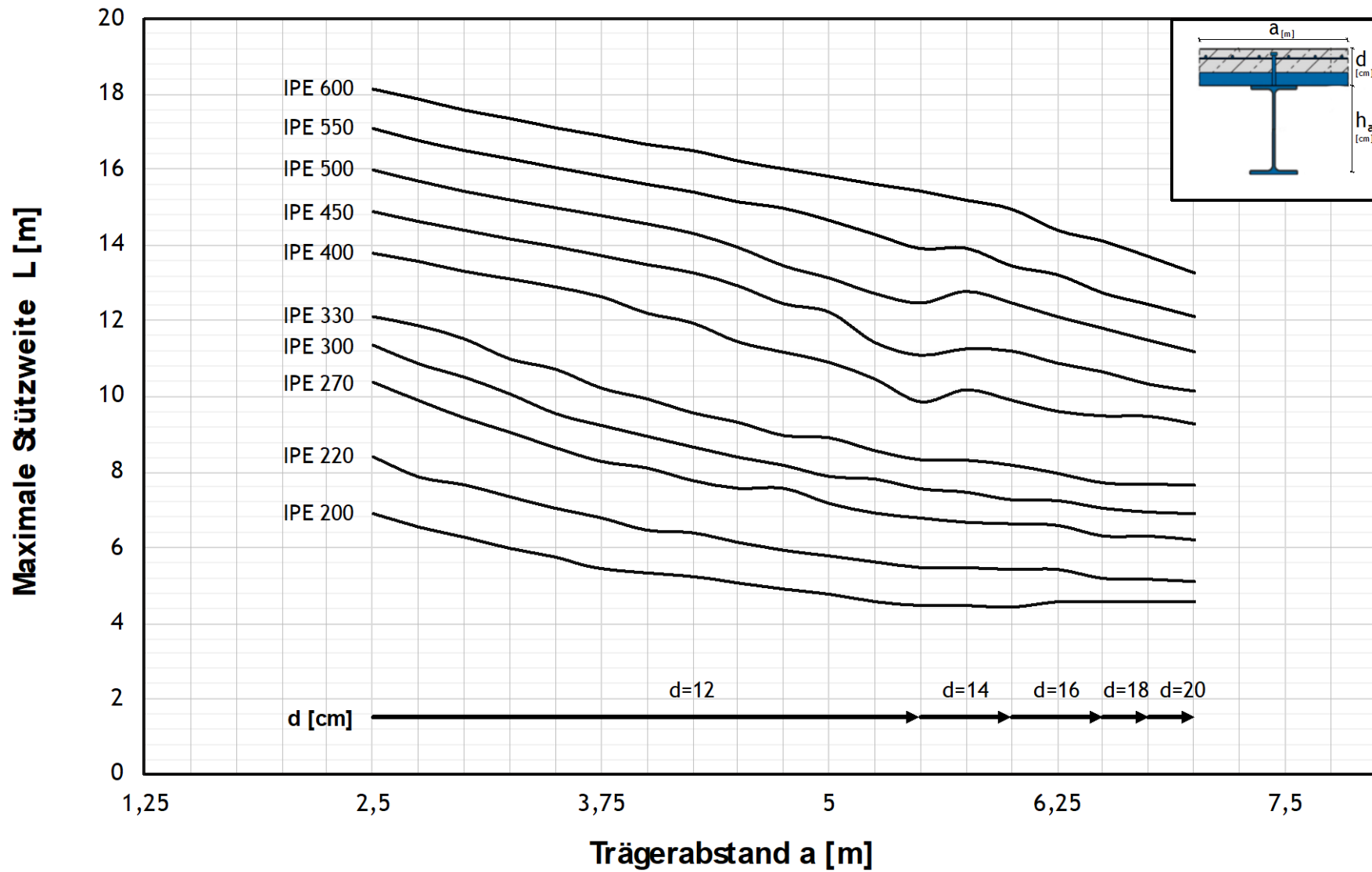


Abbildung 7.3.6.1 Bemessungshilfe: [IPE - S355 - C30/37] Maximale Stützweiten für Verbundträger unter Berücksichtigung einer Verkehrslast von 3,5 kN/m²

IPE - S355 - C30/37 - 5 kN/m²

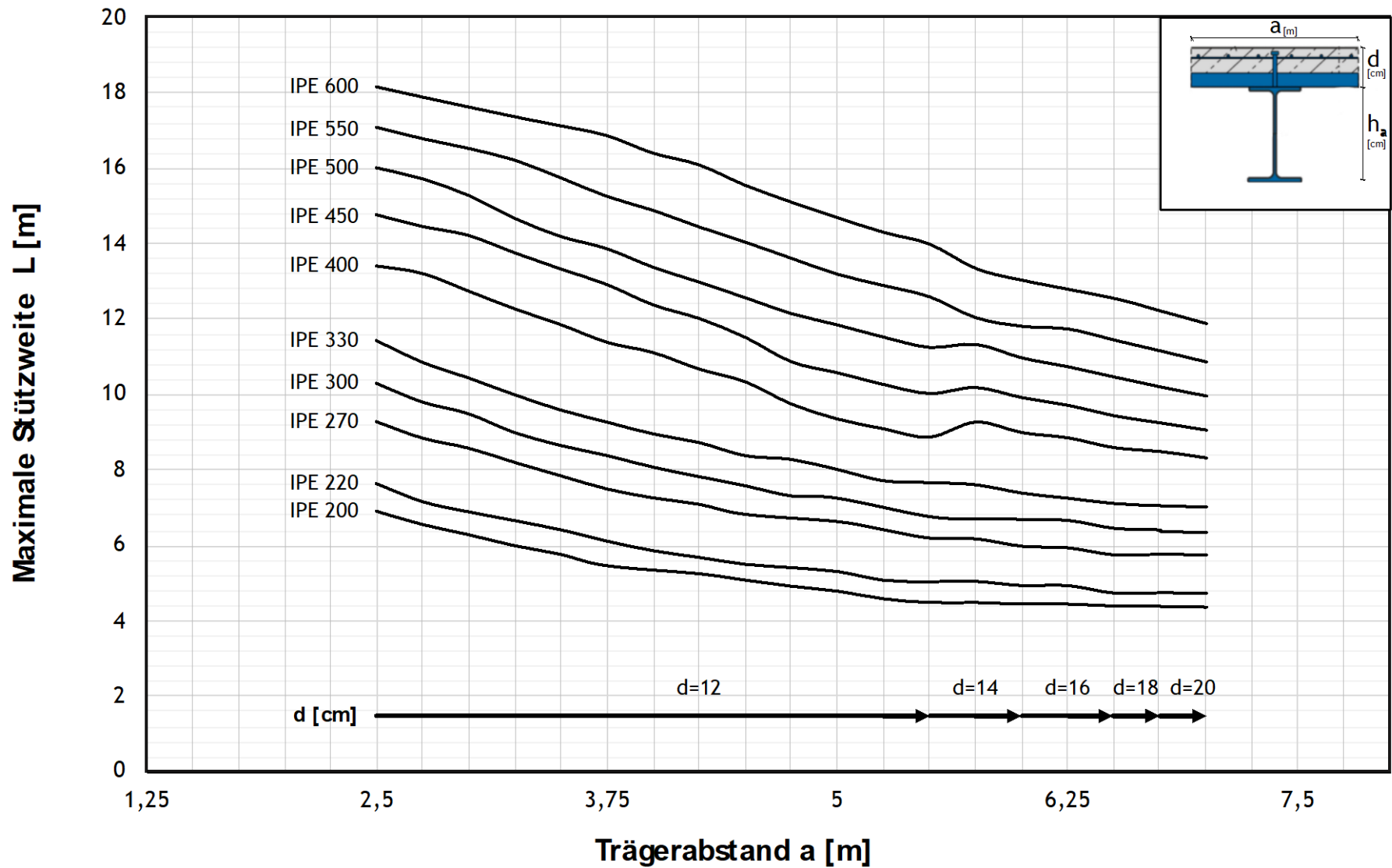


Abbildung 7.3.6.2 Bemessungshilfe: [IPE - S355 - C30/37] Stützweiten für Verbundträger unter Berücksichtigung einer Verkehrslast von 5 kN/m²

HEA - S355 - C30/37 - 3,5 kN/m²

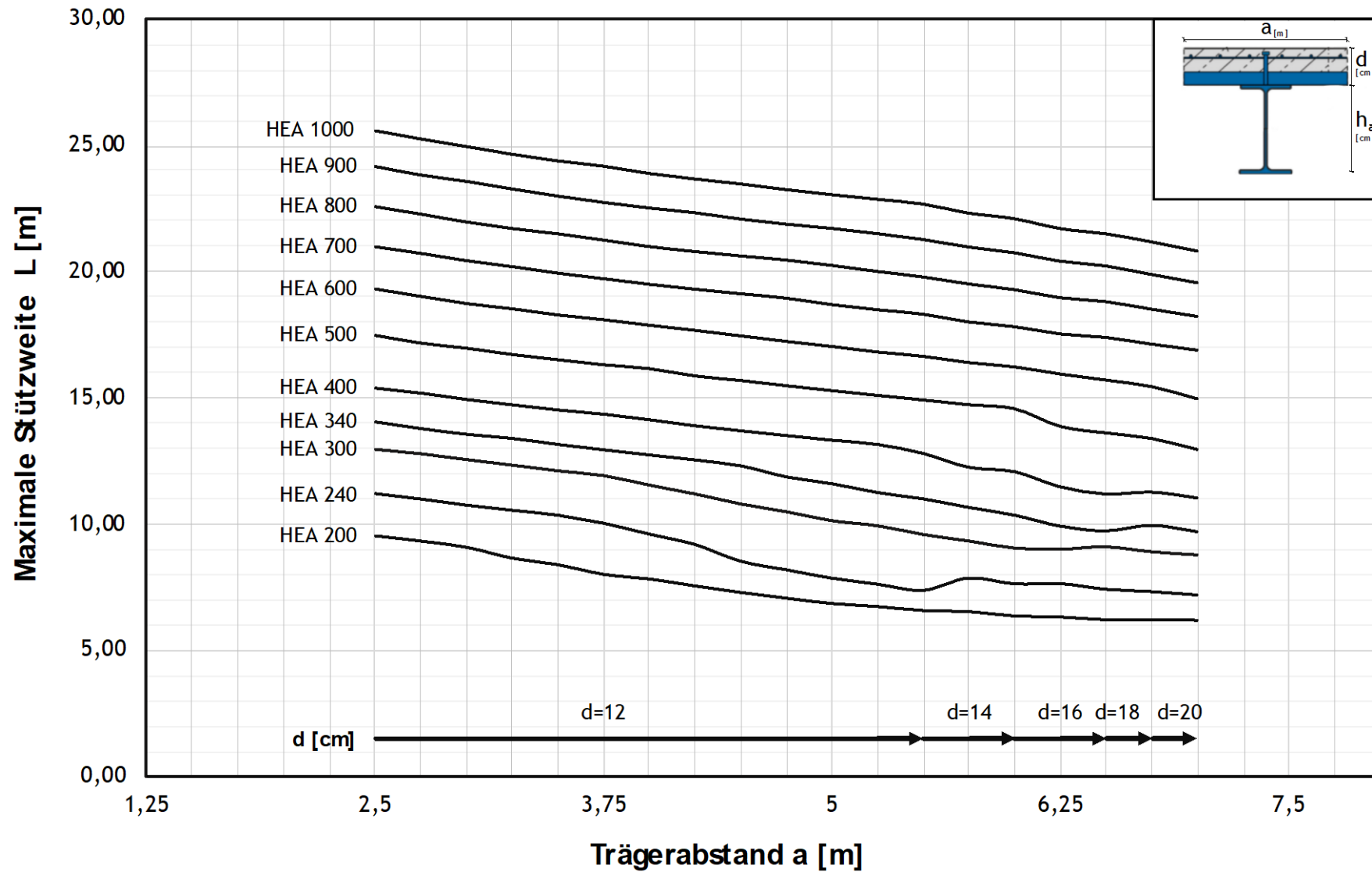


Abbildung 7.3.6.3 Bemessungshilfe: [HEA - S355 - C30/37] Maximale Stützweiten für Verbundträger unter Berücksichtigung einer Verkehrslast von 3,5 kN/m²

HEA - S355 - C30/37 - 5 kN/m²

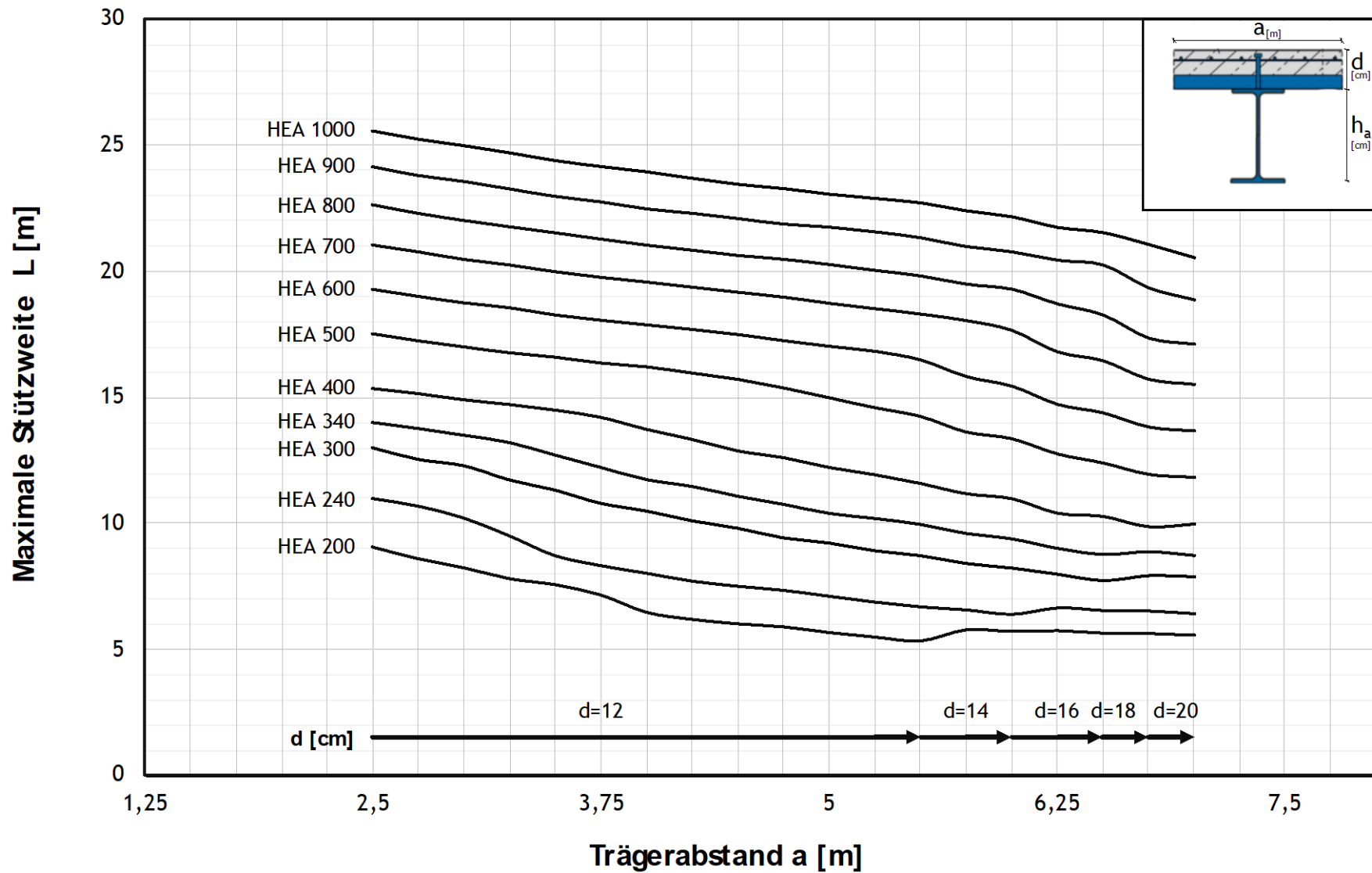


Abbildung 7.3.6.4 Bemessungshilfe: [HEA - S355 - C30/37] Maximale Stützweiten für Verbundträger unter Berücksichtigung einer Verkehrslast von 5 kN/m²

IPE - S235 - C25/30 - 3,5 kN/m²

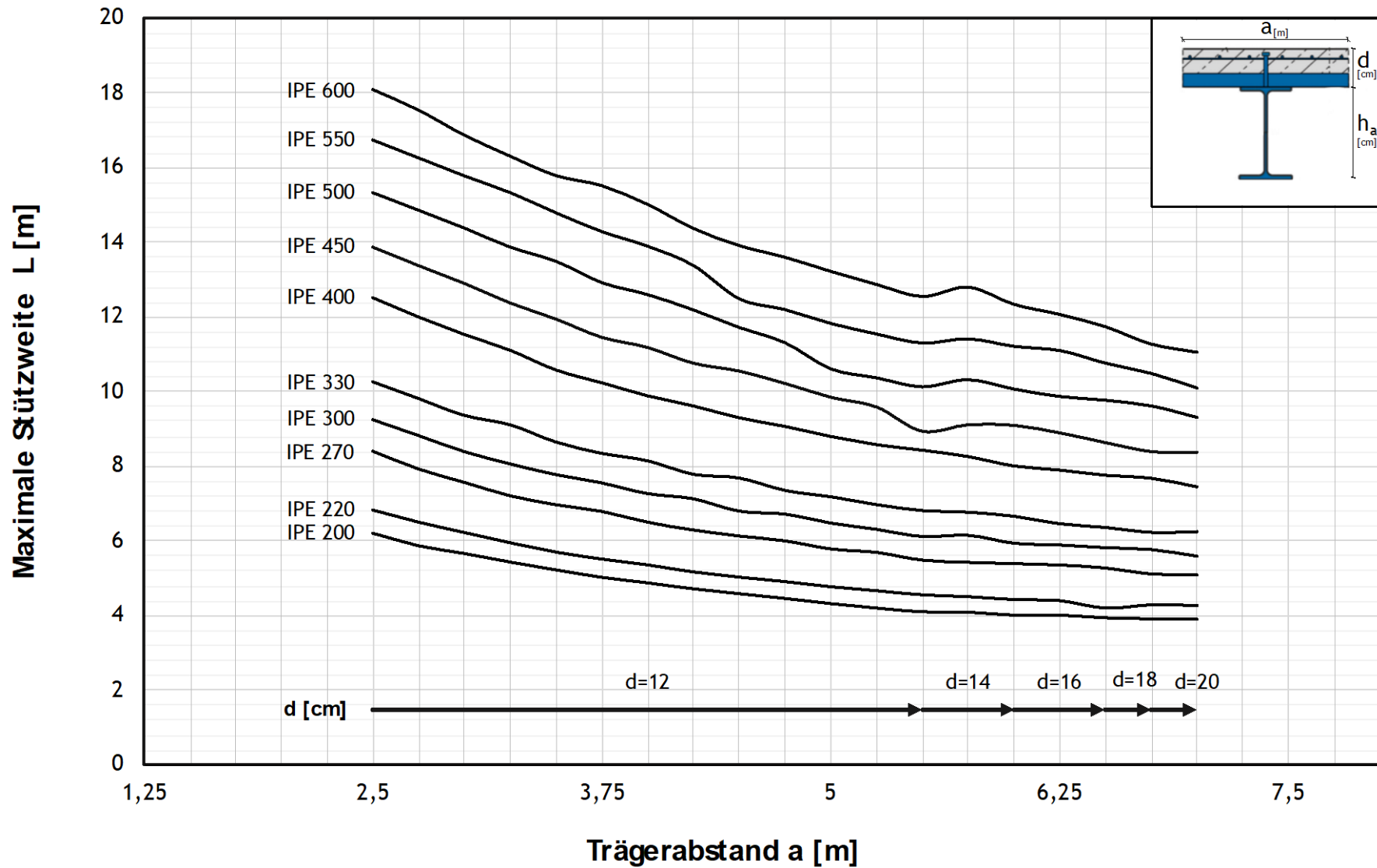


Abbildung 7.3.6.5 Bemessungshilfe: [IPE – S235 – C25/30] Maximale Stützweiten für Verbundträger unter Berücksichtigung einer Verkehrslast von 3,5 kN/m²

IPE - S235 - C25/30 - 5 kN/m²

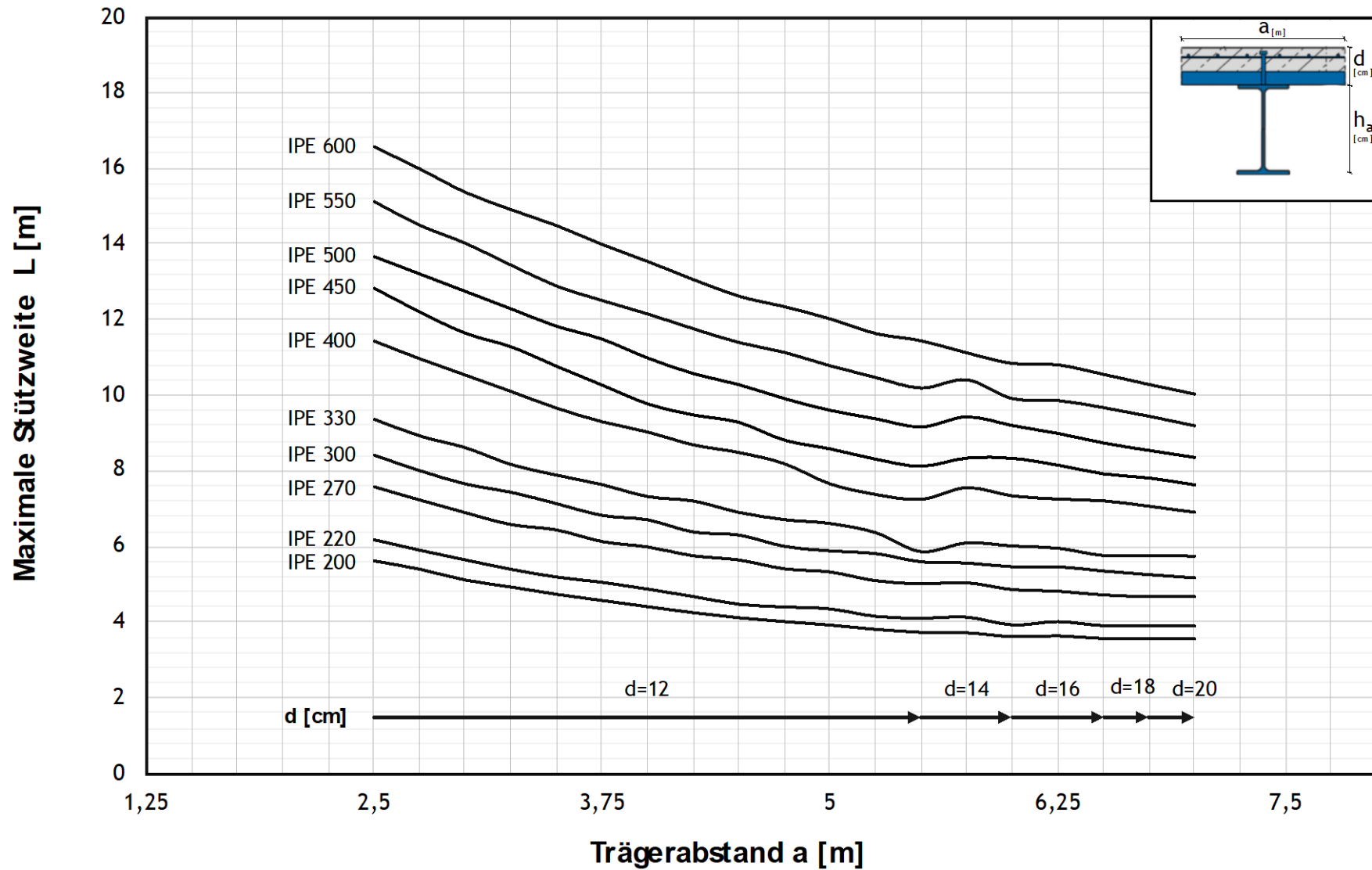


Abbildung 7.3.6.6 Bemessungshilfe: [IPE – S235 – C25/30] Maximale Stützweiten für Verbundträger unter Berücksichtigung einer Verkehrslast von 5 kN/m²

HEA - S235 - C25/30 - 3,5 kN/m²

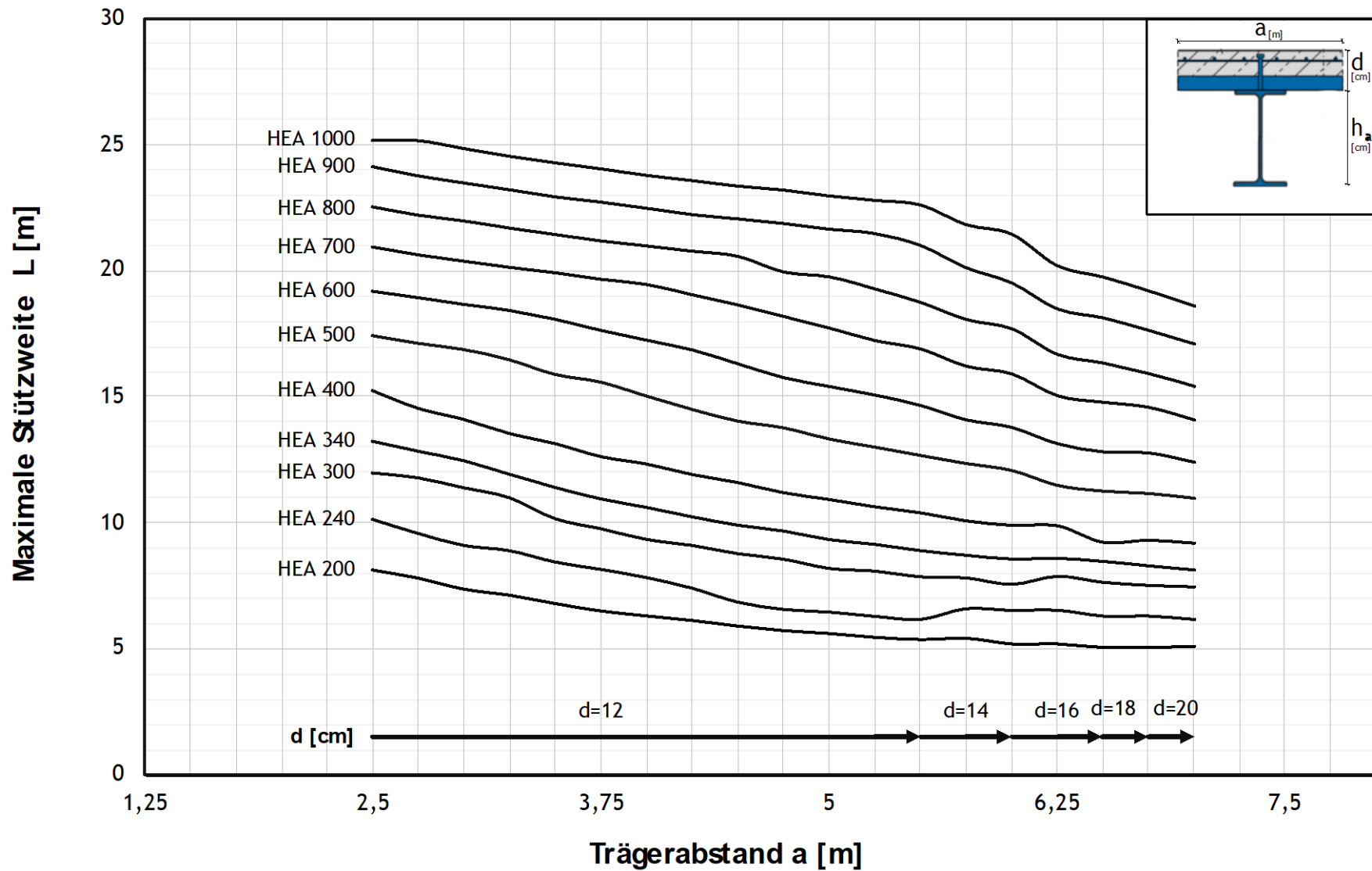


Abbildung 7.3.6.7 Bemessungshilfe: [HEA – S235 – C25/30] Stützweiten für Verbundträger unter Berücksichtigung einer Verkehrslast von 3,5 kN/m²

HEA - S235 - C25/30 - 5 kN/m²

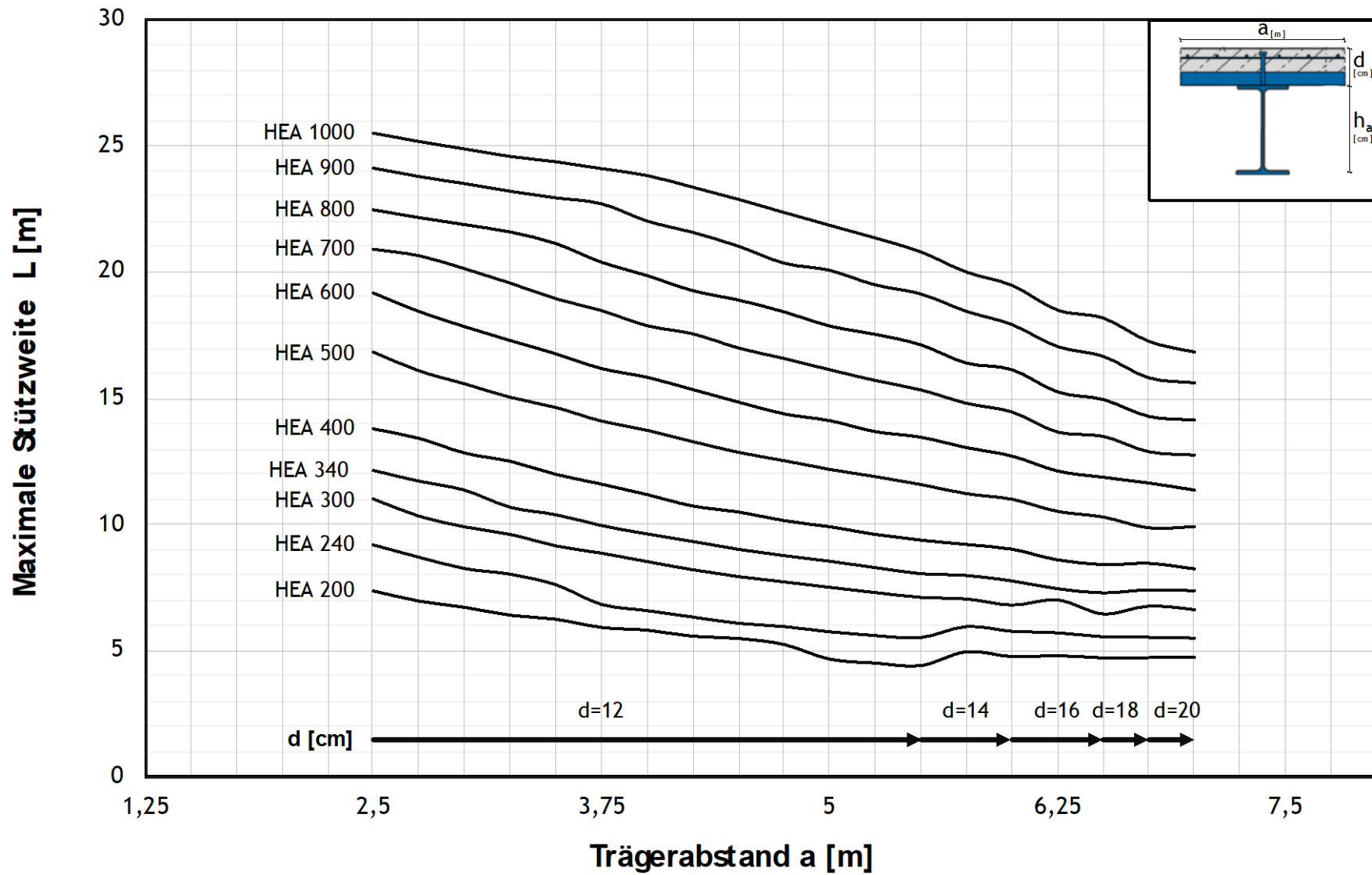


Abbildung 7.3.6.8 Bemessungshilfe: [HEA – S235 – C25/30] Maximale Stützweiten für Verbundträger unter Berücksichtigung einer Verkehrslast von 5 kN/m²

Copyright-Klausel mit Haftungsausschluss

© Copyright - Klausel

Bei der Zusammenstellung von Texten und Abbildungen wurde mit größter Sorgfalt vorgegangen. Trotzdem können Fehler nicht vollständig ausgeschlossen werden. Die Autoren, der Verlag und der Hersteller können für fehlerhafte Angaben und deren Folgen keine Haftung übernehmen. Rechtsansprüche aus der Benutzung der vermittelten Daten sind daher ausgeschlossen. Für alle Hinweise und Verbesserungsvorschläge sind Herausgeber und Verlag stets dankbar. Alle Rechte vorbehalten, auch die der fotomechanischen Wiedergabe und der Speicherung von elektronischen Medien.

Das Werk ist urheberrechtlich geschützt. Die dadurch begründeten Rechte, besonders die der Übersetzung, des Nachdrucks, der Bildentnahme, der Funksendung, der Wiedergabe auf photomechanischem oder ähnlichem Weg und der Nachspeicherung und Auswertung von Datenverarbeitungsunterlagen, bleiben auch bei Verwendung von Teilen des Werkes, der Verlag vorbehalten. Rechtsansprüche aus der Benutzung der vermittelten Daten sind ausgeschlossen. Bei gewerblichen Zwecken dienender Vervielfältigung ist an den Verlag gemäß § 54 UrhG eine Vergütung zu zahlen, deren Höhe mit dem Verlag zu vereinbaren ist.

Herausgeber:

bauforumstahl e. V., Düsseldorf

Aufgestellt:

Bauforumstahl e.V., Düsseldorf

Vertrieb:

Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Düsseldorf