Beispiel 1: Vollplatte, einachsig gespannt

Inhalt

		Seite
	Aufgabenstellung	1-2
1	System, Bauteilmaße, Betondeckung	1-2
1.1	System	1-2
1.2	Effektive Stützweiten	1-2
1.3	Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung	1-3
1.4	Bestimmung der Deckendicke aus der Begrenzung der Verformungen	1-3
2	Einwirkungen	1-5
2.1	Charakteristische Werte	1-5
2.2	Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit	1-5
3	Schnittgrößenermittlung	1-5
3.1	Grenzzustände der Tragfähigkeit	1-5
3.2	Schnittgrößenumlagerung über dem Zwischenauflager	1-6
4	Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit	1-7
4.1	Bemessungswerte der Baustoffe	1-7
4.2	Bemessung für Biegung	1-7
4.2.1	Bemessung über dem Zwischenauflager	1-7
4.2.2	Bemessung in den Feldern	1-8
4.3	Bemessung für Querkraft	1-9
4.4	Brandschutztechnischer Nachweis	1-10
5	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit	1-11
5.1	Begrenzung der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen	1-11
5.2	Grenzzustände der Rissbildung	1-11
5.3	Begrenzung der Verformungen	1-11
6	Bewehrungsführung, bauliche Durchbildung	1-11
6.1	Grundwert der Verankerungslänge	1-11
6.2	Verankerung am Endauflager	1-12
6.3	Verankerung am Zwischenauflager	1-12
6.4	Verankerung außerhalb der Auflager	1-13
6.5	Stöße der Querbewehrung	1-14
6.6	Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens	1-14
6.7	Einspannbewehrung am Endauflager	1-14
7	Darstellung der Bewehrung	1-15

COPYRIGHTED MATERIAL

Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2. Band 1: Hochbau. 2. Auflage.
Herausgegeben von Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.
© 2021 Ernst & Sohn GmbH & Co.KG. Published 2021 by Ernst & Sohn GmbH & Co.KG.

Beispiel 1: Vollplatte, einachsig gespannt

Aufgabenstellung

Zu bemessen ist eine Stahlbetondecke im Inneren eines Versammlungsgebäudes mit leichten Trennwänden.
Die Deckenplatte ist einachsig gespannt und läuft über zwei Felder durch.
Es wird eine frei drehbare Lagerung auf den Mauerwerkswänden angenommen.
Die Decke ist keine horizontal aussteifende Scheibe.

EC2-1-1, NA.1.5.2.5: üblicher Hochbau

Umgebungsbedingungen: trockener Innenraum.

EC2-1-1, 5.3.2.2: (2)

Vorwiegend ruhende Einwirkung.

EC2-1-1, NA.1.5.2.20: Platte mit $b / h \geq 5$

Brandschutztechnische Anforderung: REI 90 (feuerbeständig)

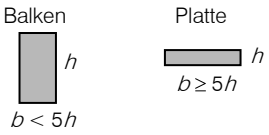
EC2-1-1, NA.1.5.2.6: vorwiegend ruhende Einwirkung

raumabschließende Geschossdecke
Gebäudeklasse 5 nach MBO [2]

Baustoffe:

- Beton: C20/25
- Betonstabstahl: B500B (hochduktil)
- Betonstahlmatten: B500A (normalduktil)

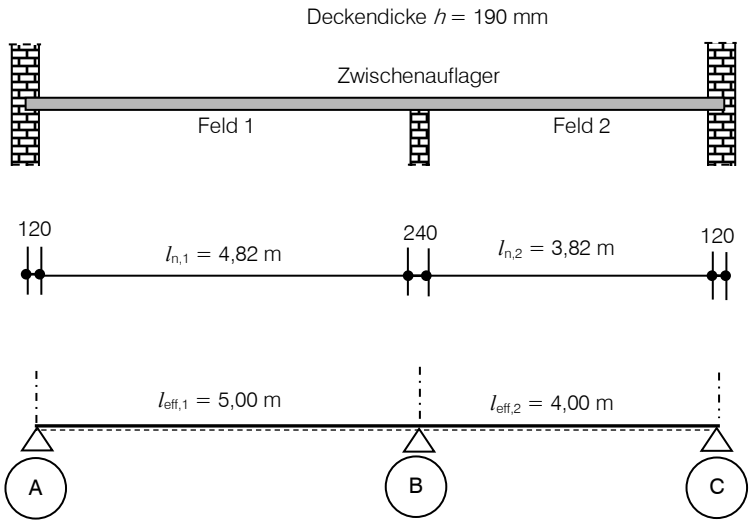
EC2-1-1, 3.1: Beton
EC2-1-1, 3.2: Betonstahl (nach DIN 488)



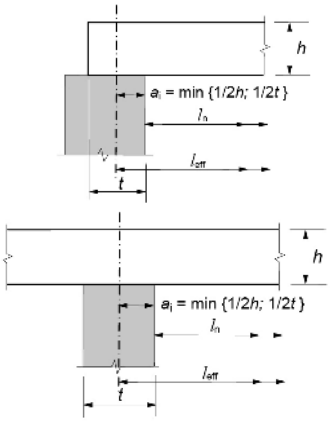
1 System, Bauteilmaße, Betondeckung

1.1 System

Längsschnitt



EC2-1-1, 5.3.2.2: (1) und Bild 5.4
l_n lichter Abstand zwischen den Auflagervorderkanten
l_{eff} effektive Stützweite



Statisches System der Deckenplatte

1.2 Effektive Stützweiten

EC2-1-1, 5.3.2.2: (1) und Bild 5.4
Endauflager: $t / 2$
Zwischenauflager: $t / 2$ (gewählt)

$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$

$l_{eff,1} = 4{,}82 + 0{,}12 / 2 + 0{,}24 / 2 = 5{,}00$ m

$l_{eff,2} = 3{,}82 + 0{,}12 / 2 + 0{,}24 / 2 = 4{,}00$ m

Hinweis: Der Nachweis der Mauerwerkspressung ist nach EC6 [E19]-[E21] zu führen, nicht in diesem Beispiel.

1.3 Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung

EC2-1-1, 4: Dauerhaftigkeit und Betondeckung

Expositionsklasse für Bewehrungskorrosion
infolge Karbonatisierung: → XC1
Mindestfestigkeitsklasse Beton → C16/20

EC2-1-1, Tab. 4.1: Expositionsklassen
XC1 trocken (Bauteile in Innenräumen mit normaler Luftfeuchte)

Feuchtigkeitsklasse AKR: → WO

EC2-1-1, Anhang E, Tab. E.1.DE: Mindestbetondruckfestigkeit
(NCI) WO – ohne Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäurereaktion AKR (Innenbauteile des üblichen Hochbaus)

Gewählt: C20/25 XC1, WO

Die Expositions- und Feuchtigkeitsklasse ist anzugeben (wichtig für die Betontechnologie nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2).

Betondeckung
wegen Expositionsklasse XC1:

EC2-1-1, (NDP) 4.4.1.2: (5) Tab. 4.4DE: Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$
EC2-1-1, (NDP) 4.4.1.3: (1)P Vorhaltemaß Δc_{dev}
EC2-1-1, 4.4.1.1: (2) Gl. (4.1) Nennmaß c_{nom}
EC2-1-1, (NCI) 4.4.1.1: (2)P Verlegemaß

→ Mindestbetondeckung	$c_{min,dur}$	= 10 mm
+ Vorhaltemaß	Δc_{dev}	= 10 mm
= Nennmaß der Betondeckung	c_{nom}	= 20 mm

Hinweis: Verlegemaß mit Blick auf die Unterstützung der oberen Bewehrung (siehe 4.2.1) und Feuerwiderstand gemäß EC2-1-2 größer gewählt → Achsmaß der Bewehrung ϕ10:
a = 25 + 10 / 2 = 30 mm (siehe 4.4)

Gewählt: Verlegemaß c_v = 25 mm für die 1. Bewehrungslagen

Sicherstellung des Verbundes:
$c_{min,b}$ = 10 mm darf nicht geringer sein als der Stabdurchmesser ϕ
dies ist bei der Bewehrungswahl zu beachten!
→ max ϕ10 mm einhalten oder $c_{min,b}$ vergrößern!

EC2-1-1, 4.4.1.2: (3) Tab. 4.2 Verbundbedingung

1.4 Bestimmung der Deckendicke aus der Begrenzung der Verformungen

Die Bauteildicke kann außerdem durch Brandschutz-, Schallschutz- oder konstruktive Forderungen bestimmt werden.

Die Begrenzung der Verformungen darf ohne direkte Berechnung durch Einhaltung einer Biegeschlankheit l / d vorgenommen werden.

EC2-1-1, 7.4.2

Eingangswerte für den zulässigen Grenzwert sind die Betonfestigkeit f_{ck} und der erforderliche Längsbewehrungsgrad ρ. Wenn die Deckendicke im Entwurf vor der Bemessung festgelegt werden soll, ist zunächst eine Annahme für den Längsbewehrungsgrad zu treffen, da die erforderliche Bewehrung erst aus der Bemessung im GZT feststeht.

EC2-1-1, 7.4.2: (2), Gl. (7.16)
mit ρ = erf a_s / ($d \cdot b$)

Im Prinzip ist eine iterative Abstimmung zwischen Nutzhöhe und erforderlicher Längsbewehrung erforderlich, wenn die maximal zulässige Biegeschlankheit ermittelt werden soll.

Ein möglicher Schätzwert ist der Referenzbewehrungsgrad
$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{20} = 0{,}0045 = 0{,}45$ %,
der den Bereich von gering bis mittel belasteten ($\rho \le \rho_0$) von höher belasteten ($\rho > \rho_0$) Bauteilen abgrenzt.

→ hier für C20/25
EC2-1-1, 7.4.2: (2)
Gl. (7.16a) für $\rho \le \rho_0$
Gl. (7.16b) für $\rho > \rho_0$, ggf. mit erforderlicher Druckbewehrung

Deckenplatten im üblichen Hochbau mit typischen Spannweiten weisen in der Regel kleinere erforderliche Längsbewehrungsgrade als ρ_0 auf.

Ein weiterer möglicher Schätzwert ist der Grenzbewehrungsgrad ρ_{lim}, der gerade den oberen Grenzwert l / $d \le K \cdot 35$ ergibt. Dieser Grenzbewehrungsgrad ergibt sich für C20/25 zu ρ_{lim} = 0,24 % (siehe Grafik S. 1-4).

EC2-1-1, (NCI) 7.4.2: (2)
Die Biegeschlankheiten nach Gleichung (7.16) sollten jedoch allgemein auf die Maximalwerte l / $d \le K \cdot 35$ und bei Bauteilen, die verformungsempfindliche Ausbauelemente beeinträchtigen können, auf l / $d \le K^2 \cdot 150$ / l begrenzt werden.

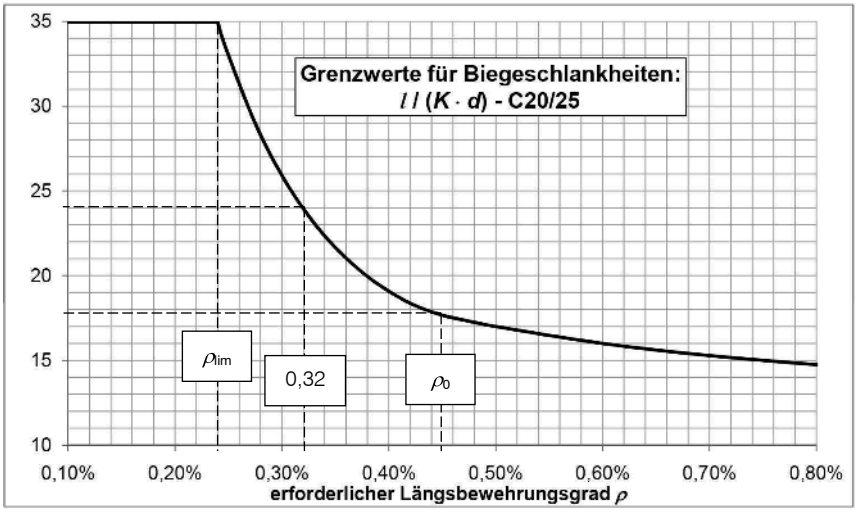
Stellt sich bei der Überprüfung der erforderlichen Biegebewehrung im GZT heraus, dass dieser Schätzwert unterschritten wird, ist der Verformungsnachweis mit dem oberen Grenzwert der Biegeschlankheit l / d erbracht. Anderenfalls sind die Deckendicke zu vergrößern und der Nachweis zu wiederholen.

EC2-1-1, 7.4.2: (2), Tab. 7.4N
K = 1,3 für Endfeld Durchlaufträger

Im Folgenden wird die Gleichung (7.16a) für $\rho \le \rho_0$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\,\frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2} \right]$$

grafisch ausgewertet.



EC2-1-1, 7.4.2: (2) Gl. (7.16a)

Verformungsgrenzwerte EC2-1-1, 7.4.1:

(4) Das Erscheinungsbild und die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks können beeinträchtigt werden, wenn der berechnete Durchhang … einer Platte … unter quasi-ständiger Einwirkungskombination 1/250 der Stützweite überschreitet. …

(5) Verformungen, die angrenzende Bauteile des Tragwerks beschädigen könnten, sind in der Regel zu begrenzen. Für die Durchbiegung unter quasi-ständiger Einwirkungskombination nach Einbau dieser Bauteile darf als Richtwert für die Begrenzung 1/500 der Stützweite angenommen werden….

(6) Der Grenzzustand der Verformung darf nachgewiesen werden durch:
- Begrenzung der Biegeschlankheit…

Da die Decke mit einer relativ hohen Nutzlast von $q_k = 5{,}0$ kN/m² belastet werden soll (siehe 2.1), wird hier zunächst ein Bewehrungsgrad $> \rho_{lim}$ von $\rho = 0{,}32$ % angenommen (bzw. geschätzt).

Diese Annahme wird nach der Biegebemessung im GZT überprüft.

$$\frac{l}{1{,}3 \cdot d} = \left[11 + 1{,}5\sqrt{20}\,\frac{0{,}45}{0{,}32} + 3{,}2\sqrt{20}\left(\frac{0{,}45}{0{,}32} - 1\right)^{3/2} \right] = 24{,}1 < 35$$

EC2-1-1, 7.4.2: (2), Gl. (7.16a)
obere Grenzwerte:
$l / d \le K \cdot 35$ bzw. $l / d \le K^2 \cdot 150 / l$
→ $l / (d \cdot K) \le 35$ bzw.
→ $l / (d \cdot K) \le K \cdot 150 / l = 1{,}3 \cdot 150 / 5{,}0 = 39$

$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{20} = 0{,}0045$ für C20/25

EC2-1-1, 7.4.2: (2), Tab. 7.4N
$K = 1{,}3$ für Endfeld Durchlaufträger

Feld 1 mit $l_{eff,1} = 5{,}0$ m

Hinweis: Mindestbauteildicke für Feuerwiderstand gemäß EC2-1-2 zusätzlich beachten (siehe 4.4).

erf d $\ge l / (1{,}3 \cdot 24{,}1)$
$= 5000 / 31{,}3 = 160$ mm

erf h $\ge$ erf $d + \phi / 2 + c_V$
$= 160 + 10 / 2 + 25$
$= 190$ mm

gewählt: **$h = 190$ mm**
$=$ erf $h = 190$ mm (bei erf $\rho \le 0{,}32$ %)
$>$ min $h = 70$ mm

EC2-1-1, 9.3.1.1: (NA.5) min h

Aus der Biegebemessung nach 4.2.2 ergibt sich ein erforderlicher Bewehrungsgrad im Feld 1:

Im Feld 2 mit geringerer Spannweite und geringerem Längsbewehrungsgrad liegen günstigere Verhältnisse vor.

$\rho_1 = 5{,}16$ cm² / 16,0 $= 0{,}323$ %
$\approx 0{,}32$ % wie angenommen

$\rho =$ erf $a_s / (d \cdot b)$ mit $b = 100$ cm → [%]

Der vereinfachte Nachweis der Begrenzung der Durchbiegung nach EC2-1-1 gilt damit als erbracht.

Beispiel Nachweis der Biegeschlankheit nach der Bemessung im GZT:
EC2-1-1, 7.4.2: (2)
Gl. (7.16a) → zul $l / d = 1{,}3 \cdot 24{,}1 = 31{,}3$
vorh $l / d = 5000 / 160 = 31{,}2 <$ zul l / d

Wenn die Biegebewehrung z. B. größer als erforderlich gewählt wurde oder die Stahlspannung unter maßgebender Einwirkungskombination im GZG weniger als 310 N/mm² beträgt, darf die zulässige Biegeschlankheit mit einem Faktor $310 / \sigma_s$ nach Gl. (7.17) angepasst werden. Darauf kann hier verzichtet werden.

2 Einwirkungen

2.1 Charakteristische Werte

Erläuterungen zu Einwirkungen siehe auch Betonkalender 2020 [30]

Bezeichnung der Einwirkungen	Wert
Ständig (Eigenlasten):	
• 190 mm Stahlbetonvollplatte: 0,19 m · 25 kN/m³	4,75 kN/m²
• 50 mm Trittschalldämmung: 5 cm · 0,01 kN/m²	0,05 kN/m²
• 60 mm Zementestrich: 0,06 m · 22 kN/m³	1,32 kN/m²
• 15 mm Kunststofffußboden: 1,5 cm · 0,15 kN/m²	0,23 kN/m²
Summe *G:*	g_k = **6,35 kN/m²**
Veränderlich (Nutzlast)	
• Versammlungsräume	$q_{k,1}$ = 4,00 kN/m²
• Trennwandzuschlag	Δq_k = 1,00 kN/m²
Summe *Q:*	q_k = **5,00 kN/m²**

Index k = charakteristisch

EC1-1-1, Anhang A, Tab. A.1: Stahlbeton
EC1-1-1, Tab. NA.A.8: Platten, Matten, Bahnen
EC1-1-1, Tab. NA.A.6: Fußboden und Wandbeläge

EC1-1-1, (NDP) 6.3.1.1, Tab. 6.1DE, Kat. C2: Versammlungsräume q_k = 4,0 kN/m² + gew. Trennwandzuschlag Δq_k = 1,0 kN/m²
EC1-1-1, (NCI) 6.3.1.2: (8) Für leichte Trennwände mit Eigenlasten von ≤ 3,0 kN/m (inkl. Putz) ist ein Zuschlag $\Delta q_k \geq$ 0,8 kN/m² anzusetzen.

2.2 Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Repräsentative Werte für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit werden für diese Deckenplatte nicht ermittelt, da der Rissbreitennachweis entfallen darf ($h \leq$ 200 mm und XC1, siehe 5.2) und die Verformungen indirekt nachgewiesen werden (siehe 1.4).

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

Einwirkungen:	günstig	ungünstig
• ständige	γ_G = 1,0	γ_G = 1,35
• veränderliche	γ_Q = 0	γ_Q = 1,50

EC0, A.1.3.1 (4), Tab. NA.A.1.2 (B): Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen ungünstig bzw. günstig

$g_d = \gamma_G \cdot g_k = 1{,}35 \cdot 6{,}35 =$ 8,60 kN/m²
$q_d = \gamma_Q \cdot q_k = 1{,}50 \cdot 5{,}00 =$ 7,50 kN/m²
$e_d =$ **16,1 kN/m²**

Index d = design (Bemessung)
günstig bzw. ungünstig bezeichnet die Auswirkungen der Einwirkungen auf die Schnittgrößen und die Bemessungsergebnisse.

3 Schnittgrößenermittlung

3.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Schnittgrößen: (kNm/m und kN/m)

	Lastfall	$m_{Ed,B}$	$m_{Ed,F1}$	$m_{Ed,F2}$	$v_{Ed,A}$	$v_{Ed,Bli}$	$v_{Ed,Bre}$	$v_{Ed,C}$
1	$g_d + q_{d,1}$ in Feld 1+2	–42,26	31,40	14,53	31,80	–48,70	42,76	–21,64
2	g_d + $q_{d,1}$ in Feld 1	–35,60	34,09	4,03	33,13	–47,37	26,10	–8,30
3	g_d + $q_{d,1}$ in Feld 2	–29,24	14,24	19,23	15,65	–27,35	39,51	–24,89

EC2-1-1, 5.4 Linear-elastische Berechnung (NA.5) Für Durchlaufträger: bis C50/60 sollte die bezogene Druckzonenhöhe $x_d / d \leq$ 0,45 eingehalten werden (mit N_{Ed} = 0 zu erwarten, Überprüfung bei der Biegebemessung).
$l_{eff,1} / l_{eff,2}$ = 5,0 / 4,0 = 1,25 < 2,0

3.2 Schnittgrößenumlagerung über dem Zwischenauflager

EC2-1-1, 5.5: Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung im GZT

Gewählt: $\delta = 0{,}85$ → d. h. 15 % des Stützmomentes werden umgelagert.

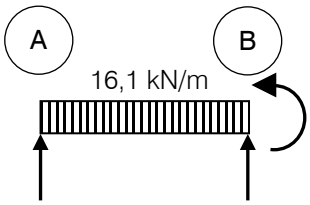
→ maximal 15 %ige Umlagerung erlaubt auch Verzicht auf Spannungsnachweise nach EC2-1-1, 7.1 (NA.3) und Anwendung der Tabelle 5.8 nach EC2-1-2 (Brandfall, siehe 4.4).

Wird bei Bemessung überprüft!

$m_{Ed,B}' = m_{Ed,B} \cdot \delta = -42{,}26 \cdot 0{,}85 \quad = -35{,}9$ kNm/m

EC2-1-1, 5.5: (4) Durchlaufträger bis C50/60 mit $l_{eff,1} / l_{eff,2} = 5$ m / 4 m $< 2{,}0$ und normalduktilen Betonstahlmatten B500A:
Gl. (5.10a): $\delta \geq 0{,}64 + 0{,}8 x_u / d' \geq 0{,}85$
δ = Verhältnis des umgelagerten zum Ausgangsmoment

Sicherstellung des Gleichgewichts in Feld 1:



Die Momente der Lastfälle 2+3 mit $q_{d,1}$ in den Einzelfeldern werden hier nicht umgelagert, da $M_{Ed,B}$ des Volllastfalles größer ist als $M_{Ed,B}$ der Einzellastfälle.

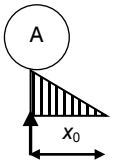
EC2-1-1, 5.5: (3) Schnittgrößen und Lasten müssen auch nach der Umlagerung im Gleichgewicht stehen.

$v_{Ed,A}' = (16{,}1 \cdot 5{,}00^2 / 2 - 35{,}9) / 5{,}00 \quad = 33{,}1$ kN/m

$v_{Ed,Bli}' = (-16{,}1 \cdot 5{,}00^2 / 2 - 35{,}9) / 5{,}00 \quad = \mathbf{-47{,}4}$ kN/m

Bemessungswert der Querkraft

max m_F an Querkraftnullstelle:
$x_0 = v_{Ed,A}' / (g+q)$
$m_F(x) = v_{Ed,A}' \cdot x - (g+q) \cdot x^2 / 2$
max $m_F(x_0) = 0{,}5 \cdot v_{Ed,A}'^2 / (g+q)$



$m_{Ed,F1}' = 0{,}5 \cdot 33{,}1^2 / 16{,}1 \quad = 34{,}0$ kNm/m

$< \mathbf{34{,}1}$ kNm/m
$= m_{Ed,F1}$
LF2: $q_{d,1}$ nur im Feld 1

(siehe 3.1: Schnittgrößen)
Bemessungswert Feldmoment aus LF2

Sicherstellung des Gleichgewichts in Feld 2:

$v_{Ed,C}' = (-16{,}1 \cdot 4{,}00^2 / 2 + 35{,}9) / 4{,}00 \quad = -23{,}2$ kNm/m

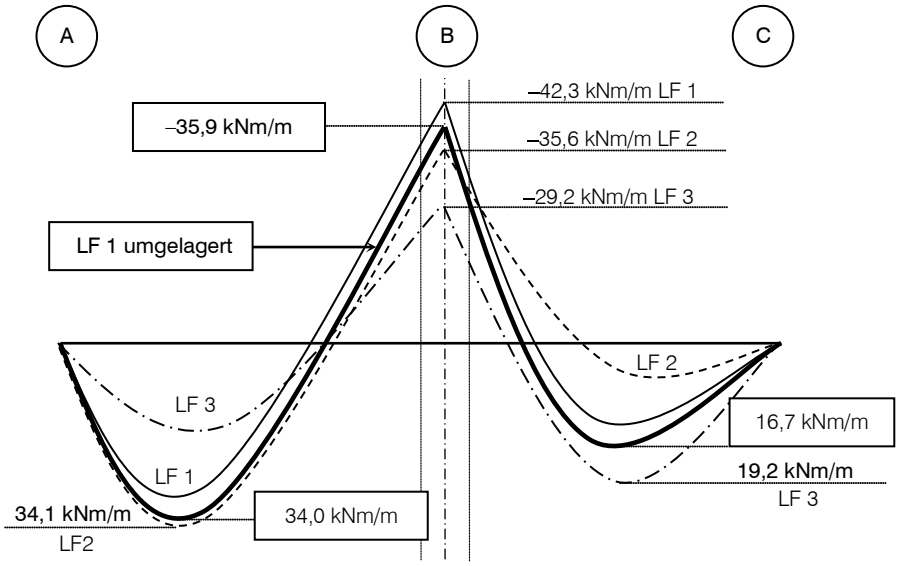
$v_{Ed,Bre}' = (16{,}1 \cdot 4{,}00^2 / 2 + 35{,}9) / 4{,}00 \quad = 41{,}2$ kNm/m

$m_{Ed,F2}' = 0{,}5 \cdot 23{,}2^2 / 16{,}1 \quad = 16{,}7$ kNm/m

$< \mathbf{19{,}2}$ kNm/m
$= m_{Ed,F2}$
LF3: $q_{d,1}$ nur im Feld 2

(siehe 3.1: Schnittgrößen)
Bemessungswert Feldmoment aus LF3

Momentengrenzlinien im Grenzzustand der Tragfähigkeit



Darstellung nicht maßstäblich.

Hinweis: In der Regel werden Stützmomente in den Feldbereich umgelagert. Nur für diesen Fall gelten die Grenzwerte des EC2-1-1. Grundsätzlich sind aber auch Umlagerungen vom Feld zur Stütze zulässig, jedoch ergeben sich in diesen Fällen wie bei Überschreitung des zulässigen Stützweitenverhältnisses auf Grund der ungünstigeren Form der Momentenlinie wesentlich größere erforderliche Rotationsbereiche, so dass dann die Rotationskapazität nach Abschnitt 8.4.2 generell nachzuweisen ist [600-1].

In diesem Beispiel könnten so auch die Stützmomente im LF 2 und LF 3 angehoben werden (unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen). Dies wäre hier für Feld 1 (LF 2) nur geringfügig, jedoch für Feld 2 (LF 3) in größerem Umfang möglich.

4 Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

4.1 Bemessungswerte der Baustoffe

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

- Beton $\gamma_C = 1{,}50$
- Betonstahl $\gamma_S = 1{,}15$

EC2-1-1, (NDP) 2.4.2.4: (1), Tab. 2.1DE: Teilsicherheitsbeiwerte für die Bestimmung des Tragwiderstands – ständige und vorübergehende Bemessungssituation (Normalfall)

Beton	C20/25:	$f_{ck} = 20$ N/mm²
		$f_{cd} = 0{,}85 \cdot 20 / 1{,}50$
		$= \mathbf{11{,}3}$ **N/mm²**
Betonstahlmatten	B500A	
und Betonstabstahl	B500B:	$f_{yk} = 500$ N/mm²
		$f_{yd} = 500 / 1{,}15$
		$= \mathbf{435}$ **N/mm²**

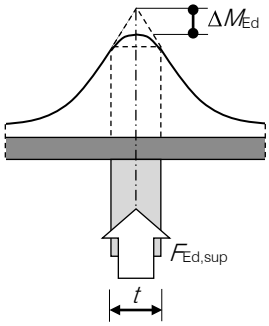
EC2-1-1, Tab. 3.1: Festigkeits- und Formänderungskennwerte für Beton
EC2-1-1, 3.1.6: (1)P, Gl. (3.15)
Abminderung mit $\alpha_{cc} = 0{,}85$ berücksichtigt Langzeitauswirkungen

EC2-1-1, 3.2.2: (3)P (bzw. DIN 488)
Eigenschaften der Betonstähle
EC2-1-1, 3.2.7: (2), Bild 3.8

4.2 Bemessung für Biegung

4.2.1 Bemessung über dem Zwischenauflager

Ausrundung des Stützmomentes:



EC2-1-1, 5.3.2.2: (4) Ausrundung des Stützmomentes unabhängig vom Rechenverfahren zulässig (also auch nach Momentenumlagerung).

Zulässige Reduktion:

$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} \cdot t / 8$
$= (47{,}4 + 41{,}2) \cdot 0{,}24 / 8$
$= 2{,}66$ kNm/m

EC2-1-1, 5.3.2.2: Gl. (5.9)
$F_{Ed,sup}$ = Bemessungswert Auflagerreaktion nach Umlagerung siehe 3.3: $-v_{Ed}{}',_{Bli} + v_{Ed}{}',_{Bre}$
t = Auflagertiefe

Bemessungsmoment:

$m_{Ed,B,red} = -35{,}9 + 2{,}66$
$= \mathbf{-33{,}2}$ **kNm/m**

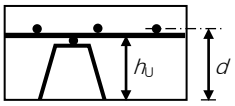
EC2-1-1, 5.3.2.2: (3)
Eine Bemessung für das Moment am Auflagerrand wäre nur bei monolithischer Verbindung von Platte und Auflager zulässig.

Nutzhöhe über dem Zwischenauflager:

$d = h - c_v - 0{,}5 \cdot \phi = 190 - 25 - 5 = 160$ mm

Unterstützung für die obere Bewehrung:
→ **DBV/EC2 – 150 – S – L** [DBV3] (d. h. nach DBV-Merkblatt „Unterstützungen nach Eurocode 2", Unterstützungshöhe 150 mm, auf der Schalung stehend, Linienförmig)
→ unterstützte Listenmatte mit $\phi 10 + \phi 7$:
$h_U = 150$ mm (10 mm-Abstufung beachten)
$c_{v,o} = 190 - 150 - 10 - 7 = 23$ mm ≈ 25 mm
> 20 mm $= c_{nom}$ (XC1)

Bemessungsquerschnitt:



$\mathbf{b / h / d = 1{,}00 / 0{,}19 / 0{,}16}$ **m**

Bemessung mit dimensionslosen Beiwerten (je lfdm):

$\mu_{Eds} = |m_{Ed,B,red}| / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 33{,}2 \cdot 10^{-3} / (1{,}0 \cdot 0{,}16^2 \cdot 11{,}3) = 0{,}115$

Die in dieser Beispielsammlung genutzten Bemessungshilfsmittel basieren auf der ansteigenden Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls nach EC2-1-1, 3.2.7, Bild 3.8.

Anhang A4: Werte für $\mu_{Eds} = 0{,}12$ abgelesen:

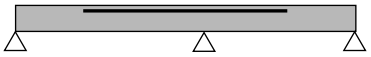
ω	ξ	ζ	σ_{sd}
0,1285	0,159	0,934	450,4 N/mm²

Anhang A4:
Bemessungstabelle bis C50/60
Rechteckquerschnitt ohne Druckbewehrung
Biegung mit Längskraft
bezogene Werte:
ω = mechanischer Bewehrungsgrad
ξ = Druckzonenhöhe x / d
ζ = innerer Hebelarm z / d

erf a_s $= \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / \sigma_{sd}$
$= 0{,}1285 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 11{,}3 / 450{,}4$
$= \mathbf{5{,}16}$ **cm²/m**

Gewählt:
Betonstahllistenmatte B500A
(alternativ: Betonstabstahl B500B)
längs ϕ **10 / 150** = **5,24 cm²/m** > 5,16 cm²/m = erf $a_{s,l}$
quer ϕ **7 / 250** = 1,54 cm²/m > 0,20 · erf $a_{s,l}$

Zwischenauflager



EC2-1-1, 9.3.1.1: Biegebewehrung
(2) einachsig gespannte Platten
Querbewehrung i. d. R. mindestens 20 % der Zugbewehrung

$\phi = 10$ mm ≤ c_{min}
Sicherung des Verbundes siehe 1.2
DIN 488-4 [R4], 6.3.2.4.1: Einzelstabbetonstahlmatte →bei $\phi > 8{,}5$ mm: $\phi_{min} \geq 0{,}7\phi_{max}$

EC2-1-1, (NDP) 9.3.1.1: (3) Größtabstand $s_{max,slabs}$ der Bewehrung beachten!
hier: längs / quer $s \leq 190$ / 250 mm (interpoliert)

Überprüfung des Umlagerungsbeiwertes δ:

min δ $= 0{,}64 + 0{,}8 \cdot x_u / d$
$= 0{,}64 + 0{,}8 \cdot 0{,}159 =$ **0,77 < vorh** $\delta = 0{,}85$

EC2-1-1, 5.5: (4) Gl. (5.10a):
Linear-elastische Berechnung mit Umlagerung

→ Die Momentenumlagerung von 15 % ist zulässig!

$x_u / d = \xi = 0{,}159 < 0{,}45$

4.2.2 Bemessung in den Feldern

Bemessungsquerschnitt: $b / h / d =$ **1,00 / 0,19 / 0,16 m**

$d = h - c_v - \phi / 2$
$= 190 - 25 - 10 / 2 = 160$ mm

Bemessung mit dimensionslosen Beiwerten (je lfdm):

Feld 1	Feld 2
$\mu_{Eds} = m_{Ed,F1} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$ $= 34{,}1 \cdot 10^{-3} / (1{,}0 \cdot 0{,}16^2 \cdot 11{,}3)$ $= 0{,}118 \approx 0{,}12$	$\mu_{Eds} = m_{Ed,F2} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$ $= 19{,}2 \cdot 10^{-3} / (1{,}0 \cdot 0{,}16^2 \cdot 11{,}3)$ $= 0{,}066 \approx 0{,}07$
A4 abgelesen für $\mu_{Eds} = 0{,}12$:	A4 abgelesen für $\mu_{Eds} = 0{,}07$:
$\omega = 0{,}1285$ $\xi = 0{,}159$ $\sigma_{sd} = 450{,}4$ N/mm²	$\omega = 0{,}073$ $\xi = 0{,}097$ $\sigma_{sd} = 456{,}5$ N/mm²
erf $a_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / \sigma_{sd}$ $= 0{,}1285 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 11{,}3 / 450{,}4$ $=$ **5,16 cm²/m**	erf $a_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / \sigma_{sd}$ $= 0{,}073 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 11{,}3 / 456{,}5$ $=$ **2,89 cm²/m**

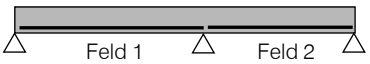
Anhang A4:
Bemessungstabelle bis C50/60
Rechteckquerschnitt ohne Druckbewehrung
Biegung mit Längskraft

Gewählt:	**Gewählt:**
Betonstahllistenmatte B500A = **150 · 10,0** / **250 · 7,0** = **5,24 cm²/m** / 1,54 cm²/m > 5,16 cm²/m = erf $a_{s,l}$	Betonstahl-Lagermatte **R335A** = **150 · 8,0** / **250 · 6,0** = **3,35 cm²/m** / 1,13 cm²/m > 2,89 cm²/m = erf $a_{s,l}$

Alternativ:
Betonstabstahl B500B mit identischen Abmessungen
bzw. ϕ 6 / 250 mm Querbewehrung

Lagermatten sind Betonstahlmatten mit bestimmten Mattenabmessungen, die im Lieferprogramm des Fachverbandes Betonstahlmatten e. V. enthalten sind, allgemein angeboten werden und über Händler zu beziehen sind (siehe Anhang A3).

Listenmatten sind Betonstahlmatten, deren Mattenumriss (Länge, Breite) und Mattenaufbau (Stababstände, -durchmesser, -längen) vom Konstrukteur bzw. Besteller entsprechend den bauteilbezogenen Anforderungen und den Möglichkeiten des Herstellers gewählt werden können (DIN 488-4 [R4] beachten).



EC2-1-1, (NDP) 9.3.1.1: (3) Größtabstand $s_{max,slabs}$ der Bewehrung beachten!
hier: längs / quer $s \leq 190$ / 250 mm (interpoliert)

EC2-1-1, 9.3.1.1: Biegebewehrung
(2) einachsig gespannte Platten
Querbewehrung i. d. R. mindestens 20 % der Zugbewehrung

DIN 488-4 [R4], 6.3.2.4.1: Einzelstabbetonstahlmatte →bei $\phi > 8{,}5$ mm: $\phi_{min} \geq 0{,}7\phi_{max}$

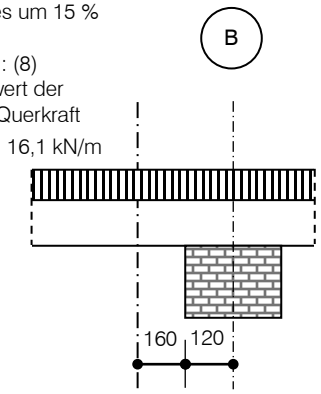
4.3 Bemessung für Querkraft

EC2-1-1, 6.2: Querkraft

Der Nachweis wird für die extremale Querkraft am Auflager B links geführt.

siehe 3.3, nach Umlagerung des Stützmomentes um 15 %

$$|v_{Ed}'_{,Bli}| = 47{,}4 \text{ kN/m}$$



Der Ermittlung der Querkraftbewehrung darf bei gleichmäßig verteilter Belastung und direkter Auflagerung die Querkraft im Abstand d vom Auflagerrand zugrunde gelegt werden.

EC2-1-1, 6.2.1: (8) Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

$$v_{Ed,red} = 47{,}4 - (0{,}12 + 0{,}16) \cdot 16{,}1 = \mathbf{42{,}9 \text{ kN/m}}$$

Aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,c}$ bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung:

$$v_{Rd,c} = [(0{,}15 / \gamma_C) \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0{,}12\sigma_{cp}] \cdot d$$

EC2-1-1, 6.2.2: (1) Gl. (6.2a) auf 1 m Plattenbreite bezogen

Dabei darf jedoch ein Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,c,min}$ biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung (6.2b) und (6.3aDE) für $d \leq 600$ mm angesetzt werden.

Die Mindestquerkrafttragfähigkeit nach den Gln. (6.2b) und (6.3aDE) wird bei gering längsbewehrten Bauteilen (ca. $\rho_l < 0{,}5$ % bis 0,8 %) größer als die Querkrafttragfähigkeit nach Gl. (6.2a).

$$v_{Rd,c,min} = \left[\frac{0{,}0525}{\gamma_C} \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} + 0{,}12\sigma_{cp}\right] \cdot d$$

EC2-1-1, 6.2.2: (1) Gl. (6.2b) mit Gl. (6.3aDE) auf 1 m bezogen, Mindestquerkrafttragfähigkeit

$f_{ck} = 20$ N/mm²

C20/25

$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2{,}0$

wegen $d = 160$ mm < 200 mm: $k = 2{,}0$

EC2-1-1, 6.2.2: (1)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0$

$N_{Ed} = 0$ Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkung oder infolge wirksamer Vorspannung (Druck positiv)

$$v_{Rd,c,min} = \left[\frac{0{,}0525}{1{,}5} \cdot \sqrt{2{,}0^3 \cdot 20}\right] \cdot 0{,}16 \cdot 10^3 = 70{,}8 \text{ kN/m}$$

$100\rho_l = a_{sl} / d = 5{,}24 / 16 = 0{,}33\ \% \leq 2\ \%$

EC2-1-1, Bild 6.3: A_{sl} = Fläche der Zugbewehrung, die mindestens um das Maß ($l_{bd} + d$) über den betrachteten Querschnitt hinausgeführt und dort wirksam verankert wird. Hier: $a_{sl} = 5{,}24$ cm²/m siehe 4.2.1 – Bei Zwischenauflagern ist für diesen Nachweis die obere Bewehrung maßgebend!

$v_{Rd,c} = (0{,}15 / 1{,}5) \cdot 2{,}0 \cdot (0{,}33 \cdot 20)^{1/3} \cdot 0{,}16 \cdot 10^3$
$= 60{,}0$ kN/m $< v_{Rd,c,min}$

$v_{Ed,red} = 42{,}9$ kN/m $< v_{Rd,c,min} = 70{,}8$ kN/m

EC2-1-1, (NCI) 9.3.2: (2) Bei Platten ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ($v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$) mit einem Verhältnis $b / h > 5$ ist keine Mindestbewehrung für Querkraft erforderlich.

→ Keine Querkraftbewehrung erforderlich!

Die Begrenzung der Druckstrebentragfähigkeit nach EC2-1-1, 6.2.2: (6), Gl. (6.5) ist nicht maßgebend, ggf. nur relevant bei auflagernahen Einzellasten

4.4 Brandschutztechnischer Nachweis

Die brandschutztechnischen Anforderungen an die Bauteile ergeben sich aus den Anforderungen der Landesbauordnungen (vgl. auch MBO [2]).

Bauaufsichtliche Anforderung	Tragende Bauteile **ohne** Raumabschluss	Tragende Bauteile **mit** Raumabschluss	Nichttragende Innenwände
feuerhemmend	R 30	REI 30	EI 30
hochfeuerhemmend	R 60	REI 60	EI 60
feuerbeständig	R 90	REI 90	EI 90
Brandwand	–	REI-M 90	EI-M 90

Die Anforderungen an Geschossdecken in mehrgeschossigen Gebäuden, die der Abtrennung von Brandabschnitten dienen, werden in der Regel mit **REI 90 „feuerbeständig“** festgelegt.

Der Nachweis kann in den meisten Fällen für die einzelnen Bauteile mit der einfachsten Stufe 1: Tabellenverfahren geführt werden.

Maßgebend für unbekleidete Stahlbetonplatten ist EC2-1-2, Tabelle 5.8.

Auszug EC2-1-2, Tabelle 5.8: Mindestmaße und -achsabstände für statisch bestimmt gelagerte, einachsig gespannte Stahlbetonplatten

Feuerwiderstandsklasse	Mindestabmessungen (mm)	
	Plattendicke h_s	Achsabstand a
REI 30	60	10
REI 60	80	20
REI 90	**100**	**30**
REI 120	120	40
REI 180	150	55
REI 240	175	65

Die Randbedingungen für die Anwendung der EC2-Tabelle 5.8 sind in diesem Beispiel eingehalten:

- Die Plattendicke in Tabelle 5.8 gilt auch für statisch unbestimmt gelagerte Platten (Durchlaufplatten).

- Tabelle 5.8 und die folgenden Regeln gelten für Platten, bei denen die Momentenumlagerung bei Normaltemperatur nicht mehr als 15 % beträgt.

- Die Stützbewehrung ist gegenüber der nach DIN EN 1992-1-1 erforderlichen Länge aus der Zugkraftdeckung beidseitig um $0{,}15l$ weiter ins Feld zu führen, wobei l die Stützweite des angrenzenden größeren Feldes ist.

- Eine Mindestbewehrung $A_s \geq 0{,}005 A_c = 0{,}005 \cdot 19{,}0 \cdot 100 = 9{,}5$ cm²/m über der Zwischenstütze ist hier nicht erforderlich, da kein kaltverformter Betonstahl verwendet wird und Lastwirkungen quer zur Spannrichtung wegen der durchgängigen Linienlagerung auf Wänden umgelagert werden können.

  vorh h = 190 mm $>$ min h_s = 100 mm
  vorh a = 30 mm $=$ min a = 30 mm

→ Der Nachweis für REI 90 ist erbracht.

EC2-1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall [E5], [E6]

Sinnvollerweise werden diese Anforderungen durch ein gebäudeübergreifendes Brandschutzkonzept unter Würdigung aller Schutzziele bauteilbezogen detailliert.

R – Standsicherheit (Résistance)
E – Raumabschluss in Bezug auf Feuer und Rauch (Étanchéité)
I – Wärmedämmung in Bezug auf die Bauteiltemperatur auf der brandabgewandten Seite (Isolation)
M – Widerstand gegen mechanische Beanspruchung (z. B. Standsicherheit beim Versagen benachbarter Bauteile im Brandfall (Mechanical)
Öffnungen in solchen Decken, z. B. für Installationen, müssen dann mit den Anforderungen EI 90 geschlossen werden.

EC2-1-2, 5.1: Tabellarische Daten
(1) für die Normbrandbeanspruchung (ETK - Einheitstemperaturzeitkurve) bis 240 min
(2) für Normalbeton mit quarzithaltiger Gesteinskörnung (Reduzierung der Mindestabmessung des Querschnitts um 10 % bei Balken oder Platten mit kalksteinhaltiger Gesteinskörnung zulässig)
(3) keine weiteren Überprüfungen hinsichtlich Schub- und Torsionstragfähigkeit und Verankerung der Bewehrung erforderlich.

EC2-1-2, 5.7.2: Tab. 5.8
EC2-1-2, 5.7.1: (2) Mindestplattendicke h_s für Raumabschluss (Kriterien E und I) erforderlich. Für die Tragfähigkeit (Kriterium R) allein ist die erforderliche Plattendicke aus der Kaltbemessung nach EC2-1-1 ausreichend.
In diesem Beispiel: direkt brandbeanspruchte Deckenunterseite ohne Bekleidung (z. B. durch Putz). Eine mögliche Brandbeanspruchung auf der Deckenoberseite ist wegen des 60 mm dicken Zementestrichs nicht maßgebend
→ ohne weiteren Nachweis.

EC2-1-2, 5.7.3: (1)

EC2-1-2, 5.7.3: (2) → siehe Umlagerung in 3.3

EC2-1-2, (NDP) 5.7.3:
(2) Zusätzliche Regeln zur Rotationsfähigkeit über dem Zwischenauflager
→ in 6.4: bei Verankerung der Stützbewehrung beachten

EC2-1-2, 5.7.3: (3) $A_{s,min} \geq 0{,}005\, A_c$ wenn:
a) Verwendung kaltverformter Betonstahl;
b) keine Biegeeinspannung bei Zweifeld-Durchlaufplatten an den Endauflagern;
c) keine Lastquerverteilung
Hier: Betonstabstahl B500B warmgewalzt

a = 25 + 10 / 2 = 30 mm, siehe 1.3

5 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

5.1 Begrenzung der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen

EC2-1-1, 7.1: (NA.3) Die Spannungsnachweise nach 7.2 dürfen für Stahlbetontragwerke des üblichen Hochbaus i. Allg. entfallen, wenn die Schnittgrößen nach E-Theorie ermittelt und im GZT um nicht mehr als 15 % umgelagert wurden und die bauliche Durchbildung nach Abschnitt 9 (Konstruktionsregeln) durchgeführt wird und insbesondere die Festlegungen für die Mindestbewehrungen eingehalten sind.

Die Bedingungen nach EC2-1-1, 7.1 (NA.3) (siehe Kommentar) sind im Beispiel eingehalten, die Spannungsnachweise unter Gebrauchsbedingungen dürfen entfallen.

5.2 Grenzzustände der Rissbildung

EC2-1-1, 7.3.3: (1) Bei Stahlbetonplatten in der Expositionsklasse XC1, die durch Biegung ohne wesentlichen zentrischen Zug beansprucht werden, sind keine Nachweise zur Begrenzung der Rissbreite notwendig, wenn deren Gesamtdicke 200 mm nicht übersteigt und die Festlegungen nach 9.3 (Konstruktionsregeln für Vollplatten) eingehalten sind.

Bei den vorliegenden Verhältnissen (Abmessungen, Lagerausbildung) kann davon ausgegangen werden, dass eine unter Umständen auftretende Zwangsbeanspruchung der dünnen Platte die Rissschnittgröße nicht erreicht bzw. auftretende Risse in der Expositionsklasse XC1 die Dauerhaftigkeit nicht beeinträchtigen.

Auf Nachweise zur Begrenzung der Rissbreite wird daher verzichtet.

5.3 Begrenzung der Verformungen

EC2-1-1, 7.4

Der vereinfachte Nachweis durch eine Begrenzung der Biegeschlankheit wurde bei der Bestimmung der erforderlichen Deckendicke geführt.

siehe in diesem Beispiel unter 1.4.

6 Bewehrungsführung, bauliche Durchbildung

6.1 Grundwert der Verankerungslänge

EC2-1-1, 8.4.3

Grundwert:

EC2-1-1, 8.4.3 (2), Gl. (8.3)

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd})$$

Bemessungswert Verbundspannung:

EC2-1-1, 8.4.2 (2), Gl. (8.2)

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

gute Verbundbedingungen: $\eta_1 = 1{,}0$
$\phi < 32$ mm: $\eta_2 = 1{,}0$

EC2-1-1, (NCI) 8.4.2 (2): gute Verbundbedingungen bis $h \le 300$ mm

C20/25: $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_C = 1{,}0 \cdot 1{,}5 / 1{,}5 = 1{,}0$ N/mm²

EC2-1-1, 3.1.3, Tab. 3.1: $f_{ctk;0,05}$
EC2-1-1, (NDP) 3.1.6 (2), Gl. (3.16) mit $\alpha_{ct} = 1{,}0$

$f_{bd} = 2{,}25 \cdot 1{,}0 \approx 2{,}3$ N/mm²

Bemessungswert Stahlspannung: $f_{yd} = 435$ N/mm²

Ermittlung der Grundwerte mit Bemessungswert der Streckgrenze: $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$ N/mm². Wenn die Betonstahlspannung in der Bemessung von f_{yd} abweicht, kann alternativ der Bemessungswert der Verankerungslänge mit dem Faktor $\sigma_{sd} / f_{yd} = (A_{s,erf} / A_{s,vorh})$ angepasst werden.

Ort	Betonstahl ϕ (mm)	$l_{b,rqd}$ (mm)
Auflager B + Feld 1	10	**473**
Feld 2	8	**378**

6.2 Verankerung am Endauflager

Mindestens die Hälfte der (erforderlichen) Feldbewehrung ist über das Auflager zu führen und dort zu verankern.
Im Beispiel: Führung der gesamten Feldbewehrung über das Endauflager.

EC2-1-1, 9.3.1.2: (1)
Bewehrung von Platten in Auflagernähe

Zu verankernde Zugkraft Endauflager A:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot a_l / z + N_{Ed} \quad \geq |V_{Ed}| / 2$$

EC2-1-1, 9.2.1.4: (2) Gl. (9.3DE)

$v_{Ed} = 33{,}1$ kN/m $\quad N_{Ed} = 0$

siehe 3.1, LF2

Versatzmaß $a_l = 1{,}0d = 160$ mm

EC2-1-1, 9.2.1.3: (2)
Versatzmaß ohne Querkraftbewehrung

$F_{Ed} = 33{,}1 \cdot 1{,}0 / 0{,}9 = 36{,}8$ kN/m

EC2-1-1, 6.2.3: (1)
$z = 0{,}9d$ angenommen.

$a_{s,erf} = F_{Ed} / f_{yd} = 0{,}0368 \cdot 10^4 / 435 = 0{,}85$ cm²/m

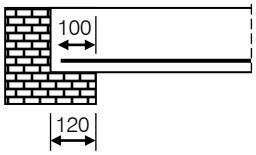
Erforderliche Verankerungslänge:

Kriterium	Betonstabstahl ϕ 10 / 150 mm
	gerade Stabenden: $\alpha_1 = 1{,}0$
$l_{b,min} = 0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{brq}$ $\geq 10\phi$	$l_{b,min} = 0{,}3 \cdot 1{,}0 \cdot 473 =$ **142 mm** $> 10 \cdot 10 = 100$ mm
$l_{bd} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \cdot (a_{s,erf} / a_{s,vorh})$ $\geq l_{b,min}$	$l_{bd} = 1{,}0 \cdot 473 \cdot (0{,}85 / 5{,}24)$ $= 77$ mm $<$ **142 mm**
$l_{bd,dir} = \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$ $\geq 6{,}7\phi$	$l_{bd,dir} = (2/3) \cdot 142 =$ **95 mm** $> 6{,}7 \cdot 10 = 67$ mm
Gewählt:	$\boldsymbol{l_{bd,dir}} =$ **100 mm**

EC2-1-1, 8.4.4 (1), Gl. (8.6) Zugstäbe
Tab. 8.2: Verankerungsart gerade Stäbe
α_2 bis $\alpha_5 = 1{,}0$

EC2-1-1, 8.4.4 (1), Gl. (8.4)
$l_{b,rqd}$ mit f_{yd} ermittelt

EC2-1-1, (NCI) 9.2.1.4: (3)
bei direkter Auflagerung



Die Feldbewehrung wird um das Maß 100 mm $= t - c_{nom} = 120 - 20$ mm $>$ erf $l_{bd,dir}$ hinter die Auflagervorderkante von Endauflager A und C geführt.

Die Endauflager A und C werden aus konstruktiven Gründen gleichbehandelt, insbesondere da hier $l_{b,min}$ maßgebend und ($V_{Ed,C} < V_{Ed,A}$) ist.

6.3 Verankerung am Zwischenauflager

Mindestens die Hälfte der (erforderlichen) Feldbewehrung ist über das Auflager zu führen und dort zu verankern.

EC2-1-1, 9.3.1.2: (1)
Bewehrung von Platten in Auflagernähe

Im Beispiel:
Führung der gesamten Feldbewehrung über das Auflager B.

EC2-1-1, (NCI) 9.2.1.5: (2)
An Zwischenauflagern von durchlaufenden Bauteilen ist es ausreichend die erforderliche Bewehrung mindestens um das Maß 6ϕ hinter den Auflagerrand zu führen.

$$\min l_{bd,dir} > 6\phi = 6 \cdot 10 = 60 \text{ mm}$$

Annahme: Vertragliche Festlegung wegen sehr ungleichmäßiger Gründung
Zur Aufnahme positiver Momente infolge außergewöhnlicher Beanspruchungen wegen unplanmäßiger Auflagersetzungen wird die Feldbewehrung über Auflager B kraftschlüssig gestoßen.

EC2-1-1, (NCI) 9.2.1.5: (3)
Eine Bewehrung, die mögliche positive Momente aufnehmen kann (z. B. Auflagersetzungen, Explosion usw.), ist in der Regel in den Vertragsunterlagen festzulegen.

50 % der aufnehmbaren Zugkraft der (schwächeren) Feldbewehrung 2 soll im Stoß übertragen werden können.
Diese Annahme nimmt die Forderung nach mindestens der Hälfte der zum Auflager zu führenden und zu verankernden Feldbewehrung auf.

Eine Alternative dazu ist der Ausschluss außergewöhnlicher Einwirkungen.
Das Auftreten und die Folgen einer außergewöhnlichen Einwirkung werden in der Praxis einem bestimmten Risiko zugeordnet. Dabei sollte die Schädigung im Verhältnis zur Schadensursache stehen.
EC1-1-7 [E17] enthält Strategien und Regelungen für die Sicherung von Hochbauten gegen identifizierbare und nicht-identifizierbare außergewöhnliche Einwirkungen.

Übergreifungslänge über dem Zwischenauflager (Verschränkung)

Kriterium	Betonstahlmatte R335A: ϕ 8 mm
	gerade Stabenden: $\alpha_1 = 1{,}0$ $\alpha_6 = 1{,}0$
$l_{0,min} = 0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$ $\geq 15\phi$ ≥ 200 mm $\geq s_{quer}$	$l_{0,min} = 0{,}3 \cdot 1{,}0 \cdot 378 = 113$ mm $< 15 \cdot 8 = 120$ mm < 200 mm $<$ **250 mm** Abstand Querbewehrung ϕ 6
$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \cdot (a_{s,erf} / a_{s,vorh})$ $\geq l_{0,min}$	$l_0 = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 378 \cdot (0{,}5) = 189$ mm $<$ **250 mm**
Gewählt:	$\boldsymbol{l_0 = 250}$ **mm**

Ein-Ebenen-Stöße können z. B. mit Randsparbereichen von Bewehrungsmatten oder den Stoß überdeckenden Zulagestäben hergestellt werden.

EC2-1-1, 8.7.3 (1), Gl. (8.11) Zugstäbe
Tab. 8.2: Verankerungsart gerade Stäbe
Tab. NA.8.3DE: Stoßbeiwert
α_6 für gestoßene Stäbe > 33 % in der Zugzone und $\phi < 16$ mm mit $a > 8\phi$ (lichtes Maß)
daher [1]): $\alpha_6 = 1{,}0$ ansetzbar;
$l_{b,rqd}$ siehe 6.1, Feld 2
EC2-1-1, (NCI) 8.7.5.1: (3) hier ϕ 6 / 250 mm

EC2-1-1, 8.7.3 (1), Gl. (8.10) mit
$\alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1{,}0$
angeschweißte Querstäbe dürfen nicht angesetzt werden.
Annahme: 50 % der aufnehmbaren Zugkraft aus Feld 2 soll übertragen werden
$(a_{s,erf} / a_{s,vorh}) = 0{,}5$

Querbewehrung im Stoßbereich

Die Querbewehrung ≥ 20 % für $\phi <$ 16 mm von $a_{s,l}$ (wie gewählt) ist ausreichend!

EC2-1-1, 8.7.4.1: (2) Wenn der Durchmesser der gestoßenen Stäbe $\phi <$20 mm ist, dann darf die aus anderen Gründen vorhandene Querbewehrung als ausreichend angesehen werden.

6.4 Verankerung außerhalb der Auflager

Die Stäbe der nichtgestaffelten oberen Biegebewehrung über Auflager B sind im Feld von dem Punkt der Zugkraftlinie um das Maß l_{bd} zu verankern, ab dem sie nicht mehr benötigt werden.

EC2-1-1, 9.2.1.3: (3), Bild 9.2
Zugkraftdeckung

l_{bd} $= \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \cdot (a_{s,erf} / a_{s,vorh}) = 0$ (wegen $a_{s,erf} = 0$)
$< l_{b,min} = 0{,}3 \cdot 1{,}0 \cdot 473 = 142$ mm

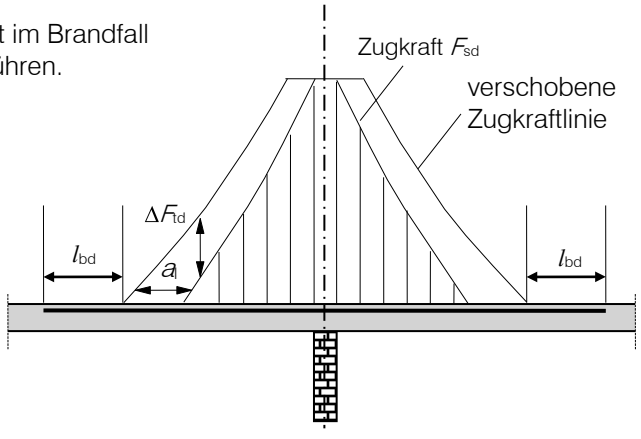
EC2-1-1, 8.4.4 (1), Gl. (8.4)
$l_{b,rqd}$ siehe 6.1, Auflager B

Die Stützbewehrung ist auf beiden Seiten des Zwischenauflagers um

$0{,}15l = 0{,}15 \cdot 5000 = 750$ mm

für die Tragfähigkeit im Brandfall weiter ins Feld zu führen.

Gewählt:
$l_{bd} =$ **900 mm**



EC2-1-2, (NDP) 5.7.3: (2) Zusätzliche Regeln zur Rotationsfähigkeit über dem Zwischenauflager → vorgeschrieben bei Anwendung des Tabellenverfahrens.
mit l – Stützweite des angrenzenden größeren Feldes $l_{eff,1}$

Die Stützbewehrung wird weiter in die benachbarten Felder geführt, um die Rotationsfähigkeit über dem Zwischenauflager im Brandfall sicherzustellen (siehe 4.4). Von der stärker temperaturbeanspruchten Feldbewehrung können sich so im Brandfall Anteile der Feldmomente auf die kühlere Stützbewehrung umlagern. Auch beim vereinfachten und allgemeinen Rechenverfahren kann eine fehlende Verlängerung der Stützbewehrung zum vorzeitigen Versagen des Bauteils führen.

EC2-1-1, 9.2.1.3: (3)
Annahme auf der sicheren Seite: konstanter Kraftverlauf bis zum Nullpunkt der Zugkraftlinie, ab dort verankert.

6.5 Stöße der Querbewehrung

Variante Betonstahlmatte:

Der Übergreifungsstoß der Querbewehrung mit $\phi_t = 7$ mm ≤ 8,5 mm muss mindestens zwei Mattenmaschen $l_{0,min} = 2 \cdot 150 = 300$ mm (= drei Längsstäbe) und mindestens $l_{0,min} = 250$ mm überdecken.

EC2-1-1, 8.7.5.2: (1), Tab. 8.4
Stöße von Betonstahlmatten – Querbewehrung

Variante Betonstahl:

Übergreifungslänge l_0
für $\phi_t \le 6$ mm maßgebend $l_{0,min} = 200$ mm

EC2-1-1, 8.7.3 (1), Gl. (8.10)
Übergreifungslänge l_0 für Bewehrungsstoß maßgebend wird $l_{0,min} = 200$ mm
siehe 6.3: für $\phi = 8$ mm ist $l_0 = l_{0,min} = 200$ mm, auch für $\phi = 6$ mm maßgebend!

6.6 Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens

Rissmoment:

$$m_{cr} = f_{ctm} \cdot h^2 / 6$$
$$= 2{,}2 \cdot 10^3 \cdot 0{,}19^2 / 6$$
$$= \mathbf{13{,}2\ kNm/m}$$

Widerstandsmoment des ungerissenen Querschnitts: $W = b \cdot h^2 / 6$

EC2-1-1, (NDP) 9.2.1.1:
Mindestbewehrung und Höchstbewehrung
(1) Anmerkung 2:
Bemessung mit f_{ctm} und $\sigma_s = f_{yk}$

EC2-1-1, Tab. 3.1:
$f_{ctm} = 2{,}2$ N/mm² für C20/25

$z = 0{,}9d$ angenommen.
siehe 4.2

$$\min a_s = m_{cr} / (f_{yk} \cdot z)$$
$$= 0{,}0132 \cdot 10^4 / (500 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}16)$$
$$= \mathbf{1{,}83\ cm^2/m}$$
$$< \text{vorh } a_{sl} = 5{,}24\ cm^2/m$$

6.7 Einspannbewehrung am Endauflager

$\text{erf } a_{s,E} = 0{,}25 \cdot \text{erf } a_{s,F}$

EC2-1-1, 9.3.1.2: (2) Rechnerisch nicht erfasste Einspannwirkungen an den Endauflagern müssen bei der baulichen Durchbildung berücksichtigt werden. Bei Annahme frei drehbarer Lagerung sind die Querschnitte der Endauflager für ein Stützmoment zu bemessen, das mindestens 25 % des benachbarten Feldmomentes entspricht. Die Bewehrung muss, vom Auflagerrand gemessen, mindestens über die 0,2fache Länge des Endfeldes eingelegt werden.

$\text{erf } a_{s,E,1} = 0{,}25 \cdot 5{,}16 = \mathbf{1{,}29\ cm^2/m}$ Feld 1
$\text{erf } a_{s,E,2} = 0{,}25 \cdot 2{,}89 = \mathbf{0{,}72\ cm^2/m}$ Feld 2

eingebaut auf 0,2facher Länge des Endfeldes:

$l_{1,E} = 0{,}2 \cdot 5{,}00\ m = 1{,}00\ m$
$l_{2,E} = 0{,}2 \cdot 4{,}00\ m = 0{,}80\ m$

Diese Bewehrung wird wie die Feldbewehrung 100 mm hinter die Auflagervorderkante geführt.

Feldbewehrung siehe 4.2.2

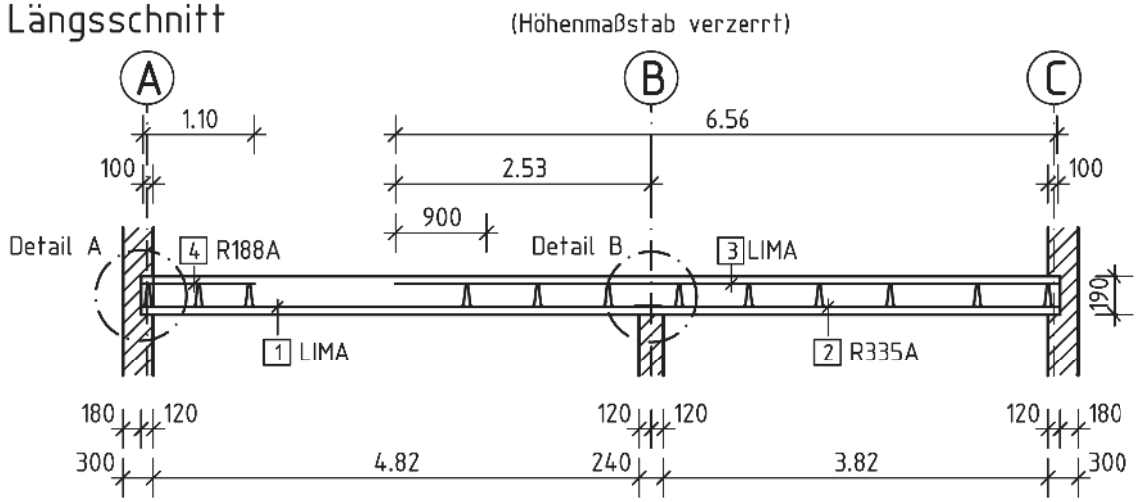
siehe 6.2

Gewählt:
Feld 1 (und 2*) oben
Betonstahl-Lagermatte B500A
R188A $= 150 \cdot 6{,}0 \quad / 250 \cdot 6{,}0$
$= \mathbf{1{,}88\ cm^2/m}$
$> 1{,}29\ cm^2/m = \text{erf } a_{s,E,1}$ längs
$> 0{,}72\ cm^2/m = \text{erf } a_{s,E,2}$ längs

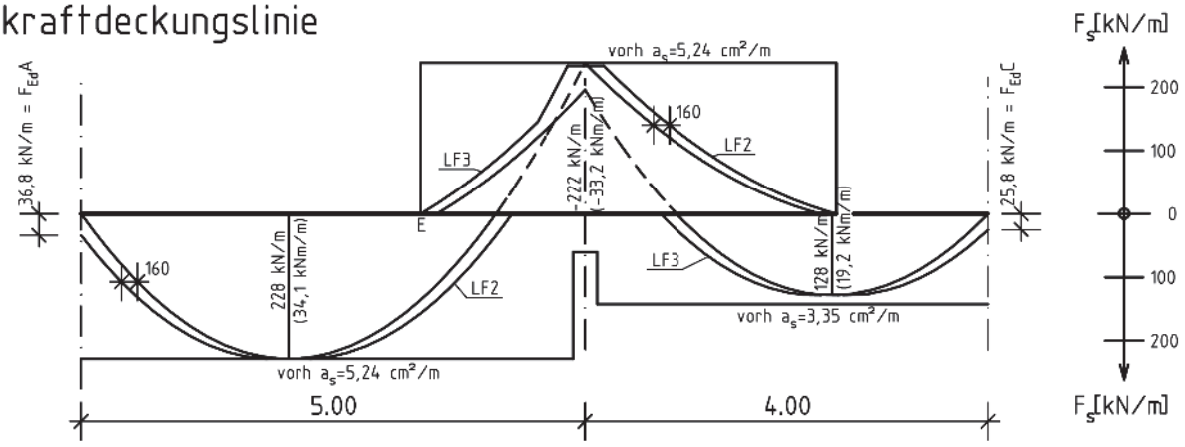
* Wegen der aus Brandschutzgründen verlängerten Stützbewehrung wird diese mit der konstruktiven oberen Einspannbewehrung am Auflager zu einer oberen Bewehrungslage im Feld 2 zusammengeführt (mit durchgehender Listenmatte ϕ10 / 150 mm).

7 Darstellung der Bewehrung

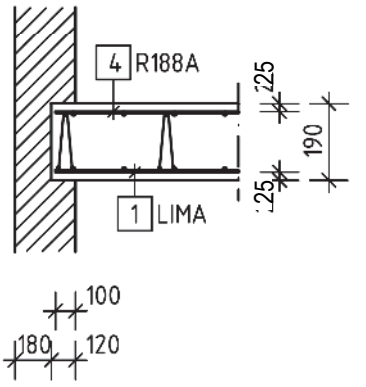
Längsschnitt



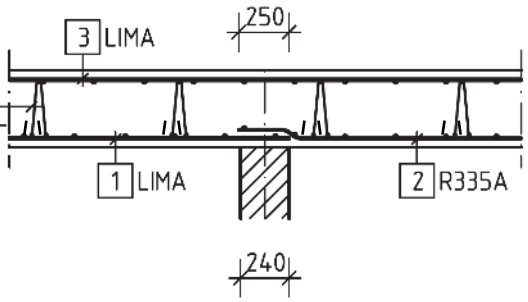
Zugkraftdeckungslinie



Detail A



Detail B



Liste der verwendeten Betonstahlmatten:

1 LIMA	150 × 10,0	– 80/80	5,16
	250 × 7,0	– 25/25	2,30
2 R335A	150 × 8,0	– 125/125	5,34
	250 × 6,0	– 25/25	2,30
3 LIMA	150 × 10,0	– 30/30	6,56
	250 × 7,0	– 25/25	2,30
4 R188A	150 × 6,0	– 125/125	1,10
	250 × 6,0	– 25/25	2,30

DICAD

Beispiel 1
Vollplatte einachsig gespannt

Darstellung der Bewehrung

Baustoffe:
Beton: C20/25 XC1,WO
Betonstahl: B500A
Betondeckung:
Verlegemaß: c_v = 25 mm
Vorhaltemaß: Δc_{dev} = 10 mm