



## Vorbemerkungen

### **Inhalt**

Vorlagen für statische Nachweise im Massivbau nach DIN EN 1992

### **Hinweise zu Anwendung**

Die rechenfähigen Vorlagen können mit VCmaster interaktiv genutzt werden.

Alle Vorlagen sind mit hinterlegten Tabellen verknüpft. Das erfolgt mit der TAB()- oder GEW()-Funktion. In diesem Dokument werden die Verknüpfungen dargestellt. Beim Anwenden einer Vorlage können diese Funktionen ausgeblendet werden.

### **Was kann VCmaster?**

VCmaster wurde speziell als Dokumentationswerkzeug für Ingenieure entwickelt. In das einzigartige Softwarekonzept werden sämtliche Statik- und CAD-Programme nahtlos eingebunden. Universelle Schnittstellen gewährleisten die Datenübertragung, so dass die Ausgaben sämtlicher Programme übernommen werden können.

VCmaster bietet neben den Funktionen zur Dokumentation ein intuitives Konzept, das Ingenieuren ermöglicht, Berechnungen auszuführen. Die Eingabe von mathematischen Formeln erfolgt in natürlicher Schreibweise direkt im Dokument. Hunderte vorgefertigte Berechnungsvorlagen ergänzen das Programm. Die ausführlich kommentierten Rechenblätter automatisieren das Erstellen von Einzelnachweisen.

Diese PDF-Datei wurde komplett mit VCmaster erstellt.

### **Systemvoraussetzung**

VCmaster ab Version 2016  
Windows 7 oder höher

### **Entwicklung und Rechte**

Entwickelt in Deutschland  
VCmaster ist eine registrierte Marke  
© Veit Christoph GmbH  
[www.VCmaster.com](http://www.VCmaster.com)



## Inhalt

<b>Vorbemerkungen</b>	1
<b>Inhalt</b>	2
<b>Kapitel Ausklinkungen</b>	7
VCmaster-Wiki zur Auswahl und Übersicht (Ausklinkungen)	7
Ausgeklinktes Auflager mit vertikaler Verbügelung	9
Ausgeklinktes Auflager mit vertikaler Verbügelung (Stabwerksmodell)	15
Ausgeklinktes Auflager mit Bügeln und Schrägeisen	23
Ausgeklinktes Auflager mit Bügeln und Schrägeisen (Stabwerksmodell)	30
Ausgeklinktes Auflager Verbundbalken (Halbfertigteil)	38
Ausgeklinktes Auflager Verbundbalken (Montagezustand)	45
<b>Kapitel Konsolen</b>	49
Kurze Stahlbetonkonsole	49
Kurze Stahlbetonkonsole mit Fachwerkmodell	54
Einzelkonsole an Stahlbeton-Wand	59
Einzelkonsole an Unterzug	61
Stahlbetonkonsole einseitig, abgeschrägt	64
Stahlbetonkonsole beidseitig	71
Stahlbetonkonsole beidseitig schräg	79
Nachträglich ergänzte Betonkonsole	87
Nachträglich ergänzte Stahlkonsole	89
Streckenkonsole an Unterzug	91
Streckenkonsole an Deckenplatte	94
<b>Kapitel Trägeranschlüsse</b>	97
Tragfähigkeit eines Scherbolzens	97
Anschluß Nebenträger-Hauptträger (gleiche Höhe)	98
Anschluß Nebenträger-Hauptträger (OK bündig)	102
Anschluß Nebenträger-Hauptträger (UK bündig)	106
Biegesteife Verbindung Randunterzug mit Hauptträger	110
Biegesteife Verbindung mit Scherdollen	112
<b>Kapitel Treppen und Podeste</b>	114
VCmaster-Wiki zur Auswahl und Übersicht (Treppen und Podeste)	114
Abgesetztes Treppenaufleger oben	117
Abgesetztes Treppenaufleger unten	120
Treppenlauf	123



Treppenpodest	125
Einläufige Treppe mit Zwischenpodest (gelenkig gelagert)	128
Einläufige Treppe mit Zwischenpodest (eingespannt)	132
Einläufige Treppe mit zwei Podesten (gelenkig gelagert)	138
Einläufige Treppe mit zwei Podesten (eingespannt)	141
Einfach abgewinkelte Treppe mit Zwischenpodest	147
Einfach abgewinkelte Treppe ohne Zwischenpodest	152
Zweifach abgewinkelte Treppe mit Zwischenpodest	157
Zweifach abgewinkelte Treppe ohne Zwischenpodest	161
Gekrümmter Treppenlauf mit Zwischenpodest	165
<b>Kapitel Einfache Systeme</b>	<b>172</b>
VCmaster-Wiki zur Auswahl und Übersicht (unterbrochene Stützung)	172
Deckengleicher Unterzug (fest - fest)	173
Deckengleicher Unterzug (fest - gelenkig)	177
Deckengleicher Unterzug am Plattenendaufleger (fest - fest)	181
Deckengleicher Unterzug am Plattenendaufleger (fest - gelenkig)	184
Drempel am Deckendurchbruch	187
Drempel	189
Rechteckplatten nach Pieper / Martens	190
Vierseitig gelagerte Platte mit Randeinspannung	192
Zwei vierseitig gelagerte Platten	196
Federsteifigkeiten von Stützen-/Deckeneinspannung	202
Idealisiertes Koppelsystem ( $h < 8m$ )	203
Idealisiertes Koppelsystem ( $h > 8m$ )	205
VCmaster-Wiki zur Auswahl und Übersicht (Verteilungsbreite Linienlast)	208
Verteilungsbreite bei einachsig gespannten Platten unter Linienlast	209
VCmaster-Wiki zur Auswahl und Übersicht (Verteilungsbreite Punktlast)	212
Verteilungsbreite bei einachsig gespannten Platten unter Punktlast	213
Verteilungsbreite für Kragplatte mit Linienlast	216
Verteilungsbreite für Kragplatte mit Punktlast	217
<b>Kapitel Bewehrung</b>	<b>218</b>
Betondeckungen nach DIN EN 1992-1-1	218
Mindestbewehrung und Höchstbewehrung nach EC2-1-1	219
Nachweis Rißbreitenbegrenzung (direkte Berechnung)	226
Nachweis Rißbreitenbegrenzung (ohne direkte Berechnung)	228
Verankerung am Endauflager (Balken)	230



Endverankerung am Auflager	232
Verbundfestigkeit, Verankerungs- und Übergreifungslänge	233
Übergreifungsstoß von Betonstahlmatten	239
Festigkeits- und Formänderungsbeiwerte	241
<b>Kapitel Biegebemessung</b>	<b>243</b>
Bemessung (kd-Verfahren) Rechteckquerschnitt	243
Bemessung (kd-Verfahren) Rechteck mit Druckbewehrung ( $x/d = 0,45$ )	245
Bemessung (kd-Verfahren) Rechteck mit Druckbewehrung ( $x/d = 0,617$ )	247
Bemessung Rechteckquerschnitt	249
Bemessung Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung ( $x/d = 0,45$ )	251
Bemessung Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung ( $x/d = 0,617$ )	253
Mittige Längszugkraft und Zugkraft mit kleiner Ausmitte	255
Biegung mit Längskraft bei Plattenbalken	257
Biegung mit Längskraft bei Plattenbalken ( $x > hf$ )	259
<b>Kapitel Verformung und Stabilität</b>	<b>261</b>
Nachweis der Kippsicherheit	261
Nachweis der Kippstabilität schlanker Träger	262
Begrenzung der Verformungen ohne direkte Berechnung	265
Durchbiegungsberechnung Balken	267
<b>Kapitel Druckglieder</b>	<b>271</b>
Druckglieder aus unbewehrtem Beton	271
Vereinfachtes Bemessungsverfahren (Modellstützenverfahren)	273
Vereinfachtes Bemessungsverfahren mit Kriechen (Modellstützenverfah....)	276
Vereinfachtes Bemessungsverfahren mit Kriechen (Modellstützenverfah....)	279
Ermittlung von Knicklängen	283
Berechnung der aufnehmbaren Stützenlast	285
Rundstütze auf Wand	286
Mittige Teilflächenbelastung	288
Exzentrische Teilflächenbelastung	290
Teilflächenbelastung allgemein und mit ungleichmäßiger Druckverteilung	292
<b>Kapitel Durchstanzen</b>	<b>294</b>
Einzelfundament ohne Durchstanzbewehrung	294
Einzelfundament ohne Durchstanzbewehrung (iterativ)	296
Einzelfundament mit Biegemoment	298
Durchstanznachweis Innenstütze	300
Durchstanznachweis Innenstütze (Rechteck)	304



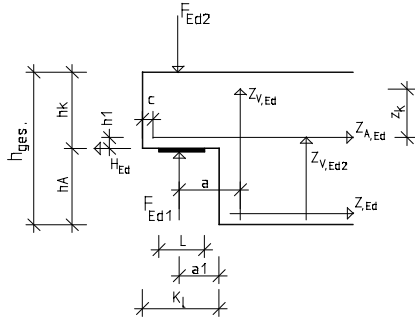
Durchstanznachweis rechteckige Innenstütze mit einachsiger Ausmitte	309
Bestimmung des Lasterhöhungsfaktors	313
Randstütze (Rechteck)	315
Nachweis am Wandende	320
<b>Kapitel Schubübertragung</b>	<b>324</b>
Schubkraftübertragung in Fugen	324
Schub- und Verbundfugen parallel zur Systemachse	327
Fugen senkrecht zur Systemachse	331
Schub- und Verbundfugen bei Teilfertigdecken	332
<b>Kapitel Querkraft und Torsion</b>	<b>336</b>
Rechteckquerschnitt ohne Querkraftbewehrung	336
Rechteckquerschnitt mit lotrechter Querkraftbewehrung	338
Rechteckquerschnitt mit geneigter Querkraftbewehrung	340
Balken mit Streckenlast und auflagernaher Einzellast	342
Balken mit Streckenlast und auflagernaher Einzellast (Stabwerksmodell)	344
Querkraftbemessung eines Bauteils mit veränderlicher Höhe	348
Schubbemessung eines Plattenbalkens	350
Schubbemessung eines Plattenbalkens mit Kragarm	353
Platte ohne Querkraftbewehrung	358
Nachweis einer Stütze auf Anprall	360
Nachweis einer Stütze auf Anprall und Erddruck	364
Kragbalken mit Biegung, Querkraft und Torsion	368
Kragbalken mit Biegung, Querkraft und Torsion (bis C50/60)	371
Kragbalken mit für Biegung, Querkraft, Normalkraft und Torsion	374
<b>Kapitel Wände</b>	<b>378</b>
Einfeldriger wandartiger Träger	378
Wandartiger Träger mit Türöffnung	383
Giebelwand mit Deckeneinspannung	389
<b>Kapitel Fundamente</b>	<b>394</b>
Unbewehrtes Streifenfundament	394
Unbewehrtes Einzelfundament	395
Einzelfundament	396
Blockfundament	403
Kraftübertragung Stütze - Blockfundament	408
Kraftübertragung Stütze - Köcherfundament	411



<b>Kapitel Brandschutz</b>	416
Heißbemessung von Balken (Tabellenverfahren nach EC2)	416
Heißbemessung von einachsig gespannten Platten	418
Heißbemessung von zweiachsig gespannten Platten	420
Brandschutznachweis Stahlbeton-Innenstütze (Tabellenverfahren)	422
Rechteckige Stahlbeton-Innenstütze	425
Runde Stahlbeton-Innenstütze	427
<b>Kapitel Anwendungsbeispiele</b>	429
VCmaster-Wiki zur Auswahl und Übersicht (Beispiele nach EC2)	429
Einfeldträger mit Gleichlast und Einzellast	430
Einfeldbalken als Fertigteil	435
Vollplatte, einachsig gespannt	443
Vorgespannter Dachbinder	449

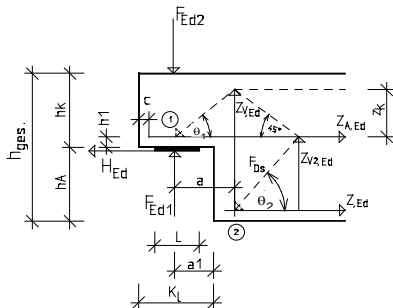
## Kapitel Ausklinkungen

### VCmaster-Wiki zur Auswahl und Übersicht (Ausklinkungen)



Die Aufhängung erfolgt zu 100% durch lotrechte Bügel.

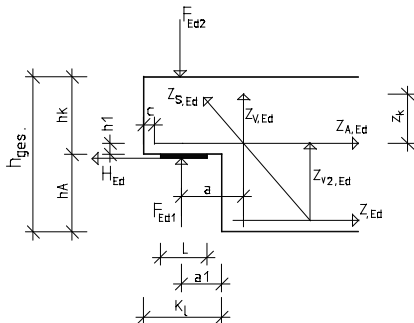
[öffnen](#)



Die Aufhängung erfolgt zu 100% durch lotrechte Bügel.

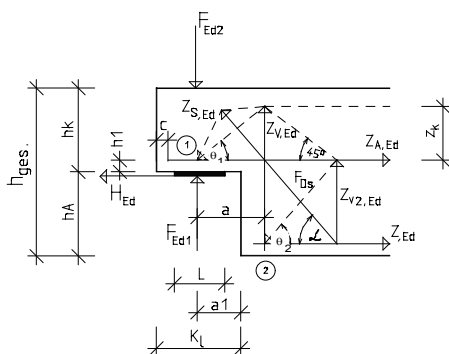
Die Berechnung erfolgt durch Stabwerksmodelle nach "Avak Stahlbetonbau im Beispielen Teil 2 , 2 Auflage".

[öffnen](#)



Die Aufhängung erfolgt sowohl durch lotrechte Bügel als auch durch Schrägeisen.

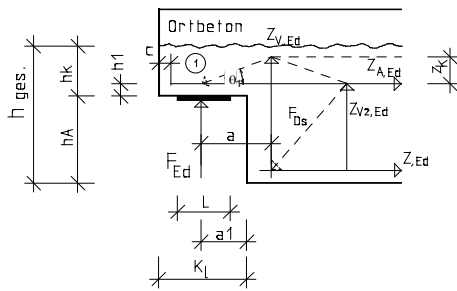
[öffnen](#)



Die Aufhängung erfolgt sowohl durch lotrechte Bügel als auch durch Schrägeisen.

Die Berechnung erfolgt durch Stabwerksmodelle "Avak Stahlbetonbau im Beispielen Teil2 , 2 Auflage"

[öffnen](#)

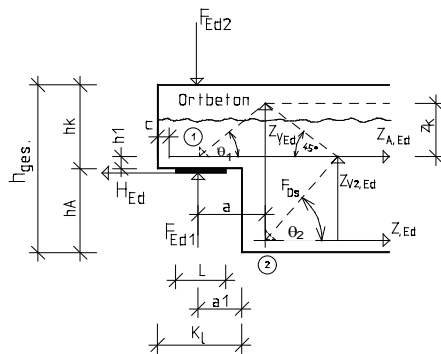


### Verbundbalken (Halbfertigteil), Montagezustand

Die Aufhängung erfolgt zu 100% durch lotrechte Bügel. Die Berechnung erfolgt durch Stabwerksmodelle "Avak Stahlbetonbau im Beispielen Teil 2 , 2 Auflage".

Es wird lediglich die Betondruckstrebe, sowie die Größe und Verankerung der Unteren Konsolenisen überprüft. Für alle anderen Nachweise ist der Endzustand massgebend. (s.u.)

[öffnen](#)



### Verbundbalken (Halbfertigteil),

Die Aufhängung erfolgt zu 100% durch lotrechte Bügel. Die Berechnung erfolgt durch Stabwerksmodelle

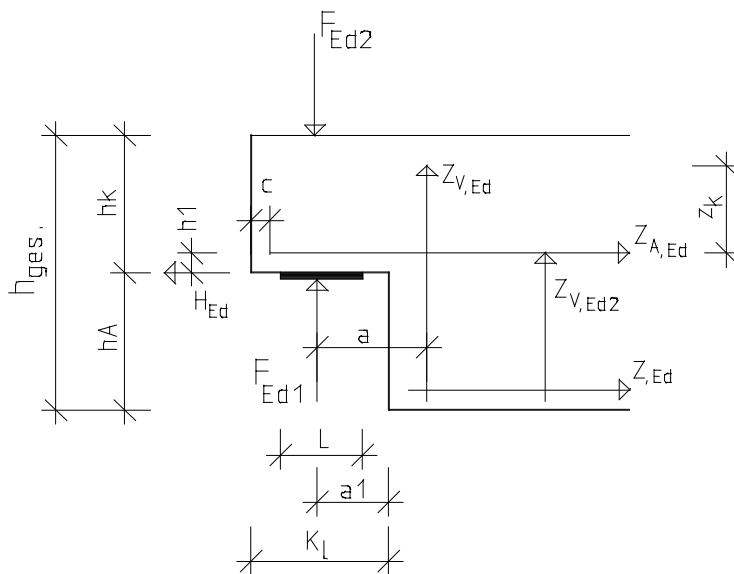
"Avak Stahlbetonbau im Beispielen Teil 2 , 2 Auflage"

[öffnen](#)



### Ausgeklinktes Auflager mit vertikaler Verbügelung

Die Aufhängung erfolgt zu 100% durch lotrechte Bügel.



#### Geometrie

Konsollänge $K_1$ =	35,0 cm
Konsoltiefe $K_t$ =	35,0 cm
Höhe Auskl. $h_A$ =	41,0 cm
Konsolhöhe $h_k$ =	44,0 cm
Lagerlänge $L$ =	18,0 cm
Lagerbreite $B$ =	20,0 cm
Exzentrizität $a_1$ =	19,5 cm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Bewehrung

Betondeckung $c$ =	3,50 cm
Lage Konsolleisen, $h_1$ =	5,00 cm
aus der Trägerbemessung: erf. $A_{s,Feld}$ =	4,35 cm <sup>2</sup>



### Belastung

Auflagerlast $F_{Ed1}$ =		200,0 kN
Zusatzlast auf Konsolnase $F_{Ed2}$ =		0,0 kN
Horizontallast $H_{Ed}$ =		0,0 kN
Berücksichtigung einer ungünstig wirkenden horizontalen Last von mindestens $0.2 \cdot F_{Ed}$ an Oberkante der Konsole (vgl. DAfStb Heft 525)		
$H_{Ed}$ =	$\text{MAX}(H_{Ed}; 0.2 \cdot (F_{Ed1} + F_{Ed2}))$	= 40,0 kN

### Nachweis der Betondruckstrebe



### Betondruckspannung am Auflager

$A_{Lager}$ =	$L \cdot B \cdot 10^{-4}$	=	0,0360 m <sup>2</sup>
$\sigma_{c1}$ =	$(F_{Ed1} + F_{Ed2}) \cdot 10^{-3} / A_{Lager}$	=	5,56 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{c,max}$ =	$0,75 \cdot f_{cd}$	=	14,87 MN/m <sup>2</sup>
$\sigma_{c1} / \sigma_{c,max}$		=	<u><b>0,37 ≤ 1</b></u>

### Berechnung der erforderlichen Biegezugbewehrung unten ( $Z_{Ed}$ )

(Für den Nachweis der Endverankerung)

$$\text{erf.}A_{s,z1} = \frac{F_{Ed1}}{(f_{yk} / \gamma_S)} \cdot 10 = 4,60 \text{ cm}^2$$

Aus Mindestanteil Feldbewehrung:

$$\text{min}A_{s,z2} = \frac{\text{erf.}A_{s,Feld}}{4} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{s,z} = \text{MAX}(\text{erf.}A_{s,z1}; \text{min}A_{s,z2}) = \mathbf{4,60 \text{ cm}^2}$$

Bis zur Ausklinkung geführte Biegebewehrung des Stb.-Balkens, sowie evtl. Zulageeisen als U-Schlaufen:

	$n_1 \varnothing d_{s1}$  $+ n_2 \text{ U } \varnothing d_{s2}$ <b>(konstruktiv)</b>	<b>Pos 1</b>
--	---	--------------

Anzahl und Durchmesser der Biegebewehrung unten:

$d_{s1}$ =	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	=	16 mm
Bez1 =	GEW("ec2_de/As"; Bez; ds=d <sub>s1</sub> ; As≥erf.A <sub>s,z1</sub> )	=	6 Ø 16
$A_{s,z1,vorh}$ =	TAB("ec2_de/As"; As; Bez=Bez1)	=	12,06 cm <sup>2</sup>



Anzahl und Durchmesser der Schlaufenbewehrung unten:

$$\begin{aligned}
 d_{s2} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) &= & 6 \text{ mm} \\
 \text{Bez2} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; A_s \geq (\text{erf.}A_{sz} - A_{sz1, \text{vorh}})/2; d_s = d_{s2}) &= & 1 \text{ } \varnothing 6 \\
 \text{vorh.}A_{sz2} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; A_s; \text{Bez} = \text{Bez2}) * 2 &= & 0,56 \text{ cm}^2 \\
 \text{vorh.}A_{sz} &= A_{sz1, \text{vorh}} + \text{vorh.}A_{sz2} &= & 12,62 \text{ cm}^2 \\
 \frac{\text{erf.}A_{sz}}{\text{vorh.}A_{sz}} & &= & \underline{0,36 < 1}
 \end{aligned}$$

### Nachweis der Verankerungslängen



### Berechnung der erforderlichen Hochhängebewehrung ( $Z_{v,Ed}$ )

Nach Leonhard Teil 3, kann die erforderliche Hochhängebewehrung praktisch reduziert werden

$$\begin{aligned}
 Z_{v,Ed} &= \text{MIN}(F_{Ed1}; F_{Ed1} * 0,35 * \frac{h_A + h_k}{h_k}) &= & 135,23 \text{ kN} \\
 \text{erf.}A_{s,zv} &= \frac{Z_{v,Ed}}{(f_{yk} / \gamma_s)} * 10 &= & 3,11 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung :

	$n_3 \varnothing d_{s3}, e=5 \text{ cm}, \text{zweischnittig}$ <b>Bügel mit <math>l_{\bar{u}}</math> schließen</b>	<b>Pos 2</b>
--	---	--------------

Anzahl und Durchmesser der Bügelbewehrung :

$$\begin{aligned}
 d_{s3} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; ds;) &= & 10 \text{ mm} \\
 \text{Bez4} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; A_s \geq \text{erf.}A_{s,zv}/2; d_s = d_{s3}) &= & 5 \text{ } \varnothing 10 \\
 \text{vorh.}A_{s,zv} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; A_s; \text{Bez} = \text{Bez4}) * 2 &= & 7,86 \text{ cm}^2 \\
 n_3 &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; n; \text{Bez} = \text{Bez4}) &= & 5 \\
 \frac{\text{erf.}A_{s,zv}}{\text{vorh.}A_{s,zv}} & &= & \underline{0,40 < 1} \\
 \frac{\text{erf.}n}{n_3} & &= & \underline{1,00 < 1}
 \end{aligned}$$

Nach "Steinle / Rostasy" sollte die Aufhängebewehrung in folgendem Bereich angeordnet werden:

$$b_m = \text{WENN}(h_k / 2 < 2 * a_1; h_k / 2; 2 * a_1) * 10 = 220 \text{ mm}$$

Nach "Leonhardt Teil 3" sollte die Aufhängebewehrung in folgendem Bereich angeordnet werden:

$$\begin{aligned}
 b_m &= \frac{h_A + h_k}{4} * 10 &= & 213 \text{ mm} \\
 \text{vorh.}b_m &= (\text{erf.}n - 1) * e + d_{s3} &= & 210 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



### Berechnung der erforderlichen unteren Konsolbewehrung ( $Z_{A,Ed}$ )

$$\begin{aligned}
 a &= a_1 + c + 0,5 \cdot (n_3 - 1) \cdot e / 10 + d_{s3} / 20 &= & 33,5 \text{ cm} \\
 z_k &= 0,9 \cdot (h_k - h_1) &= & 35,10 \text{ cm} \\
 Z_{A,Ed} &= \frac{F_{Ed1} \cdot a}{z_k} + H_{Ed} \cdot \frac{z_k + h_1 + 2}{z_k} &= & 238,9 \text{ kN} \\
 \text{erf.} A_{s,zA} &= \frac{Z_{A,Ed}}{f_{yk} / \gamma_S} \cdot 10 &= & 5,49 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

gewählte Konsolbewehrung unten:

	$n_4 \text{ } \varnothing \text{ } d_{s4} \text{ als U.-Schlaufen}$	<b>Pos 3</b>
--	---	--------------

Anzahl und Durchmesser der Unteren Konsolbewehrung :

$$\begin{aligned}
 d_{s4} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; ds; ) &= & 14 \text{ mm} \\
 \text{Bez4} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; \text{As} \geq \text{erf.} A_{s,zA} / 2; d_s = d_{s4}) &= & 2 \text{ } \varnothing \text{ } 14 \\
 \text{vorh.} A_{s,zA} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{As}; \text{Bez} = \text{Bez4}) \cdot 2 &= & 6,16 \text{ cm}^2 \\
 \frac{\text{erf.} A_{s,zA}}{\text{vorh.} A_{s,zA}} & &= & \underline{\underline{0,89 < 1}}
 \end{aligned}$$

### Verankerung der unteren Konsolbewehrung

a) Nachweis der Verankerungslängen in Richtung Balkenende

Ermittlung der Grundwerte:

$$\begin{aligned}
 \text{Verbundbedingung } \eta_1 &= & \mathbf{1,0} \\
 \text{Beiwert } \eta_2 &= \text{WENN} (d_{s4} \leq 32; 1,0; (132 - d_{s4}) / 100) &= & 1,0 \\
 \text{Verbundfestigkeit } f_{bd} &= 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} &= & 3,31 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} &= (d_{s4} / 4) \cdot (f_{yd} / f_{bd}) &= & 460 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\begin{aligned}
 \alpha_1 &= & 0,7 \\
 \alpha_2 &= & 1,0
 \end{aligned}$$



aus der Geometrie maximal vorhandene Verankerungslänge:

$$\begin{aligned}
 \text{vorh.} l_2 &= (K_1 - a_1 + L/2 - c) \cdot 10 &= & 210 \text{ mm} \\
 \frac{l_2}{\text{vorh.} l_2} & &= & \underline{\underline{0,91 < 1}}
 \end{aligned}$$

Neigung der Druckstrebe:

Winkel der betrachteten Druckstrebe (s. Systemskizze Anfang):

$$\Theta_1 = \text{ATAN}(z_k/a) = 46,34^\circ$$

Achsabstand erstes Konsolenisen vom Betonrand :

$$s_0 = c \cdot 10 + (d_{s4} / 2) + 8 = 50 \text{ mm}$$

Überstand Konsolenisen über Lasteinleitungshinterkante :

$$\ddot{u}_{\text{vorh}} = \text{vorh.} l_2 - L \cdot 10 = 30 \text{ mm}$$

erforderlicher Mindestkonsolenisenüberstand nach [Steinle/Hahn, Bauingenieur Praxis]

$$\ddot{u}_{\text{min}} = \frac{s_0}{2} + \frac{d_{s4}}{4} = 29 \text{ mm}$$

b) Nachweis der Verankerungslängen in Richtung Balkenmitte

Grundwerte s.o.

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,\text{min}} = \text{MAX}(0,3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{b,\text{rqd}}; 10 \cdot d_{s4}) = 140 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$A_{s,\text{erf}} = \text{erf.} A_{s,\text{zA}} = 5,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{vorh}} = \text{vorh.} A_{s,\text{zA}} = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$l_{\text{bd}} = \text{MAX}(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{b,\text{rqd}} \cdot A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}}; l_{b,\text{min}}) = 410 \text{ mm}$$

$$l_1 = l_{\text{bd}} = 410 \text{ mm}$$

Mindestlänge der unteren Konsolschlaufen ( Pos 3 )

$$\text{min.} l_{\text{ges}} = K_1 - c + l_{\text{bd}} / 10 + h_A + \text{erf.} n / 2 \cdot e / 10 = 126,0 \text{ cm}$$

**Berechnung der erforderlichen Spaltzugbewehrung**

Zur Aufnahme von Spaltzugkräften wird in der Trägerkonsole eine zusätzliche Horizontalbewehrung in Form von Steckbügeln angeordnet.

$$\text{erf.} A_{s,\text{sp}} = \text{erf.} A_{s,\text{zA}} / 3 = 1,83 \text{ cm}^2$$

Spaltzugbewehrung als Horizontalbügel Zweischnittig:

	$n_5 \text{ } \varnothing \text{ } d_{s5}$	Pos 4
--	--	-------

Anzahl und Durchmesser der Steckbügel :

$$d_{s5} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez5} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } As \geq \text{erf.} A_{s,\text{sp}} / 2; d_s = d_{s5}) = 3 \text{ } \varnothing \text{ } 8$$

$$\text{vorh.} A_{s,\text{sp}} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As" ; } As ; \text{Bez} = \text{Bez5} ) \cdot 2 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.} A_{s,\text{sp}}}{\text{vorh.} A_{s,\text{sp}}} = \underline{\underline{0,61 < 1}}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung in der Konsolnase: (Konstruktiv)

	$> n_6 \text{ } \varnothing \text{ } d_{s6} \text{ mit } 4 \text{ } d_{s6}$	Pos 5
--	---	-------



Anzahl und Durchmesser der Vertikalbügel :  
 $d_{s6} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; ds; ) = 8 \text{ mm}$   
 $\text{Bez6} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s=d_{s6}) = 3 \text{ } \varnothing 8$

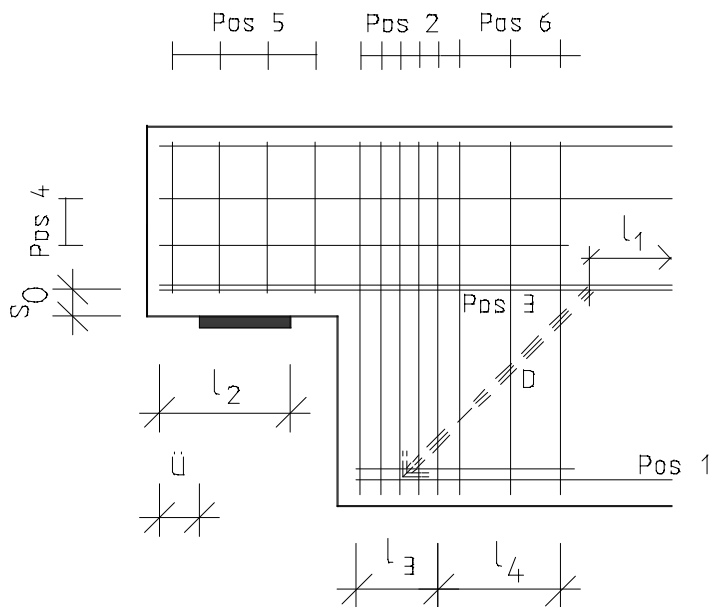
Nach Schlaich / Schäfer ist zusätzlich eine im Abstand  $l_4 < z$  vom Knoten 2 angreifende Vertikallast  $Z_{v2,Ed} = F_{Ed1}$  abzudecken:  
 $l_4 = 0.9 \cdot (h_A + h_k) - 6 = 71 \text{ cm}$

gewählte Vertikalbügelbewehrung :

	$n_7 \varnothing d_{s7}, e=10 \text{ cm},$ zweischnittig Bügel mit $l_{\ddot{u}}$ - schließen	Pos 6
--	---	-------

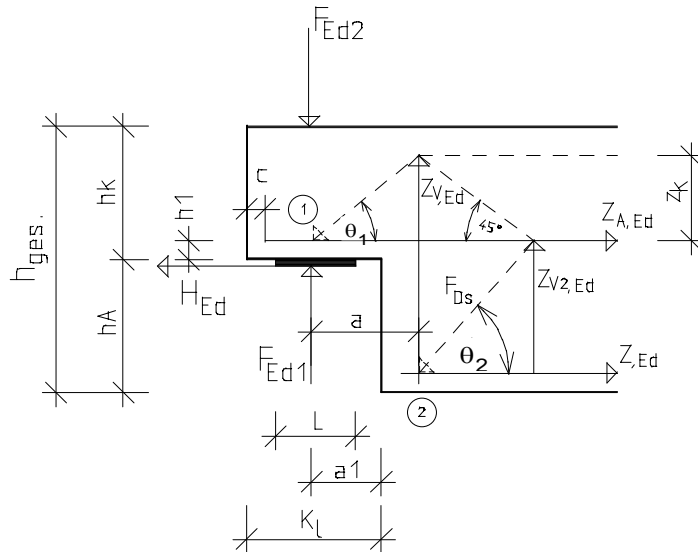
Anzahl und Durchmesser der Bügelbewehrung :  
 $d_{s7} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; ds; ) = 8 \text{ mm}$   
 $\text{Bez7} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; As \geq \text{erf.} A_{s,zv} / 2; d_s=d_{s7}) = 6 \text{ } \varnothing 8$   
 $\text{vorh.} A_{s,zv} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; As; \text{Bez}=\text{Bez7}) * 2 = 6,04 \text{ cm}^2$   
 $\frac{\text{erf.} A_{s,zv}}{\text{vorh.} A_{s,zv}} = \underline{\underline{0,51 < 1}}$

### Bewertungsschema



### Ausgeklinktes Auflager mit vertikaler Verbügelung (Stabwerksmodell)

Die Aufhängung erfolgt zu 100% durch lotrechte Bügel. Die Berechnung erfolgt durch Stabwerksmodelle  
 "Avak Stahlbetonbau im Beispielen Teil 2 , 2 Auflage"



#### Geometrie

Konsollänge $K_1$ =	35,0 cm
Konsoltiefe $K_t$ =	35,0 cm
Höhe Auskl. $h_A$ =	41,0 cm
Konsolhöhe $h_k$ =	44,0 cm
Lagerlänge $L$ =	18,0 cm
Lagerbreite $B$ =	20,0 cm
Exzentrizität $a_1$ =	19,5 cm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Bewehrung

Betondeckung $c$ =	3,50 cm
Lage Konsolleisen, $h_1$ =	5,00 cm
aus der Trägerbemessung:	
erf. $A_{s,Feld}$ =	4,35 cm <sup>2</sup>



### Belastung

Auflagerlast $F_{Ed1}$ =	200,0 kN
Zusatzlast auf Konsolnase $F_{Ed2}$ =	0,00 kN
Horizontallast $H_{Ed}$ =	0,00 kN
Berücksichtigung einer ungünstig wirkenden horizontalen Last von mindestens $0.2 \cdot F_{Ed}$ an Oberkante der Konsole (vgl. DAfStb Heft 525)	
$H_{Ed} = \text{MAX}(H_{Ed}; 0.2 \cdot (F_{Ed1} + F_{Ed2}))$	= 40,0 kN

### Berechnung der erforderlichen Biegezugbewehrung unten ( $Z_{Ed}$ )

(Für den Nachweis der Endverankerung)

$$\text{erf.}A_{s,z1} = \frac{F_{Ed1}}{(f_{yk} / \gamma_S)} \cdot 10 = 4,60 \text{ cm}^2$$

Aus Mindestanteil Feldbewehrung:

$$\text{min}A_{s,z2} = \frac{\text{erf.}A_{s,\text{Feld}}}{4} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{sz} = \text{MAX}(\text{erf.}A_{s,z1}; \text{min}A_{s,z2}) = 4,60 \text{ cm}^2$$

Bis zur Ausklinkung geführte Biegebewehrung des Stb.-Balkens, sowie evtl. Zulageeisen als U-Schlaufen:

	$n_1 \varnothing d_{s1}$  $+ n_2 \text{ U } \varnothing d_{s2}$ <b>(konstruktiv)</b>	<b>Pos 1</b>
--	---	--------------

Anzahl und Durchmesser der Biegebewehrung unten:

$d_{s1} =$	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	=	16 mm
Bez1 =	GEW("ec2_de/As"; Bez; ds=d <sub>s1</sub> ; As≥erf.A <sub>s,z1</sub> )	=	6 $\varnothing$ 16
$A_{sz1,\text{vorh}} =$	TAB("ec2_de/As"; As; Bez=Bez1)	=	12,06 cm <sup>2</sup>

Anzahl und Durchmesser der Schlaufenbewehrung unten:

$d_{s2} =$	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	=	6 mm
Bez2 =	GEW("EC2_de/As"; Bez; A <sub>s</sub> ≥(erf.A <sub>sz</sub> -A <sub>sz1,vorh</sub> )/2;d <sub>s</sub> =d <sub>s2</sub> )	=	1 $\varnothing$ 6
$\text{vorh.}A_{sz2} =$	TAB("EC2_de/As" ;As ;Bez=Bez2) * 2	=	0,56 cm <sup>2</sup>
$\text{vorh.}A_{sz} =$	A <sub>sz1,vorh</sub> + vorh.A <sub>sz2</sub>	=	12,62 cm <sup>2</sup>
$\frac{\text{erf.}A_{sz}}{\text{vorh.}A_{sz}}$		=	<u>0,36 &lt; 1</u>





## Nachweis der Verankerungslängen

Ermittlung der Grundwerte:

$$\begin{aligned} \text{Verbundbedingung } \eta_1 &= 1,0 \\ \text{Beiwert } \eta_2 &= \text{WENN}(d_{s1} \leq 32; 1,0; (132-d_{s1}) / 100) = 1,0 \\ \text{Verbundfestigkeit } f_{bd} &= 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 3,31 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} &= (d_{s1} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 526 \text{ mm} \end{aligned}$$

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1,0 \\ \alpha_2 &= 1,0 \end{aligned}$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s1}) = 160 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$\begin{aligned} A_{s,erf} &= \text{erf.} A_{s,z1} = 4,60 \text{ cm}^2 \\ A_{s,vorh} &= \text{vorh.} A_{s,z} = 12,62 \text{ cm}^2 \\ l_{bd,indir} &= \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) = 192 \text{ mm} \\ l_3 &= l_{bd,indir} = 192 \text{ mm} \end{aligned}$$

Die Auflagervorderkante wird in der Achse, des -von der Feldmitte aus gesehenen- ersten Aufhängebügels angenommen. Bei einem bestimmten Abstand der Aufhängebewehrung  $A_{s,zv}$  ergibt sich folgende erforderliche Mindestbügelanzahl.

$$\begin{aligned} e &= 50 \text{ mm} \\ \text{erf.n} &= \text{ABS}(l_{bd,indir} / e) + 0,49 + 1 = 5 \text{ Bügel} \end{aligned}$$

## Berechnung der erforderlichen Hochhängebewehrung ( $Z_{v,Ed}$ )



gewählte Vertikalbügelbewehrung :

	$n_3 \varnothing d_{s3}, e=5 \text{ cm}, \text{zweischnittig}$ Bügel mit $l_{\bar{u}}$ schließen	Pos 2
--	---	-------



### Berechnung der erforderlichen unteren Konsolbewehrung ( $Z_{A,Ed}$ )

$$\begin{aligned}
 a &= a_1 + c + 0,5 \cdot (n_3 - 1) \cdot e / 10 + d_{s3} / 20 &= 33,5 \text{ cm} \\
 z_k &= 0,85 \cdot (h_k - h_1) &= 33,15 \text{ cm} \\
 Z_{A,Ed} &= \frac{F_{Ed1} \cdot a}{z_k} + H_{Ed} \cdot \frac{z_k + h_1 + 2}{z_k} &= 250,6 \text{ kN} \\
 \text{erf.} A_{s,zA} &= \frac{Z_{A,Ed}}{f_{yk} / \gamma_S} \cdot 10 &= 5,76 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

gewählte Konsolbewehrung unten:

	$n_4 \text{ } \varnothing \text{ } d_{s4} \text{ als U.-Schlaufen}$	<b>Pos 3</b>
--	---	--------------

Anzahl und Durchmesser der Unteren Konsolbewehrung :

$$\begin{aligned}
 d_{s4} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; ds; ) &= 14 \text{ mm} \\
 \text{Bez4} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; As \geq \text{erf.} A_{s,zA} / 2; d_s = d_{s4}) &= 2 \text{ } \varnothing \text{ } 14 \\
 \text{vorh.} A_{s,zA} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; As; \text{Bez} = \text{Bez4}) \cdot 2 &= 6,16 \text{ cm}^2 \\
 \frac{\text{erf.} A_{s,zA}}{\text{vorh.} A_{s,zA}} &= \underline{\underline{0,94 < 1}}
 \end{aligned}$$

### a) Nachweis der Verankerungslängen in Richtung Balkenende

Ermittlung der Grundwerte:

$$\begin{aligned}
 \text{Verbundbedingung } \eta_1 &= 1,0 \\
 \text{Beiwert } \eta_2 &= \text{WENN} (d_{s4} \leq 32; 1,0; (132 - d_{s4}) / 100) &= 1,0 \\
 \text{Verbundfestigkeit } f_{bd} &= 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} &= 3,31 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} &= (d_{s4} / 4) \cdot (f_{yd} / f_{bd}) &= 460 \text{ mm} \\
 \text{Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))} & & \\
 \alpha_1 &= 0,7 \\
 \alpha_2 &= 1,0
 \end{aligned}$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot d_{s4}) = 140 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$\begin{aligned}
 A_{s,erf} &= \text{erf.} A_{s,zA} &= 5,76 \text{ cm}^2 \\
 A_{s,vorh} &= \text{vorh.} A_{s,zA} &= 6,16 \text{ cm}^2 \\
 l_{bd} &= \text{MAX}(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) &= 301 \text{ mm} \\
 \text{bei direkter Lagerung} & & \\
 l_{bd,dir} &= \text{MAX}(2 / 3 \cdot (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 \cdot d_{s4}) &= \underline{\underline{201 \text{ mm}}} \\
 l_2 &= l_{bd,dir} &= 201 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

aus der Geometrie maximal vorhandene Verankerungslänge:

$$\text{vorh.} l_2 = (K_1 - a_1 + L/2 - c) \cdot 10 = 210 \text{ mm}$$

$$\frac{l_2}{\text{vorh.} l_2} = \underline{\underline{0,96 < 1}}$$



#### b) Nachweis der Verankerungslängen in Richtung Balkenmitte

Grundwerte s.o.

Beiwerterte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s4}) = 140 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$A_{s,erf} = \text{erf.}A_{s,ZA} = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,vorh} = \text{vorh.}A_{s,ZA} = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) = 430 \text{ mm}$$

$$l_1 = l_{bd} = 430 \text{ mm}$$

#### Mindestlänge der unteren Konsolschlaufen ( Pos 3 )

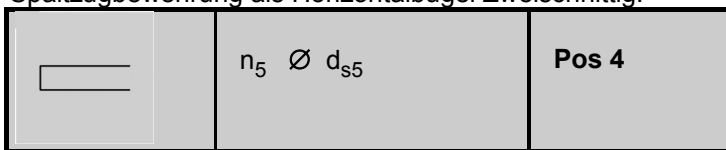
$$\text{min.}l_{ges} = K_1 - c + l_{bd} / 10 + h_A + \text{erf.}n / 2 * e / 10 = 128,0 \text{ cm}$$

### Berechnung der erforderlichen Spaltzugbewehrung

Zur Aufnahme von Spaltzugkräften wird in der Trägerkonsole eine zusätzliche Horizontalbewehrung in Form von Steckbügeln angeordnet.

$$\text{erf.}A_{s,sp} = \text{erf.}A_{s,ZA} / 3 = 1,92 \text{ cm}^2$$

Spaltzugbewehrung als Horizontalbügel Zweischnittig:



Anzahl und Durchmesser der Steckbügel :

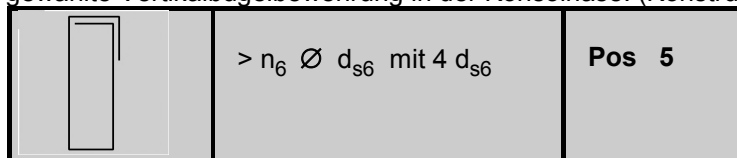
$$d_{s5} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez5} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } As \geq \text{erf.}A_{s,sp} / 2; d_s = d_{s5}) = 3 \text{ } \varnothing \text{ } 8$$

$$\text{vorh.}A_{s,sp} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } As; \text{Bez} = \text{Bez5}) * 2 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.}A_{s,sp}}{\text{vorh.}A_{s,sp}} = \underline{\underline{0,64 < 1}}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung in der Konsolnase: (Konstruktiv)



Anzahl und Durchmesser der Vertikalbügel :

$$d_{s6} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez6} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } d_s = d_{s6}) = 3 \text{ } \varnothing \text{ } 8$$

Nach Schlaich / Schäfer ist zusätzlich eine im Abstand  $l_4 < z$  vom Knoten 2 angreifendeVertikallast  $Z_{v2,Ed} = F_{Ed1}$  abzudecken:

$$l_4 = 0,85 * (h_A + h_k) - 6 = 66 \text{ cm}$$



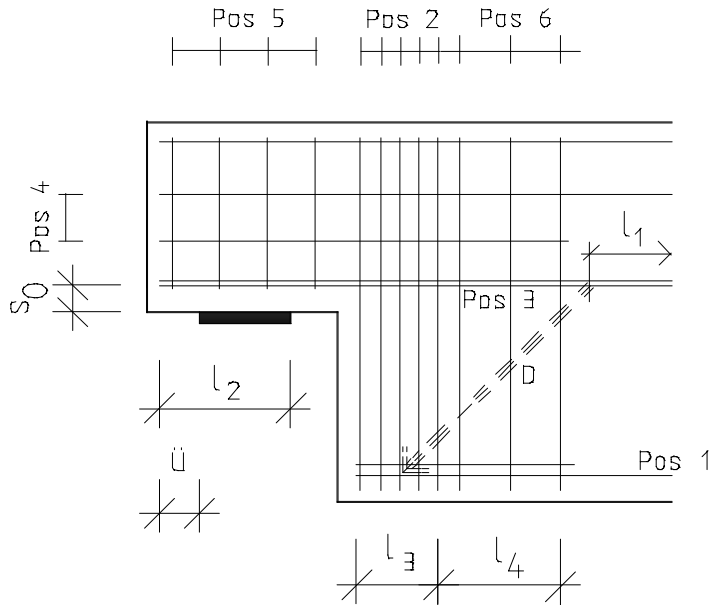
gewählte Vertikalbügelbewehrung :

	$n_7 \varnothing d_{s7}, e=10 \text{ cm}, \text{zweischnittig}$ Bügel mit $l_{\bar{u}}$ -schließen	<b>Pos 6</b>
--	---	--------------

Anzahl und Durchmesser der Bügelbewehrung :

$$\begin{aligned} d_{s7} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) &= & 8 \text{ mm} \\ \text{Bez7} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } As \geq \text{erf.} A_{s,zv} / 2; d_s = d_{s7}) &= & 6 \varnothing 8 \\ \text{vorh.} A_{s,zv} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } As; \text{Bez} = \text{Bez7}) * 2 &= & 6,04 \text{ cm}^2 \\ \frac{\text{erf.} A_{s,zv}}{\text{vorh.} A_{s,zv}} & &= & \underline{\underline{0,51 < 1}} \end{aligned}$$

### Bewertungsschema



## Nachweis der Druck - Zugknoten

### Knoten 1

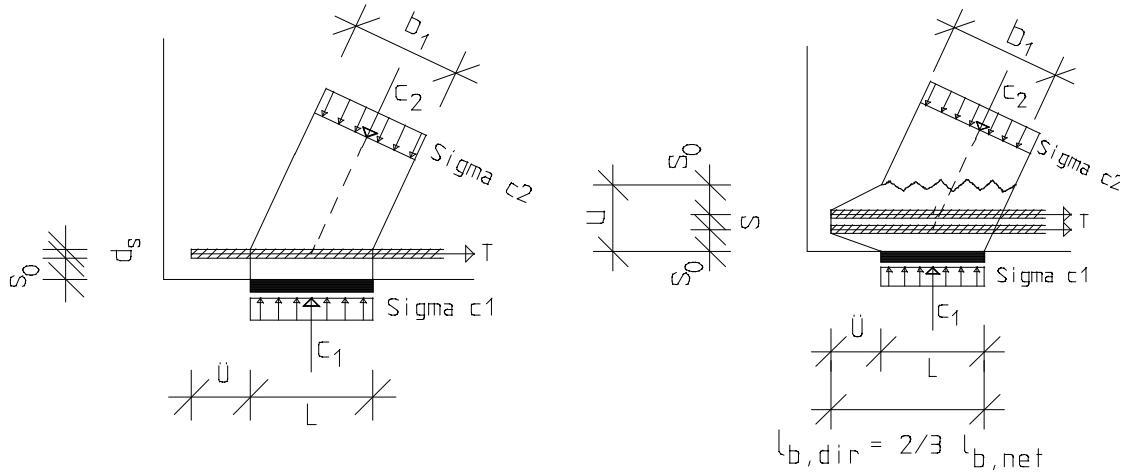
Bemessungswert der Druckstrebentragfähigkeit:

$$v' = \text{WENN}(f_{ck} > 50; (1,1 \cdot f_{ck} / 500); 1,0)$$

$$= 1,00$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \cdot v' \cdot f_{cd}$$

$$= 14,87 \text{ N/mm}^2$$





Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

Abstand der Konsolenisen untereinander:

$$s = \text{MAX}(20; d_{s4})$$

$$= 20 \text{ mm}$$

Anzahl der Bewehrungslagen :

$$n_E = 2 \text{ Stück}$$

$$u = \text{WENN}(\ddot{u}_{\text{vorh}} \leq \ddot{u}_{\text{min}} \text{ ODER } \ddot{u}_{\text{vorh}} \leq 0,5 \cdot s; u_2; d_{s4} + 2 \cdot s_0 + (n_E - 1) \cdot s)$$

$$= 134 \text{ mm}$$

Nachweis der Betondruckspannungen an den Knotenrändern:

$$\sigma_{c1} = \frac{(F_{Ed1} + F_{Ed2}) \cdot 10}{L \cdot B}$$

$$= 5,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{Rd,max}}$$

$$= \underline{\underline{0,37 < 1}}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{\sigma_{c1}}{\left(1 + \frac{u}{10 \cdot L} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta_1)}\right)^2 \cdot \sin(\Theta_1)^2}$$

$$= 6,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{Rd,max}}$$

$$= \underline{\underline{0,43 < 1}}$$



## Knoten 2

Berechnung des Druckstrebenwinkels  $\Theta_2$  :

$$\Theta_2 = 90 - \operatorname{atan}\left(\frac{Z_k}{h_A}\right) = 51,04^\circ \geq 30^\circ$$

Berechnung der Druckstrebendicke :

$$b_1 = ((n_3 - 1) * e + d_{s3}) * \sin(\Theta_2) = 163 \text{ mm}$$

Berechnung der Druckstrebenkraft aus den Gleichgewichtsbedingungen  
am Schnittpunkt  $Z_{A,Ed} / Z_{V2,Ed}$  :

$$Z_{V2,Ed} = F_{Ed1} = 200,0 \text{ kN}$$

$$F_{Ds1} = Z_{A,Ed} * \cos(\Theta_2) + Z_{V2,Ed} * \sin(\Theta_2) = 313,1 \text{ kN}$$

$$F_{Ds2} = (Z_{A,Ed} * \sin(\Theta_2) - Z_{V2,Ed} * \cos(\Theta_2)) * \tan(45 - (90 - \Theta_2)) = 7,3 \text{ kN}$$

$$F_{Ds} = F_{Ds1} + F_{Ds2} = 320,4 \text{ kN}$$

Nachweis der Betondruckspannungen am Knotenrand:

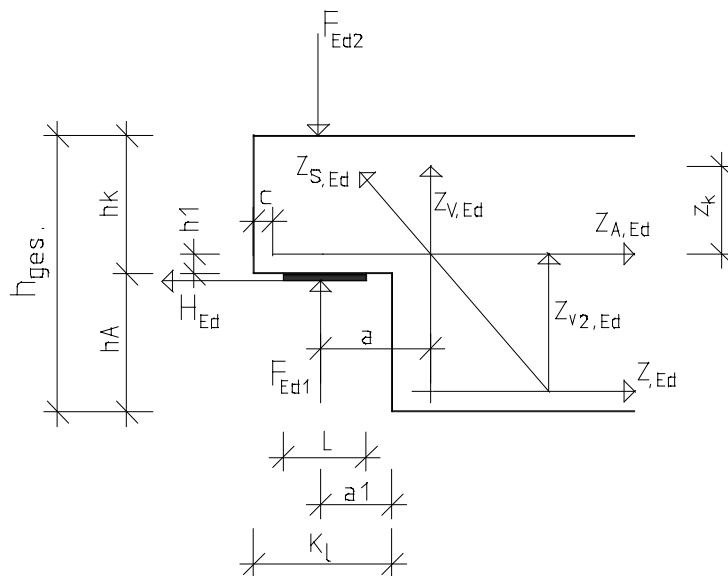
$$\sigma_{c2} = \frac{F_{Ds}}{b_1 * K_t} * 10^2 = 5,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{Rd,max}} = \underline{\underline{0,38 < 1}}$$

*Die weiteren Knoten werden für die Bemessung nicht mehr massgebend.*

### Ausgeklintes Auflager mit Bügeln und Schrägeisen

Die Aufhängung erfolgt sowohl durch lotrechte Bügel als auch durch Schrägeisen.



#### Geometrie

Konsollänge $K_1$ =	35,0 cm
Konsoltiefe $K_t$ =	35,0 cm
Höhe Auskl. $h_A$ =	41,0 cm
Konsolhöhe $h_k$ =	44,0 cm
Lagerlänge $L$ =	18,0 cm
Lagerbreite $B$ =	20,0 cm
Exzentrizität $a_1$ =	19,5 cm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Bewehrung

Betondeckung $c$ =	3,00 cm
Lage Konsolleisen, $h_1$ =	5,00 cm
aus der Trägerbemessung:	
erf. $A_{s,Feld}$ =	4,35 cm <sup>2</sup>

#### Belastung

Auflagerlast $F_{Ed1}$ =	200,0 kN
Zusatzlast auf Konsolnase $F_{Ed2}$ =	0,00 kN
Horizontallast $H_{Ed}$ =	0,00 kN
Berücksichtigung einer ungünstig wirkenden horizontalen Last von mindestens $0.2 \cdot F_{Ed}$ an Oberkante der Konsole (vgl. DAfStb Heft 525)	
$H_{Ed}$ =	MAX ( $H_{Ed}$ ; $0.2 \cdot (F_{Ed1} + F_{Ed2})$ ) = 40,0 kN



### Nachweis der Betondruckstrebe

Nach Heft 525 Nachweis für die Querkraft

$$\begin{aligned}b_w &= K_t &= & 35,0 \text{ cm} \\v_1 &= 0,7 - f_{ck} / 200 &= & 0,53 \\z_1 &= 0,9 \cdot (h_k - h_1) &= & 35,10 \text{ cm} \\f_{cd}' \text{ OHNE (!) Dauerstandsbeiwert } \alpha_{cc} &&& \\f_{cd}' &= f_{ck} / \gamma_C &= & 23,3 \text{ N/mm}^2 \\V_{Rd,max} &= 0,5 \cdot v_1 \cdot b_w \cdot z_1 \cdot f_{cd}' \cdot 10^{-1} &= & 758,54 \text{ kN} \\ \frac{F_{Ed1} + F_{Ed2}}{V_{Rd,max}} &&= & \underline{0,26 \leq 1}\end{aligned}$$

### Betondruckspannung am Auflager

$$\begin{aligned}A_{Lager} &= L \cdot B \cdot 10^{-4} &= & 0,0360 \text{ m}^2 \\ \sigma_{c1} &= (F_{Ed1} + F_{Ed2}) \cdot 10^{-3} / A_{Lager} &= & 5,56 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{c,max} &= 0,75 \cdot f_{cd} &= & 14,87 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma_{c1} / \sigma_{c,max} &&= & \underline{0,37 \leq 1}\end{aligned}$$

### Berechnung der erforderlichen Biegezugbewehrung unten ( $Z_{Ed}$ )



### Nachweis der Verankerungslängen

Ermittlung der Grundwerte:

$$\begin{aligned}\text{Verbundbedingung } \eta_1 &= & \mathbf{1,0} \\ \text{Beiwert } \eta_2 &= \text{WENN } (d_{s2} \leq 32; 1,0; (132 - d_{s2}) / 100) &= & 1,0 \\ \text{Verbundfestigkeit } f_{bd} &= 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} &= & 3,31 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} &= (d_{s1} / 4) \cdot (f_{yd} / f_{bd}) &= & 526 \text{ mm} \\ \text{Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))} &&& \\ \alpha_1 &= & 1,0 \\ \alpha_2 &= & 1,0 \\ \text{Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:} &&& \\ l_{b,min} &= \text{MAX}(0,3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot d_{s1}) &= & 160 \text{ mm}\end{aligned}$$





Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$\begin{aligned}
 A_{s,erf} &= \text{erf.}A_{s,z1} &= & 4,60 \text{ cm}^2 \\
 A_{s,vorh} &= \text{vorh.}A_{s,z} &= & 12,62 \text{ cm}^2 \\
 l_{bd,indir} &= \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) &= & 192 \text{ mm} \\
 l_3 &= l_{bd,indir} &= & \mathbf{192 \text{ mm}}
 \end{aligned}$$

Die Auflagervorderkante wird in der Achse, des -von der Feldmitte aus gesehenen- ersten Aufhängebügels angenommen. Bei einem bestimmten Abstand der Aufhängebewehrung  $A_{s,zv}$  ergibt sich folgende erforderliche Mindestbügelanzahl.

$$\begin{aligned}
 e &= 50 \text{ mm} \\
 \text{erf.}n &= \text{ABS}( (l_{bd,indir} / e) + 0.49 ) + 1 &= & 5 \text{ Bügel}
 \end{aligned}$$

### Berechnung der erforderlichen Hochhängebewehrung ( $Z_{v,Ed} + Z_{s,Ed}$ )

Die Aufteilung der Aufhängebewehrung kann nach [Steinle,Rostasy] beliebig gewählt werden.

Es wird jedoch empfohlen den Anteil der Schrägbewehrung nicht über 70% zu wählen.

Bei großen  $h_K$  sollte der Anteil der Schrägbewehrung groß sein, bei kleinem  $h_K$  eher klein.

Eine Mindestbewehrung an der Stelle  $Z_{A,Ed}$  zum Vermeiden eines Abscherens entlang der Nase ist in jedem Fall einzulegen.

#### Aufteilung der Aufhängekraft:

$$\begin{aligned}
 \text{Anteil lotrechte Bügel } \delta_l &= 65 \% \\
 \text{Anteil Schrägbewehrung } \delta_s &= (100 - \delta_l) = 35 \% \\
 \text{Winkel der Schrägbewehrung } \alpha &= 40,0^\circ
 \end{aligned}$$

$$Z_{v,Ed} = \frac{\delta_l}{100} * F_{Ed1} = 130,0 \text{ kN}$$

$$Z_{s,Ed} = \frac{\delta_s}{100} * F_{Ed1} = 70,0 \text{ kN}$$

$$\text{erf.}A_{s,zv} = \frac{Z_{v,Ed}}{(f_{yk} / \gamma_S)} * 10 = 2,99 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{s,zs} = \frac{(Z_{s,Ed} / \sin(\alpha))}{(f_{yk} / \gamma_S)} * 10 = 2,50 \text{ cm}^2$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung :

	<b><math>n_3 \varnothing d_{s3}</math>, e=5 cm, zweisehnittig Bügel mit <math>l_{ü}</math> schließen</b>	<b>Pos 2</b>
--	--	--------------

Anzahl und Durchmesser der Bügelbewehrung :

$$d_{s3} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Bez4} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } As \geq \text{erf.}A_{s,zv} / 2; d_s = d_{s3}) = 7 \varnothing 10$$

$$\text{vorh.}A_{s,zv} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } As; \text{Bez} = \text{Bez4}) * 2 = 11,00 \text{ cm}^2$$

$$n_3 = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } n; \text{Bez} = \text{Bez4}) = 7$$

$$\frac{\text{erf.}A_{s,zv}}{\text{vorh.}A_{s,zv}} = \mathbf{0,27 < 1}$$

$$\frac{\text{erf.}n}{n_3} = \mathbf{0,71 < 1}$$

Nach "Steinle / Rostasy" sollte die Aufhängebewehrung in folgendem Bereich angeordnet werden:



**b) Übergreifungslänge mit der Biegezugbewehrung unten:**

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$\alpha_1 =$		1,0
Beiwert für Querdruck		
$\alpha_5 =$		1,0
Stoßanteil einer Bewehrungslage		
Stoßanteil $\rho =$		100 %
lichte Stababstand $a =$		50 mm
Stabdurchmesser $d_s =$	$d_{s7}$	= 20 mm
Randabstand in der Stoßebene		
$c_1 =$		30 mm
Wirksamkeit der Stöße		
$\alpha_6 =$	$\text{MAX}(\alpha_{6,1}; \alpha_{6,2}; \alpha_{6,3}; \alpha_{6,4}; \alpha_{6,5}; \alpha_{6,6}; \alpha_{6,7}; \alpha_{6,8})$	= 2,0
$l_{0,\text{min}} =$	$\text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * \alpha_6 * l_{b,\text{rqd}}; 15 * d_s; 200)$	= 394 mm
$l_0 =$	$\text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_5 * \alpha_6 * A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}} * l_{b,\text{rqd}}; l_{0,\text{min}})$	= 394 mm

**Berechnung der erforderlichen unteren Konsolbewehrung ( $Z_{A,\text{Ed}}$ )**

$a =$	$a_1 + c + 0,5 * (n_3 - 1) * e / 10 + d_{s3} / 20$	= 38,0 cm
$z_k =$	$0,9 * (h_k - h_1)$	= 35,10 cm
$Z_{A,\text{Ed}} =$	$\frac{F_{\text{Ed1}} * a}{z_k} + H_{\text{Ed}} * \frac{z_k + h_1 + 2}{z_k}$	= 264,5 kN
$\text{erf.}A_{s,\text{zA}} =$	$\frac{Z_{A,\text{Ed}}}{f_{yk} / \gamma_S} * 10$	= 6,08 cm <sup>2</sup>

gewählte Konsolbewehrung unten:

	$n_4 \text{ } \varnothing \text{ } d_{s4} \text{ als U.-Schlaufen}$	<b>Pos 3</b>
--	---	--------------

Anzahl und Durchmesser der Unteren Konsolbewehrung :

$d_{s4} =$	$\text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; ds; )$	= 14 mm
$\text{Bez4} =$	$\text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; A_{s \geq \text{erf.}A_{s,\text{zA}}/2; d_s = d_{s4})$	= 3 $\varnothing$ 14
$\text{vorh.}A_{s,\text{zA}} =$	$\text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; A_s; \text{Bez} = \text{Bez4}) * 2$	= 9,24 cm <sup>2</sup>
$\frac{\text{erf.}A_{s,\text{zA}}}{\text{vorh.}A_{s,\text{zA}}}$		= <u>0,66 &lt; 1</u>



## Verankerung der unteren Konsolbewehrung

### a) Nachweis der Verankerungslängen in Richtung Balkenende

Ermittlung der Grundwerte:

$$\begin{aligned} \text{Verbundbedingung } \eta_1 &= 1,0 \\ \text{Beiwert } \eta_2 &= \text{WENN } (d_{s4} \leq 32; 1,0; (132-d_{s4}) / 100) = 1,0 \\ \text{Verbundfestigkeit } f_{bd} &= 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 3,31 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} &= (d_{s4} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 460 \text{ mm} \end{aligned}$$

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,7 \\ \alpha_2 &= 1,0 \end{aligned}$$



### Neigung der Druckstrebe:

Winkel der betrachteten Druckstrebe (s. Systemskizze Anfang):

$$\Theta_1 = \text{ATAN}(z_k/a) = 42,7^\circ$$

Achsabstand erstes Konsolenisen vom Betonrand :

$$s_0 = c * 10 + (d_{s4} / 2) + 8 = 45 \text{ mm}$$

Überstand Konsolenisen über Lasteinleitungshinterkante :

$$\ddot{u}_{\text{vorh}} = \text{vorh.} l_2 - L * 10 = 35 \text{ mm}$$

erforderlicher Mindestkonsolenisenüberstand nach [Steinle/Hahn, Bauingenieur Praxis]

$$\ddot{u}_{\text{min}} = \frac{s_0}{2} + \frac{d_{s4}}{4} = 26 \text{ mm}$$

### b) Nachweis der Verankerungslängen in Richtung Balkenmitte

Grundwerte s.o.

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1,0 \\ \alpha_2 &= 1,0 \end{aligned}$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,\text{min}} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s4}) = 140 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$\begin{aligned} A_{s,\text{erf}} &= \text{erf.} A_{s,zA} = 6,08 \text{ cm}^2 \\ A_{s,\text{vorh}} &= \text{vorh.} A_{s,zA} = 9,24 \text{ cm}^2 \\ l_{bd} &= \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}}; l_{b,\text{min}}) = 303 \text{ mm} \\ l_1 &= l_{bd} = 303 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mindestlänge der unteren Konsolschlaufen ( Pos 3 )

$$\text{min.} l_{\text{ges}} = K_1 - c + l_{bd} / 10 + h_A + \text{erf.} n / 2 * e / 10 = 115,8 \text{ cm}$$



### Berechnung der erforderlichen Spaltzugbewehrung

Zur Aufnahme von Spaltzugkräften wird in der Trägerkonsole eine zusätzliche Horizontalbewehrung in Form von Steckbügeln angeordnet.

$$\text{erf.}A_{s,\text{sp}} = \text{erf.}A_{s,zA} / 3 = 2,03 \text{ cm}^2$$

Spaltzugbewehrung als Horizontalbügel Zweischnittig:

	$n_5 \varnothing d_{s5}$	Pos 4
--	--------------------------	-------

Anzahl und Durchmesser der Steckbügel :

$$d_{s5} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez5} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } As \geq \text{erf.}A_{s,\text{sp}}/2; d_s = d_{s5}) = 3 \varnothing 8$$

$$\text{vorh.}A_{s,\text{sp}} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } As; \text{Bez} = \text{Bez5}) * 2 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.}A_{s,\text{sp}}}{\text{vorh.}A_{s,\text{sp}}} = \underline{0,67 < 1}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung in der Konsolnase: (Konstruktiv)

	$> n_6 \varnothing d_{s6} \text{ mit } 4 d_{s6}$	Pos 5
--	--	-------

Anzahl und Durchmesser der Vertikalbügel :

$$d_{s6} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez6} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } d_s = d_{s6}) = 3 \varnothing 8$$

Nach Schlaich / Schäfer ist zusätzlich eine im Abstand  $l_4 < z$  vom Knoten 2 angreifende

Vertikallast  $Z_{v2,Ed} = F_{Ed1}$  abzudecken:

$$l_4 = 0,85 * (h_A + h_k) - 6 = 66 \text{ cm}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung :

	$n_7 \varnothing d_{s7}, e=10 \text{ cm},$ zweischnittig Bügel mit $l_{\ddot{u}}$ -schließen	Pos 7
--	--	-------

Anzahl und Durchmesser der Bügelbewehrung :

$$d_{s8} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez8} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } As \geq \text{erf.}A_{s,\text{zv}}/2; d_s = d_{s8}) = 6 \varnothing 8$$

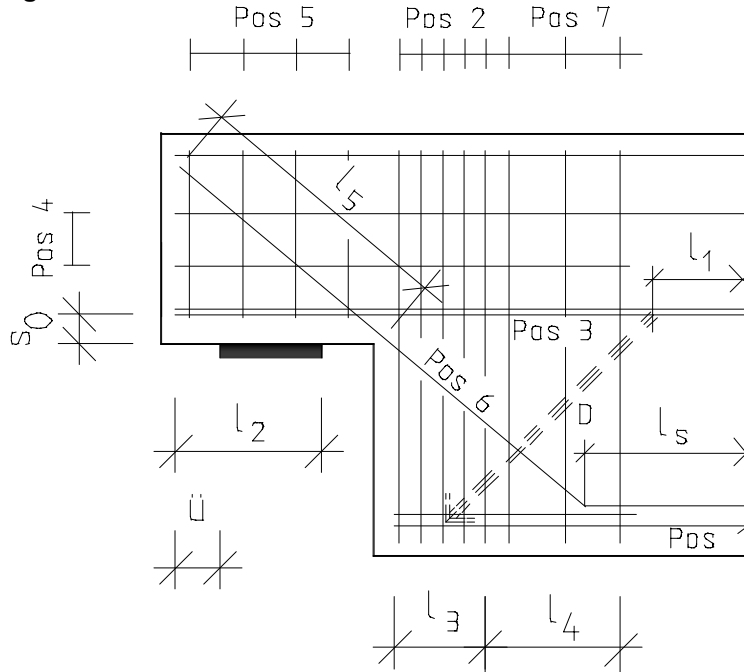
$$\text{vorh.}A_{s,\text{zv}} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } As; \text{Bez} = \text{Bez8}) * 2 = 6,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{s,\text{zv}} = \frac{F_{Ed1}}{(f_{yk} / \gamma_S)} * 10 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.}A_{s,\text{zv}}}{\text{vorh.}A_{s,\text{zv}}} = \underline{0,76 < 1}$$



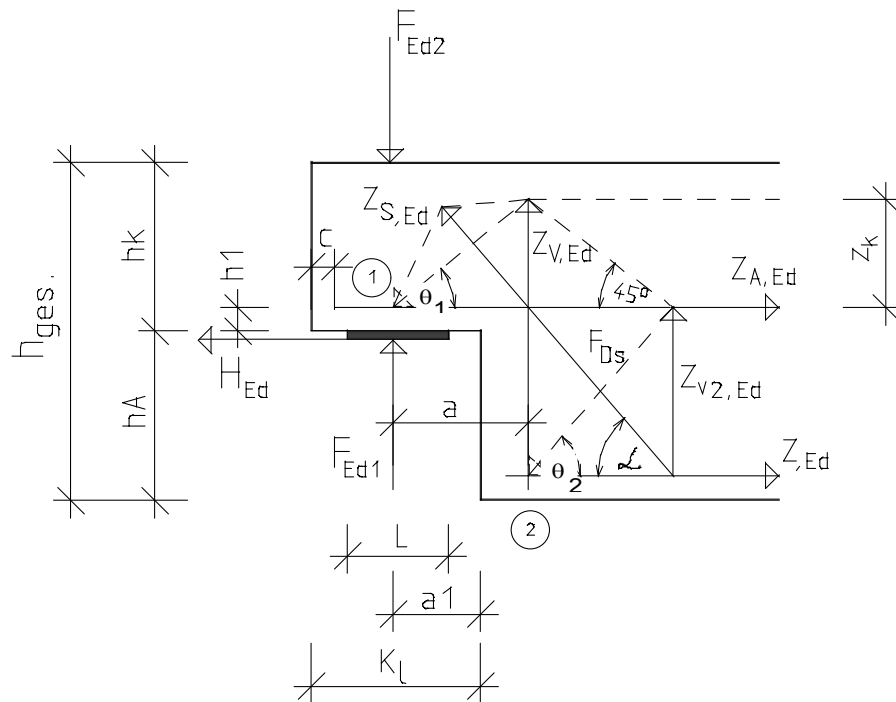
**Bewehrungsschema**



### Ausgeklinktes Auflager mit Bügeln und Schrägeisen (Stabwerksmodell)

Die Aufhängung erfolgt sowohl durch lotrechte Bügel als auch durch Schrägeisen.

Die Berechnung erfolgt durch Stabwerksmodelle "Avak Stahlbetonbau im Beispielen Teil2 , 2 Auflage"



#### Geometrie

Konsollänge $K_l$ =	35,0 cm
Konsoltiefe $K_t$ =	35,0 cm
Höhe Auskl. $h_A$ =	41,0 cm
Konsolhöhe $h_k$ =	44,0 cm
Lagerlänge $L$ =	18,0 cm
Lagerbreite $B$ =	20,0 cm
Exzentrizität $a_1$ =	19,5 cm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C$ =		=	1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =		=	B500
$f_{yk}$ =		=	500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =		=	1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Bewehrung

Betondeckung $c$ =	3,00 cm
Lage Konsolleisen, $h_1$ =	5,00 cm
aus der Trägerbemessung:	
erf. $A_{s,Feld}$ =	4,35 cm <sup>2</sup>



## Belastung

$$\begin{aligned} \text{Auflagerlast } F_{Ed1} &= 200,0 \text{ kN} \\ \text{Zusatzlast auf Konsolnase } F_{Ed2} &= 0,00 \text{ kN} \\ \text{Horizontallast } H_{Ed} &= 0,00 \text{ kN} \\ \text{Berücksichtigung einer ungünstig wirkenden horizontalen Last von mindestens } 0.2 * F_{Ed} \text{ an Oberkante} \\ \text{der Konsole (vgl. DAfStb Heft 525)} \\ H_{Ed} &= \text{MAX}(H_{Ed}; 0.2 * (F_{Ed1} + F_{Ed2})) = 40,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

## Berechnung der erforderlichen Biegezugbewehrung unten ( $Z_{Ed}$ )

(Für den Nachweis der Endverankerung)

$$\text{erf.}A_{s,z1} = \frac{F_{Ed1}}{(f_{yk} / \gamma_S)} * 10 = 4,60 \text{ cm}^2$$

Aus Mindestanteil Feldbewehrung:

$$\text{min}A_{s,z2} = \frac{\text{erf.}A_{s,\text{Feld}}}{4} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{s,z} = \text{MAX}(\text{erf.}A_{s,z1}; \text{min}A_{s,z2}) = 4,60 \text{ cm}^2$$



Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,\text{min}} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,\text{rqd}}; 10 * d_{s1}) = 160 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$A_{s,\text{erf}} = \text{erf.}A_{s,z1} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{vorh}} = \text{vorh.}A_{s,z} = 12,62 \text{ cm}^2$$

$$l_{bd,\text{indir}} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,\text{rqd}} * A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}}; l_{b,\text{min}}) = 192 \text{ mm}$$

$$l_3 = l_{bd,\text{indir}} = 192 \text{ mm}$$

Die Auflagervorderkante wird in der Achse, des -von der Feldmitte aus gesehenen- ersten Aufhängebügels angenommen. Bei einem bestimmten Abstand der Aufhängebewehrung  $A_{s,zv}$  ergibt sich folgende erforderliche Mindestbügelanzahl.

$$\begin{aligned} e &= 50 \text{ mm} \\ \text{erf.}n &= \text{ABS}(l_{bd,\text{indir}} / e) + 0.49 + 1 = 5 \text{ Bügel} \end{aligned}$$



### Berechnung der erforderlichen Hochhängebewehrung ( $Z_{v,Ed} + Z_{s,Ed}$ )

Die Aufteilung der Aufhängebewehrung kann nach [Steinle,Rostasy] beliebig gewählt werden. Es wird jedoch empfohlen den Anteil der Schrägbewehrung nicht über 70% zu wählen. Bei großen  $h_K$  sollte der Anteil der Schrägbewehrung gross sein, bei kleinem  $h_K$  eher klein. Eine Mindestbewehrung an der Stelle  $Z_{A,Ed}$  zum Vermeiden eines Abscherens entlang der Nase ist in jedem Fall einzulegen.

#### Aufteilung der Aufhängekraft:

$$\text{Anteil lotrechte Bügel } \delta_l = 65 \%$$

$$\text{Anteil Schrägbewehrung } \delta_s = (100 - \delta_l) = 35 \%$$

$$\text{Winkel der Schrägbewehrung } \alpha = 40,0^\circ$$

$$Z_{v,Ed} = \frac{\delta_l}{100} * F_{Ed1} = 130,0 \text{ kN}$$

$$Z_{s,Ed} = \frac{\delta_s}{100} * F_{Ed1} = 70,0 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } A_{s,zv} = \frac{Z_{v,Ed}}{(f_{yk} / \gamma_S)} * 10 = 2,99 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf. } A_{s,zs} = \frac{(Z_{s,Ed} / \sin(\alpha))}{(f_{yk} / \gamma_S)} * 10 = 2,50 \text{ cm}^2$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung :

	$n_3 \varnothing d_{s3}, e=5 \text{ cm, zweiseitig}$ <b>Bügel mit <math>l_{ü}</math> schließen</b>	<b>Pos 2</b>
--	---	--------------

Anzahl und Durchmesser der Bügelbewehrung :

$$d_{s3} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Bez4} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; As} \geq \text{erf. } A_{s,zv} / 2; d_s = d_{s3}) = 7 \varnothing 10$$

$$\text{vorh. } A_{s,zv} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; As; Bez} = \text{Bez4}) * 2 = 11,00 \text{ cm}^2$$

$$n_3 = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; n; Bez} = \text{Bez4}) = 7$$

$$\frac{\text{erf. } A_{s,zv}}{\text{vorh. } A_{s,zv}} = \underline{0,27 < 1}$$

$$\frac{\text{erf. } n}{n_3} = \underline{0,71 < 1}$$

Nach "Steinle / Rostasy" sollte die Aufhängebewehrung in folgendem Bereich angeordnet werden:

$$b_m = \text{WENN}(h_K / 2 < 2 * a_1; h_K / 2; 2 * a_1) * 10 = 220 \text{ mm}$$

Nach "Leonhardt Teil 3" sollte die Aufhängebewehrung in folgendem Bereich angeordnet werden:

$$b_m = \frac{h_A + h_K}{4} * 10 = 213 \text{ mm}$$

$$\text{vorh. } b_m = (\text{erf. } n - 1) * e + d_{s3} = 210 \text{ mm}$$

gewählte Schrägbewehrung :

	$n_7 \varnothing d_{s7}, \text{ als Schlaufen}$	<b>Pos 6</b>
--	---	--------------





Anzahl und Durchmesser der Schrägbewehrung :

$$d_{s7} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Bez7} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } As \geq \text{erf.} A_{s,zv}/2; d_s = d_{s7}) = 2 \text{ } \varnothing 20$$

$$\text{vorh.} A_{s,zs} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } As ; \text{Bez} = \text{Bez7} ) * 2 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.} A_{s,zs}}{\text{vorh.} A_{s,zs}} = \underline{0,20} < 1$$

Verankerung der schrägen Aufhängebewehrung :  
a) Verankerung im Konsolbereich oben:



b) Übergreifungslänge mit der Biegezugbewehrung unten:  
Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

Beiwert für Querdruck

$$\alpha_5 = 1,0$$

Stoßanteil einer Bewehrungslage

$$\text{Stoßanteil } \rho = 100 \%$$

lichte Stababstand a = 50 mm

Stabdurchmesser  $d_s = d_{s7} = 20 \text{ mm}$

Randabstand in der Stoßebene

$$c_1 = 30 \text{ mm}$$

Wirksamkeit der Stöße

$$\alpha_6 = \text{MAX}(\alpha_{6,1}; \alpha_{6,2}; \alpha_{6,3}; \alpha_{6,4}; \alpha_{6,5}; \alpha_{6,6}; \alpha_{6,7}; \alpha_{6,8}) = 2,0$$

$$l_{0,\text{min}} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * \alpha_6 * l_{b,\text{rqd}}; 15 * d_s; 200) = 394 \text{ mm}$$

$$l_0 = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_5 * \alpha_6 * A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}} * l_{b,\text{rqd}}; l_{0,\text{min}}) = 394 \text{ mm}$$

### Berechnung der erforderlichen unteren Konsolbewehrung ( $Z_{A,Ed}$ )

$$a = a_1 + c + 0,5 * (n_3 - 1) * e/10 + d_{s3}/20 = 38,0 \text{ cm}$$

$$z_k = 0,85 * (h_k - h_1) = 33,15 \text{ cm}$$

$$Z_{A,Ed} = \frac{F_{Ed1} * a}{z_k} + H_{Ed} * \frac{z_k + h_1 + 2}{z_k} = 277,7 \text{ kN}$$

$$\text{erf.} A_{s,zA} = \frac{Z_{A,Ed}}{f_{yk} / \gamma_S} = 6,39 \text{ cm}^2$$

gewählte Konsolbewehrung unten:

	$n_4 \varnothing d_{s4}$ als U.- Schlaufen	<b>Pos 3</b>
--	--	--------------



Anzahl und Durchmesser der Unteren Konsolbewehrung :

$$\begin{aligned}d_{s4} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; ds; ) &= & 14 \text{ mm} \\ \text{Bez4} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; As \geq \text{erf.}A_{s,ZA}/2; d_s = d_{s4}) &= & 3 \text{ } \varnothing 14 \\ \text{vorh.}A_{s,ZA} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"} ; As ; \text{Bez} = \text{Bez4} ) * 2 &= & 9,24 \text{ cm}^2 \\ \frac{\text{erf.}A_{s,ZA}}{\text{vorh.}A_{s,ZA}} & &= & \underline{0,69} < 1\end{aligned}$$

a) Nachweis der Verankerungslängen in Richtung Balkenende  
Ermittlung der Grundwerte:



b) Nachweis der Verankerungslängen in Richtung Balkenmitte  
Grundwerte s.o.

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= 1,0 \\ \alpha_2 &= 1,0\end{aligned}$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s4}) = 140 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$\begin{aligned}A_{s,erf} &= \text{erf.}A_{s,ZA} &= & 6,39 \text{ cm}^2 \\ A_{s,vorh} &= \text{vorh.}A_{s,ZA} &= & 9,24 \text{ cm}^2 \\ l_{bd} &= \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) &= & 318 \text{ mm} \\ l_1 &= l_{bd} &= & 318 \text{ mm}\end{aligned}$$

Mindestlänge der unteren Konsolschlaufen ( Pos 3 )

$$\text{min.}l_{ges} = K_l - c + l_{bd} / 10 + h_A + \text{erf.}n / 2 * e / 10 = 117,3 \text{ cm}$$



### Berechnung der erforderlichen Spaltzugbewehrung

Zur Aufnahme von Spaltzugkräften wird in der Trägerkonsole eine zusätzliche Horizontalbewehrung in Form von Steckbügeln angeordnet.

$$\text{erf.}A_{s,\text{sp}} = \text{erf.}A_{s,zA} / 3 = 2,13 \text{ cm}^2$$

Spaltzugbewehrung als Horizontalbügel Zweischnittig:

	$n_5 \varnothing d_{s5}$	Pos 4
--	--------------------------	-------

Anzahl und Durchmesser der Steckbügel :

$$d_{s5} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; ds; }) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez5} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; As} \geq \text{erf.}A_{s,\text{sp}}/2; d_s=d_{s5}) = 3 \varnothing 8$$

$$\text{vorh.}A_{s,\text{sp}} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; As; Bez=Bez5}) * 2 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.}A_{s,\text{sp}}}{\text{vorh.}A_{s,\text{sp}}} = \underline{0,71 < 1}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung in der Konsolnase: (Konstruktiv)

	$> n_6 \varnothing d_{s6}$ mit 4 $d_{s6}$	Pos 5
--	---	-------

Anzahl und Durchmesser der Vertikalbügel :

$$d_{s6} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; ds; }) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez6} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } d_s=d_{s6}) = 3 \varnothing 8$$

Nach Schlaich / Schäfer ist zusätzlich eine im Abstand  $l_4 < z$  vom Knoten 2 angreifende

Vertikallast  $Z_{v2,Ed} = F_{Ed1}$  abzudecken:

$$l_4 = 0,85 * (h_A + h_k) - 6 = 66 \text{ cm}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung :

	$n_7 \varnothing d_{s7}$ , $e=10 \text{ cm}$ , zweischnittig Bügel mit $l_u$ -schließen	Pos 7
--	---	-------

Anzahl und Durchmesser der Bügelbewehrung :

$$d_{s8} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; ds; }) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez8} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; As} \geq \text{erf.}A_{s,\text{zv}}/2; d_s=d_{s8}) = 6 \varnothing 8$$

$$\text{vorh.}A_{s,\text{zv}} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; As; Bez=Bez8}) * 2 = 6,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{s,\text{zv}} = \frac{F_{Ed1}}{(f_{yk} / \gamma_S)} * 10 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.}A_{s,\text{zv}}}{\text{vorh.}A_{s,\text{zv}}} = \underline{0,76 < 1}$$





Software zur Dokumentation und Berechnung

cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

Nachweis der Betondruckspannungen an den Knotenrändern:

$$\sigma_{c1} = \frac{(F_{Ed1} + F_{Ed2}) * 10}{L * B} = 5,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{Rd,max}} = \underline{0,37 < 1}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{\sigma_{c1}}{\left(1 + \frac{u}{10 * L} * \frac{1}{\tan(\Theta_1)}\right) * \sin(\Theta_1)^2} = 7,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{Rd,max}} = \underline{0,48 < 1}$$

## Knoten 2

Berechnung des Druckstrebenwinkels  $\Theta_2$  :

$$\Theta_2 = 90 - \text{atan}\left(\frac{z_k}{h_A}\right) = 51,04^\circ \geq 30^\circ$$

Berechnung der Druckstreben Dicke :

$$b_1 = ((n_3 - 1) * e + d_{s3}) * \sin(\Theta_2) = 241 \text{ mm}$$

Berechnung der Druckstrebenkraft aus den Gleichgewichtsbedingungen am Schnittpunkt  $Z_{A,Ed} / Z_{V2,Ed}$  :

$$Z_{V2,Ed} = F_{Ed1} = 200,0 \text{ kN}$$

$$F_{Ds1} = Z_{A,Ed} * \cos(\Theta_2) + Z_{V2,Ed} * \sin(\Theta_2) = 330,1 \text{ kN}$$

$$F_{Ds2} = (Z_{A,Ed} * \sin(\Theta_2) - Z_{V2,Ed} * \cos(\Theta_2)) * \tan(45 - (90 - \Theta_2)) = 9,5 \text{ kN}$$

$$F_{Ds} = F_{Ds1} + F_{Ds2} = 339,6 \text{ kN}$$

Nachweis der Betondruckspannungen am Knotenrand:

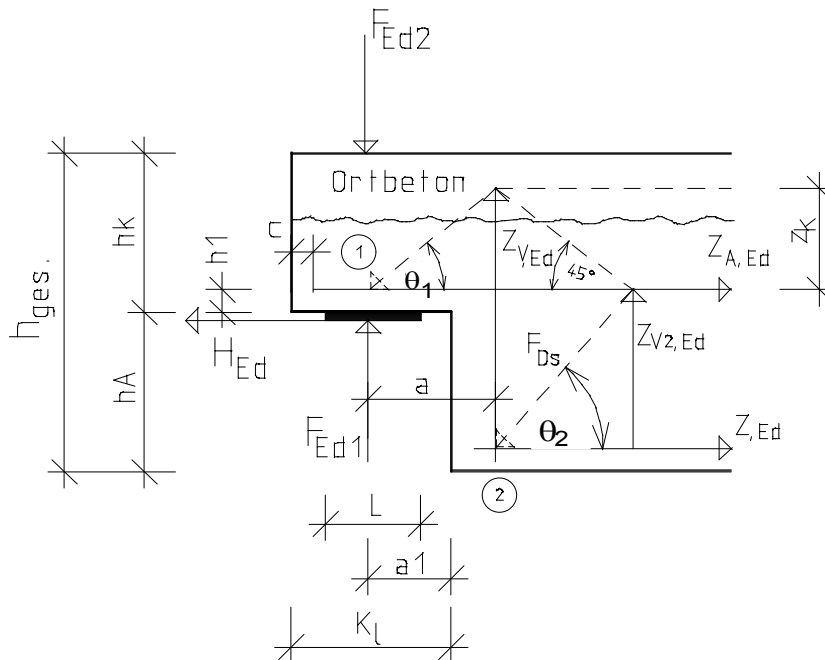
$$\sigma_{c2} = \frac{F_{Ds}}{b_1 * K_t} * 10^2 = 4,03 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{Rd,max}} = \underline{0,27 < 1}$$

Die weiteren Knoten werden für die Bemessung nicht mehr massgebend.

### Ausgeklinktes Auflager Verbundbalken (Halbfertigteil)

Die Aufhängung erfolgt zu 100% durch lotrechte Bügel. Die Berechnung erfolgt durch Stabwerksmodelle  
 "Avak Stahlbetonbau im Beispielen Teil 2 , 2 Auflage"



#### Geometrie

Konsollänge $K_l$ =	35,0 cm
Konsoltiefe $K_t$ =	35,0 cm
Höhe Auskl. $h_A$ =	41,0 cm
Konsolhöhe $h_k$ =	44,0 cm
Lagerlänge $L$ =	18,0 cm
Lagerbreite $B$ =	25,0 cm
Exzentrizität $a_1$ =	19,5 cm

#### Material

##### Ortbeton:

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C25/30
$\gamma_{C1}$ =			1,50
$f_{ck1}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	25,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd1}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	14,17 N/mm <sup>2</sup>

##### Fertigteil:

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>

##### Betonstahl =

$f_{yk}$ =			B500
			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>



### Bewehrung

Betondeckung $c =$	3,00 cm
Lage Konsolleisen, $h_1 =$	5,00 cm
aus der Trägerbemessung: $\text{erf.}A_{s,\text{Feld}} =$	4,35 cm <sup>2</sup>

### Belastung

Auflagerlast $F_{\text{Ed}1} =$	200,0 kN
Zusatzlast auf Konsolnase $F_{\text{Ed}2} =$	0,00 kN
Horizontallast $H_{\text{Ed}} =$	0,00 kN
Berücksichtigung einer ungünstig wirkenden horizontalen Last von mindestens $0.2 \cdot F_{\text{Ed}}$ an Oberkante der Konsole (vgl. DAfStb Heft 525) $H_{\text{Ed}} = \text{MAX}(H_{\text{Ed}}; 0.2 \cdot (F_{\text{Ed}1} + F_{\text{Ed}2}))$	= 40,00 kN

### Berechnung der erforderlichen Biegezugbewehrung unten ( $Z_{\text{Ed}}$ )

(Für den Nachweis der Endverankerung)

$$\text{erf.}A_{s,z1} = \frac{F_{\text{Ed}1}}{(f_{yk} / \gamma_S)} * 10 = 4,60 \text{ cm}^2$$

Aus Mindestanteil Feldbewehrung:

$$\text{min}A_{s,z2} = \frac{\text{erf.}A_{s,\text{Feld}}}{4} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{sz} = \text{MAX}(\text{erf.}A_{s,z1}; \text{min}A_{s,z2}) = 4,60 \text{ cm}^2$$

Bis zur Ausklinkung geführte Biegebewehrung des Stb.-Balkens, sowie evtl. Zulageeisen als U-Schlaufen:

	$n_1 \varnothing d_{s1}$ + $n_2 \text{ U } \varnothing d_{s2}$ (konstruktiv)	<b>Pos 1</b>
--	--	--------------

Anzahl und Durchmesser der Biegebewehrung unten:

$d_{s1} =$	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	=	16 mm
Bez1 =	GEW("ec2_de/As"; Bez; ds=d <sub>s1</sub> ; As≥erf.A <sub>s,z1</sub> )	=	6 Ø 16
$A_{sz1,\text{vorh}} =$	TAB("ec2_de/As"; As; Bez=Bez1)	=	12,06 cm <sup>2</sup>

Anzahl und Durchmesser der Schlaufenbewehrung unten:

$d_{s2} =$	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	=	6 mm
Bez2 =	GEW("EC2_de/As"; Bez; A <sub>s</sub> ≥(erf.A <sub>sz</sub> -A <sub>sz1,vorh</sub> )/2;d <sub>s</sub> =d <sub>s2</sub> )	=	1 Ø 6
$\text{vorh.}A_{sz2} =$	TAB("EC2_de/As" ;As ;Bez=Bez2) * 2	=	0,56 cm <sup>2</sup>
$\text{vorh.}A_{sz} =$	A <sub>sz1,vorh</sub> + vorh.A <sub>sz2</sub>	=	12,62 cm <sup>2</sup>
$\frac{\text{erf.}A_{sz}}{\text{vorh.}A_{sz}}$		=	<u>0,36 &lt; 1</u>



### Nachweis der Verankerungslängen

Ermittlung der Grundwerte (maßgebend ist Betongüte des Fertigteils):



### Berechnung der erforderlichen Hochhängebewehrung ( $Z_{v,Ed}$ )

Nach Leonhard Teil 3, kann die erforderliche Hochhängebewehrung praktisch reduziert werden

$$Z_{v,Ed} = \text{MIN}(F_{Ed1}; F_{Ed1} * 0.35 * \frac{h_A + h_k}{h_k}) = 135,23 \text{ kN}$$

$$\text{erf.}A_{s,zv} = \frac{Z_{v,Ed}}{(f_{yk} / \gamma_S)} * 10 = 3,11 \text{ cm}^2$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung :

	$n_3 \text{ } \emptyset \text{ } d_{s3}, e=5 \text{ cm, zweischnittig}$ Bügel mit $l_{\bar{u}}$ schließen	<b>Pos 2</b>
--	--	--------------

Anzahl und Durchmesser der Bügelbewehrung :

$$d_{s3} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Bez4} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; As} \geq \text{erf.}A_{s,zv}/2; d_s = d_{s3}) = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 10$$

$$\text{vorh.}A_{s,zv} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; As; Bez} = \text{Bez4}) * 2 = 7,86 \text{ cm}^2$$

$$n_3 = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; n; Bez} = \text{Bez4}) = 5$$

$$\frac{\text{erf.}A_{s,zv}}{\text{vorh.}A_{s,zv}} = \underline{\underline{0,40 < 1}}$$

$$\frac{\text{erf.}n}{n_3} = \underline{\underline{1,00 < 1}}$$

Nach "Steinle / Rostasy" sollte die Aufhängebewehrung in folgendem Bereich angeordnet werden:

$$b_m = \text{WENN}(h_k / 2 < 2 * a_1; h_k / 2; 2 * a_1) * 10 = 220 \text{ mm}$$

Nach "Leonhardt Teil 3" sollte die Aufhängebewehrung in folgendem Bereich angeordnet werden:

$$b_m = \frac{h_A + h_k}{4} * 10 = 213 \text{ mm}$$

$$\text{vorh.}b_m = (\text{erf.}n - 1) * e + d_{s3} = 210 \text{ mm}$$

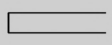




### Berechnung der erforderlichen unteren Konsolbewehrung ( $Z_{A,Ed}$ )

$$\begin{aligned} a &= a_1 + c + 0,5 \cdot (n_3 - 1) \cdot e / 10 + d_{s3} / 20 &= & 33,0 \text{ cm} \\ z_k &= 0,85 \cdot (h_k - h_1) &= & 33,15 \text{ cm} \\ Z_{A,Ed} &= \frac{F_{Ed1} \cdot a}{z_k} + H_{Ed} \cdot \frac{z_k + h_1 + 2}{z_k} &= & 247,5 \text{ kN} \\ \text{erf.} A_{s,zA} &= \frac{Z_{A,Ed}}{f_{yk} / \gamma_S} \cdot 10 &= & 5,69 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

gewählte Konsolbewehrung unten:

	$n_4 \varnothing d_{s4}$ als U.-Schlaufen	Pos 3
---	---	-------

Anzahl und Durchmesser der Unteren Konsolbewehrung :

$$\begin{aligned} d_{s4} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; ds; ) &= & 14 \text{ mm} \\ \text{Bez4} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; As \geq \text{erf.} A_{s,zA} / 2; d_s = d_{s4}) &= & 2 \varnothing 14 \\ \text{vorh.} A_{s,zA} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; As; \text{Bez} = \text{Bez4}) \cdot 2 &= & 6,16 \text{ cm}^2 \\ \frac{\text{erf.} A_{s,zA}}{\text{vorh.} A_{s,zA}} &= &= & \underline{0,92} < 1 \end{aligned}$$

a) Nachweis der Verankerungslängen in Richtung Balkenende  
Ermittlung der Grundwerte (maßgebend Betongüte Fertigteil):



b) Nachweis der Verankerungslängen in Richtung Balkenmitte

Grundwerte s.o.

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1,0 \\ \alpha_2 &= 1,0 \end{aligned}$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot d_{s4}) = 140 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$\begin{aligned} A_{s,erf} &= \text{erf.} A_{s,zA} &= & 5,69 \text{ cm}^2 \\ A_{s,vorh} &= \text{vorh.} A_{s,zA} &= & 6,16 \text{ cm}^2 \\ l_{bd} &= \text{MAX}(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) &= & 425 \text{ mm} \\ l_1 &= l_{bd} &= & 425 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mindestlänge der unteren Konsolschlaufen ( Pos 3 )

$$\text{min.} l_{ges} = K_1 - c + l_{bd} / 10 + h_A + \text{erf.} n / 2 \cdot e / 10 = 128,0 \text{ cm}$$



### Berechnung der erforderlichen Spaltzugbewehrung

Zur Aufnahme von Spaltzugkräften wird in der Trägerkonsole eine zusätzliche Horizontalbewehrung in Form von Steckbügeln angeordnet.

$$\text{erf.}A_{s,\text{sp}} = \text{erf.}A_{s,\text{zA}} / 3 = 1,90 \text{ cm}^2$$

Spaltzugbewehrung als Horizontalbügel Zweischnittig:

	$n_5 \varnothing d_{s5}$	Pos 4
--	--------------------------	-------

Anzahl und Durchmesser der Steckbügel :

$$d_{s5} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; ds; }) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez5} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; As} \geq \text{erf.}A_{s,\text{sp}}/2; d_s=d_{s5}) = 3 \varnothing 8$$

$$\text{vorh.}A_{s,\text{sp}} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; As; Bez=Bez5}) * 2 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.}A_{s,\text{sp}}}{\text{vorh.}A_{s,\text{sp}}} = \underline{\underline{0,63 < 1}}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung in der Konsolnase: (Konstruktiv)

	$> n_6 \varnothing d_{s6}$ mit 4 $d_{s6}$	Pos 5
--	---	-------

Anzahl und Durchmesser der Vertikalbügel :

$$d_{s6} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; ds; }) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez6} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } d_s=d_{s6}) = 3 \varnothing 8$$

Nach Schlaich / Schäfer ist zusätzlich eine im Abstand  $l_4 < z$  vom Knoten 2 angreifende Vertikallast  $Z_{v2,Ed} = F_{Ed1}$  abzudecken:

$$l_4 = 0,85 * (h_A + h_k) - 6 = 66 \text{ cm}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung :

	$n_7 \varnothing d_{s7}$ , $e=10 \text{ cm}$ , zweischnittig Bügel mit $l_u$ -schließen	Pos 6
--	--	-------

Anzahl und Durchmesser der Bügelbewehrung :

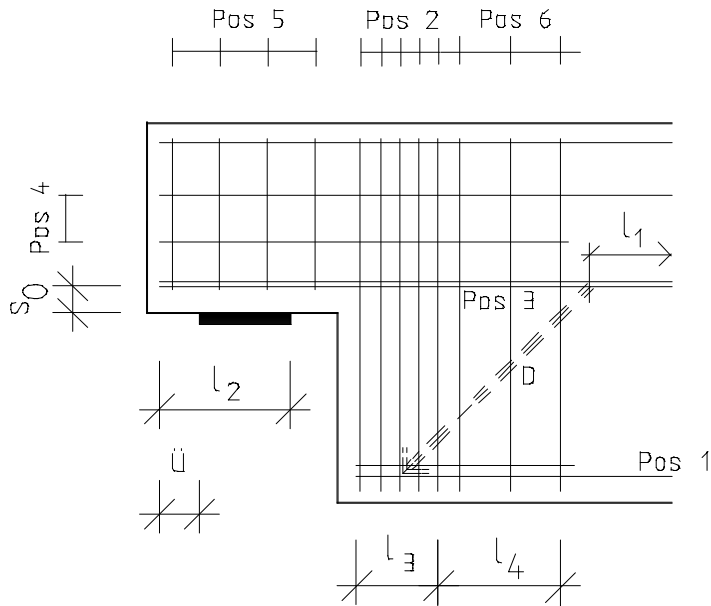
$$d_{s7} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; ds; }) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez7} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; As} \geq \text{erf.}A_{s,\text{zv}}/2; d_s=d_{s7}) = 6 \varnothing 8$$

$$\text{vorh.}A_{s,\text{zv}} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; As; Bez=Bez7}) * 2 = 6,04 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.}A_{s,\text{zv}}}{\text{vorh.}A_{s,\text{zv}}} = \underline{\underline{0,51 < 1}}$$

## Bewehrungsschema



## Nachweis der Druck - Zugknoten

### Knoten 1

Bemessungswert der Druckstreben­tragfähigkeit:

$$v' = \text{WENN}(f_{ck} > 50; (1,1 - f_{ck}/500); 1,0)$$

$$= 1,00$$

Fertigteil:

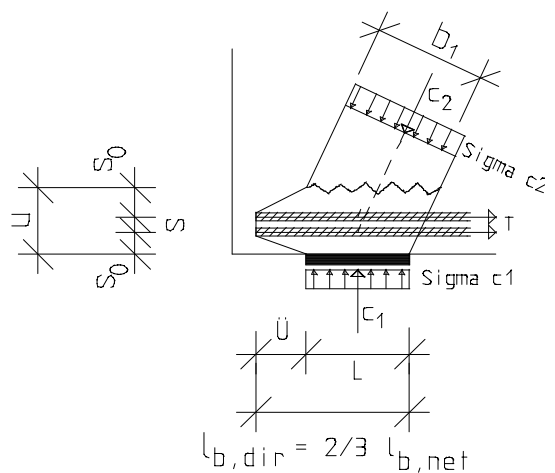
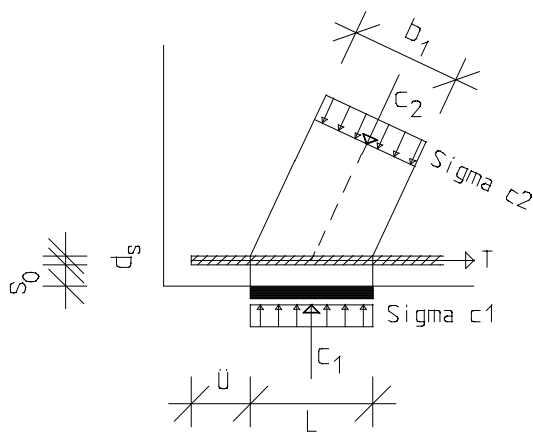
$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \cdot v' \cdot f_{cd}$$

$$= 14,87 \text{ N/mm}^2$$

Ortbeton:

$$\sigma_{Rd,max1} = 0,75 \cdot v' \cdot f_{cd1}$$

$$= 10,63 \text{ N/mm}^2$$





## Knoten 2

Berechnung des Druckstrebenwinkels  $\Theta_2$  :

$$\Theta_2 = 90 - \text{atan} \left( \frac{z_k}{h_A} \right) = 51,04^\circ \geq 30^\circ$$

Berechnung der Druckstrebindicke :

$$b_1 = ((n_3 - 1) * e + d_{s3}) * \sin(\Theta_2) = 163 \text{ mm}$$

Berechnung der Druckstrebenkraft aus den Gleichgewichtsbedingungen am Schnittpunkt  $Z_{A,Ed} / Z_{V2,Ed}$  :

$$Z_{V2,Ed} = F_{Ed1} = 200,0 \text{ kN}$$

$$F_{Ds1} = Z_{A,Ed} * \cos(\Theta_2) + Z_{V2,Ed} * \sin(\Theta_2) = 311,1 \text{ kN}$$

$$F_{Ds2} = (Z_{A,Ed} * \sin(\Theta_2) - Z_{V2,Ed} * \cos(\Theta_2)) * \tan(45 - (90 - \Theta_2)) = 7,1 \text{ kN}$$

$$F_{Ds} = F_{Ds1} + F_{Ds2} = 318,2 \text{ kN}$$

Nachweis der Betondruckspannungen am Knotenrand:

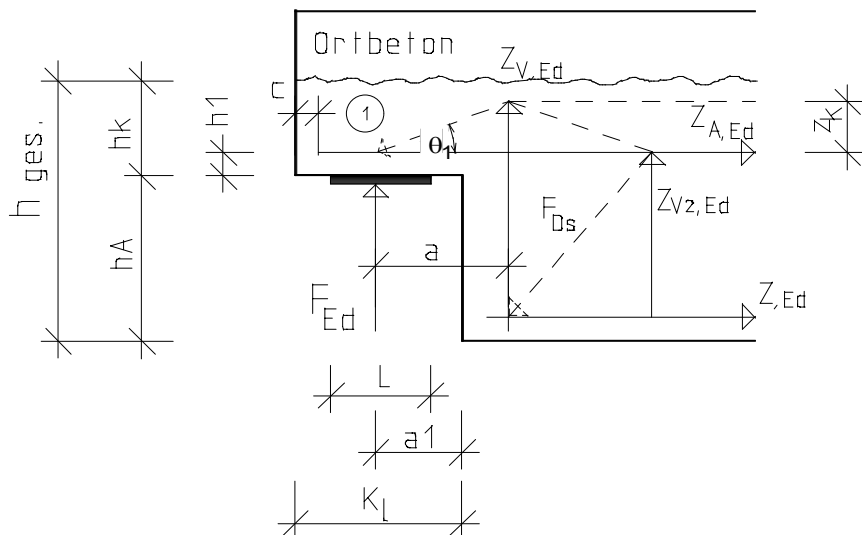
$$\sigma_{c2} = \frac{F_{Ds}}{b_1 * K_t} * 10^2 = 5,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{Rd,max}} = \underline{\underline{0,38 < 1}}$$

*Die weiteren Knoten werden für die Bemessung nicht mehr massgebend.*

### Ausgeklinktes Auflager Verbundbalken (Montagezustand)

Die Aufhängung erfolgt zu 100% durch lotrechte Bügel. Die Berechnung erfolgt durch Stabwerksmodelle "Avak Stahlbetonbau im Beispielen Teil 2 , 2 Auflage". Es wird lediglich die Betondruckstrebe, sowie die Größe und Verankerung der Unteren Konsolenisen überprüft. Für alle anderen Nachweise ist der Endzustand massgebend.



#### Geometrie

Konsollänge $K_1$ =	25,0 cm
Konsoltiefe $K_t$ =	35,0 cm
Höhe Auskl. $h_A$ =	41,0 cm
Konsolhöhe $h_k$ =	19,0 cm
Lagerlänge $L$ =	18,0 cm
Lagerbreite $B$ =	25,0 cm
Exzentrizität $a_1$ =	12,5 cm

#### Material

##### Fertigteil:

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C$ =		=	1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>

Betonstahl =		=	B500
$f_{yk}$ =		=	500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =		=	1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Bewehrung

Betondeckung $c$ =	3,00 cm
Lage Konsolenisen, $h_1$ =	5,00 cm
aus der Trägerbemessung:	
erf. $A_{s,Feld}$ =	4,35 cm <sup>2</sup>



### Berechnung der Auflagerkraft im Montagezustand

Vorgaben:

Deckenstärke h=	20,0 cm
Abstand der Montageunterstützungen der Deckenplatten:	
Jochabstand e=	170,0 cm
Nutzlast der Decke im Betonierzustand:	
Nutzlast q=	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Länge Verbundbalken l <sub>eff</sub> =	9,00 m

Zusammenstellung der anteiligen Lasten: (Mittelunterzug b<sub>m</sub> = 2 \* e)

Aus EL Balken :	$K_t \cdot (h_A + h_k) \cdot l_{eff}^2 / 2 \cdot 25 / 10^4$	=	23,63 kN
Aus Decke g <sub>k</sub> :	$h \cdot (2 \cdot e + K_t) \cdot l_{eff}^2 / 2 \cdot 25 / 10^4$	=	84,38 kN
Aus Decke q <sub>k</sub> :	$q \cdot (2 \cdot e + K_t) \cdot l_{eff}^2 / 10^2$	=	25,31 kN

$$F_k = \underline{\underline{133,32 \text{ kN}}}$$

Für Fertigteile im Bauzustand im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung gilt

$$\gamma_g = \gamma_q = 1,15$$

$$\gamma_{g,q} =$$

$$1,15$$

$$F_{Ed} = \gamma_{g,q} \cdot F_k = \underline{\underline{153,3 \text{ kN}}}$$

### Berechnung der erforderlichen Hochhängebewehrung (Pos 2)

Anmerkung: Nach [Steinle/Hahn, Bauingenieur Praxis] ist für die Bemessung der Aufhängekraft Z<sub>v</sub> die Auflagerkraft A ausreichend. Der Grund liegt in einer rechnerisch nicht berücksichtigten "Bogentragwirkung", durch die ein Teil der Auflagerkraft des Balkens direkt in das Auflager eingeleitet wird. Der Nachweis der Druckstrebe erfolgt auf der sicheren Seite liegend ohne den Ansatz dieser "Bogentragwirkung".

$$\text{erf.} A_{s,zv} = \frac{F_{Ed}}{(f_{yk} / \gamma_s)} \cdot 10 = 3,53 \text{ cm}^2$$

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } d_s; ) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{erf.} n = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } d_s = d_s; A_s > \text{erf.} A_{s,zv} / 2) = 4 \text{ } \varnothing 8$$

$$n = 3 \text{ Stück}$$

$$e = 50 \text{ mm}$$

### Berechnung der erforderlichen unteren Konsolbewehrung (Z<sub>A,Ed</sub>)


$$a = a_1 + c + 0,5 \cdot (n-1) \cdot e / 10 + d_s / 20 = 20,9 \text{ cm}$$

$$z_k = 0,90 \cdot (h_k - h_1) = 12,60 \text{ cm}$$

$$Z_{A,Ed} = \frac{F_{Ed} \cdot a}{z_k} = 254,3 \text{ kN}$$

$$\text{erf.} A_{s,zA} = \frac{Z_{A,Ed}}{f_{yk} / \gamma_s} \cdot 10 = 5,85 \text{ cm}^2$$

gewählte Konsolbewehrung unten:

	n <sub>4</sub> ∅ d <sub>s4</sub> als U.-Schlaufen	Pos 3
---	---	-------

Anzahl und Durchmesser der Unteren Konsolbewehrung :

$$d_{s4} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } d_s; ) = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Bez}_4 = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } A_s \geq \text{erf.} A_{s,zA} / 2; d_s = d_{s4}) = 3 \text{ } \varnothing 14$$

$$\text{vorh.} A_{s,zA} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } A_s; \text{Bez} = \text{Bez}_4) \cdot 2 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.} A_{s,zA}}{\text{vorh.} A_{s,zA}} = \underline{\underline{0,63 < 1}}$$



**Verankerung der unteren Konsolbewehrung**



b) Nachweis der Verankerungslängen in Richtung Balkenmitte

Grundwerte s.o.

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s4}) = 140 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$A_{s,erf} = \text{erf.}A_{s,zA} = 5,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,vorh} = \text{vorh.}A_{s,zA} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) = 291 \text{ mm}$$

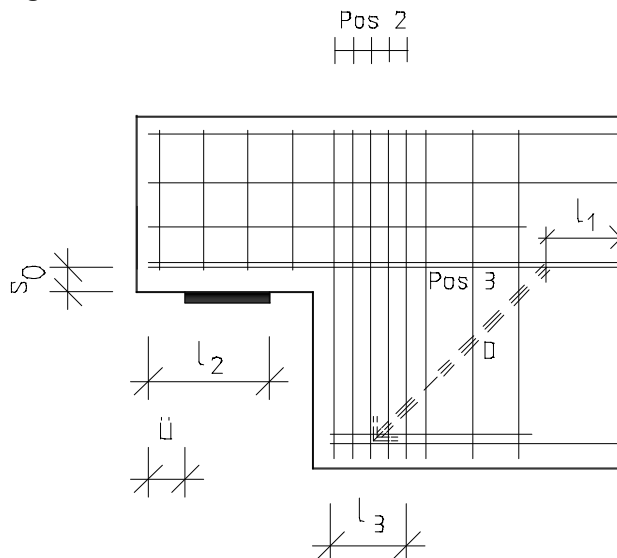
$$l_1 = l_{bd} = 291 \text{ mm}$$

Mindestlänge der unteren Konsolschlaufen ( Pos 3 )

$$\text{min.}l_{ges} = K_1 - c + l_{bd} / 10 + h_A + n / 2 * e / 10 = 99,6 \text{ cm}$$

**Für die übrige Bewehrung ist der Endzustand maßgebend!**  
siehe gesonderte Berechnung.

**Bewehrungsschema**

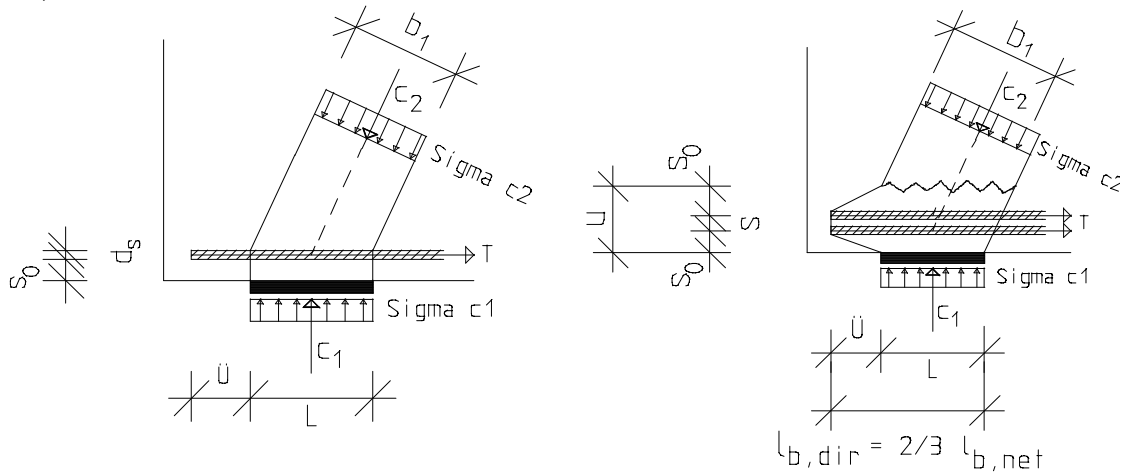


### Nachweis der Druck - Zugknoten

#### Knoten 1

Bemessungswert der Druckstrebentragfähigkeit:

$$\begin{aligned}
 v' &= \text{WENN}(f_{ck} > 50; (1,1 - f_{ck}/500); 1,0) &= 1,00 \\
 \alpha_{cc} &= &= 1,00 \\
 f_{cd} &= f_{cd} * \alpha_{cc} / 0,85 &= 23,33 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma_{Rd,max} &= 0,75 * v' * f_{cd} &= 17,50 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# Cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

$$\begin{aligned}
 \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{Rd,max}} &= \underline{0,19} < 1 \\
 \sigma_{c2} &= \frac{\sigma_{c1}}{\left(1 + \frac{u}{10 * L} * \frac{1}{\tan(\theta_1)}\right) * \sin(\theta_1)^2} = 9,35 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

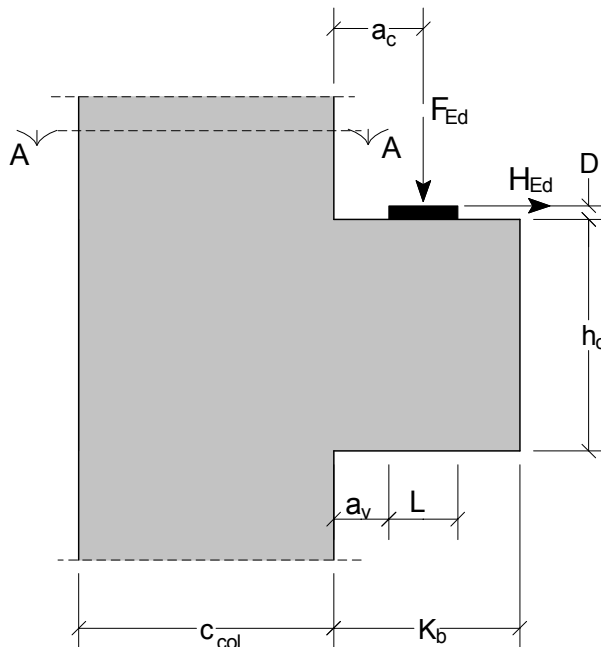
maßgebend ist hier die Betongüte des Ortbetons!



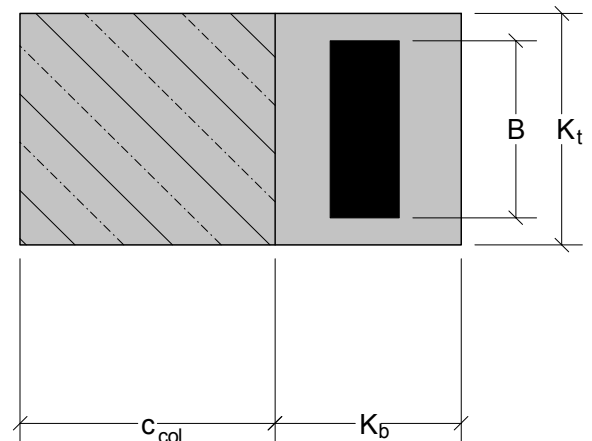
## Kapitel Konsolen

### Kurze Stahlbetonkonsole

Nachweis nach DAfStb Heft 525 und EC2-1-1



Schnitt A-A



#### Geometrie

Konsolehöhe $h_c$ =	<b>40,0 cm</b>
Konsolebreite $K_b$ =	<b>35,0 cm</b>
Konsoltiefe $K_t$ =	<b>35,0 cm</b>
Lagerbreite $L$ =	<b>18,0 cm</b>
Lagertiefe $B$ =	<b>20,0 cm</b>
Lagerdicke $D$ =	<b>1,0 cm</b>
Abstand Lager Stütze $a_v$ =	<b>8,5 cm</b>
Exzentrizität $a_c$ =	<b>17,5 cm</b>

Kontrolle:

$$a_v + 0,5 \cdot L - a_c = 0,0 = 0!$$

$$\text{Abstand Lager Konsolrand} = K_b - a_c - 0,5 \cdot L = 8,5 \text{ cm}$$

**Überprüfung der Konsolbedingung für kurze Konsole:**

$$a_c / h_c = \underline{\underline{0,44 \leq 0,5}}$$

#### Bemessungslasten

Konsollast $F_{Ed}$ =	<b>168,0 kN</b>
Horizontallast $H_{Ed}$ =	<b>0,0 kN</b>

Berücksichtigung einer ungünstig wirkenden horizontalen Last von mindestens  $0,2 \cdot F_{Ed}$  an Oberkante der Konsole (vgl. DAfStb Heft 525)

$$H_{Ed} = \text{MAX} (H_{Ed}; 0,2 \cdot F_{Ed}) = 33,6 \text{ kN}$$

### Betondeckung und Nutzhöhe

Festlegung der Expositionsklasse nach Tab. 4.1 <sup>1)</sup> :		
Exp.klasse =	GEW("EC2_de/DBV1"; Bez; )	= <b>XC3</b>
Festlegung größter Stabdurchmesser $\varnothing$ bzw. $\varnothing_n$ :		
Stabdurchmesser $d_s$ =	GEW("EC2_de/DBV1"; ds; )	= <b>12 mm</b>
Indikative Mindestfestigkeitsklasse nach Tab. E.1DE <sup>2)</sup>		
Mindestfestigkeit =	TAB("EC2_de/DBV1"; fc;Bez=Exp.klasse; ds=ds)	= C20/25
a) Dauerhaftigkeit <sup>3)</sup> - Mindestbetondeckung und Vorhaltemaß		
$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma}$ =	TAB("EC2_de/DBV1"; cmindur;Bez=Exp.klasse; ds=ds)	= 20 mm
$\Delta c_{dev}$ =	TAB("EC2_de/DBV1"; deltacdev_D;Bez=Exp.klasse; ds=ds)	= 15 mm
Nennmaß		
$c_{nom}$ =	TAB("EC2_de/DBV1"; cnom;Bez=Exp.klasse; ds=ds)	= 35 mm

geschätzte Lage des Schwerpunktes der Zuggurkraft  $F_{sd}$

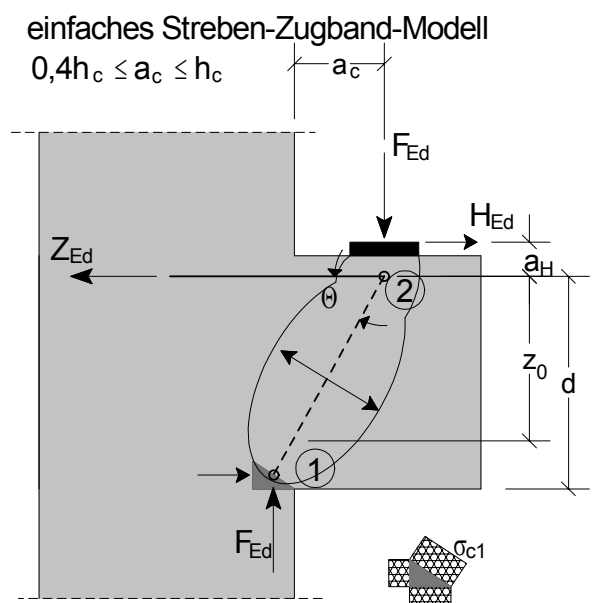
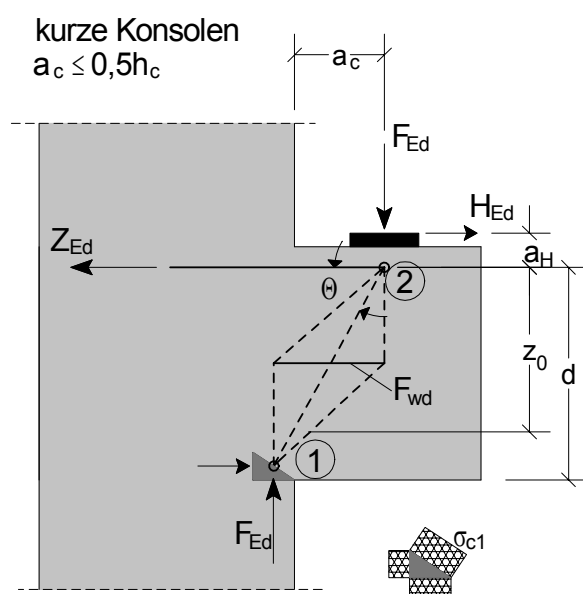
Randabstand Zuggurkraft; $a_{HR}$ =		= 6,5 cm
$\Rightarrow d$ =	$h_c - a_{HR}$	= 33,5 cm
$\Rightarrow a_H$ =	$a_{HR} + D$	= 7,5 cm

### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	= <b>C35/45</b>
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	= 35,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =		= <b>1,50</b>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	= 19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fctm; Bez=Beton)	= 3,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	= 2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	= 1,47 N/mm <sup>2</sup>

Betonstahl =

		= <b>B500</b>
$f_{yk}$ =		= <b>500 N/mm<sup>2</sup></b>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / 1,15$	= 435 N/mm <sup>2</sup>





### Nachweis der mittleren Betonspannungen in der Druckstrebe:

Die Berechnung erfolgt durch den Nachweis für Querkraft der Konsole, wobei die Druckstrebentragfähigkeit  $V_{Rd,max}$  in einer von EC2-1-1 abweichenden Form bestimmt wird. Diese Gleichung geht von einer Druckstrebenneigung  $\theta = 45^\circ$  aus, der tatsächliche Neigungswinkel wird nicht erfasst:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= F_{Ed} &= & 168,0 \text{ kN} \\ v &= 0,7 - f_{ck} / 200 &= & 0,525 \\ b_w &= K_t &= & 35,0 \text{ cm} \\ z &= 0,9 * d &= & 30,15 \text{ cm} \\ f_{cd}' \text{ OHNE (!) Dauerstandsbeiwert } \alpha_{cc} & & & \\ f_{cd}' &= f_{ck} / \gamma_C &= & 23,3 \text{ N/mm}^2 \\ V_{Rd,max} &= 0,5 * v * b_w * z * f_{cd}' * 10^{-1} &= & 645,4 \text{ kN} \\ V_{Ed} / V_{Rd,max} & &= & \mathbf{0,26} \leq 1 \end{aligned}$$

### Ermittlung der Zuggurtkraft



	<b>2 Schlaufen <math>\varnothing 12</math></b> $D_{min} = 15d_s$	<b>Pos 1</b>
--	---	--------------

### Pressung unter Lagerplatte

Betondruckspannungen unter Lastplatte

$$\begin{aligned} A_{Lager} &= L * B * 10^{-4} &= & 0,0360 \text{ m}^2 \\ \sigma_c &= F_{Ed} * 10^{-3} / A_{Lager} &= & 4,67 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma_{c,max} &= 0,75 * f_{cd} &= & 14,87 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma_c / \sigma_{c,max} & &= & \mathbf{0,31} \leq 1 \end{aligned}$$



### Anordnung von Bügeln

$$a_c \leq 0,5 h_c \text{ und } V_{Ed} > 0,3 V_{Rd,max}$$

geschlossene *horizontale* oder geneigte Bügel mit  $A_{s,bü} \geq 0,50 A_s$

$$a_c > 0,5 h_c \text{ und } V_{Ed} \geq V_{Rd,ct}$$

geschlossene *vertikale* Bügel für eine Kraft  $F_{wd} \geq 0,70 F_{Ed}$

$$a_c / h_c = 0,44$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} = 0,26$$

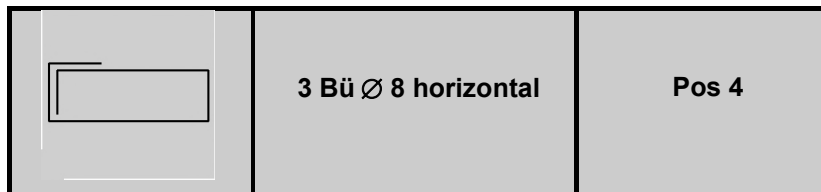
⇒ hier konstruktiv (alternativ nach [Reineck]) Bügel für 20% der vertikalen Last  $F_{Ed}$

$$\text{gew. } A_{s,Bü} = 0,50 * A_{s1,erf} = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_{s4} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 8 \text{ mm}$$

$$A_{s,Bü,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds=d_{s4}; As \geq A_{s,Bü} * 0,5}) = 3 \text{ } \varnothing 8$$

$$A_{s4,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez=A_{s,Bü,gew}) * 2 = 3,02 \text{ cm}^2$$



### Verankerung an der Lastplatte

$$\text{Stabdurchmesser } d_s = d_{s1} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 0,7$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN}(d_s \leq 32; 1,0; (132 - d_s) / 100) = 1,0$$

Grundwerte:

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Grundwert der Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_s / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 563 \text{ mm}$$

$$\text{Ausnutzung } \eta = A_{s1,erf} / A_{s1,vorh} = 0,71$$

Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene (seitliche Betondeckung):

$$c_d = 50 \text{ mm}$$

Verankerungsart der Stäbe unter Annahme ausreichender Betondeckung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = \text{WENN}(c_d \leq 3 * d_s; 1,0; 0,7) = 0,7$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

mittlerer Querdruck im GZT innerhalb Verankerungsbereich  $l_{bd}$

$$\text{Querdruck } p = \sigma_c = 4,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{5,1} = \text{MAX}(1 - 0,04 * p; 0,7) = 0,81$$

für alle Verankerungsarten

$$\alpha_5 = \text{MIN}(\alpha_{5,1}; 1,0) = 0,81$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_s) = 120 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_5 * l_{b,rqd} * \eta; l_{b,min}) = 227 \text{ mm}$$

vorhandene Verankerungslänge ab Innenkante Lastplatte:

$$l_{bd,vorh} = (K_b - a_v) * 10 - c_{nom} = 230 \text{ mm}$$

$$l_{bd} / l_{bd,vorh} = 0,99 \leq 1$$

### Verankerung bzw. Übergreifung an der Stütze

Schlaufenbewehrung wird in Stütze gebogen und mit Übergreifung an die Stützenbewehrung angeschlossen

Biegerollendurchmesser der Abbiegung

$$D_{\min} = 15 * d_{s1} = 180 \text{ mm}$$

$$\text{Stabdurchmesser } d_s = d_{s1} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 1,0$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN } (d_s \leq 32; 1,0; (132 - d_s) / 100) = 1,0$$

Grundwerte:

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 3,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Grundwert der Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_s / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 394 \text{ mm}$$

$$\text{Ausnutzung } \eta = A_{s1,erf} / A_{s1,vorh} = 0,71$$

Stoßanteil einer Bewehrungslage

$$\text{Stoßanteil } \rho = 100 \%$$

$$\text{lichter Stababstand } a = 210 \text{ mm}$$

Randabstand in der Stoßebene

$$c_1 = 35 \text{ mm}$$

Wirksamkeit der Stöße

$$\alpha_6 = \text{MAX}(\alpha_{6,1}; \alpha_{6,2}; \alpha_{6,3}; \alpha_{6,4}; \alpha_{6,5}; \alpha_{6,6}; \alpha_{6,7}; \alpha_{6,8}) = 1,4$$

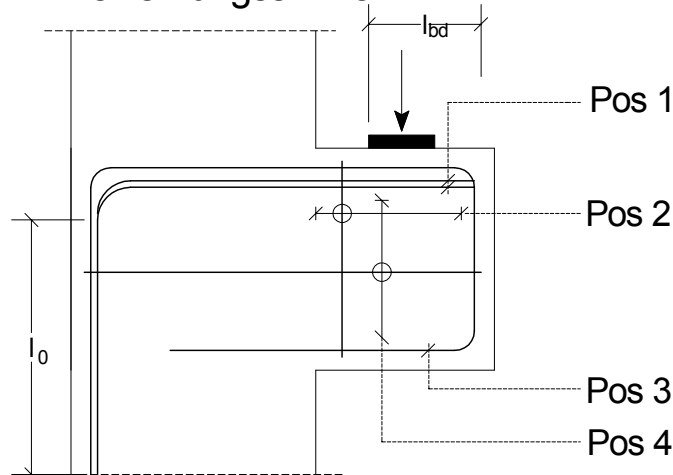
$$\alpha_1 = 1,0$$

$$l_{0,\min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * \alpha_6 * l_{b,rqd}; 15 * d_s; 200) = 200,0$$

$$l_0 = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_6 * \eta * l_{b,rqd}; l_{0,\min}) = 392$$

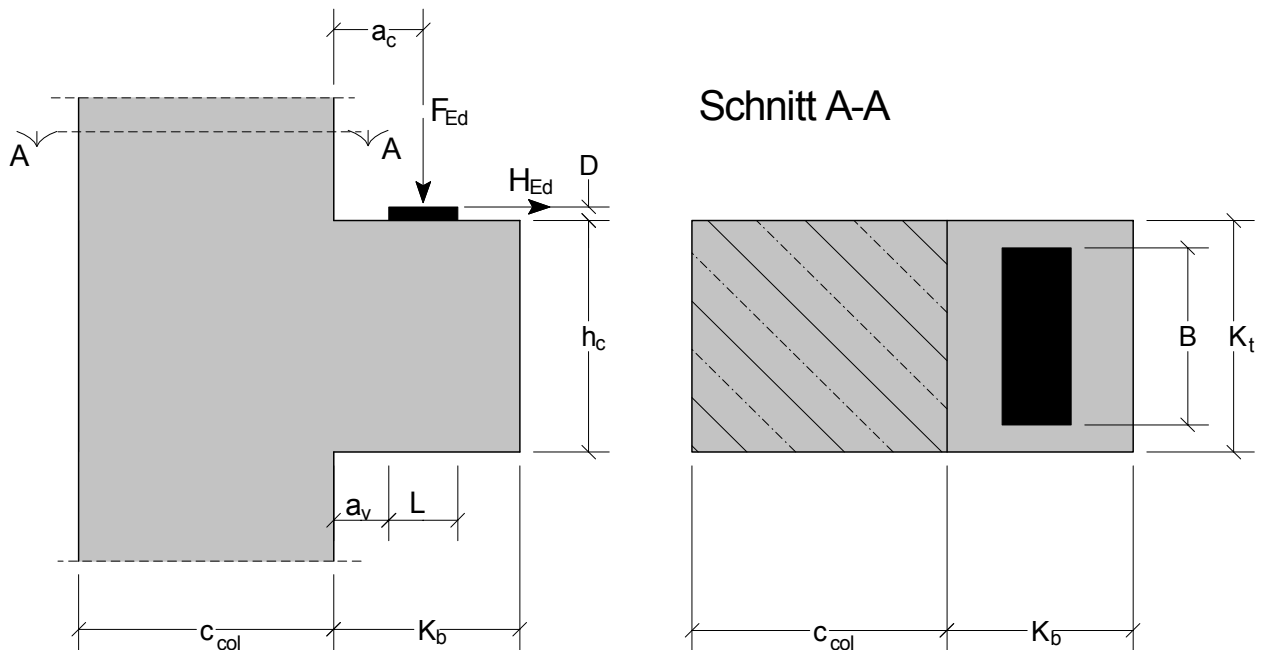
**sonstige konstruktive Bewehrung hier nicht weiter betrachtet! Siehe hierzu Heft 525!**

### Bewehrungsskizze



### Kurze Stahlbetonkonsole mit Fachwerkmodell

Nachweis nach [Schäfer/Schlaich] und [Reineck]; Fachwerkmodell für  $a_c \leq 0,5h_c$



#### Geometrie

Konsolehöhe $h_c$ =	<b>40,0 cm</b>
Konsolebreite $K_b$ =	<b>35,0 cm</b>
Konsoletiefe $K_t$ =	<b>35,0 cm</b>
Lagerbreite $L$ =	<b>18,0 cm</b>
Lagertiefe $B$ =	<b>20,0 cm</b>
Lagerdicke $D$ =	<b>1,0 cm</b>
Abstand Lager Stütze $a_v$ =	<b>8,5 cm</b>
Exzentrizität $a_c$ =	<b>17,5 cm</b>
Kontrolle:	
$a_v + 0,5 * L - a_c$	= 0,0 = 0!
Abstand Lager Konsolrand = $K_b - a_c - 0,5 * L$	= 8,5 cm

#### Überprüfung der Konsolbedingungen:

$$a_c / h_c = 0,44 \leq 0,5$$

#### Bemessungslasten

Konsollast $F_{Ed}$ =	<b>168,0 kN</b>
Horizontallast $H_{Ed}$ =	<b>0,0 kN</b>

Berücksichtigung einer ungünstig wirkenden horizontalen Last von mindestens  $0.2 F_{Ed}$  an Oberkante der Konsole (vgl. DAfStb Heft 525)

$$H_{Ed} = \text{MAX}(H_{Ed}; 0.2 * F_{Ed}) = 33,6 \text{ kN}$$

### Betondeckung und Nutzhöhe

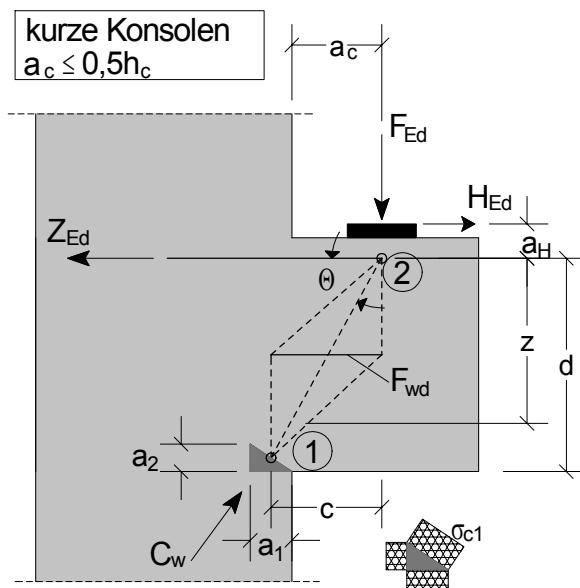
Festlegung der Expositionsklasse nach Tab. 4.1 <sup>1)</sup> :		
Exp.klasse =	GEW("EC2_de/DBV1"; Bez; )	= <b>XC3</b>
Festlegung größter Stabdurchmesser $\varnothing$ bzw. $\varnothing_n$ :		
Stabdurchmesser $d_s$ =	GEW("EC2_de/DBV1"; ds; )	= <b>12 mm</b>
Indikative Mindestfestigkeitsklasse nach Tab. E.1DE <sup>2)</sup>		
Mindestfestigkeit =	TAB("EC2_de/DBV1"; fc;Bez=Exp.klasse; ds=ds)	= C20/25
a) Dauerhaftigkeit <sup>3)</sup> - Mindestbetondeckung und Vorhaltemaß		
$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma}$ =	TAB("EC2_de/DBV1"; cmindur;Bez=Exp.klasse; ds=ds)	= 20 mm
$\Delta c_{dev}$ =	TAB("EC2_de/DBV1"; deltacdev_D;Bez=Exp.klasse; ds=ds)	= 15 mm
Nennmaß		
$c_{nom}$ =	TAB("EC2_de/DBV1"; cnom;Bez=Exp.klasse; ds=ds)	= 35 mm

geschätzte Lage des Schwerpunktes der Zuggurtkraft  $Z_{Ed}$

Randabstand Zuggurtkraft; $a_{HR}$ =		6,5 cm
$\Rightarrow d$ =	$h_c - a_{HR}$	= 33,5 cm
$\Rightarrow a_H$ =	$a_{HR} + D$	= 7,5 cm

### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50 )	=	C35/45
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			<b>1,50</b>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fctm; Bez=Beton)	=	3,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			
$f_{yk}$ =			<b>500 N/mm<sup>2</sup></b>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / 1,15$	=	435 N/mm <sup>2</sup>





#### Nachweis nach [Schäfer/Schlaich], [Reineck]

Abmessungen der Druckstrebe

$$\begin{aligned} b_w &= K_t &= & 35,0 \text{ cm} \\ a_1 &= F_{Ed} / (0,95 * f_{cd} * b_w) * 10 &= & 2,55 \text{ cm} \\ c &= a_c + 0,5 * a_1 + H_{Ed} / F_{Ed} * a_H &= & 20,3 \text{ cm} \\ a_2 &= \text{MIN}(d - \sqrt{d^2 - 2 * a_1 * c}; 0,4 * d) &= & 1,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Neigung der Druckstrebe



gewählte Schlaufenbewehrung:

$$\begin{aligned} \text{gew. } d_{s1} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; d_s;) &= & 12 \text{ mm} \\ A_{s1,\text{gew}} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s=d_{s1}; A_s \geq A_{s1,\text{erf}} * 0,5) &= & 2 \text{ } \varnothing 12 \\ A_{s1,\text{vorh}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=A_{s1,\text{gew}}) * 2 &= & 4,52 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

	<b>2 Schlaufen <math>\varnothing 12</math></b> <b><math>D_{\min} = 15d_s</math></b>	<b>Pos 1</b>
--	--	--------------

#### Nachweis der Druckstrebe:

*kann entfallen, wenn eine horizontale Bewehrung für eine Kraft eingelegt wird, die für 20% der vertikalen Einwirkung bemessen wird.*

$$A_{s4,\text{erf}} = 0,2 * F_{Ed} / f_{yd} * 10 = 0,77 \text{ cm}^2$$

gewählte Bügelbewehrung:

$$\begin{aligned} \text{gew. } d_{s4} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; d_s;) &= & 8 \text{ mm} \\ A_{s4,\text{gew}} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s=d_{s4}; A_s \geq A_{s4,\text{erf}} * 0,5) &= & 3 \text{ } \varnothing 8 \\ A_{s4,\text{vorh}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=A_{s4,\text{gew}}) * 2 &= & 3,02 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

	<b>3 Bü <math>\varnothing 8</math> horizontal</b>	<b>Pos 4</b>
--	---	--------------





### Knotennachweise

Betondruckspannungen unter Lastplatte

$$\begin{aligned} A_{\text{Lager}} &= L \cdot B \cdot 10^{-4} &= & 0,0360 \text{ m}^2 \\ \sigma_{\text{cA}} &= F_{\text{Ed}} \cdot 10^{-3} / A_{\text{Lager}} &= & 4,67 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma_{\text{Rd,max}} &= 0,75 \cdot f_{\text{cd}} &= & 14,87 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma_{\text{cA}} / \sigma_{\text{Rd,max}} & &= & \mathbf{0,31} \leq 1 \end{aligned}$$

Betondruckspannungen der Druckstrebe am Knoten 2 (Druck-Zug)

$$\begin{aligned} \text{Druckstrebenkraft } C_w &= F_{\text{Ed}} / \sin(\theta) &= & 194 \text{ kN} \\ u &= & & 0,0 \text{ cm} \\ a_{1,2} &= L &= & 18,0 \text{ cm} \\ a_{2,2} &= (a_{1,2} + u \cdot 1/\tan(\theta)) \cdot \sin(\theta) &= & 15,6 \text{ cm} \\ \sigma_{\text{Ed,2}} &= C_w / (a_{2,2} \cdot b_w) \cdot 10 &= & 3,55 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma_{\text{Ed,2}} / \sigma_{\text{Rd,max}} & &= & \mathbf{0,24} \leq 1 \end{aligned}$$

Betondruckspannungen der Druckstrebe am Knoten 1 (Druck)

$$\begin{aligned} a_3 &= \sqrt{a_1^2 + a_2^2} &= & 3,0 \text{ cm} \\ \sigma_{\text{Ed,3}} &= C_w / (a_3 \cdot b_w) \cdot 10 &= & 18,48 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma_{\text{Rd,max}} &= 1,10 \cdot f_{\text{cd}} &= & 21,81 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma_{\text{Ed,3}} / \sigma_{\text{Rd,max}} & &= & \mathbf{0,85} \leq 1 \end{aligned}$$

### Verankerung an der Lastplatte

$$\begin{aligned} \text{Stabdurchmesser } d_s &= d_{s1} &= & 12 \text{ mm} \\ \text{Verbundbedingung } \eta_1 &= & & \mathbf{0,7} \\ \text{Beiwert } \eta_2 &= \text{WENN } (d_s \leq 32; 1,0; (132-d_s) / 100) &= & 1,0 \\ \text{Grundwerte:} & & & \\ \text{Verbundfestigkeit } f_{\text{bd}} &= 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{\text{ctd}} &= & 2,32 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Grundwert der Verankerungslänge } l_{\text{b,rqd}} &= (d_s / 4) \cdot (f_{\text{yd}} / f_{\text{bd}}) &= & 563 \text{ mm} \\ \text{Ausnutzung } \eta &= A_{\text{s1,erf}} / A_{\text{s1,vorh}} &= & 0,70 \end{aligned}$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

vorhandene Verankerungslänge ab Innenkante Lastplatte:

$$l_{\text{bd,vorh}} = (K_b - a_v) \cdot 10 - c_{\text{nom}} = 230 \text{ mm}$$

$$l_{\text{bd}} / l_{\text{bd,vorh}} = \mathbf{0,97} \leq 1$$

### Verankerung bzw. Übergreifung an der Stütze

Schlaufenbewehrung wird in Stütze gebogen und mit Übergreifung an die Stützenbewehrung angeschlossen

Biegerollendurchmesser der Abbiegung

$$D_{\min} = 15 * d_{s1} = 180 \text{ mm}$$

$$\text{Stabdurchmesser } d_s = d_{s1} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 1,0$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN } (d_s \leq 32; 1,0; (132 - d_s) / 100) = 1,0$$

Grundwerte:

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 3,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Grundwert der Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_s / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 394 \text{ mm}$$

$$\text{Ausnutzung } \eta = A_{s1,erf} / A_{s1,vorh} = 0,70$$

Stoßanteil einer Bewehrungslage

$$\text{Stoßanteil } \rho = 100 \%$$

$$\text{lichter Stababstand } a = 210 \text{ mm}$$

Randabstand in der Stoßebene

$$c_1 = 35 \text{ mm}$$

Wirksamkeit der Stöße

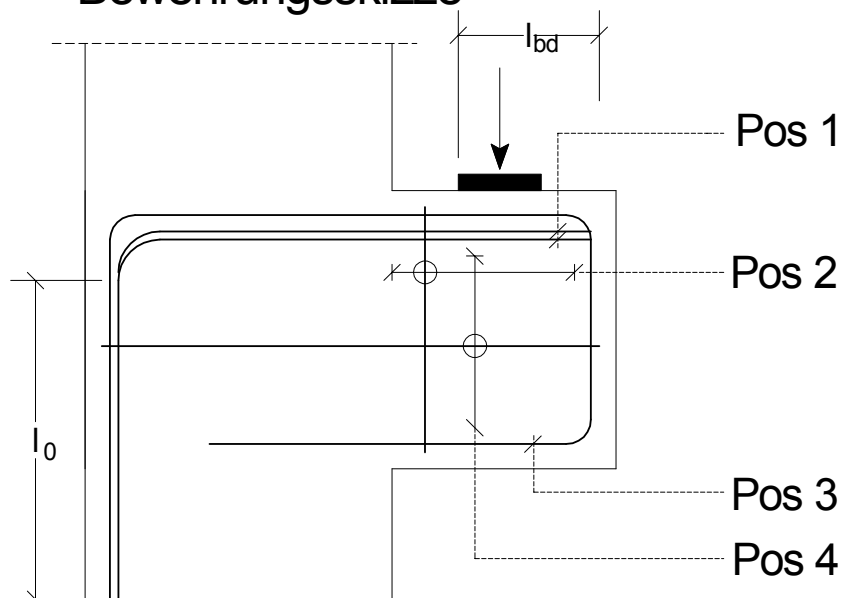
$$\alpha_6 = \text{MAX}(\alpha_{6,1}; \alpha_{6,2}; \alpha_{6,3}; \alpha_{6,4}; \alpha_{6,5}; \alpha_{6,6}; \alpha_{6,7}; \alpha_{6,8}) = 1,4$$

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$l_{0,\min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * \alpha_6 * l_{b,rqd}; 15 * d_s; 200) = 200,0$$

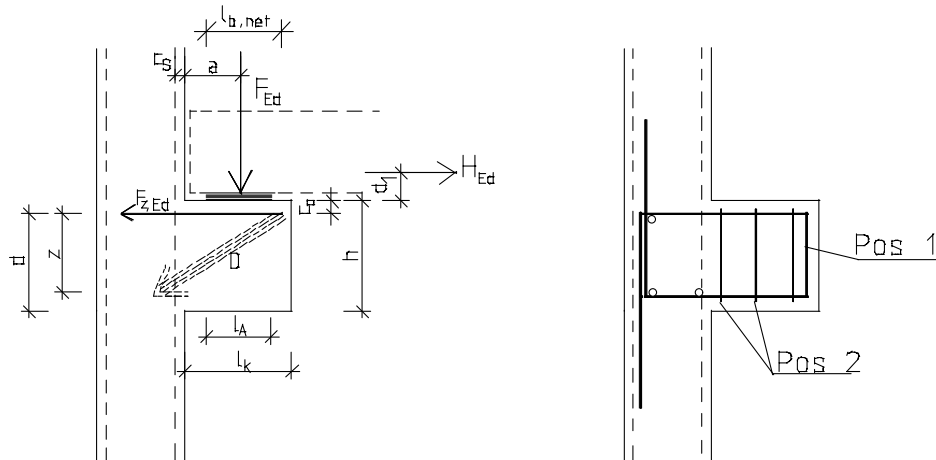
$$l_0 = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_6 * \eta * l_{b,rqd}; l_{0,\min}) = 386$$

### Bewehrungsskizze



### Einzelkonsole an Stahlbeton-Wand

Voraussetzung  $H_{Ed} / F_{Ed} < 0.10$



#### Geometrie

Konsollänge $l_k$ =	0,22 m
Konsolhöhe $h$ =	0,20 m
Lagerlänge $l_A$ =	0,10 m
Exzentrizität $a$ =	0,10 m
Höhe H.-Last $d_1$ =	0,03 m
Betondeckung $c_s$ =	25 mm
Betondeckung $c_o$ =	30 mm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Einzellast $F_{Ed}$ =	45,86 kN
Einzellast $H_{Ed}$ =	0,00 kN
Kontrolle der Bedingung:	
$H_{Ed} / F_{Ed}$	= <b><u>0,00 ≤ 1</u></b>

#### Schnittgrößen und Bemessung

Innerer Hebelarm der Konsolbewehrung  $z$  : Da sich die Druckstrebe nicht steiler einstellen kann als  $d < 2a$ , wird die Konsolhöhe entsprechend begrenzt:

$d$ =	$h - c_o \cdot 10^{-3}$	=	0,17 m
$z$ =	$(\text{MIN}(d; 2 \cdot a)) \cdot 0.90$	=	0,15 m

Obere Zugkraft in der Konsole: ( $F_{z,Ed}$ ) Für Bauteile mit Nutzhöhen  $< 7$  cm sind für die Bemessung die Schnittgrößen im Verhältnis  $15 / (d+8)$  zu erhöhen.

$\gamma$ =	WENN( $d > 0,07; 1; 15 / (d+8)$ )	=	1,00
$F_{z,Ed}$ =	$\gamma \cdot \left( \frac{F_{Ed}}{z} \cdot \left( a + \frac{c_s}{10^3} \right) + \frac{H_{Ed}}{z} \cdot \left( z + d_1 + \frac{c_o}{10^3} \right) \right)$	=	38,22 kN/m

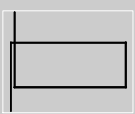
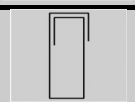


### Erforderliche obere Zugbewehrung in Konsole (Pos 1)

$$\text{erf.}A_{s,z} = \frac{F_{z,Ed}}{(f_{yk}/\gamma_S)} * 10 = \underline{\underline{0,88 \text{ cm}^2}}$$

Achtung! stehende Bügel ( Pos 1 ) sind nur möglich wenn

- 1) die Lagerplatte hinter dem Krümmungsbeginn liegt ( siehe auch Skizze)
- 2) keine starke Horizontalbelastungen auftreten  $H_{Ed} / F_{Ed} < 0.10$

	$n_1 \varnothing d_{s1}$ , Bügel mit $l_{\ddot{u}}$ -schließen	Pos 1
	$\geq 3 \varnothing 6$	Pos 2

Anzahl und Durchmesser der Schlaufenbewehrung :

$$\begin{aligned} d_{s1} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) &= & 8 \text{ mm} \\ \text{Bez1} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } d_s=d_{s1}) &= & 5 \varnothing 8 \\ \text{vorh.}A_{s,z} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As" ;As ;Bez=Bez1} ) &= & 2,51 \text{ cm}^2 \\ \frac{\text{erf.}A_{s,z}}{\text{vorh.}A_{s,z}} & &= & \underline{\underline{0,35 < 1}} \end{aligned}$$

### Nachweis der Verankerungslänge in Richtung Konsolende

Ermittlung der Grundwerte:



Bemessungswert der Verankerungslänge:

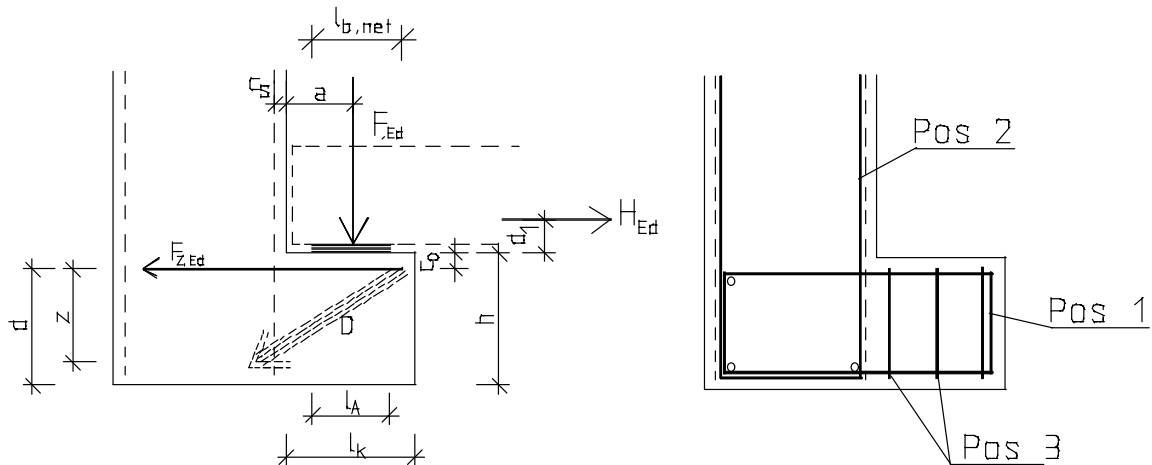
$$\begin{aligned} A_{s,erf} &= \text{erf.}A_{s,z} &= & 0,88 \text{ cm}^2 \\ A_{s,vorh} &= \text{vorh.}A_{s,z} &= & 2,51 \text{ cm}^2 \\ l_{bd} &= \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) &= & 92 \text{ mm} \\ \text{bei direkter Lagerung} \\ l_{bd,dir} &= \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 * d_{s1}) &= & \underline{\underline{61 \text{ mm}}} \end{aligned}$$

vorh. Verankerungslänge  $l_1$  gemessen von der Hinterkante des Lagers:

$$\begin{aligned} \text{vorh.}l_{bd} &= (l_k - (a + c_s * 10^{-3}) + \frac{l_A}{2}) * 10^3 &= & \underline{\underline{145 \text{ mm}}} \\ \frac{l_{bd}}{\text{vorh.}l_{bd}} & &= & \underline{\underline{0,63 < 1}} \end{aligned}$$

### Einzelkonsole an Unterzug

Voraussetzung  $H_{Ed} / F_{Ed} < 0.10$



#### Geometrie

Unterzugsbreite $b =$	0,30 m
Konsollänge $l_k =$	0,22 m
Konsolhöhe $h =$	0,20 m
Lagerlänge $l_A =$	0,10 m
Exzentrizität $a =$	0,10 m
Höhe H.-Last $d_1 =$	0,03 m

Betondeckung $c_s =$	25 mm
Betondeckung $c_o =$	30 mm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd} =$	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Einzellast $F_{Ed} =$	45,9 kN
Einzellast $H_{Ed} =$	0,0 kN
Kontrolle der Bedingung:	
$H_{Ed} / F_{Ed}$	= <u>0,00 ≤ 1</u>

#### Schnittgrößen und Bemessung

Innerer Hebelarm der Konsolbewehrung  $z$  :

Da sich die Druckstrebe nicht steiler einstellen kann als  $d < 2a$ , wird die Konsolhöhe entsprechend begrenzt:

$d =$	$h - c_o \cdot 10^{-3}$	=	0,17 m
$z =$	$(\text{MIN}(d; 2 \cdot a)) \cdot 0.90$	=	0,15 m



Obere Zugkraft in der Konsole: ( $F_{z,Ed}$ )

Für Bauteile mit Nutzhöhen < 7 cm sind für die Bemessung die Schnittgrößen im Verhältnis  $15 / (d+8)$  zu erhöhen.

$$\gamma = \text{WENN}(d > 0,07; 1; 15 / (d + 8)) = 1,00$$

$$F_{z,Ed} = \gamma * \left( \frac{F_{Ed}}{z} * \left( a + \frac{c_s}{10^3} \right) + \frac{H_{Ed}}{z} * \left( z + d_1 + \frac{c_o}{10^3} \right) \right) = 38,25 \text{ kN/m}$$

### Erforderliche obere Zugbewehrung in Konsole (Pos 1)



### Erforderliche Aufhängebewehrung in anschließendem Unterzug (Pos 2)

$$F_{A,Ed} = F_{Ed} * \left( 1 + \frac{a + c_s * 10^{-3}}{b - 2 * c_s * 10^{-3}} \right) = 68,85 \text{ kN}$$

$$\text{erf.}A_{s,A} = \frac{F_{A,Ed}}{(f_{yk} / \gamma_s)} * 10 = \underline{\underline{1,58 \text{ cm}^2}}$$

Anzahl und Durchmesser der Schlaufenbewehrung unten :

$$d_{s2} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez2} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } A_s \geq \text{erf.}A_{s,A}; d_s = d_{s2}) = 5 \text{ } \emptyset 8$$

$$\text{vorh.}A_{s,A} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } As; \text{Bez} = \text{Bez2}) * 2 = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.}A_{s,A}}{\text{vorh.}A_{s,A}} = \underline{\underline{0,31 < 1}}$$

Wahl der Bewehrung :

	$n_1 \emptyset d_{s1}$ , Bügel mit $l_{\ddot{u}}$ -schließen	Pos 1
	$n_2 \emptyset d_{s2}$ , Alternativ: Unterzugbügel	Pos 2
	$\geq 3 \emptyset 6$	Pos 3



### Nachweis der Verankerungslänge in Richtung Konsolende

Ermittlung der Grundwerte:

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 1,0$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN } (d_{s1} \leq 32; 1,0; (132-d_{s1}) / 100) = 1,0$$

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 3,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_{s1} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) * \gamma_C / 1,5 = 263 \text{ mm}$$

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s1}) = 80 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$A_{s,erf} = \text{erf.} A_{s,z} = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,vorh} = \text{vorh.} A_{s,z} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) = 92 \text{ mm}$$

bei direkter Lagerung

$$l_{bd,dir} = \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 * d_{s1}) = \underline{\underline{61 \text{ mm}}}$$

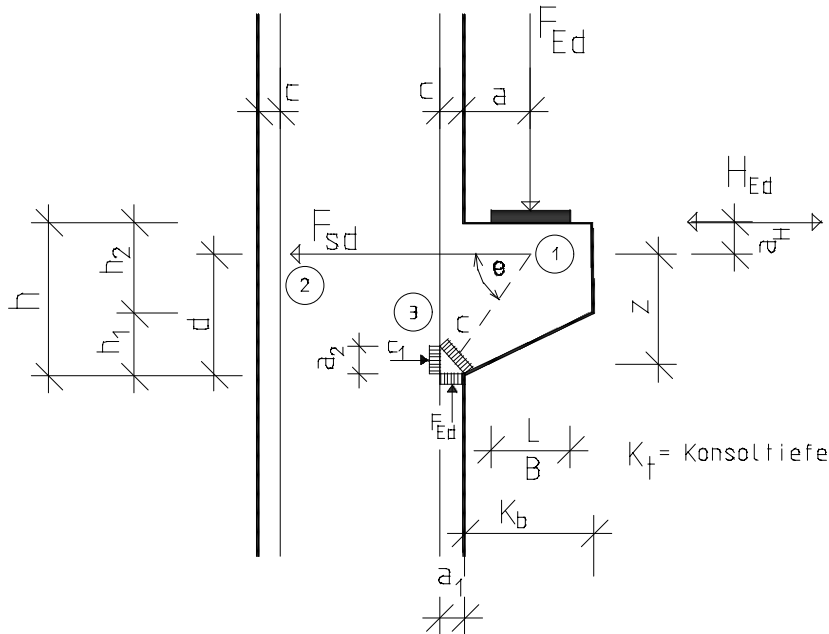
vorh. Verankerungslänge  $l_1$  gemessen von der Hinterkante des Lagers:

$$\text{vorh.} l_{bd} = (l_k - (a + c_s * 10^{-3}) + \frac{l_A}{2}) * 10^3 = \underline{\underline{145 \text{ mm}}}$$

$$\frac{l_{bd,dir}}{\text{vorh.} l_{bd}} = \underline{\underline{0,42 < 1}}$$

### Stahlbetonkonsole einseitig, abgeschrägt

Die Berechnung der Konsole erfolgt nach "Einführung in die DIN 1045-1 Zilch/Curbach" Werner Verlag 2. Auflage, Weitere verwendete Literaturquellen: "Avak, Stahlbetonbau in Beispielen" und "Stahlbetonbau Teil 2, Wommelsdorf"



#### Geometrie

Konsolvoute $h_1 =$		15,0 cm
Konsolhöhe $h_2 =$		25,0 cm
Konsolhöhe $h =$	$h_1 + h_2 =$	40,0 cm
Stützhöhe $h_{st} =$		40,0 cm
Lagerlänge $L =$		18,0 cm
Lagertiefe $B =$		20,0 cm
Exzentrizität $a =$		17,5 cm
Konsolbreite $K_b =$		40,0 cm
Konsoltiefe $K_t =$		35,0 cm
Betondeckung $c =$		3,5 cm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd} =$	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>





### Belastung

$$\text{Konsollast } F_{Ed} = 200,0 \text{ kN}$$

$$\text{Horizontallast } H_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

Berücksichtigung einer ungünstig wirkenden horizontalen Last von mindestens  $0.2 * F_{Ed}$  an Oberkante der Konsole (vgl. DAfStb Heft 525)

$$H_{Ed} = \text{MAX} (H_{Ed}; 0.2 * F_{Ed}) = 40,0 \text{ kN}$$

geschätzter Schwerpunkt Konsolleisen:

$$\text{Lage Konsolleisen } a_H = 6,0 \text{ cm}$$

### Überprüfung der Konsolbedingungen

$$(1.0 > a/h > 0.4)$$

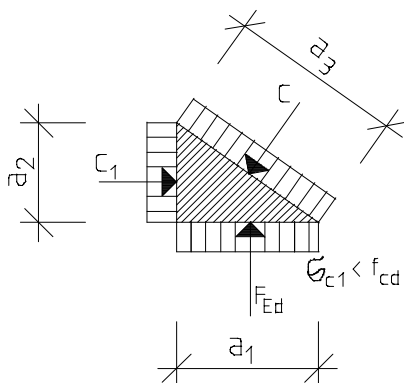
$$\text{Bedingung 1 : } a/h = \underline{\underline{0,44 > 0,4}}$$

$$\text{Bedingung 2 : } a/h = \underline{\underline{0,44 < 1,0}}$$

### Bestimmung der erforderlichen Flächen des Druckknotens 3

(Die Flächen müssen ausreichend sein um die Druckspannungen zu übertragen)

Der Knoten ist vom Typ K1. Sofern Beanspruchungen aus einer durchlaufenden Stütze vorhanden sind, wäre diese streng genommen in dem Stabwerkmodell zu erfassen. Wenn die überlagerte Beanspruchung im Rahmen eines B-Nachweises an der maßgebenden Stelle geprüft wird, kann die Stützenbeanspruchung ignoriert werden. Dies gilt auch im Hinblick auf die nur äusserst geringe Abmessung von  $b_4$ . Es wird lediglich ein Gleichgewichtszustand für den D-Bereich modelliert.



Empfehlung nach [Schlaich/Schäfer]" zur Berücksichtigung des Überganges "gestörter Konsolbereich" zum "ungestörtem Stützenbereich":

$$f_{cd,eff1} = 1,0 * 0,95 * f_{cd} = 18,84 \text{ N/mm}^2$$

$$a_1 = 10 * \frac{F_{Ed}}{K_t * f_{cd,eff1}} = 3,03 \text{ cm}$$

$$d = h - a_H = 34,00 \text{ cm}$$

$$a_2 = d - \sqrt{d^2 - 2 * a_1 * (a + 0,5 * a_1)} = 1,74 \text{ cm}$$

Berechnung der Druckstrebenneigung:

Aus Knotenverschiebung  $\Delta$  siehe Skizze bei Knoten 1: (Nach Zilch/ Curbach)

$$\Delta = a_H * \frac{H_{Ed}}{F_{Ed}} = 1,20 \text{ cm}$$

$$\alpha_{tan} = \frac{d - 0,5 * a_2}{a + 0,5 * a_1 + \Delta} = 1,64$$

$$\alpha = \text{ATAN}(\alpha_{tan}) = 59^\circ$$



#### Berechnung der erforderlichen Konsolbewehrung

$$z = \frac{(a + 0,5 \cdot a_1) \cdot \tan(\alpha)}{1} = 31,65 \text{ cm}$$

$$F_{sd} = F_{Ed} \cdot \frac{a + 0,5 \cdot a_1}{z} + H_{Ed} \cdot \frac{a_H + z}{z} = 167,74 \text{ kN}$$

$$\text{erf.} A_{s,z} = \frac{F_{sd} \cdot 10}{f_{yd}} = 3,86 \text{ cm}^2$$

gewählte Schlaufenbewehrung:

	$n_1 \varnothing d_{s1}$ mit $15 d_s$ Verschwenkt einlegen	Pos 1
	$n_2 \varnothing 1 d_{s2}$ mit $15 d_s$	Pos 2

Anzahl und Durchmesser der Schlaufenbewehrung:



#### Erforderliche Horizontalbügel zur Aufnahme der Querspannungen im Druckstab (Pos 3)

$$\text{erf.} A_{s,ho} = 0,5 \cdot \text{erf.} A_{s,z} = \underline{\underline{1,93 \text{ cm}^2}}$$

Horizontalbügel Zweischnittig:

	$n_3 \varnothing d_{s3}$ mit $4 d_s$	Pos 3
--	--------------------------------------	-------

Anzahl und Durchmesser der Steckbügel :

$$d_{s3} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } d_s; ) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez4} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } A_{s,ho} \geq \text{erf.} A_{s,ho} / 2; d_s = d_{s3}) = 2 \varnothing 8$$

$$\text{vorh.} A_{s,ho} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } A_s; \text{Bez} = \text{Bez4}) \cdot 2 = 2,02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.} A_{s,ho}}{\text{vorh.} A_{s,ho}} = \underline{\underline{0,96 < 1}}$$




#### Erforderliche Vertikalbügel zur Aufnahme der Querkzugspannungen im Druckstab (Pos 4)

$$\text{erf.}A_{s,ve1} = \frac{0,7 \cdot F_{Ed}}{(f_{yk} / \gamma_s)} \cdot 10 = 3,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{s,ve} = \text{WENN}(a/h > 0.5; \text{MAX}(\text{erf.}A_{s,ho}; \text{erf.}A_{s,ve1}); \text{erf.}A_{s,ho}) = \underline{\underline{1,93 \text{ cm}^2}}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung :

	$n_4 \varnothing d_{s4}$ mit $4 d_s$	Pos 4
---	--------------------------------------	-------

Achtung : Bügel stets an der Konsolunterseite (Druckbereich) schliesen. (Nach Wommelsdorff)

Anzahl und Durchmesser der Vertikalbügel :

$$d_{s4} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } d_s; ) = 8 \text{ mm}$$


$$\text{Bez4} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } A_s \geq \text{erf.}A_{s,ve} / 2; d_s = d_{s4}) = 3 \varnothing 8$$

$$\text{vorh.}A_{s,ve} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } A_s; \text{Bez} = \text{Bez4}) \cdot 2 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{erf.}A_{s,ve}}{\text{vorh.}A_{s,ve}} = \underline{\underline{0,64 < 1}}$$

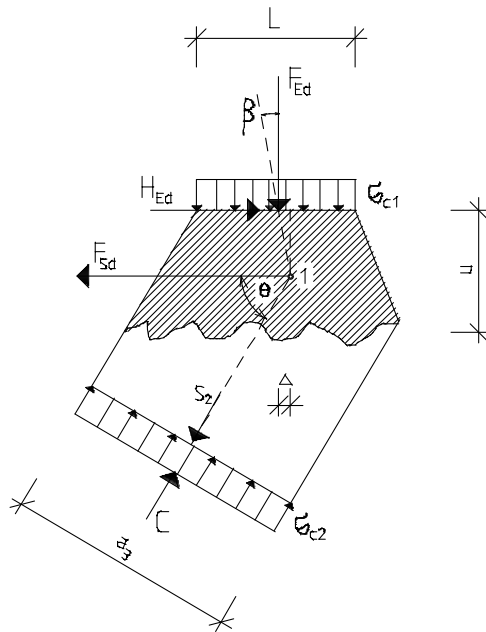
Der D.-Bereich erstreckt sich in die Stütze hinein. Hier befindet sich je ein horizontal liegender Zugstab oberhalb und unterhalb der Konsole. Sofern diese nicht gesondert bemessen werden, sollten konstruktiv oben und unten je 2 zusätzliche Bügel der Stützenbügelposition angeordnet werden.

gewählte zusätzliche Stützenbügelbewehrung :

	Je 2 zusätzliche Stützenbügel oberhalb und unterhalb der Konsole anordnen	Pos 5
---	---	-------

### Nachweise am Knoten 1

(Druck - Zug - Knoten) nach ZILCH/CURBACH



$$\beta = \text{ATAN}(H_{Ed}/F_{Ed}) = 11^\circ$$

**Zusätzliche Angaben:**

Bemessungswert der Druckstrebentragfähigkeit:

$$v' = 1,0$$

$$f_{cd,eff} = 0,6 * v' * f_{cd} = 11,90 \text{ N/mm}^2$$

Achsabstand erstes Konsolleisen vom Betonrand:

$$s_0 = c * 10 + (d_{s1} / 2) + d_{s4} = 49 \text{ mm}$$

vorh. Verankerungslänge  $l_2$  gemessen von der Hinterkante des Lagers:

$$\text{vorh. } l_2 = (K_b - a + L / 2 - c) * 10 = 280 \text{ mm}$$

Überstand Konsolleisen über Lasteinleitungshinterkante:

$$\ddot{u}_{\text{vorh}} = \text{vorh. } l_2 - L * 10 = 100 \text{ mm}$$

$$u_2 = (a_H - c) * 20 = 50 \text{ mm}$$

erforderlicher Mindestkonsolleisenüberstand nach [Steinle/Hahn, Bauingenieur Praxis]

$$\ddot{u}_{\text{min}} = (s_0 / 2 + d_{s1} / 4) = 28 \text{ mm}$$

1) Anordnung der Konsolbewehrung in einer Lage:

$$u = \text{WENN}(\ddot{u}_{\text{vorh}} \leq \ddot{u}_{\text{min}} ; u_2 ; d_{s1} + 2 * s_0) = 110 \text{ mm}$$

2) Anordnung der Konsolbewehrung in mehreren Lagen:

Abstand der Konsolleisen untereinander:

$$s = \text{MAX}(20; d_{s1}) = 20,00 \text{ mm}$$

Anzahl der Bewehrungslagen :

$$n_E = 2,0 \text{ Stück}$$

$$u = \text{WENN}(\ddot{u}_{\text{vorh}} \leq \ddot{u}_{\text{min}} \text{ ODER } \ddot{u}_{\text{vorh}} \leq 0,5 * s ; u_2 ; d_{s1} + 2 * s_0 + (n_E - 1) * s) = 130 \text{ mm}$$



### Nachweis der Betondruckspannungen an den Knotenrändern

$$\sigma_{c1} = \frac{10 \cdot F_{Ed}}{L \cdot B} = 5,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c1}}{f_{cd,eff}} = \underline{0,47 < 1}$$

Berechnung der Knotenfläche  $a_3$  mit Berücksichtigung der Lastausstrahlung infolge Neigung der Resultierenden. Durch den Faktor  $u / 10 \cdot \tan(\beta)$

$$a_3 = \left( \frac{u}{10} \cdot \frac{1}{\tan(\alpha)} + L + \frac{u}{10} \cdot \tan(\beta) \right) \cdot \sin(\alpha) = 24,3 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{F_{Ed}}{\sin(\alpha)} = 233,3 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{S_2 \cdot 10}{a_3 \cdot B} = 4,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c2}}{f_{cd,eff}} = \underline{0,40 < 1}$$

### Verankerungslänge in Richtung Konsolende

Ermittlung der Grundwerte:



Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$A_{s,erf} = erf.A_{s,z} = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,vorh} = vorh.A_{s,z} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) = 337 \text{ mm}$$

bei direkter Lagerung

$$l_{bd,dir} = \text{MAX}(2/3 \cdot (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 \cdot d_{s1}) = \underline{224 \text{ mm}}$$

$$l_2 = l_{bd,dir} = 224 \text{ mm}$$

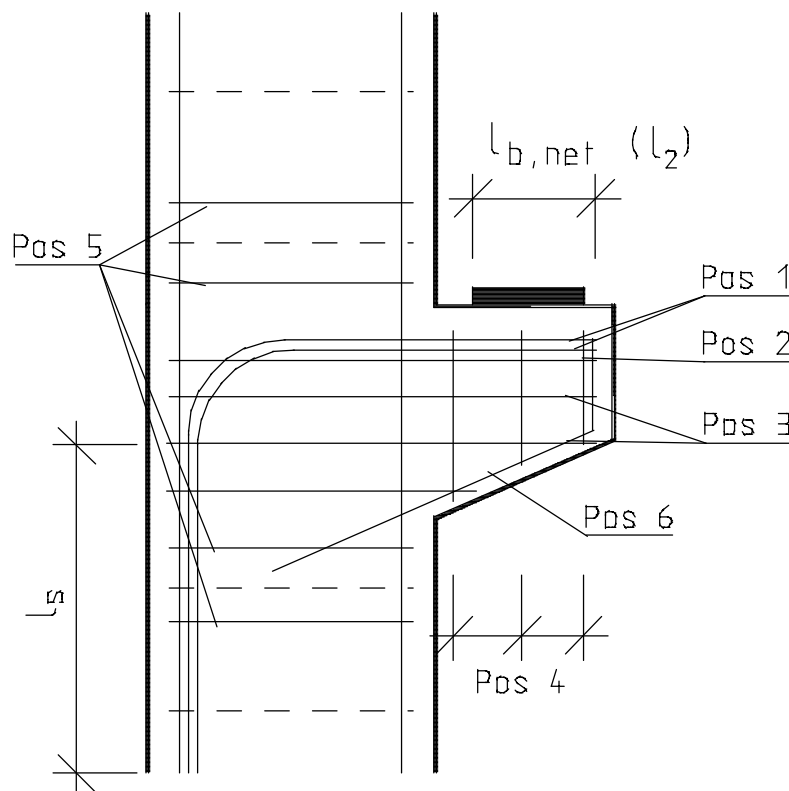
$$\frac{l_2}{vorh.l_2} = \underline{0,80 < 1}$$

### Nachweis des Übergreifungsstosses Konsolbewehrung/Stützenlängsisen

Ermittlung der Grundwerte:

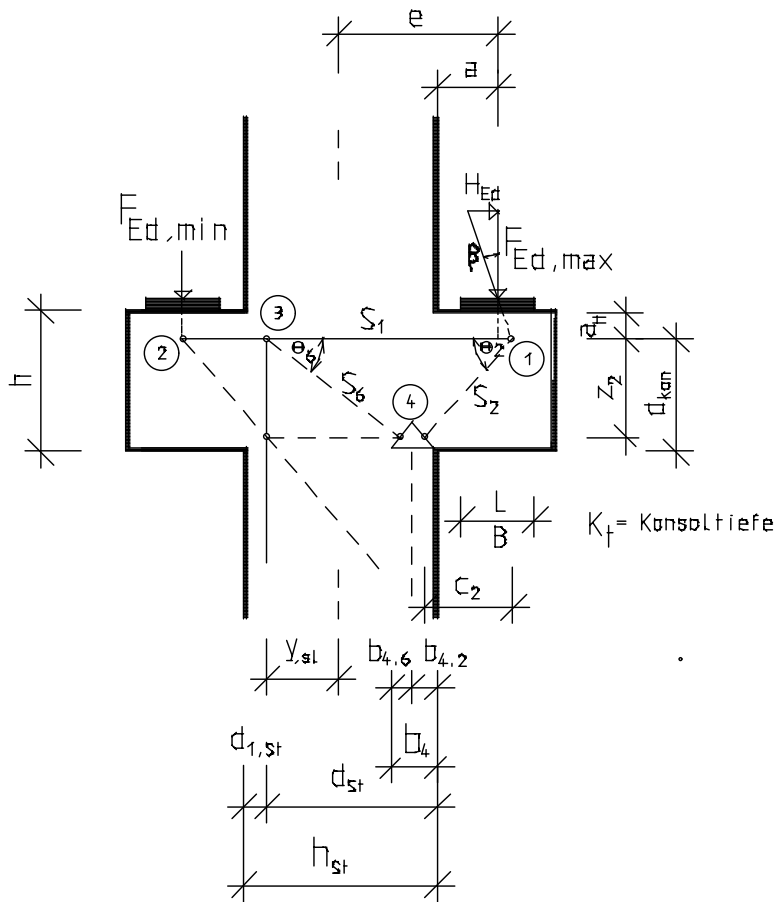
Verbundbedingung $\eta_1 =$		<b>1,0</b>
Beiwert $\eta_2 =$	WENN ( $d_{s1} \leq 32; 1,0; (132-d_{s1}) / 100$ )	<b>= 1,0</b>
Verbundfestigkeit $f_{bd} =$	$2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$	<b>= 3,31 N/mm<sup>2</sup></b>
Verankerungslänge $l_{b,rqd} =$	$(d_{s1} / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$	<b>= 394 mm</b>
Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))		
$\alpha_1 =$		<b>1,0</b>
Beiwert für Querdruck		
$\alpha_5 =$		<b>1,0</b>
Stoßanteil einer Bewehrungslage		
Stoßanteil $\rho =$		<b>50 %</b>
lichte Stababstand $a =$		<b>200 mm</b>
Stabdurchmesser $d_s =$	$d_{s1}$	<b>= 12 mm</b>
Randabstand in der Stoßebene		
$c_1 =$		<b>30 mm</b>
Wirksamkeit der Stöße		
$\alpha_6 =$	$MAX(\alpha_{6,1}; \alpha_{6,2}; \alpha_{6,3}; \alpha_{6,4}; \alpha_{6,5}; \alpha_{6,6}; \alpha_{6,7}; \alpha_{6,8})$	<b>= 1,4</b>
$l_{0,min} =$	$MAX(0,3 * \alpha_1 * \alpha_6 * l_{b,rqd}; 15 * d_s; 200)$	<b>= 200 mm</b>
erf. Übergreifungslänge: (Konsolenisen mit Stützenbewehrung)		
$l_s =$	$MAX(\alpha_1 * \alpha_5 * \alpha_6 * A_{s,erf} / A_{s,vorh} * l_{b,rqd}; l_{0,min})$	<b>= 471 mm</b>

### Bewehrungsschema



### Stahlbetonkonsole beidseitig

Die Berechnung der Konsole erfolgt nach "Einführung in die DIN 1045-1 Zilch/Curbach" Werner Verlag 2. Auflage, Weitere verwendete Literaturquellen:" Avak, Stahlbetonbau in Beispielen" und "Stahlbetonbau Teil 2, Wommelsdorf "



#### Geometrie

Konsolhöhe $h$ =	35,00 cm
Stützenhöhe $h_{st}$ =	40,00 cm
Lagerlänge $L$ =	15,00 cm
Lagertiefe $B$ =	25,00 cm
Exzentrizität $a$ =	20,00 cm
Konsolbreite $K_b$ =	45,00 cm
Konsoltiefe $K_t$ =	40,00 cm
Betondeckung $c$ =	3,50 cm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C40/50
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	40,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	22,67 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,67 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>



### Belastung

Da aus praktischen Gründen und zur Vermeidung von Verwechslungen alle Konsolen gleich ausgebildet, die Stützenköpfe daher symmetrisch bewehrt werden sollen, wird im folgenden lediglich der für die Verankerung der Bewehrung maßgebende Lastfall untersucht. Dazu wird  $F_{Ed,max}$  auf der rechten Seite der Konsole und  $F_{Ed,min}$  auf der linken Konsoleseite angesetzt. Eine gesonderte Untersuchung des Lastfalls maximale Belastung auf beide Konsolen kann daher entfallen.

$$\text{Konsollast } F_{Ed,max} = 423,0 \text{ kN}$$

$$\text{Konsollast } F_{Ed,min} = 168,0 \text{ kN}$$

$$\text{Horizontallast } H_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

Berücksichtigung einer ungünstig wirkenden horizontalen Last von mindestens  $0.2 * F_{Ed}$  an Oberkante der Konsole (vgl. DAfStb Heft 525)

$$H_{Ed} = \text{MAX} (H_{Ed}; 0.2 * F_{Ed,max}) = 84,6 \text{ kN}$$

### Massgebende Schnittgrößen

Im Schnitt unmittelbar unterhalb des Stützenkopfes ergeben sich für die angegebenen Lasten die folgenden Schnittgrößen.



$$d_{1,Stütze} = 7,0 \text{ cm}$$

$$d_{Stütze} = h_{st} - d_{1,Stütze} = 33,0 \text{ cm}$$

$$y_{sl} = 0.5 * h_{st} - d_{1,Stütze} = 13,0 \text{ cm}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} + N_{Ed} * y_{sl} / 100 = 208,4 \text{ kNm}$$

geschätzter Schwerpunkt Konsolenisen:

$$\text{Lage Konsolenisen } a_H = 8,4 \text{ cm}$$

### Überprüfung der Konsolbedingungen

(nach Din 1045-1  $1.0 > a/h > 0.4$ )

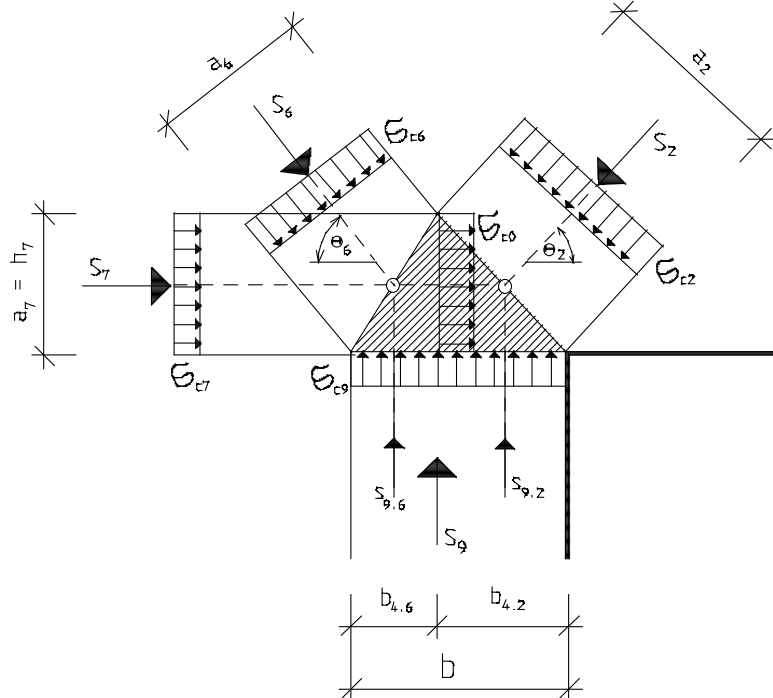
$$\text{Bedingung 1 : } a/h = \underline{\underline{0,57 > 0,4}}$$

$$\text{Bedingung 2 : } a/h = \underline{\underline{0,57 < 1,0}}$$



### Bestimmung der erforderlichen Flächen des Druckknotens 4

(Die Flächen müssen ausreichend sein um die Druckspannungen zu übertragen)  
 Der Knoten ist vom Typ K1. Sofern Beanspruchungen aus einer durchlaufenden Stütze vorhanden sind, wäre diese streng genommen in dem Stabwerkmodell zu erfassen. Wenn die überlagerte Beanspruchung im Rahmen eines B-Nachweises an der maßgebenden Stelle geprüft wird, kann die Stützenbeanspruchung ignoriert werden. Dies gilt auch im Hinblick auf die nur äusserst geringe Abmessung von  $b_4$ . Es wird lediglich ein Gleichgewichtszustand für den D-Bereich modelliert.



Empfehlung nach [Schlaich/Schäfer]" zur Berücksichtigung des Überganges "gestörter Konsolbereich" zum "ungestörtem Stützenbereich":

$$f_{cd,eff1} = 1,0 * 0,95 * f_{cd} = 21,54 \text{ N/mm}^2$$

Aus dem Gleichgewicht der Momente um die Stahlachse errechnet sich die Breite  $b_4$ :

$$b_4 = d_{Stütze} - \sqrt{d_{Stütze}^2 - \left( \frac{2 * M_{Eds}}{f_{cd,eff1} * K_t} \right) * 10^3} = 8,4 \text{ cm}$$

Ermittlung der Knotenanteile der Vertikalkomponenten der Druckstrebenkraft  $S_2$  bzw.  $S_6$ :

$$b_{4,2} = \frac{10 * F_{Ed,max}}{K_t * f_{cd,eff1}} = 4,9 \text{ cm}$$

$$b_{4,6} = b_4 - b_{4,2} = 3,5 \text{ cm}$$

Um die Lage und Neigung der Druckstreben  $S_2$  und  $S_6$  angeben zu können, muss die Höhe  $h_4$  des Knotens 4 bekannt sein. Die Höhe ist zunächst frei wählbar, beeinflusst allerdings die Hebelarme bzw. Druckstrebenwinkel und damit die Kräfteverteilung im Stabwerkmodell. Prinzipiell muss die Höhe so festgelegt werden, dass die Betondruckspannung  $\sigma_{c0}$ , alternativ die Druckspannungen  $\sigma_{c2}$ ,  $\sigma_{c6}$ , und  $\sigma_{c7}$ , den Wert  $f_{cd,eff1}$  nicht überschreiten.

Da im Regelfall die Richtungen der Druckstreben vom Lot auf die Knotenkanten abweichen, müssen an den Knotenflächen neben Normal- auch Schubkräfte übertragen werden. Der Nachweis nur einer Spannungskomponente ist nicht mehr ausreichend.

$$\beta = \text{atan} \left( \frac{H_{Ed}}{F_{Ed,max}} \right) = 11,3^\circ$$

$$c_2 = a + b_{4,2} / 2 + a_H * \text{TAN}(\beta) = 24,13 \text{ cm}$$

$$d_{Kon} = h - a_H = 26,60 \text{ cm}$$



$$\begin{aligned} \text{gew.}h_4 &= 5,0 \text{ cm} \\ z_2 &= d_{\text{Kon}} - \text{gew.}h_4 / 2 = 24,10 \text{ cm} \\ \Theta_2 &= \text{atan} \left( \frac{z_2}{c_2} \right) = 45 \text{ Grad} \\ S_{2,H} &= \frac{F_{\text{Ed,max}}}{\tan(\Theta_2)} = 423,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Damit ergibt sich die Druckspannung  $\sigma_{c0}$  :

$$\begin{aligned} \sigma_{c0} &= \frac{10 \cdot S_{2,H}}{K_t \cdot \text{gew.}h_4} = 21,15 \text{ N/mm}^2 \\ \frac{\sigma_{c0}}{f_{\text{cd,eff1}}} &= \underline{\underline{0,98 < 1}} \end{aligned}$$

Die Nachweise  $\sigma_{c2} < f_{\text{cd,eff1}}$ ,  $\sigma_{c6} < f_{\text{cd,eff1}}$  und  $\sigma_{c7} < f_{\text{cd,eff1}}$  sind damit aufgrund der gewählten Knotenausbildung automatisch erfüllt.

#### Berechnung der erforderlichen Konsolbewehrung

$$\begin{aligned} F_{\text{sd}} &= (F_{\text{Ed,max}} \cdot c_2 / z_2 + H_{\text{Ed}}) = 508,1 \text{ kN} \\ \text{erf.}A_{s,z} &= \frac{F_{\text{sd}} \cdot 10}{f_{\text{yd}}} = 11,68 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

gewählte Schlaufenbewehrung:

	<b><math>n_1 \varnothing d_{s1}</math> mit 15 <math>d_s</math> Verschwenkt einlegen</b>	<b>Pos 1</b>
	<b><math>n_2 \varnothing 1 d_{s2}</math> mit 15 <math>d_s</math></b>	<b>Pos 2</b>

Anzahl und Durchmesser der Schlaufenbewehrung:

$$\begin{aligned} d_{s1} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } d_s; ) = 14 \text{ mm} \\ \text{Bez1} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } d_s=d_{s1}) = 1 \varnothing 14 \\ \text{vorh.}A_{s,z1} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } A_s; \text{Bez=Bez1}) \cdot 2 = 3,08 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Anzahl und Durchmesser der Zugbügel:

$$\begin{aligned} d_{s2} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } d_s; ) = 14 \text{ mm} \\ \text{Bez2} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } A_s \geq (\text{erf.}A_{s,z} - \text{vorh.}A_{s,z1}) / 2; d_s=d_{s2}) = 3 \varnothing 14 \\ \text{vorh.}A_{s,z2} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } A_s; \text{Bez=Bez2}) \cdot 2 = 9,24 \text{ cm}^2 \\ \text{vorh.}A_{s,z} &= \text{vorh.}A_{s,z1} + \text{vorh.}A_{s,z2} = 12,32 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

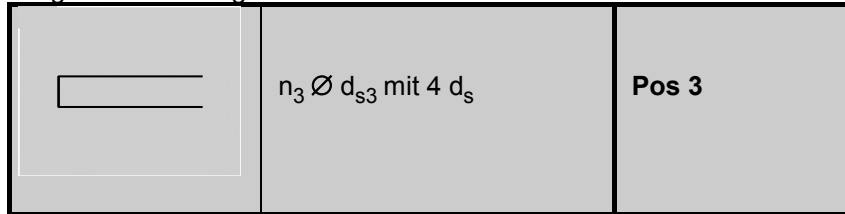
$$\frac{\text{erf.}A_{s,z}}{\text{vorh.}A_{s,z}} = \underline{\underline{0,95 < 1}}$$



### Erforderliche Horizontalbügel zur Aufnahme der Querkzugspannungen im Druckstab (Pos 3)

$$\text{erf.}A_{s,ho} = 0.5 \cdot \text{erf.}A_{s,z} = \underline{\underline{5,84 \text{ cm}^2}}$$

Horizontalbügel Zweischnittig:



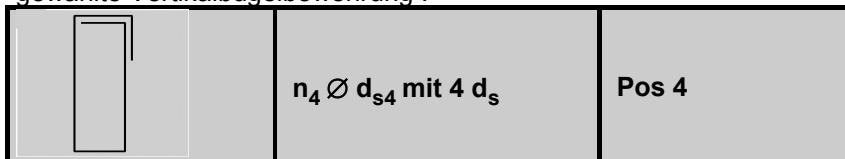
Anzahl und Durchmesser der Steckbügel :

$$\begin{aligned} d_{s3} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) &= & 10 \text{ mm} \\ \text{Bez4} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } As \geq \text{erf.}A_{s,ho}/2; d_s = d_{s3}) &= & 4 \varnothing 10 \\ \text{vorh.}A_{s,ho} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } As; \text{Bez} = \text{Bez4}) * 2 &= & 6,28 \text{ cm}^2 \\ \frac{\text{erf.}A_{s,ho}}{\text{vorh.}A_{s,ho}} & &= & \underline{\underline{0,93 < 1}} \end{aligned}$$

### Erforderlichen Vertikalbügel zur Aufnahme der Querkzugspannungen im Druckstab (Pos 4)

$$\begin{aligned} \text{erf.}A_{s,ve1} &= \frac{0,7 \cdot F_{Ed,max}}{(f_{yk} / \gamma_S)} * 10 &= & 6,81 \text{ cm}^2 \\ \text{erf.}A_{s,ve} &= \text{WENN}(a/h > 0.5; \text{MAX}(\text{erf.}A_{s,ho}; \text{erf.}A_{s,ve1}); \text{erf.}A_{s,ho}) &= & \underline{\underline{6,81 \text{ cm}^2}} \end{aligned}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung :



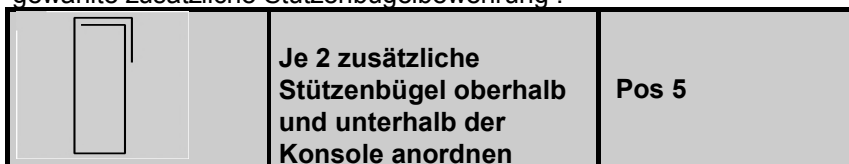
Achtung : Bügel stets an der Konsolunterseite (Druckbereich) schliesen. (Nach Wommelsdorff)

Anzahl und Durchmesser der Vertikalbügel :

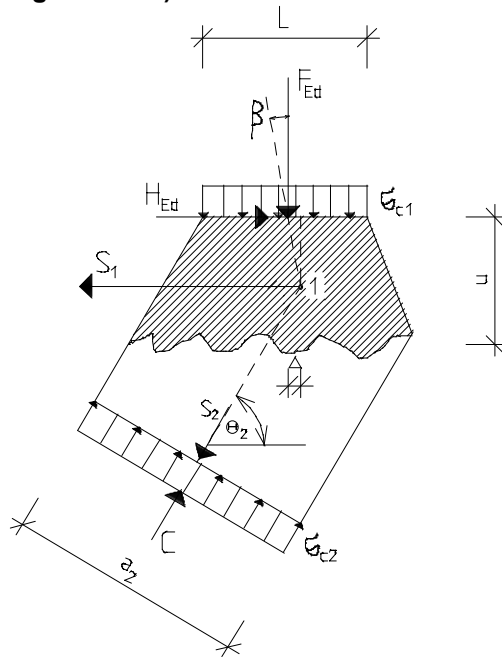
$$\begin{aligned} d_{s4} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) &= & 10 \text{ mm} \\ \text{Bez4} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } As \geq \text{erf.}A_{s,ve}/2; d_s = d_{s4}) &= & 5 \varnothing 10 \\ \text{vorh.}A_{s,ve} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } As; \text{Bez} = \text{Bez4}) * 2 &= & 7,86 \text{ cm}^2 \\ \frac{\text{erf.}A_{s,ve}}{\text{vorh.}A_{s,ve}} & &= & \underline{\underline{0,87 < 1}} \end{aligned}$$

Der D.-Bereich erstreckt sich in die Stütze hinein. Hier befindet sich je ein horizontal liegender Zugstab oberhalb und unterhalb der Konsole. Sofern diese nicht gesondert bemessen werden, sollten konstruktiv oben und unten je 2 zusätzliche Bügel der Stützenbügelposition angeordnet werden.

gewählte zusätzliche Stützenbügelbewehrung :



### Nachweise am Knoten 1 (Druck - Zug - Knoten)



#### Zusätzliche Angaben:

#### Bemessungswert der Druckstrebentragfähigkeit:

$$v' = 1,0$$

$$f_{cd,eff} = 0,6 * v' * f_{cd} = 13,60 \text{ N/mm}^2$$

#### Achsabstand erstes Konsolenisen vom Betonrand:

$$s_0 = c * 10 + (d_{s1} / 2) + d_{s4} = 52 \text{ mm}$$

#### vorh. Verankerungslänge $l_2$ gemessen von der Hinterkante des Lagers:

$$\text{vorh. } l_2 = (K_b - a + L / 2 - c) * 10 = 290 \text{ mm}$$

#### Überstand Konsolenisen über Lasteinleitungshinterkante:

$$\ddot{u}_{\text{vorh}} = \text{vorh. } l_2 - L * 10 = 140 \text{ mm}$$

$$u_2 = (a_H - c) * 20 = 98 \text{ mm}$$

#### erforderlicher Mindestkonsolenisenüberstand nach [Steinle/Hahn, Bauingenieur Praxis]

$$\ddot{u}_{\text{min}} = (s_0 / 2 + d_{s1} / 4) = 30 \text{ mm}$$

#### 1) Anordnung der Konsolbewehrung in einer Lage:

$$u = \text{WENN}(\ddot{u}_{\text{vorh}} \leq \ddot{u}_{\text{min}} ; u_2 ; d_{s1} + 2 * s_0) = 118 \text{ mm}$$

#### 2) Anordnung der Konsolbewehrung in mehreren Lagen:

##### Abstand der Konsolenisen untereinander:

$$s = \text{MAX}(20; d_{s1}) = 20,00 \text{ mm}$$

##### Anzahl der Bewehrungslagen :

$$n_E = 2,0 \text{ Stück}$$

$$u = \text{WENN}(\ddot{u}_{\text{vorh}} \leq \ddot{u}_{\text{min}} \text{ ODER } \ddot{u}_{\text{vorh}} \leq 0,5 * s ; u_2 ; d_{s1} + 2 * s_0 + (n_E - 1) * s) = 138 \text{ mm}$$



### Nachweis der Betondruckspannungen an den Knotenrändern

$$\sigma_{c1} = \frac{10 \cdot F_{Ed,max}}{L \cdot B} = 11,28 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c1}}{f_{cd,eff}} = \underline{0,83 < 1}$$

Berechnung der Knotenfläche  $a_2$  mit Berücksichtigung der Lastausstrahlung infolge Neigung der Resultierenden. Durch den Faktor  $u/10 \cdot \tan(\beta)$

$$a_2 = \left( \frac{u}{10} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta_2)} + L + \frac{u}{10} \cdot \tan(\beta) \right) \cdot \sin(\Theta_2) = 22,3 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{F_{Ed,max}}{\sin(\Theta_2)} = 598,2 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{S_2 \cdot 10}{a_2 \cdot B} = 10,73 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c2}}{f_{cd,eff}} = \underline{0,79 < 1}$$

### Verankerungslänge in Richtung Konsolende

Ermittlung der Grundwerte:



Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$A_{s,erf} = erf.A_{s,z} = 11,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,vorh} = vorh.A_{s,z} = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) = 274 \text{ mm}$$

bei direkter Lagerung

$$l_{bd,dir} = \text{MAX}(2/3 \cdot (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 \cdot d_{s1}) = \underline{183 \text{ mm}}$$

$$l_2 = l_{bd,dir} = 183 \text{ mm}$$

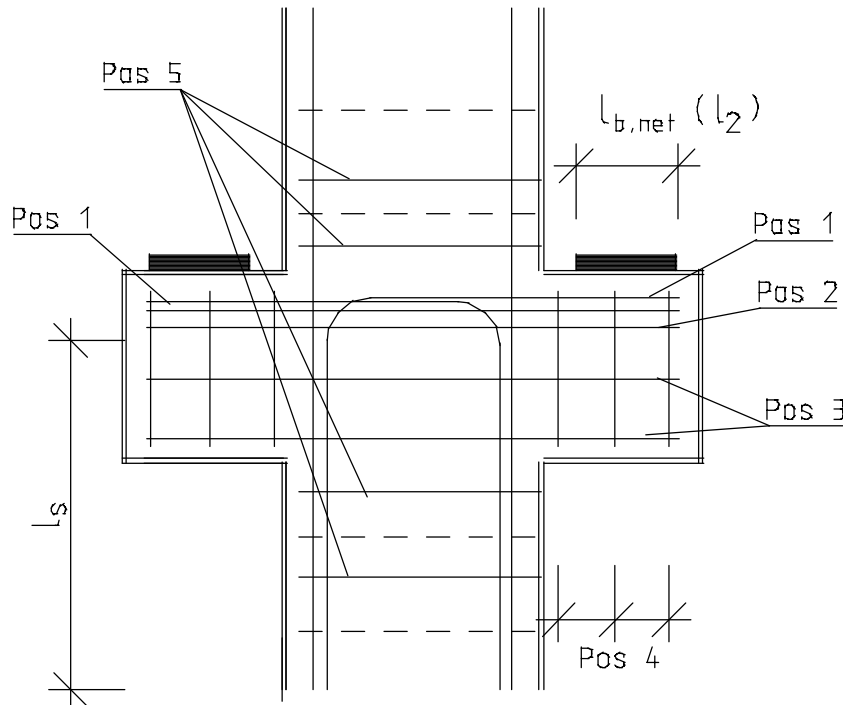
$$\frac{l_2}{vorh.l_2} = \underline{0,63 < 1}$$

### Nachweis des Übergreifungsstosses Konsolbewehrung/Stützenlängsisen

Ermittlung der Grundwerte:

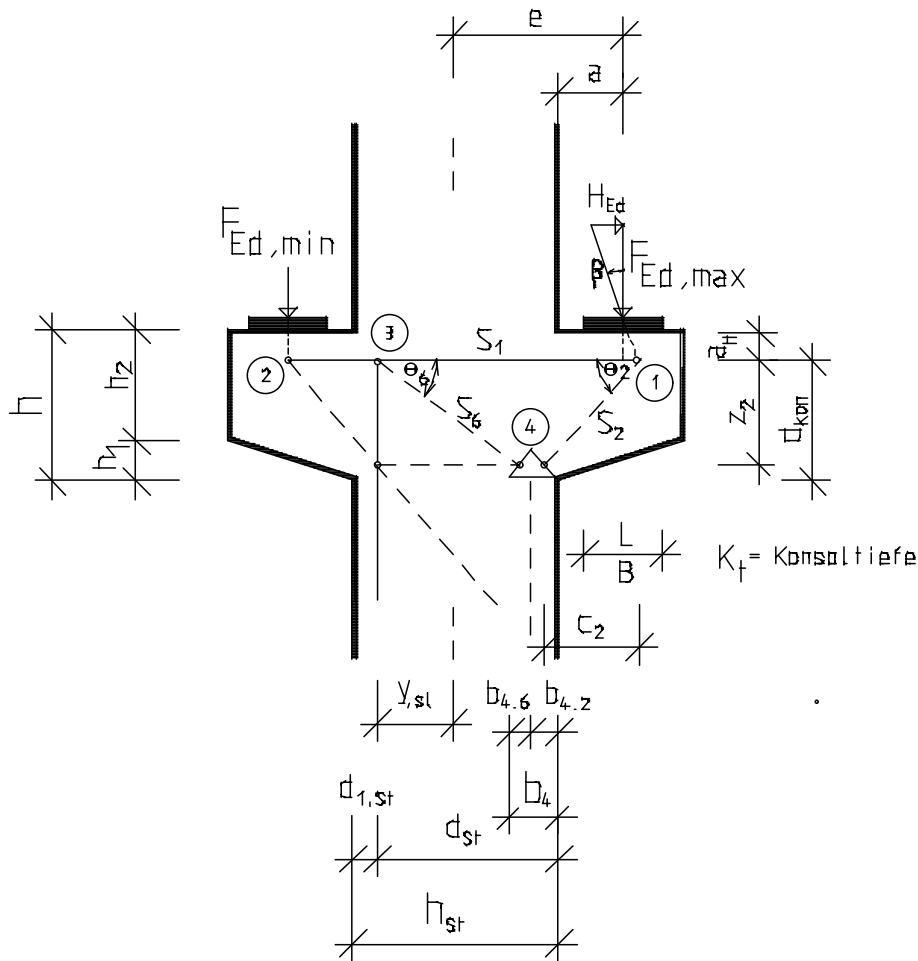
Verbundbedingung $\eta_1 =$		<b>1,0</b>
Beiwert $\eta_2 =$	WENN ( $d_{s1} \leq 32; 1,0; (132-d_{s1}) / 100$ )	<b>= 1,0</b>
Verbundfestigkeit $f_{bd} =$	$2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$	<b>= 3,76 N/mm<sup>2</sup></b>
Verankerungslänge $l_{b,rd} =$	$(d_{s1} / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$	<b>= 405 mm</b>
Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))		
$\alpha_1 =$		<b>1,0</b>
Beiwert für Querdruck		
$\alpha_5 =$		<b>1,0</b>
Stoßanteil einer Bewehrungslage		
Stoßanteil $\rho =$		<b>50 %</b>
lichte Stababstand $a =$		<b>200 mm</b>
Stabdurchmesser $d_s =$	$d_{s1}$	<b>= 14 mm</b>
Randabstand in der Stoßebene		
$c_1 =$		<b>30 mm</b>
Wirksamkeit der Stöße		
$\alpha_6 =$	$MAX(\alpha_{6,1}; \alpha_{6,2}; \alpha_{6,3}; \alpha_{6,4}; \alpha_{6,5}; \alpha_{6,6}; \alpha_{6,7}; \alpha_{6,8})$	<b>= 1,4</b>
$l_{0,min} =$	$MAX(0,3 * \alpha_1 * \alpha_6 * l_{b,rd}; 15 * d_s; 200)$	<b>= 210 mm</b>
erf. Übergreifungslänge: (Konsolen mit Stützenbewehrung)		
$l_s =$	$MAX(\alpha_1 * \alpha_5 * \alpha_6 * A_{s,erf} / A_{s,vorh} * l_{b,rd}; l_{0,min})$	<b>= 538 mm</b>

### Bewehrungschema



### Stahlbetonkonsole beidseitig schräg

Die Berechnung der Konsole erfolgt nach "Einführung in die DIN 1045-1 Zilch/Curbach" Werner Verlag 2. Auflage, Weitere verwendete Literaturquellen: "Avak, Stahlbetonbau in Beispielen" und "Stahlbetonbau Teil 2, Wommelsdorf"



#### Geometrie

Konsolvoute $h_1 =$		15,0 cm
Konsolhöhe $h_2 =$		20,0 cm
Konsolhöhe $h =$	$h_1 + h_2 =$	35,0 cm
Stützhöhe $h_{st} =$		40,0 cm
Lagerlänge $L =$		15,0 cm
Lagertiefe $B =$		25,0 cm
Exzentrizität $a =$		20,0 cm
Konsolbreite $K_b =$		45,0 cm
Konsoltiefe $K_t =$		40,0 cm
Betondeckung $c =$		3,5 cm



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C40/50
$\gamma_C$ =		=	1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	40,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	22,67 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,67 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Da aus praktischen Gründen und zur Vermeidung von Verwechslungen alle Konsolen gleich ausgebildet, die Stützenköpfe daher symetrisch bewehrt werden sollen, wird im folgenden lediglich der für die Verankerung der Bewehrung maßgebende Lastfall untersucht. Dazu wird  $F_{Ed,max}$  auf der rechten Seite der Konsole und  $F_{Ed,min}$  auf der linken Konselseite angesetzt. Eine gesonderte Untersuchung des Lastfalls maximale Belastung auf beide Konsolen kann daher entfallen.

Konsollast $F_{Ed,max}$ =	423,0 kN
Konsollast $F_{Ed,min}$ =	168,0 kN
Horizontallast $H_{Ed}$ =	0,0 kN

Berücksichtigung einer ungünstig wirkenden horizontalen Last von mindestens  $0.2 * F_{Ed}$  an Oberkante der Konsole (vgl. DAfStb Heft 525)

$$H_{Ed} = \text{MAX} (H_{Ed}; 0.2 * F_{Ed,max}) = 84,6 \text{ kN}$$

#### Massgebende Schnittgrößen

Im Schnitt unmittelbar unterhalb des Stützenkopfes ergeben sich für die angegebenen Lasten die folgenden Schnittgrößen.



$d_{Stütze}$ =	$h_{st} - d_{1,Stütze}$	=	33,0 cm
$y_{sl}$ =	$0.5 * h_{st} - d_{1,Stütze}$	=	13,0 cm
$M_{Eds}$ =	$M_{Ed} + N_{Ed} * y_{sl} / 100$	=	208,4 kNm

geschätzter Schwerpunkt Konsolleisen:  
Lage Konsolleisen  $a_H$  = 8,4 cm

#### Überprüfung der Konsolbedingungen

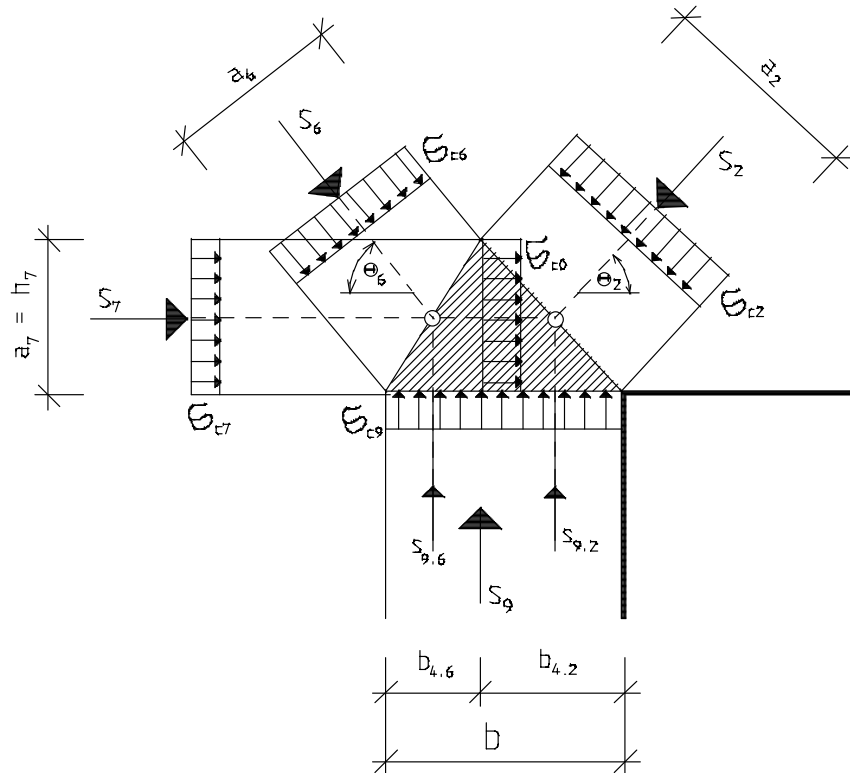
(nach Din 1045-1  $1.0 > a/h > 0.4$ )

Bedingung 1 : $a/h$	=	<u>0,57 &gt; 0,4</u>
Bedingung 2 : $a/h$	=	<u>0,57 &lt; 1,0</u>



### Bestimmung der erforderlichen Flächen des Druckknotens 4

Die Flächen müssen ausreichend sein um die Druckspannungen zu übertragen. Der Knoten ist vom Typ K1. Sofern Beanspruchungen aus einer durchlaufenden Stütze vorhanden sind, wäre diese streng genommen in dem Stabwerkmodell zu erfassen. Wenn die überlagerte Beanspruchung im Rahmen eines B-Nachweises an der maßgebenden Stelle geprüft wird, kann die Stützenbeanspruchung ignoriert werden. Dies gilt auch im Hinblick auf die nur äußerst geringe Abmessung von  $b_4$ . Es wird lediglich ein Gleichgewichtszustand für den D-Bereich modelliert.



Empfehlung nach [Schlaich/Schäfer]" zur Berücksichtigung des Überganges "gestörter Konsolbereich" zum "ungestörtem Stützenbereich":

$$f_{cd,eff1} = 1,0 * 0,95 * f_{cd} = 21,54 \text{ N/mm}^2$$

Aus dem Gleichgewicht der Momente um die Stahlachse errechnet sich die Breite  $b_4$ :

$$b_4 = d_{Stütze} - \sqrt{d_{Stütze}^2 - \left( \frac{2 * M_{Eds}}{f_{cd,eff1} * K_t} \right) * 10^3} = 8,4 \text{ cm}$$

Ermittlung der Knotenanteile der Vertikalkomponenten der Druckstrebenkraft  $S_2$  bzw.  $S_6$ :

$$b_{4,2} = \frac{10 * F_{Ed,max}}{K_t * f_{cd,eff1}} = 4,9 \text{ cm}$$

$$b_{4,6} = b_4 - b_{4,2} = 3,5 \text{ cm}$$

Um die Lage und Neigung der Druckstreben  $S_2$  und  $S_6$  angeben zu können, muss die Höhe  $h_4$  des Knotens 4 bekannt sein. Die Höhe ist zunächst frei wählbar, beeinflusst allerdings die Hebelarme bzw. Druckstrebenwinkel und damit die Kräfteverteilung im Stabwerkmodell. Prinzipiell muss die Höhe so festgelegt werden, dass die Betondruckspannung  $\sigma_{c0}$ , alternativ die Druckspannungen  $\sigma_{c2}$ ,  $\sigma_{c6}$ , und  $\sigma_{c7}$ , den Wert  $f_{cd,eff1}$  nicht überschreiten. Da im Regelfall die Richtungen der Druckstreben vom Lot auf die Knotenkanten abweichen, müssen an den Knotenflächen neben Normal- auch Schubkräfte übertragen werden. Der Nachweis nur einer Spannungskomponente ist nicht mehr ausreichend.

$$\beta = \text{atan} \left( \frac{H_{Ed}}{F_{Ed,max}} \right) = 11,3^\circ$$

$$c_2 = a + b_{4,2} / 2 + a_H * \text{TAN}(\beta) = 24,13 \text{ cm}$$

$$d_{Kon} = h - a_H = 26,60 \text{ cm}$$



$$\begin{aligned} \text{gew.}h_4 &= 5,0 \text{ cm} \\ z_2 &= d_{\text{Kon}} - \text{gew.}h_4 / 2 = 24,10 \text{ cm} \\ \Theta_2 &= \text{atan} \left( \frac{z_2}{c_2} \right) = 45 \text{ Grad} \\ S_{2,H} &= \frac{F_{\text{Ed,max}}}{\tan(\Theta_2)} = 423,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Damit ergibt sich die Druckspannung  $\sigma_{c0}$  :

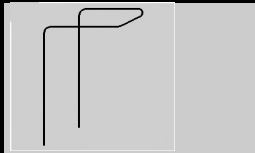
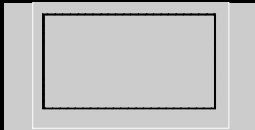
$$\begin{aligned} \sigma_{c0} &= \frac{10 \cdot S_{2,H}}{K_t \cdot \text{gew.}h_4} = 21,15 \text{ N/mm}^2 \\ \frac{\sigma_{c0}}{f_{\text{cd,eff1}}} &= \underline{0,98 < 1} \end{aligned}$$

Die Nachweise  $\sigma_{c2} < f_{\text{cd,eff1}}$ ,  $\sigma_{c6} < f_{\text{cd,eff1}}$  und  $\sigma_{c7} < f_{\text{cd,eff1}}$  sind damit aufgrund der gewählten Knotenausbildung automatisch erfüllt.

#### Berechnung der erforderlichen Konsolbewehrung

$$\begin{aligned} F_{\text{sd}} &= (F_{\text{Ed,max}} \cdot c_2 / z_2 + H_{\text{Ed}}) = 508,1 \text{ kN} \\ \text{erf.}A_{s,z} &= \frac{F_{\text{sd}} \cdot 10}{f_{\text{yd}}} = 11,68 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

gewählte Schlaufenbewehrung:

	<b><math>n_1 \varnothing d_{s1}</math> mit 15 <math>d_s</math> Verschwenkt einlegen</b>	<b>Pos 1</b>
	<b><math>n_2 \varnothing 1 d_{s2}</math> mit 15 <math>d_s</math></b>	<b>Pos 2</b>

Anzahl und Durchmesser der Schlaufenbewehrung:

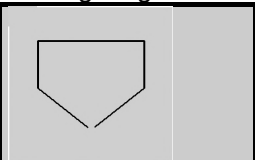
$$\begin{aligned} d_{s1} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; d_s; ) = 14 \text{ mm} \\ \text{Bez1} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s=d_{s1}) = 1 \varnothing 14 \\ \text{vorh.}A_{s,z1} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=\text{Bez1}) \cdot 2 = 3,08 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Anzahl und Durchmesser der Zugbügel:

$$\begin{aligned} d_{s2} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; d_s; ) = 14 \text{ mm} \\ \text{Bez2} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; A_s \geq (\text{erf.}A_{s,z} - \text{vorh.}A_{s,z1}) / 2; d_s=d_{s2}) = 3 \varnothing 14 \\ \text{vorh.}A_{s,z2} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=\text{Bez2}) \cdot 2 = 9,24 \text{ cm}^2 \\ \text{vorh.}A_{s,z} &= \text{vorh.}A_{s,z1} + \text{vorh.}A_{s,z2} = 12,32 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{\text{erf.}A_{s,z}}{\text{vorh.}A_{s,z}} = \underline{0,95 < 1}$$

Montagebügel als Vertikalbügel einschnittig ( ev. auf Konsolbewehrung anrechenbar):

	<b><math>2 \varnothing 12</math> mit 4 <math>d_s</math></b>	<b>Pos 6</b>
---	---	--------------

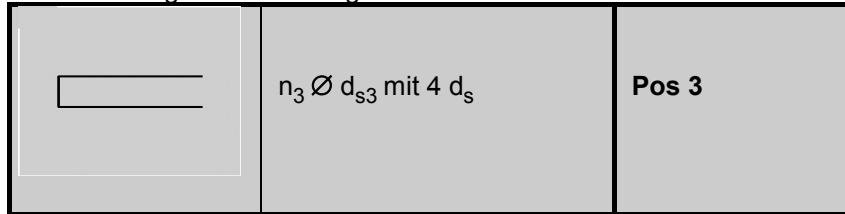
$$\text{vorh.}A_{sM} = 2,26 \text{ cm}^2$$



#### Erforderliche Horizontalbügel zur Aufnahme der Querkzugspannungen im Druckstab (Pos 3)

$$\text{erf.}A_{s,ho} = 0.5 \cdot \text{erf.}A_{s,z} = \underline{\underline{5,84 \text{ cm}^2}}$$

Horizontalbügel Zweischnittig:



Anzahl und Durchmesser der Steckbügel :

$$d_{s3} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Bez4} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } As \geq \text{erf.}A_{s,ho}/2; d_s = d_{s3}) = 4 \varnothing 10$$

$$\text{vorh.}A_{s,ho} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } As; \text{Bez} = \text{Bez4}) * 2 = 6,28 \text{ cm}^2$$

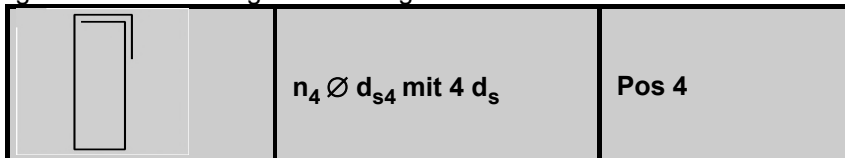
$$\frac{\text{erf.}A_{s,ho}}{\text{vorh.}A_{s,ho}} = \underline{\underline{0,93 < 1}}$$

#### Erforderliche Vertikalbügel zur Aufnahme der Querkzugspannungen im Druckstab (Pos 4)

$$\text{erf.}A_{s,ve1} = \frac{0,7 \cdot F_{Ed,max}}{(f_{yk} / \gamma_s)} * 10 = 6,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{s,ve} = \text{WENN}(a/h > 0.5; \text{MAX}(\text{erf.}A_{s,ho}; \text{erf.}A_{s,ve1}); \text{erf.}A_{s,ho}) = \underline{\underline{6,81 \text{ cm}^2}}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung :



Achtung : Bügel stets an der Konsolunterseite (Druckbereich) schliesen. (Nach Wommelsdorff)

Anzahl und Durchmesser der Vertikalbügel :

$$d_{s4} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 10 \text{ mm}$$

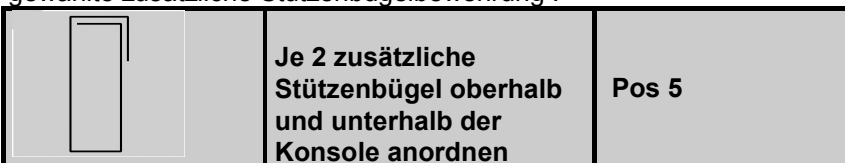
$$\text{Bez4} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } As \geq \text{erf.}A_{s,ve}/2; d_s = d_{s4}) = 5 \varnothing 10$$

$$\text{vorh.}A_{s,ve} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } As; \text{Bez} = \text{Bez4}) * 2 = 7,86 \text{ cm}^2$$

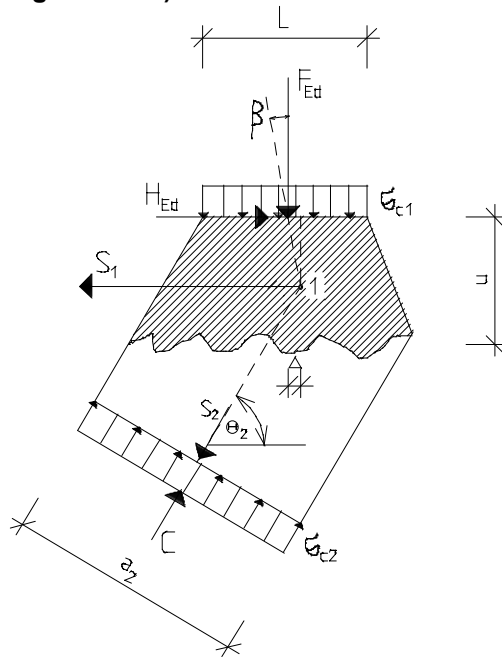
$$\frac{\text{erf.}A_{s,ve}}{\text{vorh.}A_{s,ve}} = \underline{\underline{0,87 < 1}}$$

Der D.-Bereich erstreckt sich in die Stütze hinein. Hier befindet sich je ein horizontal liegender Zugstab oberhalb und unterhalb der Konsole. Sofern diese nicht gesondert bemessen werden, sollten konstruktiv oben und unten je 2 zusätzliche Bügel der Stützenbügelposition angeordnet werden.

gewählte zusätzliche Stützenbügelbewehrung :



### Nachweise am Knoten 1 (Druck - Zug - Knoten)



#### Zusätzliche Angaben:

#### Bemessungswert der Druckstrebentragfähigkeit:

$$v' = 1,0$$

$$f_{cd,eff} = 0,6 * v' * f_{cd} = 13,60 \text{ N/mm}^2$$

#### Achsabstand erstes Konsolleisen vom Betonrand:

$$s_0 = c * 10 + (d_{s1} / 2) + d_{s4} = 52 \text{ mm}$$

#### vorh. Verankerungslänge $l_2$ gemessen von der Hinterkante des Lagers:

$$\text{vorh. } l_2 = (K_b - a + L / 2 - c) * 10 = 290 \text{ mm}$$

#### Überstand Konsolleisen über Lasteinleitungshinterkante:

$$\ddot{u}_{\text{vorh}} = \text{vorh. } l_2 - L * 10 = 140 \text{ mm}$$

$$u_2 = (a_H - c) * 20 = 98 \text{ mm}$$

#### erforderlicher Mindestkonsolleisenüberstand nach [Steinle/Hahn, Bauingenieur Praxis]

$$\ddot{u}_{\text{min}} = (s_0 / 2 + d_{s1} / 4) = 30 \text{ mm}$$

#### Der Anwender muss im folgenden die nicht zutreffende Berechnung von $u$ löschen.

#### 1) Anordnung der Konsolbewehrung in einer Lage:

$$u = \text{WENN}(\ddot{u}_{\text{vorh}} \leq \ddot{u}_{\text{min}} ; u_2 ; d_{s1} + 2 * s_0) = 118 \text{ mm}$$

#### 2) Anordnung der Konsolbewehrung in mehreren Lagen:

##### Abstand der Konsolleisen untereinander:

$$s = \text{MAX}(20; d_{s1}) = 20,00 \text{ mm}$$

##### Anzahl der Bewehrungslagen :

$$n_E = 2,0 \text{ Stück}$$

$$u = \text{WENN}(\ddot{u}_{\text{vorh}} \leq \ddot{u}_{\text{min}} \text{ ODER } \ddot{u}_{\text{vorh}} \leq 0,5 * s ; u_2 ; d_{s1} + 2 * s_0 + (n_E - 1) * s) = 138 \text{ mm}$$



### Nachweis der Betondruckspannungen an den Knotenrändern

$$\sigma_{c1} = \frac{10 \cdot F_{Ed,max}}{L \cdot B} = 11,28 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c1}}{f_{cd,eff}} = \underline{0,83 < 1}$$

Berechnung der Knotenfläche  $a_2$  mit Berücksichtigung der Lastausstrahlung infolge Neigung der Resultierenden. Durch den Faktor  $u / 10 \cdot \tan(\beta)$

$$a_2 = \left( \frac{u}{10} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta_2)} + L + \frac{u}{10} \cdot \tan(\beta) \right) \cdot \sin(\Theta_2) = 22,3 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{F_{Ed,max}}{\sin(\Theta_2)} = 598,2 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{S_2 \cdot 10}{a_2 \cdot B} = 10,73 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c2}}{f_{cd,eff}} = \underline{0,79 < 1}$$

### Verankerungslänge in Richtung Konsolende

Ermittlung der Grundwerte:



Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$A_{s,erf} = erf.A_{s,z} = 11,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,vorh} = vorh.A_{s,z} = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) = 274 \text{ mm}$$

bei direkter Lagerung

$$l_{bd,dir} = \text{MAX}(2 / 3 \cdot (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 \cdot d_{s1}) = \underline{183 \text{ mm}}$$

$$l_2 = l_{bd,dir} = 183 \text{ mm}$$

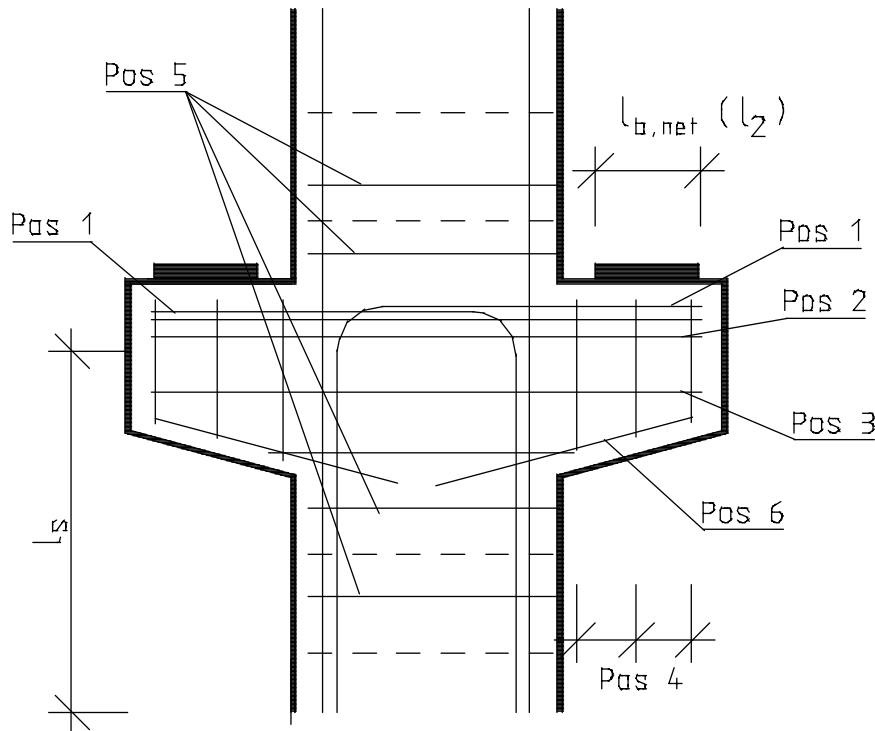
$$\frac{l_2}{vorh.l_2} = \underline{0,63 < 1}$$

### Nachweis des Übergreifungsstosses Konsolbewehrung/Stützenlängsreifen

Ermittlung der Grundwerte:

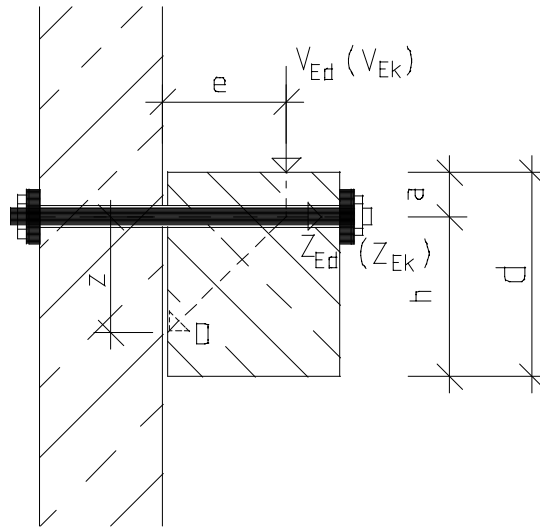
Verbundbedingung $\eta_1 =$		<b>1,0</b>
Beiwert $\eta_2 =$	WENN $(d_{s1} \leq 32; 1,0; (132-d_{s1}) / 100)$	<b>1,0</b>
Verbundfestigkeit $f_{bd} =$	$2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$	<b>= 3,76 N/mm<sup>2</sup></b>
Verankerungslänge $l_{b,rqd} =$	$(d_{s1} / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$	<b>= 405 mm</b>
Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))		
$\alpha_1 =$		<b>1,0</b>
Beiwert für Querdruck		
$\alpha_5 =$		<b>1,0</b>
Stoßanteil einer Bewehrungslage		
Stoßanteil $\rho =$		<b>50 %</b>
lichte Stababstand $a =$		<b>200 mm</b>
Stabdurchmesser $d_s =$	$d_{s1}$	<b>= 14 mm</b>
Randabstand in der Stoßebene		
$c_1 =$		<b>30 mm</b>
Wirksamkeit der Stöße		
$\alpha_6 =$	$MAX(\alpha_{6,1}; \alpha_{6,2}; \alpha_{6,3}; \alpha_{6,4}; \alpha_{6,5}; \alpha_{6,6}; \alpha_{6,7}; \alpha_{6,8})$	<b>= 1,4</b>
$l_{0,min} =$	$MAX(0,3 * \alpha_1 * \alpha_6 * l_{b,rqd}; 15 * d_s; 200)$	<b>= 210 mm</b>
erf. Übergreifungslänge: (Konsolen mit Stützenbewehrung)		
$l_s =$	$MAX(\alpha_1 * \alpha_5 * \alpha_6 * A_{s,erf} / A_{s,vorh} * l_{b,rqd}; l_{0,min})$	<b>= 538 mm</b>

### Bewehrungschema



### Nachträglich ergänzte Betonkonsole

" Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau " Steinle/Hahn



#### Geometrie

Konsolhöhe $h =$	0,20 m
Konsolbreite $b =$	0,25 m
Konsoldicke $d =$	0,18 m
Exzentrizität $e =$	0,15 m

Betondeckung $c_s =$	25 mm
Betondeckung $c_o =$	30 mm
Bügeldurch $d_{b\ddot{u}} =$	8 mm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd} =$	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Vertikallast $V_{Ek} =$	65,00 kN
Vertikallast $V_{Ed} =$	100,00 kN

#### Berechnung der erforderlichen Bemessungszuglast

$z =$	$0,8 \cdot d =$	0,14 m	
$Z_{Ed} =$	WENN( $e/z \leq 1,23; 2,15 \cdot V_{Ed}; 1,75 \cdot e/z \cdot V_{Ed}$ )	=	<b>215,0 kN</b>



### Erforderlicher Querschnitt des Zuggliedes

Es werden generell nur Schrauben der Festigkeit 10.9 verwendet.

$$\begin{aligned}\gamma_M &= 1,10 \\ f_{u,b,k} &= 1000 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{erf. } A_s = \frac{Z_{Ed}}{\left(\frac{f_{u,b,k}}{1,25 \cdot \gamma_M}\right)} \cdot 10 = 2,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf } d_s = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Spannungsquerschnitte";Grösse}; A_s > \text{erf. } A_s) = 22 \text{ mm}$$

Die Vorspannkraft kann durch hydraulische Pressen oder Drehmomentschlüssel aufgebracht werden.

### Berechnung der erforderlichen Gebrauchszuglast



### Ermittlung des erforderlichen Drehmomentes

(Gebrauchslast)

$$M_D = Z_{Ek} \cdot d_s / 5 = \underline{615 \text{ Nm}}$$

### Betonbeanspruchung

$$\alpha_1 = \text{ATAN}(z / e) = 43^\circ$$

$$\text{vorh. } \sigma_{c1} = \frac{V_{Ed} \cdot 10^{-3}}{b \cdot e \cdot \sin(\alpha_1)^2} = 5,73 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}v' &= 1,0 \\ \sigma_{Rd,max} &= 0,6 \cdot v' \cdot f_{cd} = 11,90 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{vorh. } \sigma_{c1} / \sigma_{Rd,max} = \underline{0,48 < 1}$$

### Bemessung der Ankerplatte

zur Übertragung der Schraubenzugkraft auf den Beton aufgrund von Versuchen mit B25 und einem Durchgangsloch von  $1,5 d_s$

$$\text{erf. } t = 3,4 \cdot Z_{Ek}^{1/3} = \underline{17,64 \text{ mm}}$$

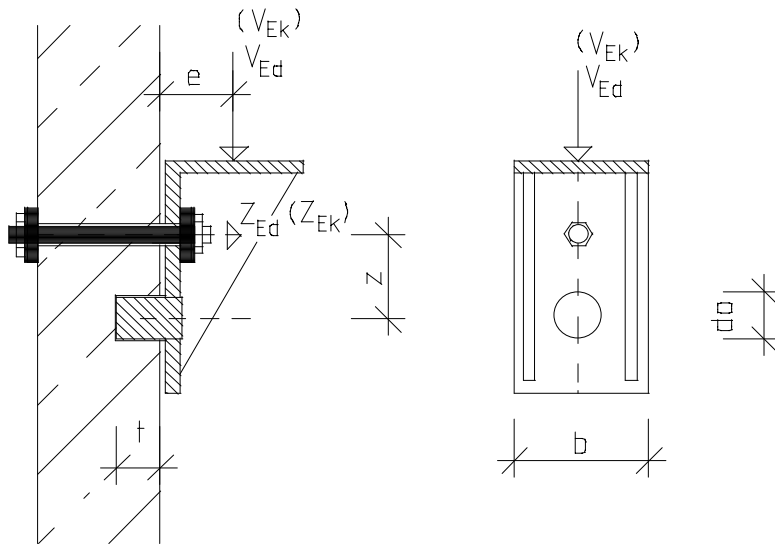
$$\text{erf } A_d = 0,8 \cdot Z_{Ek} = \underline{111,80 \text{ cm}^2}$$

*Nach Auffassung des Verfassers kann auf eine Vermörtelung der Fuge verzichtet werden, ohne dass extreme Anforderungen an die Ebenflächigkeit der Fuge gestellt werden müssen.*



### Nachträglich ergänzte Stahlkonsole

" Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau " Steinle/Hahn



#### Geometrie

Exzentrizität e =	0,15 m
Hebelarm z =	0,15 m
Dübeldurchmesser d <sub>0</sub> =	40 mm
Dübeltiefe t =	50 mm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
γ <sub>C</sub> =			1,50
f <sub>ck</sub> =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>cd</sub> =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
f <sub>yk</sub> =			500 N/mm <sup>2</sup>
γ <sub>S</sub> =			1,15
f <sub>yd</sub> =	f <sub>yk</sub> / γ <sub>S</sub>	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Vertikallast V <sub>EK</sub> =	65,0 kN
Vertikallast V <sub>Ed</sub> =	100,0 kN

#### Berechnung der erforderlichen Bemessungszuglast

$$Z_{Ed} = e/z * V_{Ed} = 100,0 \text{ kN}$$

#### Erforderlicher Querschnitt des Zuggliedes

Es werden generell nur Schrauben der Festigkeit 10.9 verwendet.

γ <sub>M</sub> =	1,10
f <sub>u,b,k</sub> =	1000 N/mm <sup>2</sup>

$$\text{erf.} A_s = \frac{Z_{Ed}}{\left( \frac{f_{u,b,k}}{1,25 * \gamma_M} \right)} * 10 = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf } d_s = \text{TAB}(\text{"Stahl/Spannungsquerschnitte";Grösse;A}_s > \text{erf.} A_s) = 16 \text{ mm}$$

Die Vorspannkraft kann durch hydraulische Pressen oder Drehmomentschlüssel aufgebracht werden.



#### Berechnung der erforderlichen Gebrauchszuglast

Um ein Nachgeben der Verbindenden Teile infolge kleiner Ungenauigkeiten und infolge des Setzens der Schraube zu vermeiden, sollten die Schrauben mindestens mit der berechneten Zugkraft  $Z_k$  vorgespannt werden.

$$Z_{Ek} = e / z * V_{Ek} = \mathbf{65,00 \text{ kN}}$$

#### Ermittlung des erforderlichen Drehmomentes

(Gebrauchslast)

$$M_D = Z_{Ek} * d_s / 5 = \mathbf{208 \text{ Nm}}$$

#### Betonbeanspruchung

$$\text{vorh. } \sigma_{c1} = \frac{V_{Ed} * 10^3}{d_0 * t} = 50,0 \text{ N/mm}^2$$

$$v' = 1,0$$

$$\sigma_{Rd,max} = 3,0 * v' * f_{cd} = 59,49 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{vorh. } \sigma_{c1} / \sigma_{Rd,max} = \mathbf{0,84 < 1}$$

#### Bemessung der Ankerplatte

zur Übertragung der Schraubenzugkraft auf den Beton aufgrund von Versuchen und einem Durchgangsloch von  $1,5 d_s$

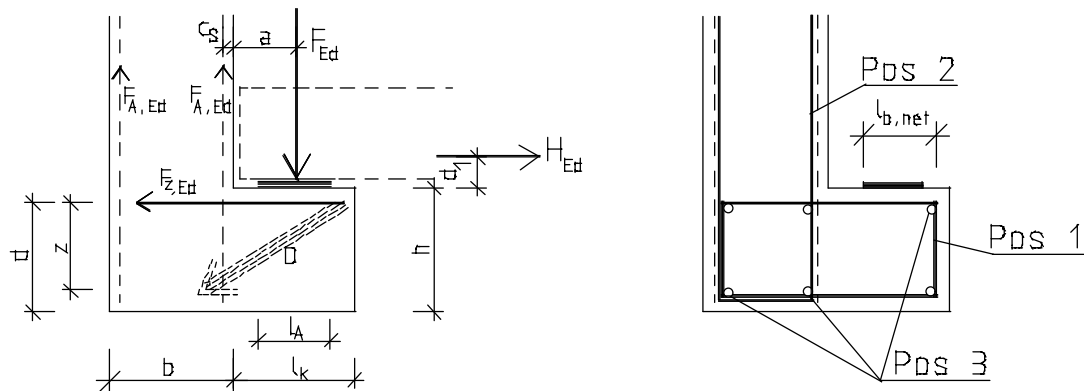
$$\text{erf. } t = 3,4 * Z_{Ek}^{1/3} = \mathbf{13,67 \text{ mm}}$$

$$\text{erf. } A_d = 0,8 * Z_{Ek} = \mathbf{52,00 \text{ cm}^2}$$

*Nach Auffassung des Verfassers kann auf eine Vermörtelung der Fuge verzichtet werden, ohne dass extreme Anforderungen an die Ebenflächigkeit der Fuge gestellt werden müssen.*

### Streckenkonsole an Unterzug

Voraussetzung  $H_{Ed} / F_{Ed} < 0.10$



#### Geometrie

Unterzugsbreite $b =$	0,25 m
Konsollänge $l_k =$	0,20 m
Konsolhöhe $h =$	0,20 m
Lagerlänge $l_A =$	0,10 m
Exzentrizität $a =$	0,09 m
Höhe H.-Last $d_1 =$	0,03 m
Betondeckung $c_s =$	25 mm
Betondeckung $c_o =$	30 mm
Bügeldurch $d_{b\ddot{u}} =$	8 mm
Längseisen $d_{le} =$	12 mm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd} =$	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Einzellast $F_{Ed} =$	45,9 kN
Einzellast $H_{Ed} =$	0,0 kN
Kontrolle der Bedingung:	
$H_{Ed} / F_{Ed}$	= <u>0,00 ≤ 1</u>



### Schnittgrößen und Bemessung

Wegen Abplatzungsgefahr der Konsollecke muss nach Leonhardt Teil 3 der Abstand des Lagerendes zu Vorderkante Längsseiten  $> d_{b\ddot{u}}$  sein. Siehe auch Skizze oben. Dadurch ergibt sich folgende

Mindestkonsoltiefe:

$$\min_{l_k} = \frac{a + l_A/2 + (2 \cdot d_{b\ddot{u}} + d_{le} + c_s) \cdot 10^{-3}}{l_k} = 0,193 \text{ m}$$
$$= \underline{0,96 < 1}$$

Innerer Hebelarm der Konsolbewehrung z:

Da sich die Druckstrebe nicht steiler einstellen kann als  $d < 2a$ , wird die Konsolhöhe entsprechend begrenzt:

$$d = h - c_o \cdot 10^{-3} = 0,17 \text{ m}$$
$$z = (\text{MIN}(d; 2 \cdot a)) \cdot 0,90 = 0,15 \text{ cm}$$

Obere Zugkraft in der Konsole: ( $F_{z,Ed}$ )

Für Bauteile mit Nutzhöhen  $< 7$  cm sind für die Bemessung die Schnittgrößen im Verhältnis  $15 / (d+8)$  zu erhöhen.

$$\gamma = \text{WENN}(d > 0,07; 1; 15 / (d + 8)) = 1,00$$

$$F_{z,Ed} = \gamma \cdot \left( \frac{F_{Ed}}{z} \cdot \left( a + \frac{c_s}{10^3} \right) + \frac{H_{Ed}}{z} \cdot \left( z + d_1 + \frac{c_o}{10^3} \right) \right) = 35,19 \text{ kN/m}$$

### Erforderliche obere Zugbewehrung in Konsole (Pos 1)



### Erforderliche Aufhängebewehrung in anschließendem Unterzug (Pos 2)

$$F_{A,Ed} = F_{Ed} \cdot \left( 1 + \frac{a + c_s \cdot 10^{-3}}{b - 2 \cdot c_s \cdot 10^{-3}} \right) = 72,29 \text{ kN}$$

$$\text{erf.} A_{s,A} = \frac{F_{A,Ed}}{(f_{yk} / \gamma_S)} \cdot 10 = \underline{1,66 \text{ cm}^2}$$

Anzahl und Durchmesser der Schlaufenbewehrung unten :

$$d_{s2} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$e_2 = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/AsFläche"}; e; as \geq \text{erf.} A_{s,z}; d_s = d_{s2}) = 25,0 \text{ cm}$$

$$\text{vorh.} A_{s,A} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/AsFläche"}; as; d_s = d_{s2}; e = e_2) = \underline{2,01 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\frac{\text{erf.} A_{s,A}}{\text{vorh.} A_{s,A}} = \underline{0,83 < 1}$$



Wahl der Bewehrung :

	$\varnothing d_{s1}, e_1$ cm Bügel mit $l_{\ddot{u}}$ -schließen	Pos 1
	$\varnothing d_{s2}, e_2$ cm Alternativ: Unterzugbügel	Pos 2
	Längseisen $\varnothing 12$	Pos 3

### Nachweis der Verankerungslänge in Richtung Konsolende

Ermittlung der Grundwerte:

Verbundbedingung  $\eta_1 =$ 

1,0

Beiwert  $\eta_2 =$  WENN ( $d_{s1} \leq 32; 1,0; (132-d_{s1}) / 100$ ) = 1,0Verbundfestigkeit  $f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 3,31$  N/mm<sup>2</sup>Verankerungslänge  $l_{b,rqd} = (d_{s1} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) * \gamma_C / 1,5 = 263$  mm

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

 $\alpha_1 =$  1,0 $\alpha_2 =$  1,0

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

 $l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s1}) = 80$  mm

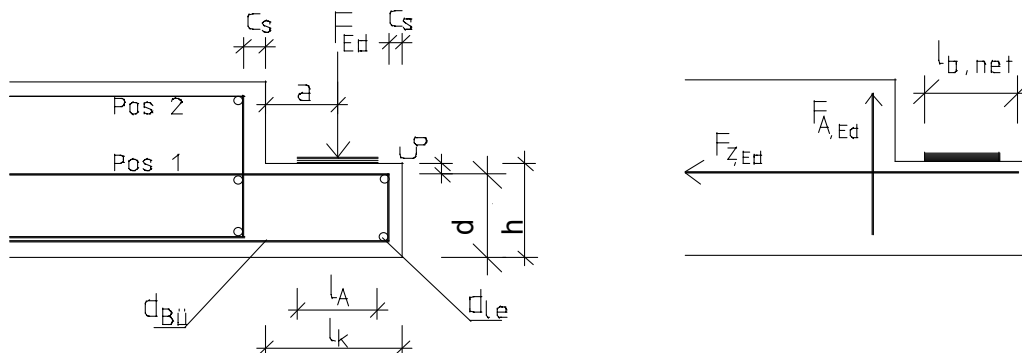
Bemessungswert der Verankerungslänge:

 $A_{s,erf} = \text{erf.} A_{s,z} = 0,81$  cm<sup>2</sup> $A_{s,vorh} = \text{vorh.} A_{s,z} = 2,01$  cm<sup>2</sup> $l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) = 106$  mm

bei direkter Lagerung

 $l_{bd,dir} = \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 * d_{s1}) = \underline{71 \text{ mm}}$ vorh. Verankerungslänge  $l_1$  gemessen von der Hinterkante des Lagers: $\text{vorh.} l_{bd} = (l_k - (a + c_s * 10^{-3}) + \frac{l_A}{2}) * 10^3 = \underline{135 \text{ mm}}$  $\frac{l_{bd,dir}}{\text{vorh.} l_{bd}} = \underline{0,53 < 1}$

### Streckenkonsole an Deckenplatte



#### Geometrie

Konsollänge $l_k$ =	0,20 m
Konsolhöhe $h$ =	0,20 m
Lagerlänge $l_A$ =	0,10 m
Exzentrizität $a$ =	0,09 m

Betondeckung $c_s$ =	25 mm
Betondeckung $c_o$ =	30 mm
Bügeldurch $d_{b\ddot{u}}$ =	8 mm
Längsseisen $d_{le}$ =	12 mm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Einzellast $F_{Ed}$ =	45,9 kN
Einzellast $H_{Ed}$ =	0,0 kN

#### Schnittgrößen und Bemessung

Wegen Abplatzungsgefahr der Konsolecke muss nach Leonhardt Teil 3 der Abstand des Lagerendes zu Vorderkante Längsseisen  $> d_{b\ddot{u}}$  sein. Siehe auch Skizze oben.

Dadurch ergibt sich folgende Mindestkonsoltiefe:

$$\min_{l_k} = a + l_A / 2 + (2 \cdot d_{b\ddot{u}} + d_{le} + c_s) \cdot 10^{-3} = 0,193 \text{ m}$$

$$\frac{\min_{l_k}}{l_k} = \underline{\underline{0,96 < 1}}$$

Innerer Hebelarm  $z$  der Konsolbewehrung:

Da sich die Druckstrebe nicht steiler einstellen kann als  $d < 2a$ , wird die Konsolhöhe entsprechend begrenzt:

$$d = h - c_o \cdot 10^{-3} = 0,17 \text{ m}$$

$$z = (\text{MIN}(d; 2 \cdot a)) \cdot 0,90 = 0,15 \text{ cm}$$



Obere Zugkraft in der Konsole: ( $F_{z,Ed}$ )

Für Bauteile mit Nutzhöhen  $< 7$  cm sind für die Bemessung die Schnittgrößen im Verhältnis  $15 / (d+8)$  zu erhöhen.

$$\gamma = \text{WENN}(d > 0,07; 1; 15 / (d + 8)) = 1,00$$

$$F_{z,Ed} = \gamma \cdot \frac{F_{Ed}}{z} \cdot (a + c_s \cdot 10^{-3}) = 35,19 \text{ kN/m}$$

#### Erforderliche obere Zugbewehrung in Streckenkonsole (Pos 1)

$$\text{erf.} A_{s,z} = \frac{F_{z,Ed}}{(f_{yk} / \gamma_s)} \cdot 10 = \underline{\underline{0,81 \text{ cm}^2}}$$

Wahl der Durchmesser und Abstand der Bügel:

$$d_{s1} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } d_s; ) = 8 \text{ mm}$$

$$e_1 = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/AsFläche"; } e; a_s \geq \text{erf.} A_{s,z}; d_s = d_{s1}) = 15,0 \text{ cm}$$

$$\text{vorh.} A_{s,z} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/AsFläche"; } a_s; d_s = d_{s1}; e = e_1) = \underline{\underline{3,35 \text{ cm}^2/\text{m}}}$$

$$\frac{\text{erf.} A_{s,z}}{\text{vorh.} A_{s,z}} = \underline{\underline{0,24 < 1}}$$

#### Erforderliche Aufhängebewehrung (Pos 2)



Wahl der Bewehrung :

	$\varnothing d_{s1}, e_1$ cm Bügel mit $l_{\ddot{u}}$ -schließen	Pos 1
	$\varnothing d_{s2}, e_2$ cm Alternativ: Unterzugbügel	Pos 2
	Längseisen $\varnothing 12$	$d_{le}$

#### Nachweis der Verankerungslänge in Richtung Konsolende

Ermittlung der Grundwerte:

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 1,0$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN}(d_{s1} \leq 32; 1,0; (132 - d_{s1}) / 100) = 1,0$$

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_{s1} / 4) \cdot (f_{yd} / f_{bd}) \cdot \gamma_C / 1,5 = 263 \text{ mm}$$



Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s1}) = 80 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$A_{s,erf} = erf.A_{s,z} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,vorh} = vorh.A_{s,z} = 3,35 \text{ cm}^2$$

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) = 80 \text{ mm}$$

bei direkter Lagerung

$$l_{bd,dir} = \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 * d_{s1}) = \underline{\underline{54 \text{ mm}}}$$

vorh. Verankerungslänge  $l_1$  gemessen von der Hinterkante des Lagers:

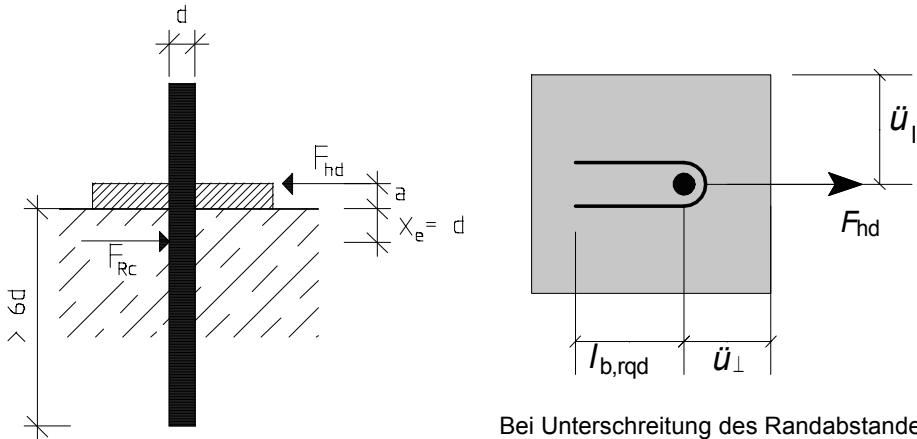
$$vorh.l_{bd} = (l_k - (a + c_s * 10^{-3}) + \frac{l_A}{2}) * 10^3 = \underline{\underline{135 \text{ mm}}}$$

$$\frac{l_{bd,dir}}{vorh.l_{bd}} = \underline{\underline{0,40 < 1}}$$



## Kapitel Trägeranschlüsse

### Tragfähigkeit eines Scherbolzens



Bei Unterschreitung des Randabstandes  $\ddot{u}_{\perp}$ , Kompensierung der Zugkräfte durch Schlaufe in direktem zentrischen Kontakt mit Bolzen

#### Geometrie + Belastung

Bolzendurchmesser $d =$	32 mm
Hebelarm der Kraft: (z.B. Lagerhöhe)	
Hebelarm $a =$	5 mm
$F_{h,d} =$	34,9 kN

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C30/37
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
Bolzen St 835 / 1030			
$f_{yk} =$			835 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	726 N/mm <sup>2</sup>

#### Nachweis

Aufnehmbare Scherkraft  $F_{R,B}$  des Bolzens: rechnerische Einspanntiefe des Bolzens: Im Hinblick auf evtl. örtliche Abplatzungen empfiehlt sich  $x_e = d$  zu wählen

$x_e =$	$d$	=	32 mm
$W_B =$	$d^3 \cdot \pi / 32$	=	3217 mm <sup>3</sup>
$F_{R,B} =$	$1,25 \cdot f_{yd} \cdot W_B / (a + x_e) \cdot 10^{-3}$	=	<b>78,90 kN</b>

Aufnehmbare Scherkraft  $F_{RC}$  des Betons: Der globale Sicherheitsbeiwert soll bei diesem Nachweis  $\gamma = \gamma_F \cdot \gamma_C = 3,0$  betragen (Empfehlung s.o.). Festlegung des gemittelten Sicherheitsbeiwertes der maßgebenden Einwirkungen (In der Regel genügend genau mit  $\gamma_F = 1,40$  angenommen).

$\gamma_F =$		=	1,40
$\gamma_C =$	$3,0 / \gamma_F$	=	2,14
$F_{RC} =$	$(0,9 \cdot f_{ck} / \gamma_C) \cdot d^{2,1} / (333 + a \cdot 12,2)$	=	<b>46,37 kN</b>

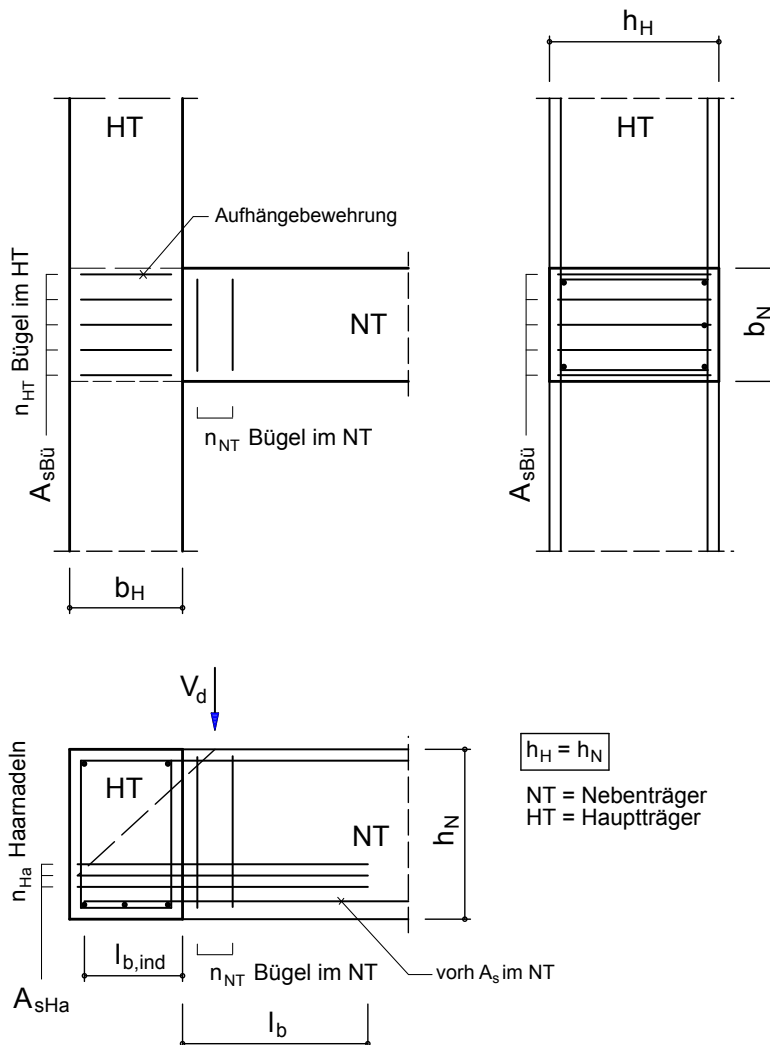
$F_{Rd} =$	$\text{MIN}(F_{R,B}; F_{RC})$	=	<b>46,37 kN</b>
$F_{h,d} / F_{Rd}$		=	<b>0,75 ≤ 1</b>

Voraussetzung für obige Formeln ist ein ausreichender Mindestabstand von  $\ddot{u}_{||}$  und  $\ddot{u}_{\perp}$  von  $\geq 8d$ , oder der Beton muss durch Bewehrung verstärkt werden. Siehe auch B.K.1995 Teil II

erf. $d_{Rand} =$	$8 \cdot d$	=	256 mm
-------------------	-------------	---	--------

### Anschluß Nebenträger-Hauptträger (gleiche Höhe)

HT und NT gleich hoch



#### Geometrie

Höhe Hauptträger $h_H =$	0,50 m
Breite Hauptträger $b_H =$	0,30 m
Höhe Nebenträger $h_N =$	0,50 m
Breite Nebenträger $b_N =$	0,30 m
Statische Höhe Nebenträger $d_N =$	0,45 m
gewählte Druckstrebenneigung $\cot\Theta =$	1,20

#### Bewehrung des Nebenträgers

Biegebewehrung $A_{s,vorh} =$	18,80 cm <sup>2</sup>
Stabdurchmesser $d_{sN} =$	20 mm

#### Belastung

Auflagerkraft aus Nebenträger $A_d =$	260,0 kN
Streckenlast auf Nebenträger $q_d =$	105,0 kN/m



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C20/25
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fctm; Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,00 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### BEMESSUNG

maßgebende Querkraft aus NT:

$$V_d = A_d - q_d \cdot \frac{b_H}{3} = 249,50 \text{ kN}$$

#### Querkraft des Nebenträgers

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= 0,00 \text{ N/mm}^2 \\ b_w &= b_N = 0,30 \text{ m} \\ d &= d_N = 0,450 \text{ m} \end{aligned}$$

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 10^3}}; 2\right) = 1,67$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{A_{s,vorh}}{b_w \cdot d \cdot 10^4}; 0,02\right) = 13,93 \cdot 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C = 0,1000$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot 10^3 = 68,35 \text{ kN}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$ :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{min} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,3378 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot 10^3 = 45,6 \text{ kN}$$

⇒ für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 68,3 \text{ kN}$$

$$V_d / V_{Rd,c} = \underline{\underline{3,65 \leq 1}}$$

⇒ Schubbewehrung erforderlich!!

Erforderliche senkrechte Querkraftbewehrung:

$$c_{v,l} = 0,020 \text{ m}$$

$$z = \text{MIN}(0,9 \cdot d_N; d_N - c_{v,l} - 0,03; d_N - 2 \cdot c_{v,l}) = 0,40 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 \cdot (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

Der Winkel  $\Theta$  ist zu begrenzen auf  $1 \leq \cot \Theta \leq 3,0$

$$\cot \Theta = \text{WENN}(\cot \Theta < 1; 1; \text{WENN}(\cot \Theta > 3; 3; \cot \Theta)) = 1,20$$

$$\Theta = \text{ATAN}(1 / \cot \Theta) = 40^\circ$$



Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,max}$ :

$$V_{Rd,max} = 1000 \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (1/\tan(\theta) + \tan(\theta)) = 502,1 \text{ kN}$$

$$V_d / V_{Rd,max} = \underline{0,50 < 1}$$

Nachweis der Zugstrebe (Querkraftbewehrung):

$$f_{ywd} = f_{yk} / 1,15 = 434,8 \text{ kN}$$

$$a_{sw,erf} = 10 \cdot \frac{V_d}{f_{ywd} \cdot \frac{1}{\tan(\theta)} \cdot z} = 12,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbewehrung: (bei Balken immer erforderlich)



Bügel 2-schnittig:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } ds; ) = 10 \text{ mm}$$
$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } ds=d_s; a_s \geq a_{sw} / 2) = \varnothing 10 / e = 12,5$$
$$\text{vorh\_}a_{sw} = 2 \cdot \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } as; \text{Bez}=a_s) = 12,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / \text{vorh\_}a_{sw} = \underline{0,96 < 1}$$

### Aufhängebewehrung im HT

$$A_{sBü} = \frac{A_d}{f_{yd}} \cdot 10 = 5,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds; ) = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; As \geq A_{sBü} / 2) = 4 \varnothing 10$$

$$A_{sBü,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; } As; \text{Bez}=A_{s,gew}) \cdot 2 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{sBü} / A_{sBü,vorh} = \underline{0,95 < 1}$$

$$n_{HT} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } n; \text{Bez}=A_{s,gew}) = 4$$

**gew. 4 x Bü Ø 10 ; 2-schnittig**

**jedoch  $A_{sBü} \geq$  Schubbewehrung im Hauptträger !!!**



## Haarnadeln

**Bügeldurchmesser und Anzahl der Bügel im Nebenträger ( $n_{NT}$ ) wählen !!**

$$\begin{aligned}n_{NT} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } n; ) &= & 2 \\F_{ad} &= \frac{n_{NT}}{n_{NT} + n_{HT}} * A_d &= & 86,67 \text{ kN} \\A_{sHa} &= \frac{F_{ad}}{f_{yd}} * 10 &= & \mathbf{1,99 \text{ cm}^2} \\d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds; ) &= & 8 \text{ mm} \\gew &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } Bez; d_s=d_s; A_s>A_{sHa}/2) &= & 2 \text{ } \varnothing 8 \\vorh_{A_{sHa}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; } A_s; Bez=gew) * 2 &= & 2,02 \text{ cm}^2 \\& \frac{A_{sHa}}{vorh_{A_{sHa}}} &= & \mathbf{\underline{0,99 < 1}}\end{aligned}$$

**gew. 2 Haarnadeln  $\varnothing 8$  ; 2-schnittig**

## Verankerung der Biegezugbewehrung des Nebenträgers

Die Biegezugbewehrung des Nebenträgers muß oberhalb der unteren Bewehrungslage des Hauptträgers liegen und ist im Hauptträger mit  $l_{b,ind}$  zu verankern.

Evtl. erforderliche Haken sind horizontal oder leicht geneigt einzubauen. (Beiwert  $\alpha_1$ )

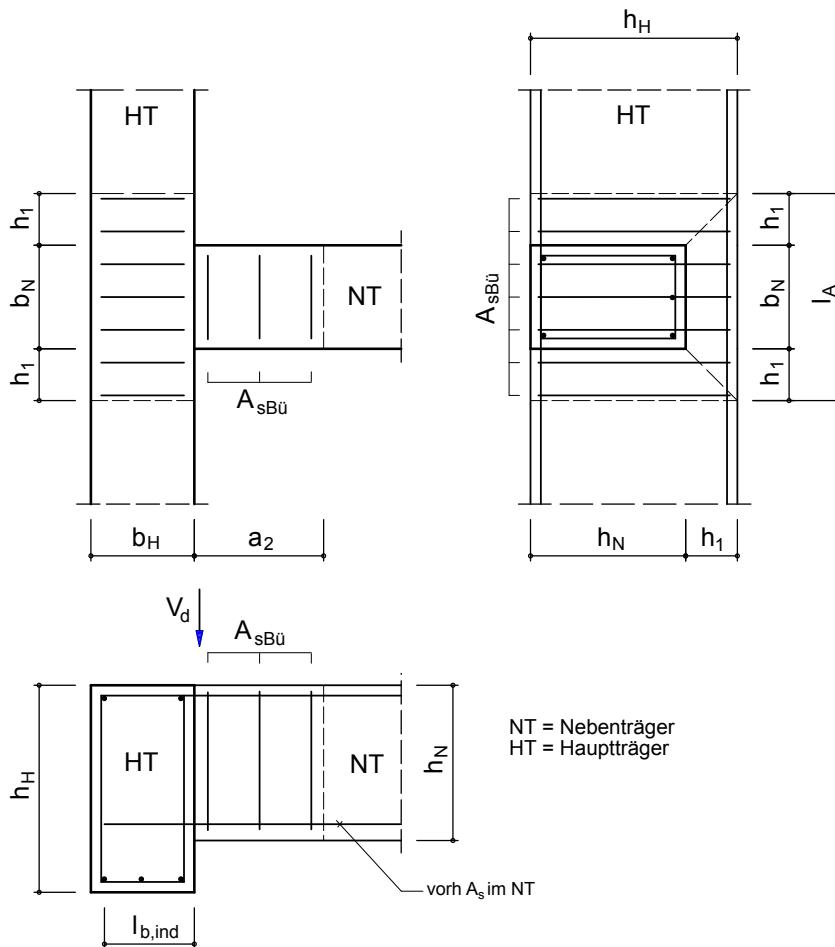
$$\begin{aligned}\text{Bewehrung } \alpha &= 90^\circ \\ \text{Versatzmaß } a_1 &= 0,5 * z * (\cot\theta - 1/\text{TAN}(\alpha)) &= & 0,24 \text{ cm} \\F_{sd} &= A_d * \frac{a_1}{z} &= & 156,00 \text{ kN} \\erf_{A_s} &= \frac{F_{sd}}{f_{yd}} * 10 &= & 3,59 \text{ cm}^2 \\ \text{Verbundbedingung } \eta_1 &= \mathbf{1,0} \\ \text{Beiwert } \eta_2 &= \text{WENN}(d_{sN} \leq 32; 1,0; (132-d_{sN}) / 100) &= & 1,0 \\ \text{Verbundfestigkeit } f_{bd} &= 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} &= & 2,25 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} &= (d_{sN} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) &= & 967 \text{ mm}\end{aligned}$$

Ersatzverankerungslänge EC2-1-1, 8.4.4.2 (2)

$$\begin{aligned}\text{Verankerungsart } \alpha_1 &= \mathbf{0,7} \\ l_{b,min} &= \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{sN}) &= & 203 \text{ mm} \\ l_{b,eq} &= \alpha_1 * l_{b,rqd} * (erf_{A_s} / A_{s,vorh}) &= & 129 \text{ mm} \\ l_{bd} &= \text{MAX}(l_{b,eq}; l_{b,min}) &= & 203 \text{ mm} \\ vorh_{l_{b,ind}} &= (b_H - 0,05) * 10^3 &= & 250 \text{ mm} \\ & \frac{l_{bd}}{vorh_{l_{b,ind}}} &= & \mathbf{\underline{0,81 < 1,0}}\end{aligned}$$

### Anschluß Nebenträger-Hauptträger (OK bündig)

$h_{HT} > h_{NT}$ ; Oberkante bündig



#### Geometrie

Höhe Hauptträger $h_H$ =	0,70 m
Breite Hauptträger $b_H$ =	0,40 m
Höhe Nebenträger $h_N$ =	0,50 m
Breite Nebenträger $b_N$ =	0,30 m
Statische Höhe Nebenträger $d_N$ =	0,45 m
gewählte Druckstrebenneigung $\cot\Theta$ =	1,20

#### Bewehrung des Nebenträgers

Biegebewehrung $A_{s,vorh}$ =	15,70 cm <sup>2</sup>
Stabdurchmesser $d_{sN}$ =	20 mm

#### Belastung

Auflagerkraft aus Nebenträger $A_d$ =	245,0 kN
Streckenlast auf Nebenträger $q_d$ =	98,0 kN/m

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C20/25
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fctm; Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,00 N/mm <sup>2</sup>



Betonstahl =		B500
$f_{yk} =$		500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$		1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	= 435 N/mm <sup>2</sup>

### BEMESSUNG

maßgebende Querkraft aus NT:

$$V_d = A_d - q_d \cdot \frac{b_H}{3} = 231,93 \text{ kN}$$

### Querkraft des Nebenträgers

$\sigma_{cp} =$		0,00 N/mm <sup>2</sup>
$b_w =$	$b_N$	= 0,30 m
$d =$	$d_N$	= 0,450 m

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 10^3}}; 2\right) = 1,67$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{A_{s,vorh}}{b_w \cdot d \cdot 10^4}; 0,02\right) = 11,63 \cdot 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C = 0,1000$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$ 

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot 10^3 = 64,36 \text{ kN}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$ :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{min} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} = 0,3378 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot 10^3 = 45,6 \text{ kN}$$

⇒ für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 64,4 \text{ kN}$$

$$V_d / V_{Rd,c} = \underline{\underline{3,60 \leq 1}}$$

⇒ Schubbewehrung erforderlich!!

### Erforderliche senkrechte Querkraftbewehrung:

$$c_{v,l} = 0,020 \text{ m}$$

$$z = \text{MIN}(0,9 \cdot d_N; d_N - c_{v,l} - 0,03; d_N - 2 \cdot c_{v,l}) = 0,40 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 \cdot (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

Der Winkel  $\Theta$  ist zu begrenzen auf  $1 \leq \cot \Theta \leq 3,0$ 

$$\cot \Theta = \text{WENN}(\cot \Theta < 1; 1; \text{WENN}(\cot \Theta > 3; 3; \cot \Theta)) = 1,20$$

$$\Theta = \text{ATAN}(1 / \cot \Theta) = 40^\circ$$

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,max}$ :

$$V_{Rd,max} = 1000 \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (1/\text{TAN}(\Theta) + \text{TAN}(\Theta)) = 502,1 \text{ kN}$$

$$V_d / V_{Rd,max} = \underline{\underline{0,46 < 1}}$$



Nachweis der Zugstrebe (Querkraftbewehrung):

$$f_{ywd} = f_{yk} / 1,15 = 434,8 \text{ kN}$$

$$a_{sw,erf} = 10 * \frac{V_d}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\Theta)} * z} = 11,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbewehrung: (bei Balken immer erforderlich)



Bügel 2-schnittig:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } ds; ) = 10 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s=d_s; a_s \geq a_{sw} / 2) = \varnothing 10 / e = 14$$

$$\text{vorh\_}a_{sw} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } as; \text{Bez}=a_s) = 11,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / \text{vorh\_}a_{sw} = \underline{1,00 < 1}$$

**Aufhängebewehrung im HT**

$$h_1 = h_H - h_N = 0,20 \text{ m}$$

$$l_A = 2 * h_1 + b_N = 0,7 \text{ m}$$

$$Z_{A,d} = A_d * (1 - \frac{h_1}{h_H}) = 175,0 \text{ kN}$$

$$A_{sBü} = \frac{Z_{A,d}}{f_{yd}} * 10 = \mathbf{4,02 \text{ cm}^2}$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } \text{Bez; } ds=d_s; A_s \geq A_{sBü} / 2) = 5 \varnothing 8$$

$$A_{sBü,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; } As; \text{Bez}=A_{s,gew}) * 2 = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{sBü} / A_{sBü,vorh} = \underline{0,80 < 1}$$

**gew. 5 x Bü Ø 8 ; 2-schnittig verteilt auf l<sub>A</sub>**





#### Verankerung der Biegezugbewehrung des Nebenträgers

Die Biegezugbewehrung des Nebenträgers muß oberhalb der unteren Bewehrungslage des Hauptträgers liegen und ist im Hauptträger mit  $l_{b,ind}$  zu verankern.

Evtl. erforderliche Haken sind horizontal oder leicht geneigt einzubauen. (Beiwert  $\alpha_1$ )

$$\begin{aligned} \text{Bewehrung } \alpha &= 90^\circ \\ \text{Versatzmaß } a_1 &= 0,5 * z * (\cot\theta - 1/\text{TAN}(\alpha)) = 0,24 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$F_{sd} = A_d * \frac{a_1}{z} = 147,0 \text{ kN}$$

$$\text{erf\_}A_s = \frac{F_{sd}}{f_{yd}} * 10 = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 1,0$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN } (d_{sN} \leq 32; 1,0; (132-d_{sN}) / 100) = 1,0$$

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_{sN} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 967 \text{ mm}$$

Ersatzverankerungslänge EC2-1-1, 8.4.4.2 (2)

$$\text{Verankerungsart } \alpha_1 = 1,0$$

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{sN}) = 290 \text{ mm}$$

$$l_{b,eq} = \alpha_1 * l_{b,rqd} * (\text{erf\_}A_s / A_{s,vorh}) = 208 \text{ mm}$$

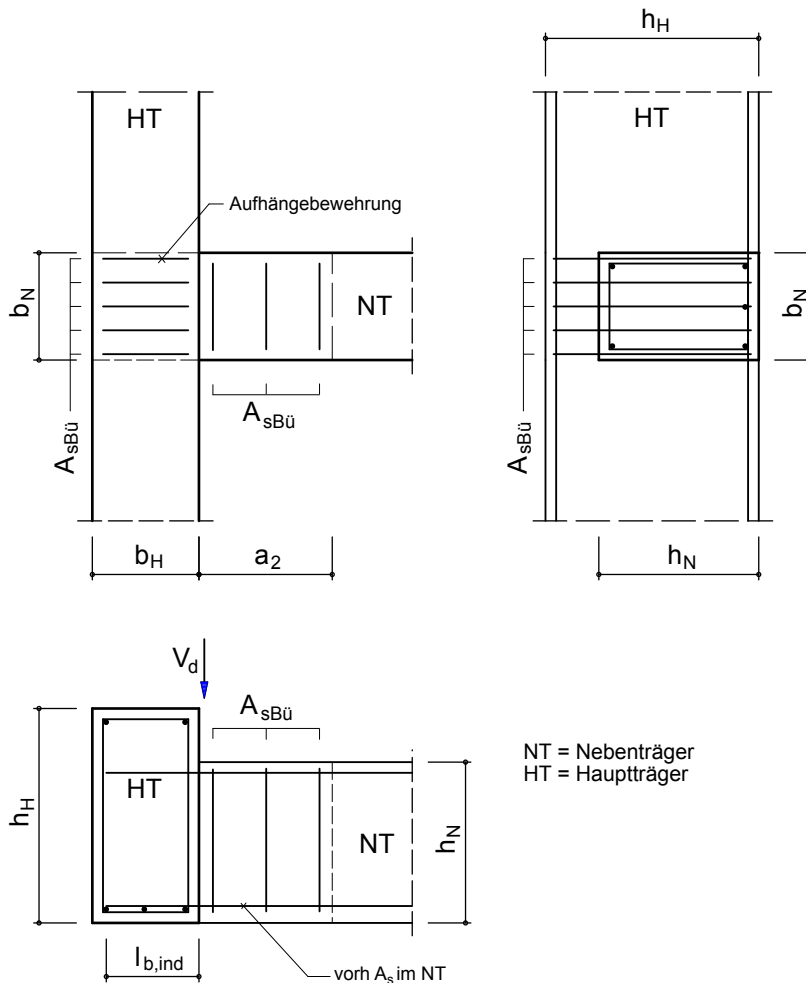
$$l_{bd} = \text{MAX}(l_{b,eq}; l_{b,min}) = 290 \text{ mm}$$

$$\text{vorh\_}l_{b,ind} = (b_H - 0,05) * 10^3 = 350 \text{ mm}$$

$$\frac{l_{bd}}{\text{vorh\_}l_{b,ind}} = \underline{\underline{0,83 < 1,0}}$$

### Anschluß Nebenträger-Hauptträger (UK bündig)

$h_{HT} < h_{NT}$ ; Unterkante bündig



#### Geometrie

Höhe Hauptträger $h_H$ =	0,70 m
Breite Hauptträger $b_H$ =	0,40 m
Höhe Nebenträger $h_N$ =	0,50 m
Breite Nebenträger $b_N$ =	0,30 m
Statische Höhe Nebenträger $d_N$ =	0,45 m
gewählte Druckstrebenneigung $\cot\Theta$ =	1,20

#### Bewehrung des Nebenträgers

Biegebewehrung $A_{s,vorh}$ =	15,70 cm <sup>2</sup>
Stabdurchmesser $d_{sN}$ =	20 mm

#### Belastung

Auflagerkraft aus Nebenträger $A_d$ =	245,0 kN
Streckenlast auf Nebenträger $q_d$ =	98,0 kN/m

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fctm; Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,00 N/mm <sup>2</sup>



Betonstahl =	B500
$f_{yk} =$	500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$	1,15
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	= 435 N/mm <sup>2</sup>

### BEMESSUNG

maßgebende Querkraft aus NT:

$$V_d = A_d - q_d \cdot \frac{b_H}{3} = 231,93 \text{ kN}$$

### Querkraft des Nebenträgers

$\sigma_{cp} =$	0,00 N/mm <sup>2</sup>
$b_w = b_N$	= 0,30 m
$d = d_N$	= 0,450 m

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 10^3}}; 2\right) = 1,67$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{A_{s,\text{vorh}}}{b_w \cdot d \cdot 10^4}; 0,02\right) = 11,63 \cdot 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C = 0,1000$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot 10^3 = 64,36 \text{ kN}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,\text{min}}$ :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{\text{min}} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,3378 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,\text{min}} = (v_{\text{min}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot 10^3 = 45,6 \text{ kN}$$

⇒ für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,\text{min}}) = 64,4 \text{ kN}$$

$$V_d / V_{Rd,c} = \underline{\underline{3,60 \leq 1}}$$

⇒ Schubbewehrung erforderlich!!

### Erforderliche senkrechte Querkraftbewehrung:

$$c_{v,l} = 0,020 \text{ m}$$

$$z = \text{MIN}(0,9 \cdot d_N; d_N - c_{v,l} - 0,03; d_N - 2 \cdot c_{v,l}) = 0,40 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 \cdot (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

Der Winkel  $\Theta$  ist zu begrenzen auf  $1 \leq \cot \Theta \leq 3,0$

$$\cot \Theta = \text{WENN}(\cot \Theta < 1; 1; \text{WENN}(\cot \Theta > 3; 3; \cot \Theta)) = 1,20$$

$$\Theta = \text{ATAN}(1 / \cot \Theta) = 40^\circ$$

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,\text{max}}$ :

$$V_{Rd,\text{max}} = 1000 \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (1/\text{TAN}(\Theta) + \text{TAN}(\Theta)) = 502,1 \text{ kN}$$

$$V_d / V_{Rd,\text{max}} = \underline{\underline{0,46 < 1}}$$



Nachweis der Zugstrebe (Querkraftbewehrung):

$$f_{ywd} = f_{yk} / 1,15 = 434,8 \text{ kN}$$

$$a_{sw,erf} = 10 * \frac{V_d}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\Theta)} * z} = 11,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbewehrung: (bei Balken immer erforderlich)



Bügel 2-schnittig:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } ds; ) = 10 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s=d_s; a_s \geq a_{sw} / 2) = \varnothing 10 / e = 14$$

$$\text{vorh\_}a_{sw} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } as; \text{Bez}=a_s) = 11,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / \text{vorh\_}a_{sw} = \underline{1,00 < 1}$$

**Aufhängebewehrung im HT**

$$Z_{A,d} = A_d = 245,0 \text{ kN}$$

$$A_{sBü} = \frac{Z_{A,d}}{f_{yd}} * 10 = 5,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds; ) = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; A_s \geq A_{sBü} / 2) = 4 \varnothing 10$$

$$A_{sBü,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; } As; \text{Bez}=A_{s,gew}) * 2 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{sBü} / A_{sBü,vorh} = \underline{0,90 < 1}$$

**gew. 4 x Bü Ø 10 ; 2-schnittig verteilt auf  $b_N$**



### Verankerung der Biegezugbewehrung des Nebenträgers

Die Biegezugbewehrung des Nebenträgers muß oberhalb der unteren Bewehrungslage des Hauptträgers liegen und ist im Hauptträger mit  $l_{b,ind}$  zu verankern.

Evtl. erforderliche Haken sind horizontal oder leicht geneigt einzubauen. (Beiwert  $\alpha_1$ )

$$\begin{aligned} \text{Bewehrung } \alpha &= 90^\circ \\ \text{Versatzmaß } a_1 &= 0,5 * z * (\cot\Theta - 1/\text{TAN}(\alpha)) = 0,24 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$F_{sd} = A_d * \frac{a_1}{z} = 147,0 \text{ kN}$$

$$\text{erf}_{A_s} = \frac{F_{sd}}{f_{yd}} * 10 = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 1,0$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN} (d_{sN} \leq 32; 1,0; (132 - d_{sN}) / 100) = 1,0$$

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_{sN} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 967 \text{ mm}$$

Ersatzverankerungslänge EC2-1-1, 8.4.4.2 (2)

$$\text{Verankerungsart } \alpha_1 = 1,0$$

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{sN}) = 290 \text{ mm}$$

$$l_{b,eq} = \alpha_1 * l_{b,rqd} * (\text{erf}_{A_s} / A_{s,vorh}) = 208 \text{ mm}$$

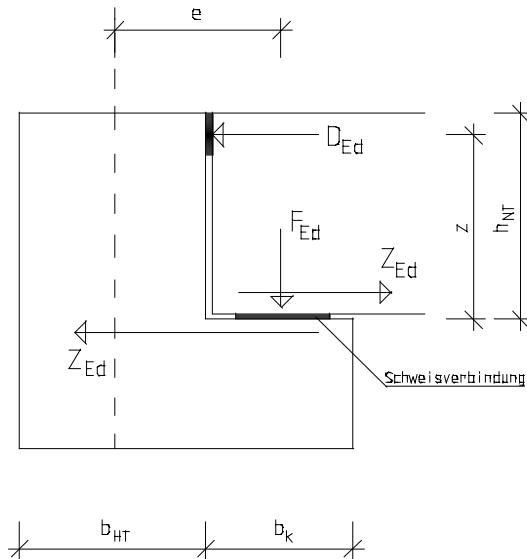
$$l_{bd} = \text{MAX}(l_{b,eq}; l_{b,min}) = 290 \text{ mm}$$

$$\text{vorh}_{l_{b,ind}} = (b_H - 0,05) * 10^3 = 350 \text{ mm}$$

$$\frac{l_{bd}}{\text{vorh}_{l_{b,ind}}} = \underline{\underline{0,83 < 1,0}}$$

### Biegesteife Verbindung Randunterzug mit Hauptträger

Zur Vermeidung einer Torsionsbeanspruchung des Hauptträgers



#### Geometrie

Breite Hauptträger $b_{HT}$ =	0,40 m
Konsolbreite $b_k$ =	0,25 m
Höhe Nebenträger $h_{NT}$ =	0,70 m

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Auflagerlast $F_{Ed}$ =	150,0 kN
-------------------------	----------

#### Vorwerte

$e$ =	$\frac{b_{HT} + b_k}{2}$	=	0,33 m
$z$ =	$0,8 * h_{NT}$	=	0,56 m
$D_{Ed}$ =	$F_{Ed} * \frac{e}{z}$	=	88,4 kN
$Z_{Ed}$ =	$D_{Ed}$	=	88,4 kN

#### Übertragung der Betondruckkraft durch Verguss

$\sigma_{c,max}$ =	$0,75 * f_{cd}$	=	14,87 MN/m <sup>2</sup>
Ermittlung der erforderlichen Druckkontaktfläche:			
erf. $A_{Beton}$ =	$10 * D_{Ed} / \sigma_{c,max}$	=	<u>59,45 cm<sup>2</sup></u>



### Übertragung der Zugkraft unten

$$\text{erf.}A_{s,zEd} = \frac{Z_{Ed}}{(f_{yd})} * 10 = \underline{\underline{2,03 \text{ cm}^2}}$$

$$d_{s1} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; ds; }) = 16 \text{ mm}$$

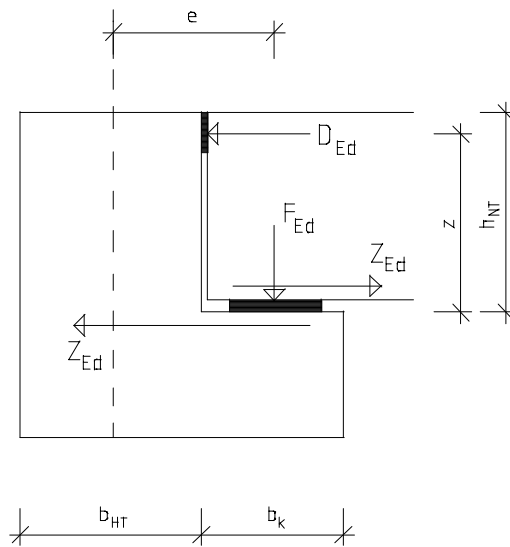
$$\text{Bez1} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } d_s=d_{s1}; A_s \geq \text{erf.}A_{s,zEd}) = 2 \text{ } \varnothing 16$$

**gew. Je 1 x U- Bügel  $\varnothing 16$  an Stahlflasche mit Kehlnaht  $a_w = 4 \text{ mm}$**

Die Zugkraft wird über einen geschweißten Laschenstoß von Nebenträger zu Hauptträger übertragen.

### Biegesteife Verbindung mit Scherdollen

Zur Vermeidung einer Torsionsbeanspruchung des Hauptträgers bei geringer Last, mit Scherdollen [Steinle/Hahn]



#### Geometrie

Breite Hauptträger $b_{HT}$ =	0,40 m
Konsolbreite $b_k$ =	0,25 m
Höhe Nebenträger $h_{NT}$ =	0,70 m

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Auflagerlast $F_{Ed}$ =	50,0 kN
-------------------------	---------

#### Vorwerte

$e$ =	$\frac{b_{HT} + b_k}{2}$	=	0,33 m
$z$ =	$0,8 \cdot h_{NT}$	=	0,56 m
$D_{Ed}$ =	$F_{Ed} \cdot \frac{e}{z}$	=	29,5 kN
$Z_{Ed}$ =	$D_{Ed}$	=	29,5 kN

#### Übertragung der Betondruckkraft durch Verguss

$\sigma_{c,max}$ =	$0,75 \cdot f_{cd}$	=	14,87 MN/m <sup>2</sup>
--------------------	---------------------	---	-------------------------

Ermittlung der erforderlichen Druckkontaktfläche:

$erf.A_{Beton}$ =	$10 \cdot D_{Ed} / \sigma_{c,max}$	=	<b>19,84 cm<sup>2</sup></b>
-------------------	------------------------------------	---	-----------------------------





### Übertragung der Zugkraft unten

$$\text{erf. } A_{s,zEd} = \frac{Z_{Ed}}{f_{yd}} * 10 = \underline{\underline{0,68 \text{ cm}^2}}$$

$$d_{s1} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Bez1} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } d_s=d_{s1}; As \geq \text{erf. } A_{s,zEd}) = 2 \text{ } \varnothing 8$$

**gew. 1 x U- Bügel  $\varnothing 8$**

### Nachweis des Scherdollens

Vorgaben Dollen:



a) Zulässige Scherkraft des Bolzens: (Aus BK 1995 Teil II, Steinle/Hahn)

$$\text{zul. } F_1 = \frac{f_{yk} * W}{1,25 * \frac{\gamma_S}{a + x_e} * 10^{-3}} = 78,91 \text{ kN}$$

b) Zulässige Beanspruchung des Betons:

Der globale Sicherheitsbeiwert für diesen Nachweis soll  $\gamma = 3.0$  betragen.  
Festlegung des gemittelten Sicherheitsbeiwertes der maßgebenden Einwirkungen.  
(In der Regel genügend genau mit  $\gamma_F = 1.40$  angenommen.)

$$\gamma_F = 1,40$$

$$\gamma_c = 3,0 / \gamma_F = 2,14$$

$$\text{zul. } F_2 = \frac{f_{ck} * d^{2,1}}{\gamma_c * 333 + a * 12,2} = 60,11 \text{ kN}$$

$$\text{mass. } F = \text{WENN}(\text{zul. } F_1 < \text{zul. } F_2 ; \text{zul. } F_1 ; \text{zul. } F_2) = \underline{\underline{60,11 \text{ kN}}}$$

$$\frac{Z_{Ed}}{\text{mass. } F} = \underline{\underline{0,49 \leq 1}}$$

Voraussetzung für obige Formeln ist ein ausreichender Mindestabstand von  $\dot{u}||$  und  $\dot{u}$  von  $> 8d$ , oder der Beton muss durch Bewehrung verstärkt werden. Siehe auch B.K.1995 Teil II.

$$\text{erf. } d_{Rand} = 8 * d / 10 = 25,60 \text{ cm}$$

Die zulässige Belastung des Betons kann durch Zusatzmaßnahmen verdoppelt werden,

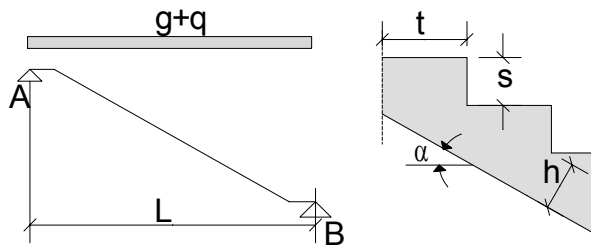
- durch eine am Bolzen angeschweißte Stahlplatte mit einem Durchmesser von mindestens  $7 * d$
- durch eine vorhandene Lagerpressung



## Kapitel Treppen und Podeste

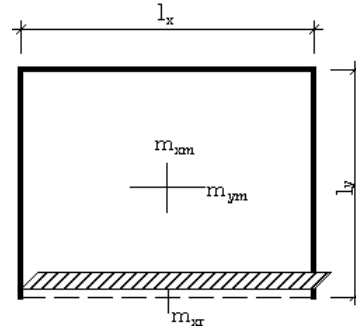
VCmaster-Wiki zur Auswahl und Übersicht (Treppen und Podeste)

einfacher Treppenlauf



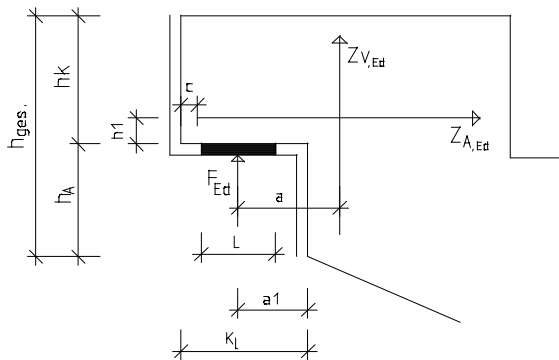
öffnen

Treppenpodest



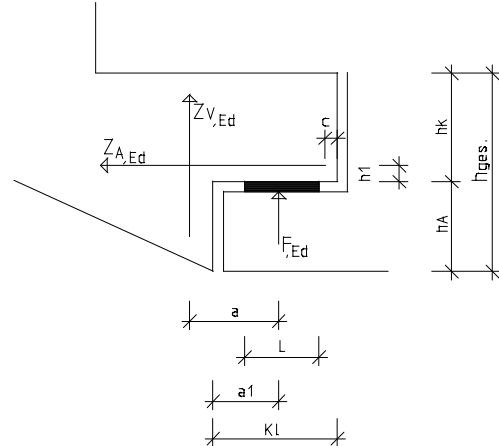
öffnen

Absatz oben



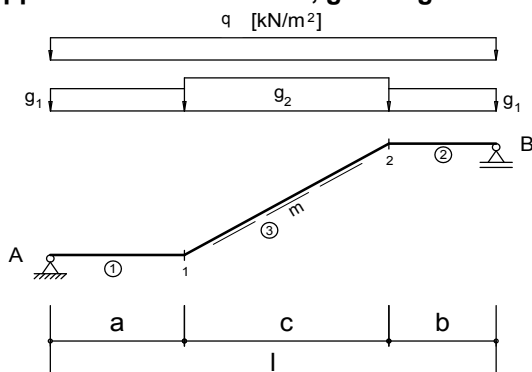
öffnen

Absatz unten



öffnen

Treppenlauf mit 2 Podesten, gelenkig



öffnen

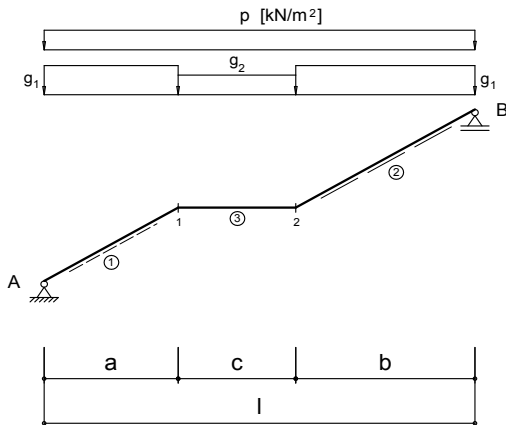
wie links, jedoch eingespannt

öffnen



#### Treppenlauf mit Zwischenpodest, gelenkig

wie links, jedoch eingespannt

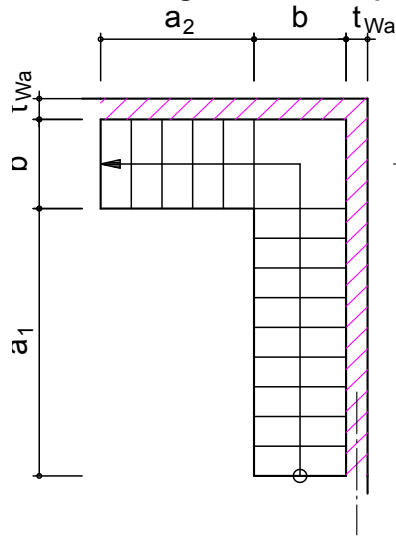


öffnen

öffnen

#### Treppenlauf 1-fach abgew., Zwischenpodest

wie links, jedoch OHNE Zwischenpodest

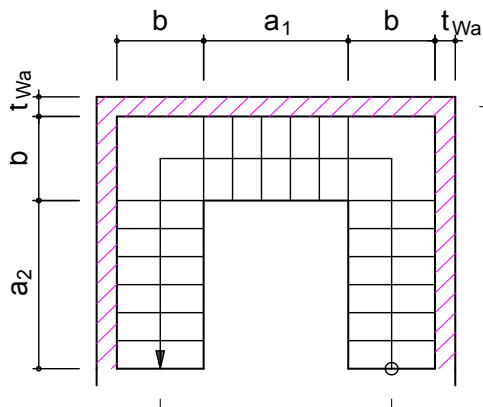


öffnen

öffnen

#### Treppenlauf 2-fach abgew., Zwischenpodest

wie links, jedoch OHNE Zwischenpodest

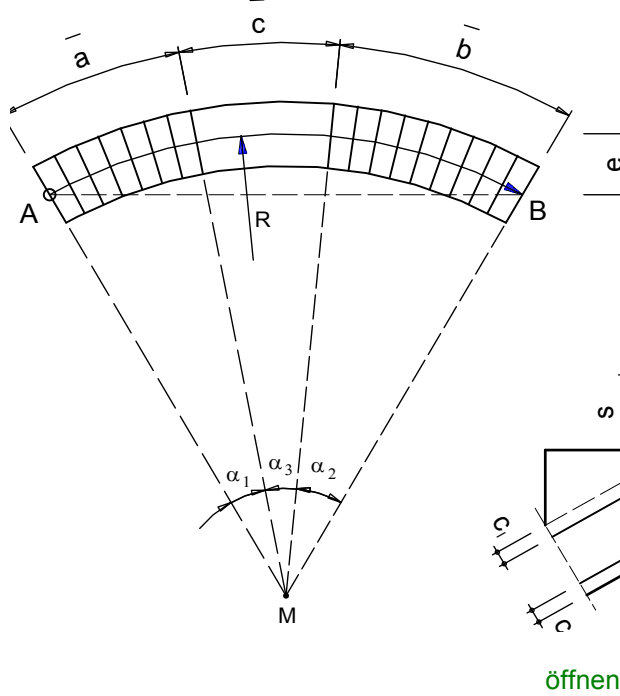


öffnen

öffnen

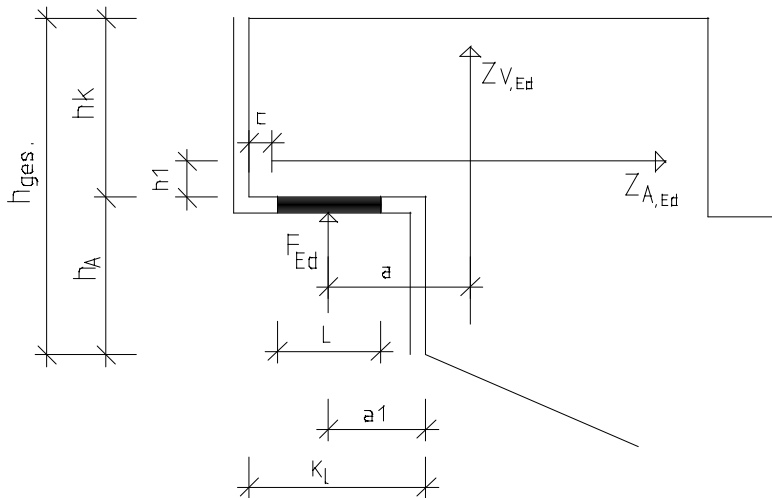


## Treppenlauf gekrümmt, Zwischenpodest



### Abgesetztes Treppenaufleger oben

siehe auch EC2-1-1, 10.9.4.6



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie

Konsollänge $K_1$ =	25,0 cm
Konsolhöhe $h_k$ =	10,0 cm
Lagerlänge $L$ =	10,0 cm
Exzentrizität $a_1$ =	9,0 cm
Betondeckung $c$ =	3,0 cm
Lage Konsolleisen $h_1$ =	5,0 cm

#### Belastung (siehe statische Berechnung)

Auflagerlast $F_{Ed}$ =	27,00 kN/m
-------------------------	------------

#### Berechnung der erforderlichen Hochhängebewehrung ( $Z_{v,Ed}$ )

Verankerung der eingelegten Biegezugbewehrung unten: ( $Z_{v,Ed}$ )

Die erforderliche berechnete Biegezugbewehrung der Treppe wird am Auflager komplett aufgebogen und in der Druckzone verankert. (siehe auch Bewehrungsskizze)

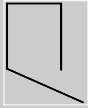
Transport und Verteilerbewehrung  $\geq$  Q188A oben und unten.

$$Z_{v,Ed} = F_{Ed} = 27,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{erf.} A_{s,ZV} = \frac{Z_{v,Ed}}{f_{yd}} * 10 = 0,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$



gewählte Hochhängebewehrung :

	$\varnothing d_{s1} / e_1 \text{ cm}$	Pos 1
---	---------------------------------------	-------



Software zur Dokumentation und Berechnung


# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

### Berechnung der erforderlichen unteren Konsolbewehrung ( $Z_{A,Ed}$ )

$$a = a_1 + c + \frac{d_{s1}}{20} = 12,40 \text{ cm}$$
$$Z_{A,Ed} = \frac{F_{Ed} \cdot a}{0,85 \cdot (h_k - h_1)} = 78,78 \text{ kN}$$
$$\text{erf.}A_{s,ZA} = \frac{Z_{A,Ed}}{f_{yd}} \cdot 10 = 1,81 \text{ cm}^2$$

gewählte Konsolbewehrung unten:

	$\varnothing d_{s2} / e_2 \text{ cm}$	Pos 2
---	---------------------------------------	-------

Durchmesser und Abstand der Bügel Pos 2 :

$$d_{s2} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 8 \text{ mm}$$
$$A_{s,ZA, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } ds=d_{s2}; as \geq \text{erf.}A_{s,ZA}) = \varnothing 8 / e = 15$$
$$A_{s,ZA, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez}=A_{s,ZA, \text{gew}}) = 3,35 \text{ cm}^2$$
$$\text{erf.}A_{s,ZA} / A_{s,ZA, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,54 \leq 1}}$$

### Verankerung der unteren Konsolbewehrung

Ermittlung der Grundwerte:

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 1,0$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN } (d_{s2} \leq 32; 1,0; (132 - d_{s2}) / 100) = 1,0$$

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 3,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_{s2} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 263 \text{ mm}$$

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 0,7$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s2}) = 80 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$A_{s,erf} = \text{erf.} A_{s,ZA} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,vorh} = A_{s,ZA,vorh} = 3,35 \text{ cm}^2$$

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) = 99 \text{ mm}$$

bei direkter Lagerung

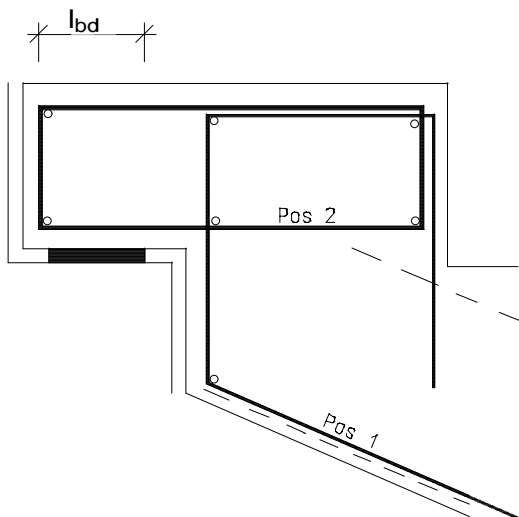
$$l_{bd,dir} = \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 * d_{s2}) = \underline{\underline{66 \text{ mm}}}$$

aus der Geometrie maximal vorhandene Verankerungslänge:

$$l_{bd,max} = ((K_1 - a_1 + L/2) - c) * 10 = 180 \text{ mm}$$

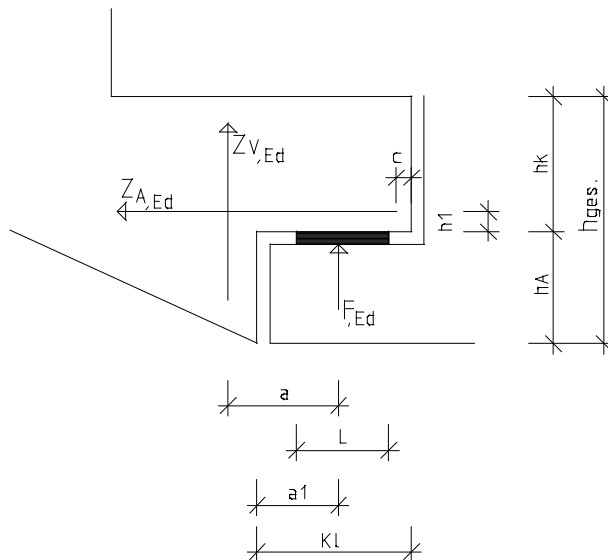
$$l_{bd,dir} / l_{bd,max} = \underline{\underline{0,37 < 1}}$$

### Bewertungsschema



### Abgesetztes Treppenaufleger unten

siehe auch EC2-1-1, 10.9.4.6



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie

Konsollänge $K_1$ =	25,0 cm
Konsolhöhe $h_k$ =	10,0 cm
Lagerlänge $L$ =	10,0 cm
Exzentrizität $a_1$ =	9,0 cm
Betondeckung $c$ =	3,0 cm
Lage Konsolleisen $h_1$ =	5,0 cm

#### Belastung (siehe statische Berechnung)

 Auflagerlast  $F_{Ed}$  = 27,00 kN/m

#### Berechnung der erforderlichen Hochhängebewehrung ( $Z_{v,Ed}$ )

Verankerung der eingelegten Biegezugbewehrung unten: ( $Z_{v,Ed}$ )

Die erforderliche berechnete Biegezugbewehrung der Treppe wird am Auflager komplett aufgebogen und in der Druckzone verankert. (siehe auch Bewehrungsskizze)

 Transport und Verteilerbewehrung  $\geq$  Q188A oben und unten.

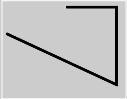
$$Z_{v,Ed} = F_{Ed} = 27,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{erf. } A_{s,ZV} = \frac{Z_{v,Ed}}{f_{yd}} * 10 = 0,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$





gewählte Hochhängebewehrung:

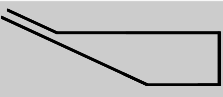
	$\varnothing d_{s1} / e_1 \text{ cm}$	Pos 1
---	---------------------------------------	-------



**Berechnung der erforderlichen unteren Konsolbewehrung ( $Z_{A,Ed}$ )**

$$a = a_1 + c + \frac{d_{s1}}{20} = 12,40 \text{ cm}$$
$$Z_{A,Ed} = \frac{F_{Ed} \cdot a}{0,85 \cdot (h_k - h_1)} = 78,78 \text{ kN}$$
$$\text{erf.}A_{s,ZA} = \frac{Z_{A,Ed}}{f_{yd}} \cdot 10 = 1,81 \text{ cm}^2$$

gewählte Konsolbewehrung unten:

	$\varnothing d_{s2} / e_2 \text{ cm}$	Pos 2
---	---------------------------------------	-------

Durchmesser und Abstand der Bügel Pos 2 :

$$d_{s2} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds ; ) = 8 \text{ mm}$$
$$A_{s,ZA, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=d_{s2}; as \geq \text{erf.}A_{s,ZA}) = \varnothing 8 / e = 25$$
$$A_{s,ZA, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=A_{s,ZA, \text{gew}}) = 2,01 \text{ cm}^2$$
$$\text{erf.}A_{s,ZA} / A_{s,ZA, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,90 \leq 1}}$$

### Verankerung der unteren Konsolbewehrung

Ermittlung der Grundwerte:

$$\begin{aligned} \text{Verbundbedingung } \eta_1 &= 1,0 \\ \text{Beiwert } \eta_2 &= \text{WENN } (d_{s2} \leq 32; 1,0; (132-d_{s2}) / 100) = 1,0 \\ \text{Verbundfestigkeit } f_{bd} &= 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 3,31 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} &= (d_{s2} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 263 \text{ mm} \end{aligned}$$

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,7 \\ \alpha_2 &= 1,0 \end{aligned}$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s2}) = 80 \text{ mm}$$

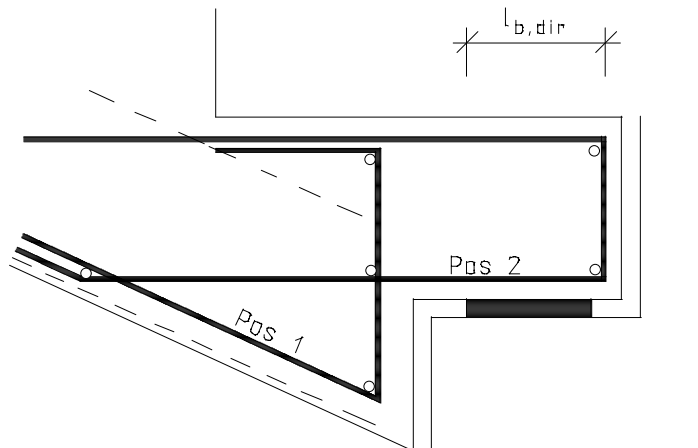
Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$\begin{aligned} A_{s,erf} &= \text{erf.} A_{s,ZA} = 1,81 \text{ cm}^2 \\ A_{s,vorh} &= A_{s,ZA,vorh} = 2,01 \text{ cm}^2 \\ l_{bd} &= \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) = 166 \text{ mm} \\ \text{bei direkter Lagerung} \\ l_{bd,dir} &= \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 * d_{s2}) = \underline{\underline{111 \text{ mm}}} \end{aligned}$$

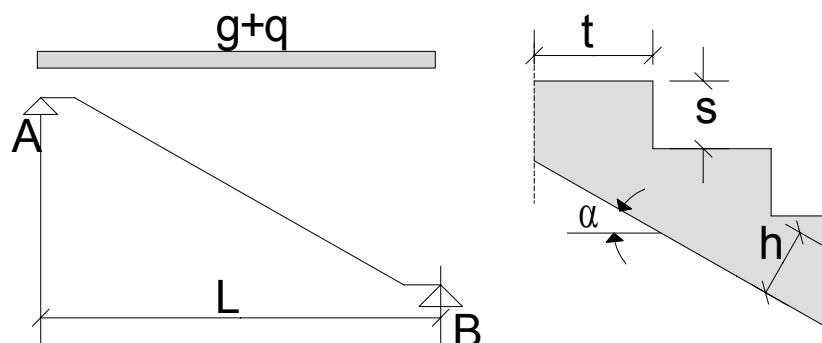
aus der Geometrie maximal vorhandene Verankerungslänge:

$$\begin{aligned} l_{bd,max} &= ((K_1 - a_1 + L/2) - c) * 10 = 180 \text{ mm} \\ l_{bd,dir} / l_{bd,max} &= \underline{\underline{0,62 < 1}} \end{aligned}$$

### Bewertungsschema



### Treppenlauf



#### Abmessungen

Lauflänge L =	4,36 m
Plattendicke h =	18 cm
Nutzhöhe d =	14,5 cm
Steigung s =	16,60 cm
Auftritt t =	28,00 cm

$$\Rightarrow \text{Winkel } \alpha = \text{ATAN}(s/t) = 30,66^\circ$$

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	= C25/30
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	= 25,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =		1,50
Betonstahl =		B500
$\gamma_S$ =		1,15
$f_{yk}$ =		500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	= 435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

aus Eigengewicht:	$h \cdot 25/100 / \text{COS}(\alpha)$	=	5,23 kN/m <sup>2</sup>
aus Stufen:	$s \cdot 23/100 / 2$	=	1,91 kN/m <sup>2</sup>
aus Belag:			1,60 kN/m <sup>2</sup>
Zuschlag:			0,31 kN/m <sup>2</sup>

$$g_k = \underline{\underline{9,05 \text{ kN/m}^2}}$$

$$q_k = \underline{\underline{5,00 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\Rightarrow f_d = g_k \cdot 1,35 + q_k \cdot 1,5 = 19,72 \text{ kN/m}^2$$

#### Schnittgrößen

$M_d$ =	$f_d \cdot L^2 / 8$	=	46,86 kNm/m
$A_{g,d}$ =	$g_k \cdot 1,35 \cdot L / 2$	=	26,63 kN/m
$A_{q,d}$ =	$q_k \cdot 1,5 \cdot L / 2$	=	16,35 kN/m
$A_d$ =	$f_d \cdot L / 2$	=	42,99 kN/m



### Biegebemessung

$$k_d = d / \sqrt{M_d} = 2,12$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez=Beton;kd=kd}) = 2,52$$

erforderliche Biegezugbewehrung

$$A_{s,erf} = (M_d / d) * k_s = 8,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=d_s; as \geq A_{s,erf}) \text{ } \varnothing 10 / e = 9,5$$

$$A_{s,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=A_{s,gew}) = 8,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**gew.:  $\varnothing 10 / 12,5$  unten, VE  $\varnothing 8 / 25$**

### Querkraftbemessung



a) Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = \left( \frac{0,15}{\gamma_C} * k^3 * \sqrt{100 * \rho_1 * f_{ck}} \right) * d * 10 = 70,3 \text{ kN/m}$$

b) Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$  :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 60; 0,0525; \text{WENN}(d > 80; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{min} = \left( \frac{\kappa_1}{\gamma_C} \right) * \sqrt{k^3 * f_{ck}} = 0,4950 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} * d * 10 = 71,8 \text{ kN/m}$$

c) für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 71,8 \text{ kN/m}$$

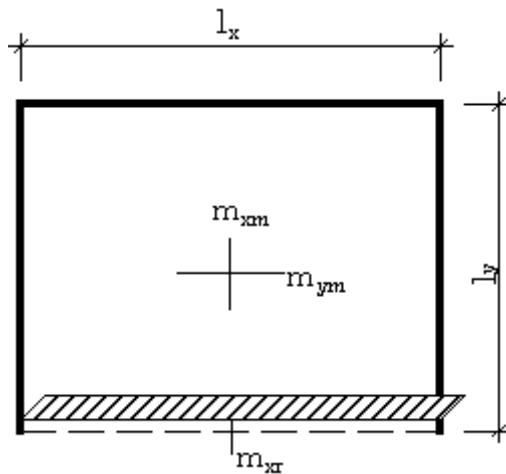
$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \underline{\underline{0,60 \leq 1,0}}$$

Eine Querkraftbewehrung ist nicht erforderlich wenn der Nachweis erfüllt ist!



### Treppenpodest

Dreiseitig gelenkig gestützte Platte - Bemessung nach Hahn,



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C25/30
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	25,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	14,17 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### System

freier Rand $l_x$ =	2,50 m
kurze Seite $l_y$ =	1,50 m
Treppenbreite $b_{Tr}$ =	1,15 m
Plattendicke $h$ =	14,0 cm
Bewehrungslage $c$ =	3,50 cm

#### Belastung

aus Eigengewicht $g$ :	$h \cdot 25 / 100$	=	3,50 kN/m <sup>2</sup>
aus Belag:			1,30 kN/m <sup>2</sup>
		<b><math>g</math> =</b>	<b><u>4,80 kN/m<sup>2</sup></u></b>
aus Verkehr, $q$ =			2,00 kN/m <sup>2</sup>
Randlast aus Pos:		<b><math>s_{Sd}</math> =</b>	<b>10,00 kN/m</b>
$q_{Sd}$ =	$g \cdot 1,35 + q \cdot 1,5$	=	9,48 kN/m <sup>2</sup>



### Schnittgrößen

aus Flächenlast:

$$\begin{aligned}f_{xr,1} &= \text{TAB}(\text{"platten/3seitig"; } f_{xr}; \text{ Einsp}="0"; \text{ Fall}="1"; l_x/l_y=l_y/l_x) &= & 9,20 \\f_{xm,1} &= \text{TAB}(\text{"platten/3seitig"; } f_{xm}; \text{ Einsp}="0"; \text{ Fall}="1"; l_x/l_y=l_y/l_x) &= & 15,20 \\f_{ym,1} &= \text{TAB}(\text{"platten/3seitig"; } f_{ym}; \text{ Einsp}="0"; \text{ Fall}="1"; l_x/l_y=l_y/l_x) &= & 27,40 \\v_x &= \text{TAB}(\text{"platten/3seitig"; } v_x; \text{ Einsp}="0"; \text{ Fall}="1"; l_x/l_y=l_y/l_x) &= & 0,31 \\v_y &= \text{TAB}(\text{"platten/3seitig"; } v_y; \text{ Einsp}="0"; \text{ Fall}="1"; l_x/l_y=l_y/l_x) &= & 0,59\end{aligned}$$

aus Randlast:

$$\begin{aligned}f_{xr,2} &= \text{TAB}(\text{"platten/3seitig"; } f_{xr}; \text{ Einsp}="0"; \text{ Fall}="2"; l_x/l_y=l_y/l_x) &= & 4,50 \\f_{xm,2} &= \text{TAB}(\text{"platten/3seitig"; } f_{xm}; \text{ Einsp}="0"; \text{ Fall}="2"; l_x/l_y=l_y/l_x) &= & 9,30 \\f_{ym,2} &= \text{TAB}(\text{"platten/3seitig"; } f_{ym}; \text{ Einsp}="0"; \text{ Fall}="2"; l_x/l_y=l_y/l_x) &= & -39,40\end{aligned}$$

nach Hahn:

$$\begin{aligned}K &= q_{Sd} * l_x * l_y &= & 35,55 \text{ kN} \\S &= s_{Sd} * b_{Tr} * 2 &= & 23,00 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$m_{xr} = \frac{K}{f_{xr,1}} + \frac{S}{f_{xr,2}} = 8,98 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xm} = \frac{K}{f_{xm,1}} + \frac{S}{f_{xm,2}} = 4,81 \text{ kNm/m}$$

$$m_{ym,u} = \frac{K}{f_{ym,1}} = 1,30 \text{ kNm/m}$$

$$m_{ym,o} = -1 * \frac{K}{f_{ym,2}} = 0,90 \text{ kNm/m}$$

### Bemessung

Feldbewehrung unten x-Richtung:

$$k_d = \frac{h - c}{\sqrt{m_{xm}}} = 4,79$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"EC2_de/kd"; } k_{s1}; \text{ Bez}=\text{Beton}; k_d=k_d) = 2,35$$

$$A_{su,x,erf} = \frac{m_{xm} * k_s}{h - c} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Feldbewehrung unten y-Richtung:

$$k_d = \frac{h - c}{\sqrt{m_{ym,u}}} = 9,21$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"EC2_de/kd"; } k_{s1}; \text{ Bez}=\text{Beton}; k_d=k_d) = 2,32$$

$$A_{su,y,erf} = \frac{m_{ym,u} * k_s}{h - c} = 0,29 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung:

$$\text{gewählte Matte} = \text{GEW}(\text{"EC2_de/Matten"; } \text{Bez}; ) = \text{Q257 A}$$

$$a_{s,vorh} = \text{TAB}(\text{"EC2_de/Matten"; } a_{sx}; \text{ Bez}=\text{Matte}) = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{MAX}(A_{su,x,erf}; A_{su,y,erf}) / a_{s,vorh} = \underline{\underline{0,42 \leq 1}}$$



Feldebewehrung oben y-Richtung:

$$k_d = \frac{h - c}{\sqrt{m_{y,m,o}}} = 11,07$$
$$k_s = \text{TAB}(\text{"Bewehrung/kd"}; k_{s1}; \text{Bez=Beton}; k_d=k_d) = 2,32$$
$$A_{s0,y,\text{erf}} = \frac{m_{y,m,o} \cdot k_s}{h - c} = 0,20 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung:



Randbewehrung:

$$k_d = \frac{h - c}{\sqrt{m_{x,r}}} = 3,50$$
$$k_s = \text{TAB}(\text{"Bewehrung/kd"}; k_{s1}; \text{Bez=Beton}; k_d=k_d) = 2,38$$
$$A_{s,r,\text{erf}} = \frac{m_{x,r} \cdot k_s}{h - c} = 2,04 \text{ cm}^2$$
$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; d_s;) = 14 \text{ mm}$$
$$A_{s,\text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s=d_s; A_s \geq A_{s,r,\text{erf}}) = 3 \text{ } \varnothing 14$$
$$A_{s,\text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=A_{s,\text{gew}}) = 4,62 \text{ cm}^2$$
$$A_{s,r,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}} = \underline{\underline{0,44 \leq 1}}$$

Zusammenfassung:

<b>untere Lage Feld</b>	<b>gew. Matte Q 257 A</b>
<b>obere Lage Feld</b>	<b>gew. Matte Q 257 A</b>
<b>freier Rand oben</b>	<b>2 <math>\varnothing</math> 14</b>
<b>freier Rand oben</b>	<b>3 <math>\varnothing</math> 14</b>
<b>ausgeklinktes Auflager</b>	<b>konstruktiv, Steckügel <math>\varnothing</math> 8 / 15 cm</b>

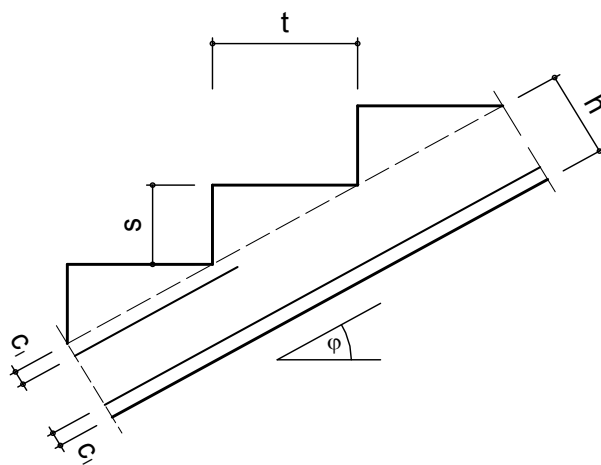
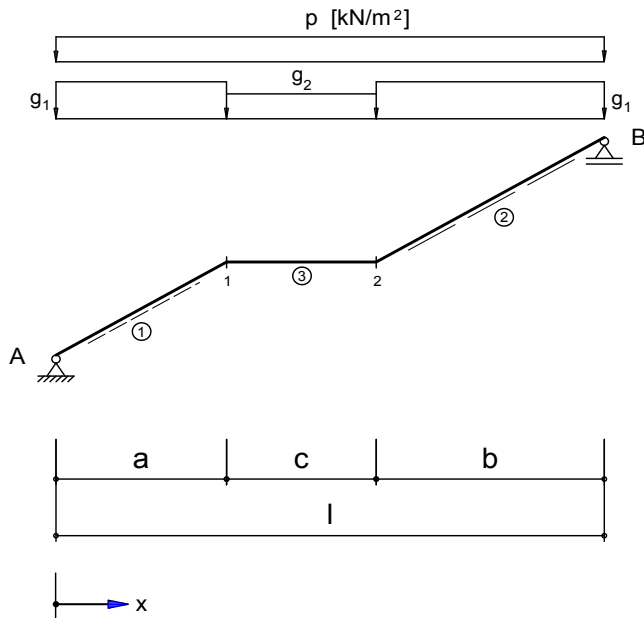
Auflagerung:

$$K_x = v_x \cdot K / l_y = 7,35 \text{ kN/m}$$
$$K_y = v_y \cdot K / l_x = 8,39 \text{ kN/m}$$

HALFEN - HBT 220/10-15 in den Wänden

### Einläufige Treppe mit Zwischenpodest (gelenkig gelagert)

#### System



#### Abmessungen

Lauflänge 1 a =	2,10 m
Lauflänge 2 b =	3,00 m
Podestlänge c =	1,50 m
Plattendicke h =	25,00 cm
Bewehrungslage $c_1$ =	4,00 cm
Steigung s =	16,50 cm
Auftritt t =	30,00 cm

$$\Rightarrow \text{Winkel } \varphi = \text{ATAN}(s / t) = 28,81^\circ$$

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	= C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	= 20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =		1,50





Betonstahl =		B500
$f_{yk} =$		500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$		1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	= 435 N/mm <sup>2</sup>

### Belastung

Sicherheitsbeiwerte:

$\gamma_G =$		1,35
$\gamma_Q =$		1,50

Eigengewicht Treppenlauf:

aus Eigengewicht:	$h * 25/100/\text{COS}(\varphi)$	=	7,13 kN/m <sup>2</sup>
aus Putz+Belag:		=	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Stufenkeile:	$0,5*s/100*23,0$	=	1,90 kN/m <sup>2</sup>

$$g_1 = 10,53 \text{ kN/m}^2$$

Eigengewicht Podest:

aus Eigengewicht:	$h * 25/100$	=	6,25 kN/m <sup>2</sup>
aus Putz+Belag:		=	1,50 kN/m <sup>2</sup>

$$g_2 = 7,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Verkehrslast } p = \underline{\underline{3,50 \text{ kN/m}^2}}$$

### BEMESSUNG

$$\text{Gesamtlänge } l = a + b + c = 6,60 \text{ m}$$

**Auflagerkräfte charakteristische Werte** (hier ohne Index "k")

Auflagerkräfte infolge g:

$$A_g = \frac{g_1 * a * \left(b + c + \frac{a}{2}\right) + g_2 * c * \left(b + \frac{c}{2}\right) + g_1 * \frac{b^2}{2}}{l} = 32,38 \text{ kN/m}$$

$$B_g = \frac{g_1 * b * \left(a + c + \frac{b}{2}\right) + g_2 * c * \left(a + \frac{c}{2}\right) + g_1 * \frac{a^2}{2}}{l} = 32,95 \text{ kN/m}$$

Auflagerkräfte infolge p:

$$A_p = \frac{p * l}{2} = 11,55 \text{ kN/m}$$

$$B_p = \frac{p * l}{2} = 11,55 \text{ kN/m}$$



### Bemessungsschnittgrößen unter Vollast

Gesamtlast:

$$q_{1d} = \gamma_G \cdot g_1 + \gamma_Q \cdot p = 19,47 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{2d} = \gamma_G \cdot g_2 + \gamma_Q \cdot p = 15,71 \text{ kN/m}^2$$

Auflagerkräfte:

$$A_d = \gamma_G \cdot A_g + \gamma_Q \cdot A_p = 61,04 \text{ kN/m}$$

$$B_d = \gamma_G \cdot B_g + \gamma_Q \cdot B_p = 61,81 \text{ kN/m}$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

Lage der Querkraftnullstelle:

$$\text{Stab S} = \text{WENN}(V_{Ad} > 0 \text{ UND } V_{1d,l} < 0; 1; \text{WENN}(V_{1d,r} > 0 \text{ UND } V_{2d,l} < 0; 3; 2)) = 3$$

$$x_0 = \text{WENN}(S=1; \frac{A_d}{q_{1d}}; \text{WENN}(S=3; \frac{V_{1d,r}}{q_{2d}} + a; \frac{V_{2d,r}}{q_{1d}} + a + c)) = 3,38 \text{ m}$$

Biegemomente:

$$M_{1d} = A_d \cdot a - q_{1d} \cdot \frac{a^2}{2} = 85,25 \text{ kNm/m}$$

$$M_{2d} = B_d \cdot b - q_{1d} \cdot \frac{b^2}{2} = 97,81 \text{ kNm/m}$$

$$M_{d,max} = \text{WENN}(S=1; \frac{A_d^2}{2 \cdot q_{1d}}; \text{WENN}(S=3; M_{1d} + \frac{V_{1d,r}^2}{2 \cdot q_{2d}}; M_{2d} + \frac{V_{2d,l}^2}{2 \cdot q_{1d}})) = 98,17 \text{ kNm/m}$$

### Biegebemessung

$$d = h - c_1 = 21,00 \text{ cm}$$

Feld:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{d,max}}} = 2,12$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; k_s1; \text{Bez}=\text{Beton}; kd=kd) = 2,60$$

erforderliche Biegezugbewehrung

$$a_{sF,erf} = (M_{d,max} / d) \cdot k_s = 12,15 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) = 14 \text{ mm}$$

$$a_{sF,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=d_s; as \geq a_{sF,erf}) = \varnothing 14 / e = 12.5$$

$$a_{sF,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=a_{sF,gew}) = 12,32 \text{ cm}^2$$

**gew.:  $\varnothing 14 / 12,5$  unten, VE  $\varnothing 8 / 25$** 

$$a_{sF,erf} / a_{sF,vorh} = 0,99 \leq 1$$



### Querkraftbemessung

Für den Bemessungswert der Querkraft wird auf der sicheren Seite liegend die Querkraft am Auflager angesetzt!

$$V_{Ed} = \text{MAX}(V_{Ad} ; \text{ABS}(V_{Bd})) = 54,16 \text{ kN}$$

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} ; 2\right) = 1,98$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{a_{sF,vorh}}{100 \cdot d} ; 0,02\right) = 5,87 \cdot 10^{-3}$$

a) Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_C} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 94,5 \text{ kN/m}$$

b) Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$  :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 60; 0,0525; \text{WENN}(d > 80; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{min} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt[3]{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,4361 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot d \cdot 10 = 91,6 \text{ kN/m}$$

c) für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c} ; V_{Rd,c,min}) = 94,5 \text{ kN/m}$$

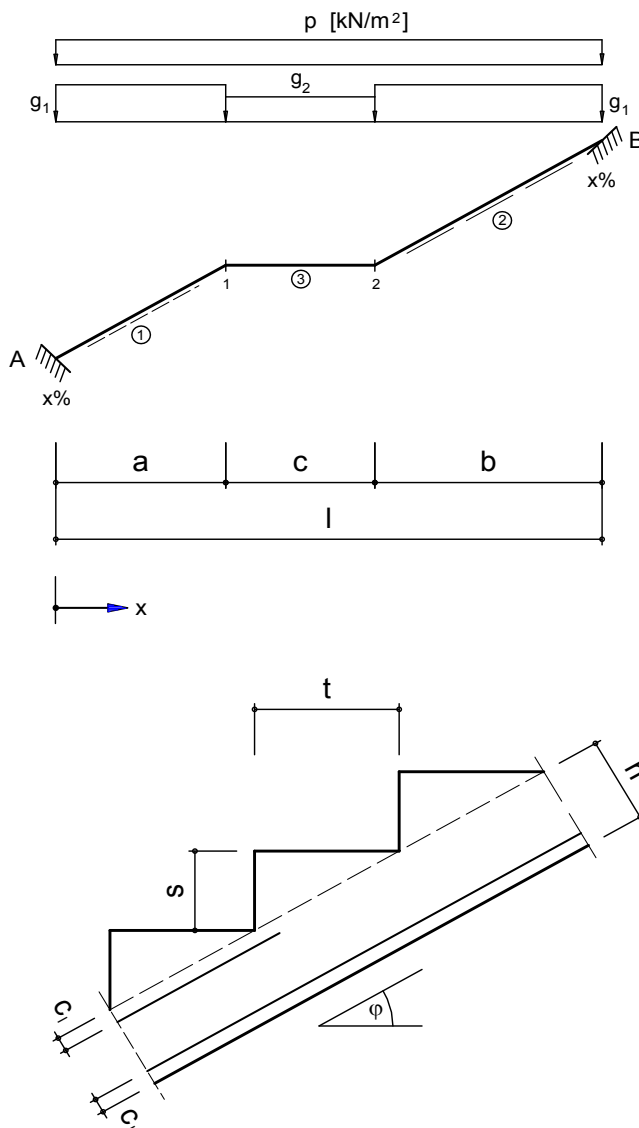
$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \underline{0,57 \leq 1,0}$$

⇒ keine Schubbewehrung erforderlich!!

Festlegung und Nachweis der Auflagerdetails im Zuge der Ausführungsplanung

### Einläufige Treppe mit Zwischenpodest (eingespannt)

Einspanngrad an den Auflagern variabel



#### Abmessungen

Lauflänge 1 a =	2,10 m
Lauflänge 2 b =	3,00 m
Podestlänge c =	1,50 m
Plattendicke h =	17,00 cm
Bewehrungslage $c_1$ =	3,00 cm
Steigung s =	16,50 cm
Auftritt t =	30,00 cm
<b>Einspanngrad wählen; <math>1\% \leq x \leq 100\%</math>:</b>	
Einspanngrad x =	50,00 %

$$\Rightarrow \text{Winkel } \varphi = \text{ATAN}(s / t) = 28,81^\circ$$

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			1,50



$$\begin{aligned} \text{Betonstahl} &= && \text{B500} \\ f_{yk} &= && 500 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_S &= && 1,15 \\ f_{yd} &= & f_{yk} / \gamma_S &= & 435 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

### Belastung

#### Sicherheitsbeiwerte

$$\begin{aligned} \gamma_G &= && 1,35 \\ \gamma_Q &= && 1,50 \end{aligned}$$

Eigengewicht Treppenlauf:

$$\begin{aligned} \text{aus Eigengewicht:} & \quad h * 25/100/\text{COS}(\varphi) &= & 4,85 \text{ kN/m}^2 \\ \text{aus Putz+Belag:} & &= & 1,50 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Stufenkeile:} & \quad 0,5*s/100*23,0 &= & 1,90 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$g_1 = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

Eigengewicht Podest:

$$\begin{aligned} \text{aus Eigengewicht:} & \quad h * 25/100 &= & 4,25 \text{ kN/m}^2 \\ \text{aus Putz+Belag:} & &= & 1,50 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$g_2 = 5,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Verkehrslast } p = \underline{\underline{3,50 \text{ kN/m}^2}}$$

### BEMESSUNG

**Auflagerkräfte bei Volleinspannung, charakteristische Werte** (hier ohne Index "k")

$$\text{Gesamtlänge } l = a + b + c = 6,60 \text{ m}$$

LF g<sub>1</sub> links:

$$a_1 = 0,00 \text{ m}$$

$$b_1 = b + c = 4,50 \text{ m}$$

$$c_1 = a = 2,10 \text{ m}$$

$$\alpha = a_1 / l = 0,0000$$

$$\gamma = c_1 / l = 0,3182$$

$$\delta = (\alpha + \gamma) / 2 = 0,1591$$

$$\varepsilon = 1 - \delta = 0,8409$$

$$M_{A,1} = -(\delta * \varepsilon^2 + (\frac{1}{3} - \varepsilon) * \frac{\gamma^2}{4}) * g_1 * c_1 * l = -11,39 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B,1} = -(\delta^2 * \varepsilon + (1/3 - \delta) * \frac{\gamma^2}{4}) * g_1 * c_1 * l = -2,94 \text{ kNm/m}$$

$$A_1 = (\varepsilon + (\varepsilon - \delta) * (\delta * \varepsilon - \frac{\gamma^2}{4})) * g_1 * c_1 = 15,85 \text{ kN/m}$$

$$B_1 = (\delta - (\varepsilon - \delta) * (\delta * \varepsilon - \frac{\gamma^2}{4})) * g_1 * c_1 = 1,48 \text{ kN/m}$$



LF g<sub>2</sub>:

$a_2 =$	a	=	2,10 m
$b_2 =$	b	=	3,00 m
$c_2 =$	c	=	1,50 m
$\alpha =$	$a_2 / l$	=	0,3182
$\gamma =$	$c_2 / l$	=	0,2273
$\delta =$	$\alpha + \gamma / 2$	=	0,4319
$\varepsilon =$	$1 - \delta$	=	0,5681



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

LF g<sub>1</sub> rechts:

$a_3 =$	$a + c$	=	3,60 m
$b_3 =$		=	0,00 m
$c_3 =$	b	=	3,00 m
$\alpha =$	$a_3 / l$	=	0,5455
$\gamma =$	$c_3 / l$	=	0,4545
$\delta =$	$\alpha + \gamma / 2$	=	0,7728
$\varepsilon =$	$1 - \delta$	=	0,2272

$$M_{A,3} = -(\delta^2 \varepsilon^2 + \left(\frac{1}{3} - \varepsilon\right) \cdot \frac{\gamma}{4}) \cdot g_1 \cdot c_3 \cdot l = -7,41 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B,3} = -(\delta^2 \varepsilon + (1/3 - \delta) \cdot \frac{\gamma}{4}) \cdot g_1 \cdot c_3 \cdot l = -18,46 \text{ kNm/m}$$

$$A_3 = (\varepsilon + (\varepsilon - \delta) \cdot (\delta \varepsilon - \frac{\gamma}{4})) \cdot g_1 \cdot c_3 = 3,95 \text{ kN/m}$$

$$B_3 = (\delta - (\varepsilon - \delta) \cdot (\delta \varepsilon - \frac{\gamma}{4})) \cdot g_1 \cdot c_3 = 20,80 \text{ kN/m}$$

Resultierende Auflagerkräfte infolge g:

$$M_{A,g} = M_{A,1} + M_{A,2} + M_{A,3} = -26,56 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B,g} = M_{B,1} + M_{B,2} + M_{B,3} = -27,36 \text{ kNm/m}$$

$$A_g = A_1 + A_2 + A_3 = 24,97 \text{ kN/m}$$

$$B_g = B_1 + B_2 + B_3 = 25,73 \text{ kN/m}$$

Auflagerkräfte infolge p:

$$M_{A,p} = -p \cdot l^2 / 12 = -12,71 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B,p} = -p \cdot l^2 / 12 = -12,71 \text{ kNm/m}$$

$$A_p = p \cdot l / 2 = 11,55 \text{ kN/m}$$

$$B_p = p \cdot l / 2 = 11,55 \text{ kN/m}$$



#### Auflagerkräfte bei Teileinspannung (x%), charakteristische Werte (hier ohne Index "k")

Auflagerkräfte infolge g:

$$M_{A,g}' = 0,01 * x * M_{A,g} = -13,28 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B,g}' = 0,01 * x * M_{B,g} = -13,68 \text{ kNm/m}$$

$$A_g' = (M_{B,g}' - M_{A,g}' + g_1 * a * (b+c + \frac{a}{2}) + g_2 * c * (b + \frac{c}{2}) + g_1 * \frac{b^2}{2}) / l = 25,03 \text{ kN/m}$$

$$B_g' = (M_{A,g}' - M_{B,g}' + g_1 * b * (a+c + \frac{b}{2}) + g_2 * c * (a + \frac{c}{2}) + g_1 * \frac{a^2}{2}) / l = 25,67 \text{ kN/m}$$

Auflagerkräfte infolge p:

$$M_{A,p}' = 0,01 * x * M_{A,p} = -6,36 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B,p}' = 0,01 * x * M_{B,p} = -6,36 \text{ kNm/m}$$

$$A_p' = p * l / 2 = 11,55 \text{ kNm}$$

$$B_p' = p * l / 2 = 11,55 \text{ kNm}$$

#### Bemessungsschnittgrößen unter Vollast bei Teileinspannung (x%)

Gesamtlast:

$$q_{1d} = \gamma_G * g_1 + \gamma_Q * p = 16,39 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{2d} = \gamma_G * g_2 + \gamma_Q * p = 13,01 \text{ kN/m}^2$$

Auflagerkräfte:

$$A_d = \gamma_G * A_g' + \gamma_Q * A_p' = 51,12 \text{ kN/m}$$

$$B_d = \gamma_G * B_g' + \gamma_Q * B_p' = 51,98 \text{ kN/m}$$

Querkräfte:

$$V_{Ad} = A_d * \text{COS}(\varphi) = 44,79 \text{ kN/m}$$

$$V_{Bd} = -B_d * \text{COS}(\varphi) = -45,55 \text{ kN/m}$$

$$V_{1d,l} = (A_d - q_{1d} * a) * \text{COS}(\varphi) = 14,63 \text{ kN/m}$$

$$V_{1d,r} = A_d - q_{1d} * a = 16,70 \text{ kN/m}$$

$$V_{2d,l} = A_d - q_{1d} * a - q_{2d} * c = -2,81 \text{ kN/m}$$

$$V_{2d,r} = V_{2d,l} * \text{COS}(\varphi) = -2,46 \text{ kN/m}$$

Lage der Querkraftnullstelle:

$$\text{Stab S} = \text{WENN}(V_{Ad} > 0 \text{ UND } V_{1d,l} < 0; 1; \text{WENN}(V_{1d,r} > 0 \text{ UND } V_{2d,l} < 0; 3; 2)) = 3$$

$$x_0 = \text{WENN}(S=1; \frac{A_d}{q_{1d}}; \text{WENN}(S=3; \frac{V_{1d,r}}{q_{2d}} + a; \frac{V_{2d,r}}{q_{1d}} + a + c)) = 3,38 \text{ m}$$

Biegemomente:



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

#### Biegebemessung

$$d = h - c_1 = 14,00 \text{ cm}$$

Stütze A:



$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\text{abs}(M_{Ad})}} = 2,67$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez}=\text{Beton}; kd=kd) = 2,47$$

erforderliche Biegezugbewehrung

$$a_{sA,erf} = (\text{ABS}(M_{Ad}) / d) * k_s = 4,85 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds ; ) = 10 \text{ mm}$$

$$a_{sA,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=d_s; as \geq a_{sA,erf}) = \text{Ø } 10 / e = 16$$

$$a_{sA,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=a_{sA,gew}) = 4,91 \text{ cm}^2$$

**gew.: Ø 10 / 16 oben, VE Ø 8 / 25**

$$a_{sA,erf} / a_{sA,vorh} = 0,99 \leq 1$$

#### Stütze B:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\text{abs}(M_{Bd})}} = 2,65$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez}=\text{Beton}; kd=kd) = 2,47$$

erforderliche Biegezugbewehrung

$$a_{sB,erf} = (\text{ABS}(M_{Bd}) / d) * k_s = 4,94 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds ; ) = 10 \text{ mm}$$

$$a_{sB,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=d_s; as \geq a_{sB,erf}) = \text{Ø } 10 / e = 15$$

$$a_{sB,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=a_{sB,gew}) = 5,24 \text{ cm}^2$$

**gew.: Ø 10 / 15 oben, VE Ø 8 / 25**

$$a_{sB,erf} / a_{sB,vorh} = 0,94 \leq 1$$

#### Feld:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{d,max}}} = 1,90$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez}=\text{Beton}; kd=kd) = 2,70$$

erforderliche Biegezugbewehrung

$$a_{sF,erf} = (M_{d,max} / d) * k_s = 10,50 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds ; ) = 12 \text{ mm}$$

$$a_{sF,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=d_s; as \geq a_{sF,erf}) = \text{Ø } 12 / e = 10$$

$$a_{sF,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=a_{sF,gew}) = 11,31 \text{ cm}^2$$

**gew.: Ø 12 / 10 unten, VE Ø 8 / 25**

$$a_{sF,erf} / a_{sF,vorh} = 0,93 \leq 1$$





### Querkraftbemessung

Für den Bemessungswert der Querkraft wird auf der sicheren Seite liegend die Querkraft am Auflager angesetzt!

$$V_{Ed} = \text{MAX}(V_{Ad} ; \text{ABS}(V_{Bd})) = 45,55 \text{ kN}$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$

$$a_s = \text{WENN}(V_{Ad} > \text{ABS}(V_{Bd}) ; a_{sA, \text{vorh}} ; a_{sB, \text{vorh}}) = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} ; 2\right) = 2,00$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{a_s}{100 \cdot d} ; 0,02\right) = 3,74 \cdot 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_C} \cdot k \cdot a_s \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 54,8 \text{ kN}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c, \text{min}}$  :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 60; 0,0525; \text{WENN}(d > 80; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{\text{min}} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,4427 \text{ MN}/\text{m}^2$$

$$V_{Rd,c, \text{min}} = v_{\text{min}} \cdot d \cdot 10 = 62,0 \text{ kN}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c} ; V_{Rd,c, \text{min}}) = \mathbf{62,0 \text{ kN}}$$

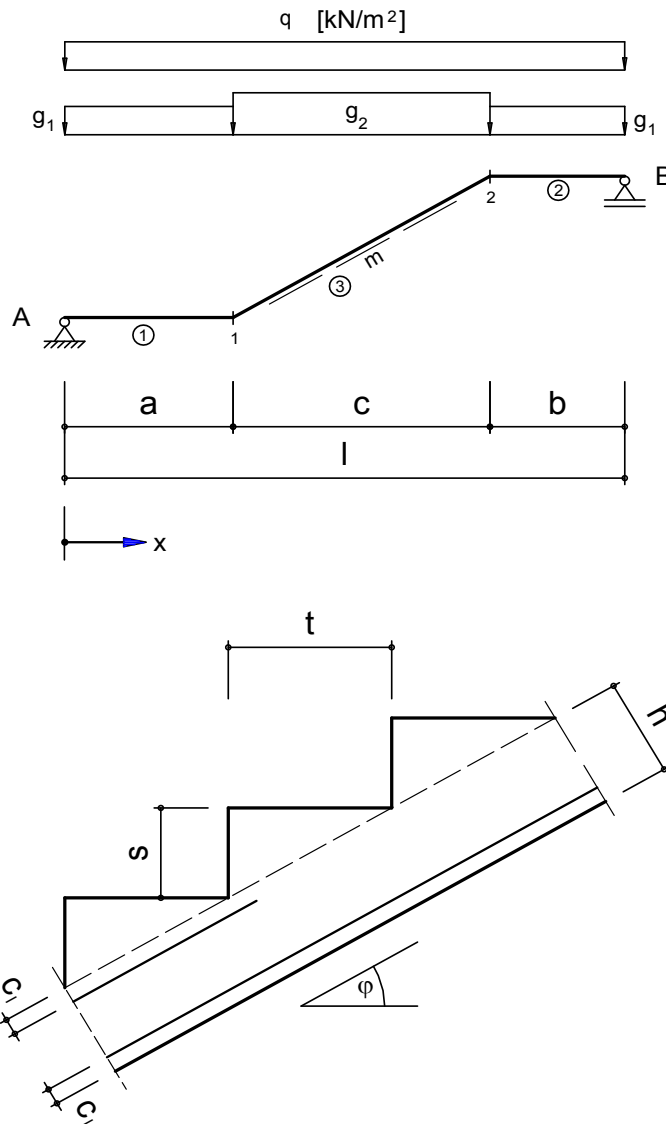
$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \mathbf{0,73 \leq 1,0}$$

⇒ keine Schubbewehrung erforderlich!!

Festlegung und Nachweis der Auflagerdetails im Zuge der Ausführungsplanung

### Einläufige Treppe mit zwei Podesten (gelenkig gelagert)

#### System



#### Abmessungen

Podestlänge a =	2,00 m
Podestlänge b =	1,50 m
Lauflänge c =	3,00 m
Plattendicke h =	25 cm
Bewehrungslage $c_1$ =	4,0 cm
Steigung s =	16,50 cm
Auftritt t =	30,00 cm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			1,50
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / 1,15$	=	435 N/mm <sup>2</sup>



### Belastung

Sicherheitsbeiwerte:

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

$$\text{Winkel } \varphi = \text{ATAN}(s / t) = 28,81^\circ$$

Eigengewicht Podeste:

$$\text{aus Eigengewicht: } h * 25/100 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{aus Putz + Belag: } 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k1} = 7,75 \text{ kN/m}^2$$

Eigengewicht Treppenlauf:

$$\text{aus Eigengewicht: } h * 25/100/\text{COS}(\varphi) = 7,13 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{aus Putz + Belag: } 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Stufenkeile: } 0,5 * s / 100 * 23,0 = 1,90 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k2} = 10,53 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Verkehrslast } q_k = \underline{\underline{3,50 \text{ kN/m}^2}}$$

### Auflagerkräfte: (Charakteristische Werte)

$$\text{Gesamtlänge } l = a + b + c = 6,50 \text{ m}$$

Auflagerkräfte infolge g:

$$A_{gk} = \frac{g_{k1} * a * \left(b + c + \frac{a}{2}\right) + g_{k2} * c * \left(b + \frac{c}{2}\right) + g_{k1} * \frac{b^2}{2}}{l} = 29,04 \text{ kN/m}$$

$$B_{gk} = \frac{g_{k1} * b * \left(a + c + \frac{b}{2}\right) + g_{k2} * c * \left(a + \frac{c}{2}\right) + g_{k1} * \frac{a^2}{2}}{l} = 29,68 \text{ kN/m}$$

Auflagerkräfte infolge q:

$$A_q = q_k * l / 2 = 11,38 \text{ kN/m}$$

$$B_q = A_q = 11,38 \text{ kN/m}$$

### Bemessungsschnittgrößen unter Vollast

Gesamtlast:

$$p_{1d} = \gamma_G * g_{k1} + \gamma_Q * q_k = 15,71 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{2d} = \gamma_G * g_{k2} + \gamma_Q * q_k = 19,47 \text{ kN/m}^2$$

Querkräfte:

$$V_{Ad} = \gamma_G * A_{gk} + \gamma_Q * A_q = 56,27 \text{ kN/m}$$

$$V_{Bd} = -\gamma_G * B_{gk} - \gamma_Q * B_q = -57,14 \text{ kN/m}$$

$$V_{1d,l} = V_{Ad} - p_{1d} * a = 24,85 \text{ kN/m}$$

$$V_{1d,r} = (V_{Ad} - p_{1d} * a) * \text{COS}(\varphi) = 21,77 \text{ kN/m}$$

$$V_{2d,l} = (V_{Ad} - p_{1d} * a - p_{2d} * c) * \text{COS}(\varphi) = -29,41 \text{ kN/m}$$

$$V_{2d,r} = V_{1d,l} - p_{2d} * c = -33,56 \text{ kN/m}$$

Lage der Querkraftnullstelle:

$$\text{Stab } S = \text{WENN}(V_{Ad} > 0 \text{ UND } V_{1d,l} < 0; 1; \text{WENN}(V_{1d,r} > 0 \text{ UND } V_{2d,l} < 0; 3; 2)) = 3$$

$$x_0 = \text{WENN}(S=1; \frac{V_{Ad}}{p_{1d}}; \text{WENN}(S=3; \frac{V_{1d,l}}{p_{2d}} + a; \frac{V_{2d,r}}{p_{1d}} + a + c)) = 3,28 \text{ m}$$



Biegemomente:

$$M_{1d} = V_{Ad} \cdot a - p_{1d} \cdot \frac{a^2}{2} = 81,12 \text{ kNm/m}$$

$$M_{2d} = -V_{Bd} \cdot b - p_{1d} \cdot \frac{b^2}{2} = 68,04 \text{ kNm/m}$$

$$M_{d,max} = \text{WENN}(S=1; \frac{V_{Ad}^2}{2 \cdot p_{1d}}; \text{WENN}(S=3; M_{1d} + \frac{V_{1d,l}^2}{2 \cdot p_{2d}}; M_{2d} + \frac{V_{2d,l}^2}{2 \cdot p_{1d}})) = 96,98 \text{ kNm/m}$$

**Biegebemessung:**

$$A_{s,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez=A}_{s,gew}) = 12,32 \text{ cm}^2$$

**gew.: Ø 14 / 12,5 unten, VE Ø 8 / 25**

$$A_{s,erf} / A_{s,vorh} = \underline{0,97 \leq 1}$$

**Querkraftbemessung :**

Für den Bemessungswert der Querkraft wird die Querkraft am Auflager angesetzt!

$$V_{Ed} = \text{MAX}(V_{Ad}; \text{ABS}(V_{Bd})) = 57,14 \text{ kN}$$

$$k = \text{MIN}(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}; 2) = 1,98$$

$$\rho_1 = \text{MIN}(\frac{A_{s,vorh}}{100 \cdot d}; 0,02) = 5,87 \cdot 10^{-3}$$

a) Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$ 

$$V_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_C} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 94,5 \text{ kN/m}$$

b) Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$  :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 60; 0,0525; \text{WENN}(d > 80; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{min} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,4361 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot d \cdot 10 = 91,6 \text{ kN/m}$$

c) für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 94,5 \text{ kN/m}$$

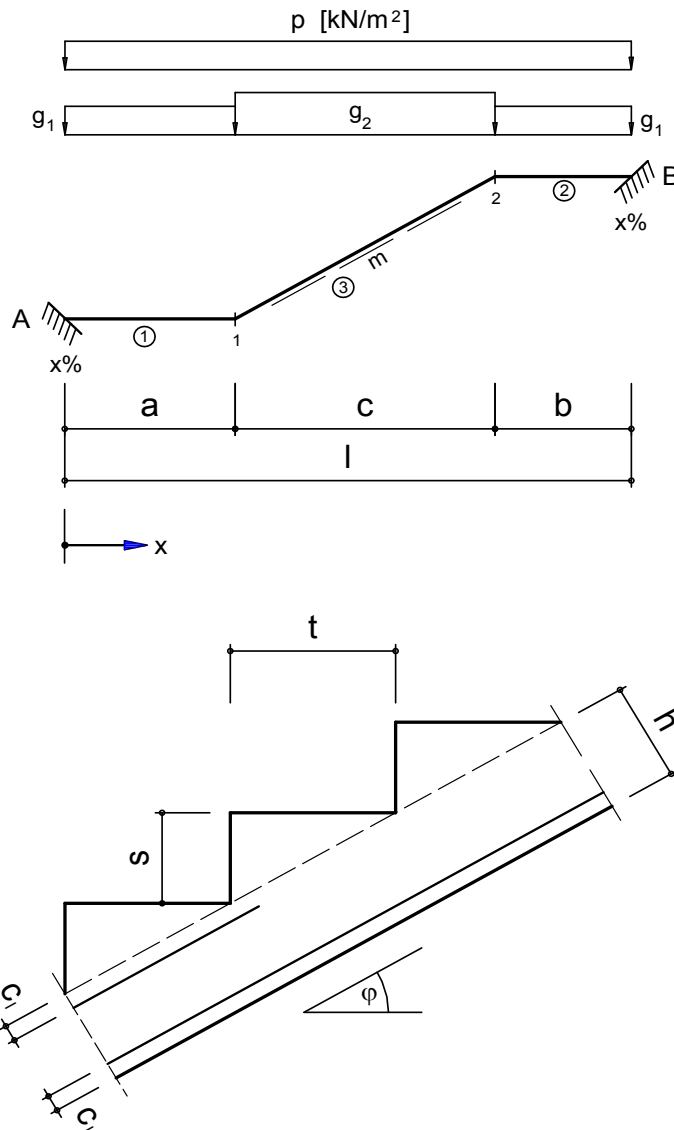
$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \underline{0,60 \leq 1,0}$$

Eine Querkraftbewehrung ist nicht erforderlich wenn der Nachweis erfüllt ist!

### Einläufige Treppe mit zwei Podesten (eingespannt)

Einspanngrad an den Auflagern variabel

#### System



#### Abmessungen:

Podestlänge a =	2,00 m
Podestlänge b =	1,50 m
Lauflänge c =	3,00 m
Plattendicke h =	17,00 cm
Bewehrungslage $c_1$ =	3,00 cm
Steigung s =	16,50 cm
Auftritt t =	30,00 cm
<b>Einspanngrad wählen; <math>1\% \leq x \leq 100\%</math>:</b>	
Einspanngrad x =	50,00 %

$$\Rightarrow \text{Winkel } \varphi = \text{ATAN}(s / t) = 28,81^\circ$$

**Material:**

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			1,50
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

**Belastung:**

Sicherheitsbeiwerte:

$\gamma_G$ =			1,35
$\gamma_Q$ =			1,50

Eigengewicht Podest:

aus Eigengewicht:	$h * 25/100$	=	4,25 kN/m <sup>2</sup>
aus Putz+Belag:			1,50 kN/m <sup>2</sup>

$$g_1 = 5,75 \text{ kN/m}^2$$

Eigengewicht Treppenlauf:

aus Eigengewicht:	$h * 25/100/\text{COS}(\varphi)$	=	4,85 kN/m <sup>2</sup>
aus Putz+Belag:			1,50 kN/m <sup>2</sup>
Stufenkeile:	$0,5*s/100*23,0$	=	1,90 kN/m <sup>2</sup>

$$g_2 = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Verkehrslast } p = \underline{\underline{3,50 \text{ kN/m}^2}}$$

**BEMESSUNG****Auflagerkräfte bei Volleinspannung, charakteristische Werte** (hier ohne Index "k")

$$\text{Gesamtlänge } l = a + b + c = 6,50 \text{ m}$$

LF  $g_1$  links:

$$a_1 = 0,00 \text{ m}$$

$$b_1 = b + c = 4,50 \text{ m}$$

$$c_1 = a = 2,00 \text{ m}$$

$$\alpha = a_1 / l = 0,0000$$

$$\gamma = c_1 / l = 0,3077$$

$$\delta = \alpha + \gamma / 2 = 0,1538$$

$$\varepsilon = 1 - \delta = 0,8462$$

$$M_{A,1} = -(\delta^2 \varepsilon^2 + (\frac{1}{3} - \varepsilon) * \frac{\gamma}{4}) * g_1 * c_1 * l^2 = -7,32 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B,1} = -(\delta^2 \varepsilon + (1/3 - \delta) * \frac{\gamma}{4}) * g_1 * c_1 * l^2 = -1,81 \text{ kNm/m}$$

$$A_1 = (\varepsilon + (\varepsilon - \delta) * (\delta^2 \varepsilon - \frac{\gamma}{4})) * g_1 * c_1 * l^2 = 10,58 \text{ kN/m}$$

$$B_1 = (\delta - (\varepsilon - \delta) * (\delta^2 \varepsilon - \frac{\gamma}{4})) * g_1 * c_1 * l^2 = 0,92 \text{ kN/m}$$



LF g<sub>2</sub>:

$$a_2 = a = 2,00 \text{ m}$$

$$b_2 = b = 1,50 \text{ m}$$

$$c_2 = c = 3,00 \text{ m}$$

$$\alpha = a_2 / l = 0,3077$$

$$\gamma = c_2 / l = 0,4615$$

$$\delta = \alpha + \gamma / 2 = 0,5384$$

$$\varepsilon = 1 - \delta = 0,4616$$

$$M_{A,2} = -(\delta^2 \varepsilon^2 + (\frac{1}{3} - \varepsilon) * \frac{\gamma}{4}) * g_2^2 * c_2^2 * l = -17,36 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B,2} = -(\delta^2 \varepsilon + (1/3 - \delta) * \frac{\gamma}{4}) * g_2^2 * c_2^2 * l = -19,77 \text{ kNm/m}$$

$$A_2 = (\varepsilon + (\varepsilon - \delta) * (\delta * \varepsilon - \frac{\gamma}{4})) * g_2^2 * c_2^2 = 11,05 \text{ kN/m}$$

$$B_2 = (\delta - (\varepsilon - \delta) * (\delta * \varepsilon - \frac{\gamma}{4})) * g_2^2 * c_2^2 = 13,70 \text{ kN/m}$$

LF g<sub>1</sub> rechts:



Resultierende Auflagerkräfte infolge g:

$$M_{A,g} = M_{A,1} + M_{A,2} + M_{A,3} = -25,50 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B,g} = M_{B,1} + M_{B,2} + M_{B,3} = -26,23 \text{ kNm/m}$$

$$A_g = A_1 + A_2 + A_3 = 22,04 \text{ kN/m}$$

$$B_g = B_1 + B_2 + B_3 = 22,84 \text{ kN/m}$$

Auflagerkräfte infolge p:

$$M_{A,p} = -p * l^2 / 12 = -12,32 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B,p} = -p * l^2 / 12 = -12,32 \text{ kNm/m}$$

$$A_p = p * l / 2 = 11,38 \text{ kN/m}$$

$$B_p = p * l / 2 = 11,38 \text{ kN/m}$$



#### Auflagerkräfte bei Teileinspannung (x%), charakteristische Werte (hier ohne Index "k")

Auflagerkräfte infolge g:

$$M_{A,g}' = 0,01 \cdot x \cdot M_{A,g} = -12,75 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B,g}' = 0,01 \cdot x \cdot M_{B,g} = -13,12 \text{ kNm/m}$$

$$A_g' = (M_{B,g}' - M_{A,g}' + g_1 \cdot a \cdot (b+c + \frac{a}{2}) + g_2 \cdot c \cdot (b + \frac{c}{2}) + g_1 \cdot \frac{b^2}{2}) / l = 22,09 \text{ kN/m}$$

$$B_g' = (M_{A,g}' - M_{B,g}' + g_1 \cdot b \cdot (a+c + \frac{b}{2}) + g_2 \cdot c \cdot (a + \frac{c}{2}) + g_1 \cdot \frac{a^2}{2}) / l = 22,78 \text{ kN/m}$$

Auflagerkräfte infolge p:

$$M_{A,p}' = 0,01 \cdot x \cdot M_{A,p} = -6,16 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B,p}' = 0,01 \cdot x \cdot M_{B,p} = -6,16 \text{ kNm/m}$$

$$A_p' = p \cdot l / 2 = 11,38 \text{ kNm}$$

$$B_p' = p \cdot l / 2 = 11,38 \text{ kNm}$$

#### Bemessungsschnittgrößen unter Vollast bei Teileinspannung (x%)

Gesamtlast:

$$q_{1d} = \gamma_G \cdot g_1 + \gamma_Q \cdot p = 13,01 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{2d} = \gamma_G \cdot g_2 + \gamma_Q \cdot p = 16,39 \text{ kN/m}^2$$

Auflagerkräfte:

$$V_{Ad} = \gamma_G \cdot A_g' + \gamma_Q \cdot A_p' = 46,89 \text{ kN/m}$$

$$V_{Bd} = -\gamma_G \cdot B_g' - \gamma_Q \cdot B_p' = -47,82 \text{ kN/m}$$

Querkräfte:

$$V_{1d,l} = V_{Ad} - q_{1d} \cdot a = 20,87 \text{ kN/m}$$

$$V_{1d,r} = (V_{Ad} - q_{1d} \cdot a) \cdot \cos(\varphi) = 18,29 \text{ kN/m}$$

$$V_{2d,l} = (V_{Ad} - q_{1d} \cdot a - q_{2d} \cdot c) \cdot \cos(\varphi) = -24,80 \text{ kN/m}$$

$$V_{2d,r} = V_{1d,l} - q_{2d} \cdot c = -28,30 \text{ kN/m}$$

Lage der Querkraftnullstelle:

$$\text{Stab S} = \text{WENN}(V_{Ad} > 0 \text{ UND } V_{1d,l} < 0; 1; \text{WENN}(V_{1d,r} > 0 \text{ UND } V_{2d,l} < 0; 3; 2)) = 3$$

$$x_0 = \text{WENN}(S=1; \frac{V_{Ad}}{q_{1d}}; \text{WENN}(S=3; \frac{V_{1d,l}}{q_{2d}} + a; \frac{V_{2d,r}}{q_{1d}} + a + c)) = 3,27 \text{ m}$$

Biegemomente:

$$M_{Ad} = \gamma_G \cdot M_{A,g}' + \gamma_Q \cdot M_{A,p}' = -26,45 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Bd} = \gamma_G \cdot M_{B,g}' + \gamma_Q \cdot M_{B,p}' = -26,95 \text{ kNm/m}$$

$$M_{1d} = M_{Ad} + V_{Ad} \cdot a - q_{1d} \cdot \frac{a^2}{2} = 41,31 \text{ kNm/m}$$

$$M_{2d} = M_{Bd} - V_{Bd} \cdot b - q_{1d} \cdot \frac{b^2}{2} = 30,14 \text{ kNm/m}$$

$$M_{d,max} = \text{WENN}(S=1; M_{Ad} + \frac{V_{Ad}^2}{2 \cdot q_{1d}}; \text{WENN}(S=3; M_{1d} + \frac{V_{1d,l}^2}{2 \cdot q_{2d}}; M_{2d} + \frac{V_{2d,r}^2}{2 \cdot q_{1d}})) = 54,60 \text{ kNm/m}$$



**Biegebemessung:**

$$d = h - c_l = 14,00 \text{ cm}$$

Stütze A:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\text{abs}(M_{Ad})}} = 2,72$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez}=\text{Beton}; kd=kd) = 2,46$$

erforderliche Biegezugbewehrung

$$a_{sA,erf} = (\text{ABS}(M_{Ad}) / d) * k_s = 4,65 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) = 10 \text{ mm}$$

$$a_{sA,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=d_s; as \geq a_{sA,erf}) = \varnothing 10 / e = 16$$

$$a_{sA,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=a_{sA,gew}) = 4,91 \text{ cm}^2$$

**gew.:  $\varnothing 10 / 16$  oben, VE  $\varnothing 8 / 25$** 

$$a_{sA,erf} / a_{sA,vorh} = 0,95 \leq 1$$

Stütze B:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\text{abs}(M_{Bd})}} = 2,70$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez}=\text{Beton}; kd=kd) = 2,47$$

erforderliche Biegezugbewehrung

$$a_{sB,erf} = (\text{ABS}(M_{Bd}) / d) * k_s = 4,75 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) = 10 \text{ mm}$$

$$a_{sB,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=d_s; as \geq a_{sB,erf}) = \varnothing 10 / e = 16$$

$$a_{sB,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=a_{sB,gew}) = 4,91 \text{ cm}^2$$

**gew.:  $\varnothing 10 / 16$  oben, VE  $\varnothing 8 / 25$** 

$$a_{sB,erf} / a_{sB,vorh} = 0,97 \leq 1$$

Feld:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{d,max}}} = 1,89$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez}=\text{Beton}; kd=kd) = 2,70$$

erforderliche Biegezugbewehrung

$$a_{sF,erf} = (M_{d,max} / d) * k_s = 10,53 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) = 12 \text{ mm}$$

$$a_{sF,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=d_s; as \geq a_{sF,erf}) = \varnothing 12 / e = 10$$

$$a_{sF,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=a_{sF,gew}) = 11,31 \text{ cm}^2$$

**gew.:  $\varnothing 12 / 10$  unten, VE  $\varnothing 8 / 25$** 

$$a_{sF,erf} / a_{sF,vorh} = 0,93 \leq 1$$



### Querkraftbemessung

Für den Bemessungswert der Querkraft wird die Querkraft am Auflager angesetzt!

$$V_{Ed} = \text{MAX}(V_{Ad} ; \text{ABS}(V_{Bd})) = 47,82 \text{ kN}$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$

$$a_s = \text{WENN}(V_{Ad} > \text{ABS}(V_{Bd}) ; a_{sA, \text{vorh}} ; a_{sB, \text{vorh}}) = 4,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} ; 2\right) = 2,00$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{a_s}{100 \cdot d} ; 0,02\right) = 3,51 \cdot 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_C} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 53,6 \text{ kN}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c, \text{min}}$  :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 60; 0,0525; \text{WENN}(d > 80; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{\text{min}} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,4427 \text{ MN}/\text{m}^2$$

$$V_{Rd,c, \text{min}} = v_{\text{min}} \cdot d \cdot 10 = 62,0 \text{ kN}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c} ; V_{Rd,c, \text{min}}) = \mathbf{62,0 \text{ kN}}$$

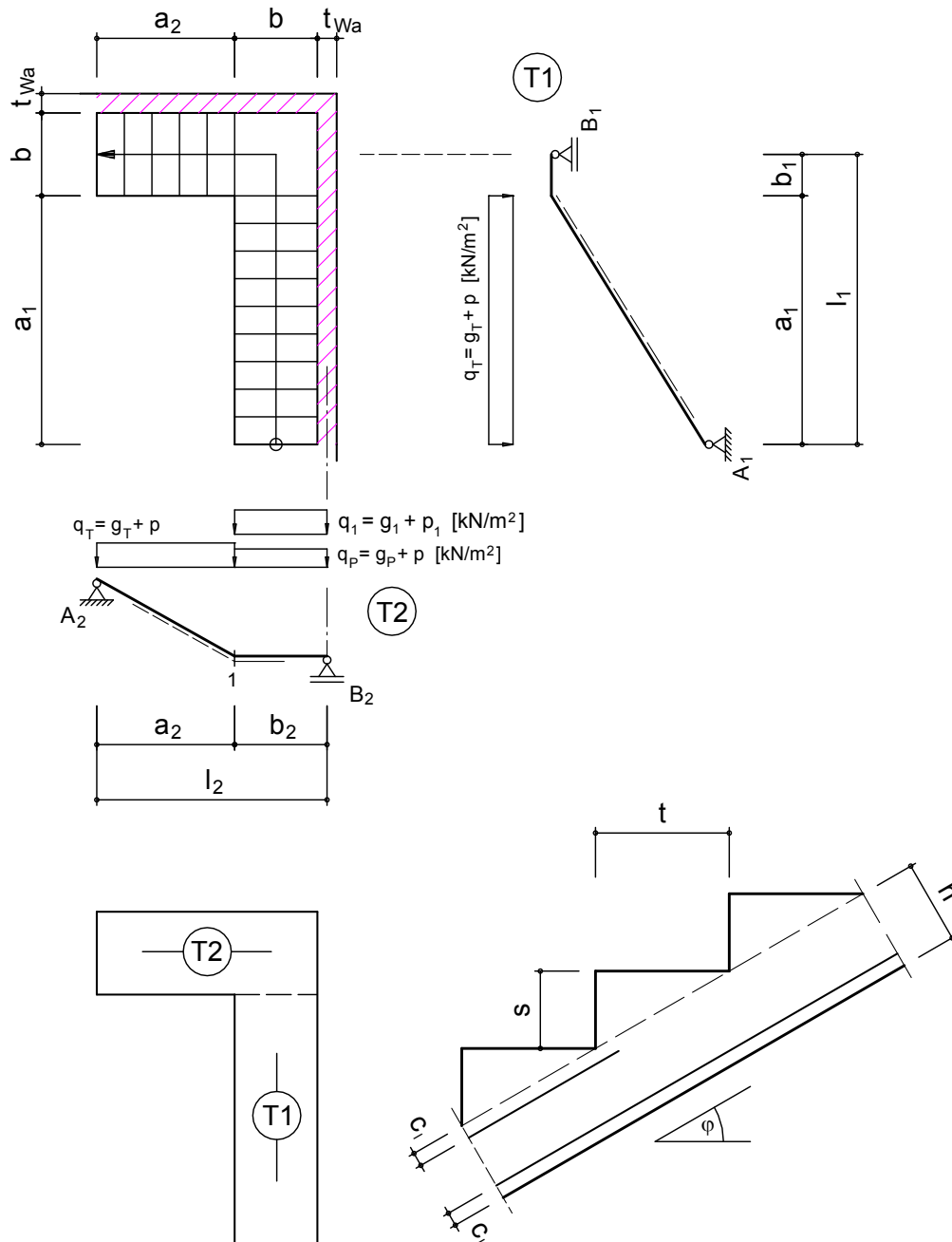
$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \underline{\underline{0,77 \leq 1,0}}$$

⇒ keine Schubbewehrung erforderlich!!

Festlegung und Nachweis der Auflagerdetails im Zuge der Ausführungsplanung

### Einfach abgewinkelte Treppe mit Zwischenpodest

#### System



#### Eingabedaten:

##### Abmessungen

Treppenlauf T1	$a_1 =$	3,00 m
Treppenlauf T2	$a_2 =$	1,80 m
Laufbreite	$b =$	1,25 m
Wandstärke	$t_{Wa} =$	24,00 cm
Plattendicke	$h =$	17,00 cm
Bewehrungslage	$c_1 =$	3,00 cm
Steigung	$s =$	16,50 cm
Auftritt	$t =$	30,00 cm

$\Rightarrow$  Winkel  $\varphi = \text{ATAN}(s/t) = 28,81^\circ$



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			1,50
Betonstahl =			B500
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Sicherheitsbeiwerte:

$\gamma_G$ =			1,35
$\gamma_Q$ =			1,50

Eigengewicht Podest:

aus Eigengewicht:	$h * 25/100$	=	4,25 kN/m <sup>2</sup>
aus Putz + Belag:			1,50 kN/m <sup>2</sup>
		<b><math>g_P</math> =</b>	<b>5,75 kN/m<sup>2</sup></b>

Eigengewicht Treppenlauf:

aus Eigengewicht:	$h * 25/100/\text{COS}(\varphi)$	=	4,85 kN/m <sup>2</sup>
aus Putz + Belag:			1,50 kN/m <sup>2</sup>
Stufenkeile:	$0,5*s/100*23,0$	=	1,90 kN/m <sup>2</sup>
		<b><math>g_T</math> =</b>	<b>8,25 kN/m<sup>2</sup></b>

Verkehrslast	<b><math>p</math> =</b>		<b><u>3,50 kN/m<sup>2</sup></u></b>
--------------	-------------------------	--	-------------------------------------

#### BEMESSUNG

##### Treppenlauf T1

$b_1$ =	$b / 2$	=	0,63 m
$l_1$ =	$a_1 + b_1$	=	3,63 m

Auflagerkräfte:

$$A_{1,g} = \frac{g_T * a_1 * \left(\frac{a_1}{2} + b_1\right)}{l_1} = 14,52 \text{ kN/m}$$

$$B_{1,g} = \frac{g_T * a_1^2}{2 * l_1} = 10,23 \text{ kN/m}$$

$$A_{1,p} = \frac{p * a_1 * \left(\frac{a_1}{2} + b_1\right)}{l_1} = 6,16 \text{ kN/m}$$

$$B_{1,p} = \frac{p * a_1^2}{2 * l_1} = 4,34 \text{ kN/m}$$

Bemessungsschnittgrößen:

$$\begin{aligned}
 q_d &= \gamma_G \cdot g_T + \gamma_Q \cdot p &= & 16,39 \text{ kN/m}^2 \\
 A_{1d} &= \gamma_G \cdot A_{1,g} + \gamma_Q \cdot A_{1,p} &= & 28,84 \text{ kN/m} \\
 B_{1d} &= \gamma_G \cdot B_{1,g} + \gamma_Q \cdot B_{1,p} &= & 20,32 \text{ kN/m} \\
 V_{A1,d} &= A_{1d} \cdot \cos(\varphi) &= & 25,27 \text{ kN/m} \\
 V_{B1,d} &= -B_{1d} &= & -20,32 \text{ kN/m} \\
 M_{F1,d} &= A_{1d}^2 / (2 \cdot q_d) &= & 25,37 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Biegebemessung:

$$a_{s1,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{as}; \text{Bez}=a_{s1,gew}) = 4,91 \text{ cm}^2$$

**gew.: Ø 10 / 16 unten, VE Ø 8 / 25**

$$a_{s1,erf} / a_{s1,vorh} = \underline{\underline{0,90 \leq 1}}$$

Bemessung für Querkraft:

$$\begin{aligned}
 k &= \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}; 2\right) &= & 2,00 \\
 \rho_1 &= \text{MIN}\left(\frac{a_{s1,vorh}}{d \cdot 100}; 0,02\right) &= & 0,00351 \\
 C_{Rd,c} &= 0,15 / \gamma_C &= & 0,10 \\
 \text{Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand } V_{Rd,c}: \\
 V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 &= & 53,6 \text{ kN/m} \\
 \text{Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit } V_{Rd,c,min}: \\
 \kappa_1 &= \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) &= & 0,0375 \\
 v_{min} &= \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} &= & 0,3162 \text{ MN/m}^2 \\
 V_{Rd,c,min} &= v_{min} \cdot d \cdot 10 &= & 44,3 \text{ kN/m} \\
 \text{für Nachweis maßgebend:} \\
 V_{Rd,c} &= \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) &= & \mathbf{53,6 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

Für den Bemessungswert der Querkraft wird auf der sicheren Seite liegend die Querkraft am Auflager angesetzt!

$$V_{Ed,1} = \text{MAX}(V_{A1,d}; \text{ABS}(V_{B1,d})) = 25,27 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,1} / V_{Rd,c} = \underline{\underline{0,47 < 1,0}}$$

⇒ keine Schubbewehrung erforderlich!!



### Treppenlauf T2

$$b_2 = b + \frac{t_{Wa}}{200} = 1,37 \text{ m}$$

$$l_2 = a_2 + b_2 = 3,17 \text{ m}$$

#### Auflagerkräfte:

$$g_1 = B_{1,g} / b = 8,18 \text{ kN/m}^2$$

$$p_1 = B_{1,p} / b = 3,47 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{2,g} = \frac{g_T \cdot a_2 \cdot \left(b_2 + \frac{a_2}{2}\right)}{l_2} + \frac{(g_P + g_1) \cdot b_2^2}{2 \cdot l_2} = 14,76 \text{ kN/m}$$

$$B_{2,g} = \frac{g_T \cdot a_2^2}{2 \cdot l_2} + \frac{(g_1 + g_P) \cdot b_2 \cdot \left(a_2 + \frac{b_2}{2}\right)}{l_2} = 19,18 \text{ kN/m}$$

$$A_{2,p} = p \cdot \frac{l_2}{2} + \frac{p_1 \cdot b_2^2}{2 \cdot l_2} = 6,57 \text{ kN/m}$$

$$B_{2,p} = p \cdot \frac{l_2}{2} + \frac{p_1 \cdot b_2 \cdot \left(a_2 + \frac{b_2}{2}\right)}{l_2} = 9,27 \text{ kN/m}$$

#### Bemessungsschnittgrößen:



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

$$M_{F2,d} = \text{WENN}(V_{1d,l} < 0; \frac{A_{2d}^2}{2 \cdot q_d}; \frac{B_{2d}^2}{2 \cdot (q_{Pd} + q_{1d})}) = 27,07 \text{ kNm/m}$$

#### Biegebemessung:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{F2,d}}} = 2,69$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez=Beton; kd=kd}) = 2,47$$

$$a_{s2,erf} = \frac{M_{F2,d} \cdot k_s}{d} = 4,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) = 10 \text{ mm}$$

$$a_{s2,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=d_s; as \geq a_{s2,erf}) = \varnothing 10 / e = 15$$

$$a_{s2,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=a_{s2,gew}) = 5,24 \text{ cm}^2$$

**gew.:  $\varnothing 10 / 15$  unten, VE  $\varnothing 8 / 25$**

$$a_{s2,erf} / a_{s2,vorh} = 0,91 \leq 1$$

Bemessung für Querkraft:

Beiwerte siehe T1

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{a_{s2,vorh}}{d \cdot 100}; 0,02\right) = 0,00374$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$ :

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 54,8 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c,min} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt[3]{k^3 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 44,3 \text{ kN/m}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = \mathbf{54,8 \text{ kN/m}}$$

Für den Bemessungswert der Querkraft wird auf der sicheren Seite liegend

die Querkraft am Auflager angesetzt!

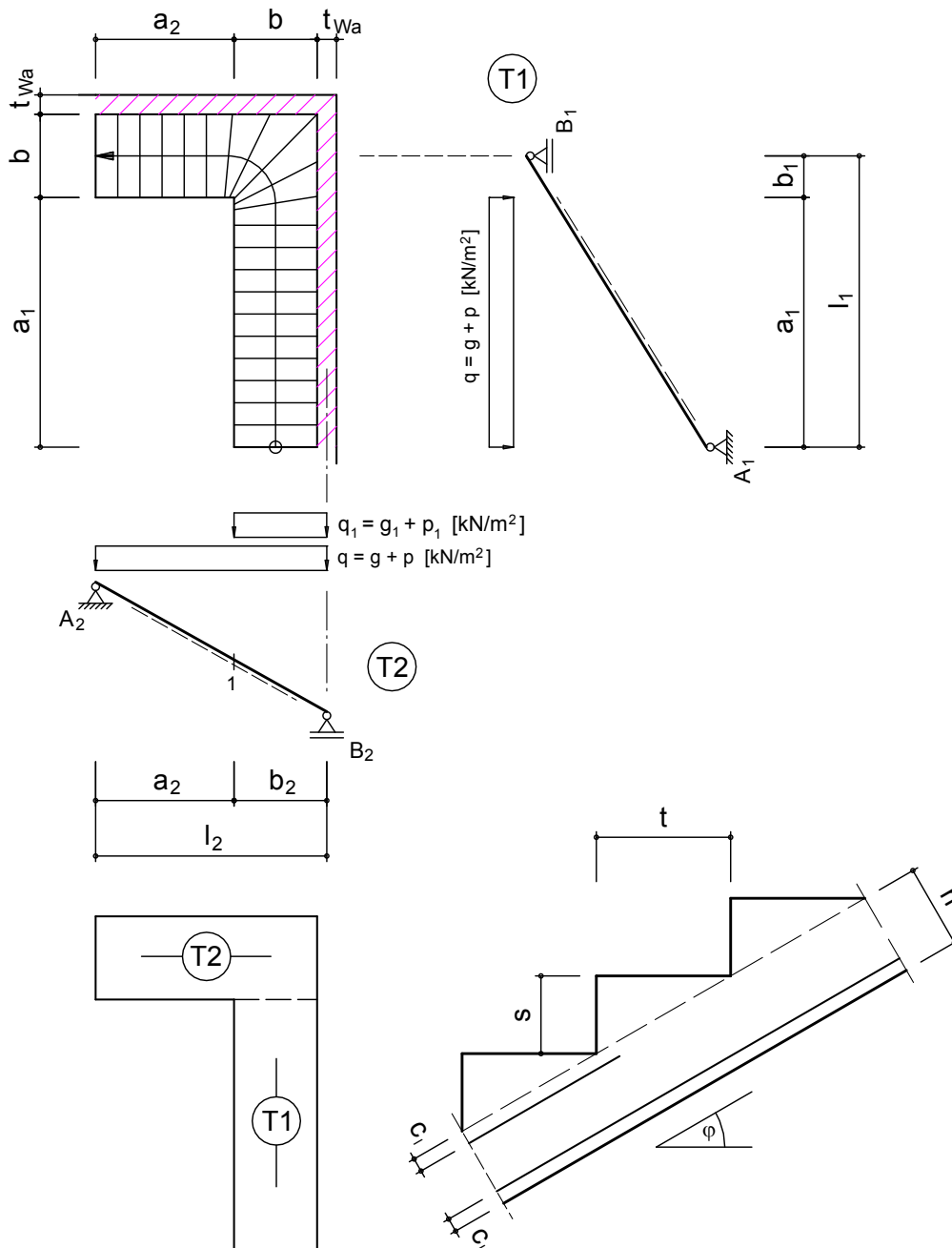
$$V_{Ed,2} = \text{MAX}(V_{A2,d}; \text{ABS}(V_{B2,d})) = 39,80 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} / V_{Rd,c} = \mathbf{0,73 < 1,0}$$

⇒ keine Schubbewehrung erforderlich!!

Festlegung und Nachweis der Auflagerdetails im Zuge der Ausführungsplanung

### Einfach abgewinkelte Treppe ohne Zwischenpodest



#### Eingabedaten:

#### Abmessungen

Treppenlauf T1 $a_1 =$	3,00 m
Treppenlauf T2 $a_2 =$	1,80 m
Laufbreite $b =$	1,25 m
Wandstärke $t_{Wa} =$	24,00 cm
Plattendicke $h =$	17,00 cm
Bewehrungslage $c_1 =$	3,00 cm
Steigung $s =$	16,50 cm
Auftritt $t =$	30,00 cm

$$\Rightarrow \text{Winkel } \phi = \text{ATAN}(s / t) = 28,81^\circ$$





#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			1,50

Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Sicherheitsbeiwerte

$\gamma_G$ =			1,35
$\gamma_Q$ =			1,50

#### Belastung:

aus Eigengewicht:	$h * 25/100 / \cos(\varphi)$	=	4,85 kN/m <sup>2</sup>
aus Stufen:	$s * 23/100 / 2$	=	1,90 kN/m <sup>2</sup>
aus Belag:			1,00 kN/m <sup>2</sup>
Zuschlag:			0,50 kN/m <sup>2</sup>

$$g = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

$$p = \underline{3,50 \text{ kN/m}^2}$$

$$q = \quad \quad \quad g+p = \underline{11,75 \text{ kN/m}^2}$$

#### BEMESSUNG

##### Treppenlauf T1

$b_1$ =	$b / 2$	=	0,63 m
$l_1$ =	$a_1 + b_1$	=	3,63 m

##### Auflagerkräfte:

$$A_{1,g} = \frac{g * a_1 * \left(\frac{a_1}{2} + b_1\right)}{l_1} = 14,52 \text{ kN/m}$$

$$B_{1,g} = \frac{g * a_1^2}{2 * l_1} = 10,23 \text{ kN/m}$$

$$A_{1,p} = \frac{p * a_1 * \left(\frac{a_1}{2} + b_1\right)}{l_1} = 6,16 \text{ kN/m}$$

$$B_{1,p} = \frac{p * a_1^2}{2 * l_1} = 4,34 \text{ kN/m}$$

##### Bemessungsschnittgrößen:

$$A_{1d} = \gamma_G * A_{1,g} + \gamma_Q * A_{1,p} = 28,84 \text{ kN/m}$$

$$B_{1d} = \gamma_G * B_{1,g} + \gamma_Q * B_{1,p} = 20,32 \text{ kN/m}$$

$$q_d = \gamma_G * g + \gamma_Q * p = 16,39 \text{ kN/m}$$

$$V_{A1,d} = A_{1d} * \cos(\varphi) = 25,27 \text{ kN/m}$$

$$V_{B1,d} = -B_{1d} * \cos(\varphi) = -17,80 \text{ kN/m}$$

$$M_{F1,d} = \frac{A_{1d}^2}{2 * q_d} = 25,37 \text{ kNm/m}$$

Biegebemessung:

$$d = h - c_1 = 14,00 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{\sqrt{M_{F1,d}}}{d} = 2,78$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; k_s1; \text{Bez=Beeton;kd=kd}) = 2,45$$

erforderliche Biegezugbewehrung

$$a_{s1,erf} = \frac{M_{F1,d} \cdot k_s}{d} = 4,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; d_s) = 10 \text{ mm}$$

$$a_{s1,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; d_s=d_s; a_s \geq a_{s1,erf}) = \varnothing 10 / e = 16$$

$$a_{s1,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; a_s; \text{Bez}=a_{s1,gew}) = 4,91 \text{ cm}^2$$

**gew.:  $\varnothing 10 / 16$  unten, VE  $\varnothing 8 / 25$** 

$$a_{s1,erf} / a_{s1,vorh} = 0,90 \leq 1$$

Bemessung für Querkraft:

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}; 2\right) = 2,00$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{a_{s1,vorh}}{d \cdot 100}; 0,02\right) = 0,00351$$

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C = 0,10$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$ :

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 53,6 \text{ kN/m}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$ :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0375$$

$$v_{min} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,3162 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot d \cdot 10 = 44,3 \text{ kN/m}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 53,6 \text{ kN/m}$$

Für den Bemessungswert der Querkraft wird auf der sicheren Seite liegend

die Querkraft am Auflager angesetzt!

$$V_{Ed,1} = \text{MAX}(V_{A1,d}; \text{ABS}(V_{B1,d})) = 25,27 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,1} / V_{Rd,c} = 0,47 < 1,0$$

⇒ keine Schubbewehrung erforderlich!!



#### Treppenlauf T2

$$b_2 = b + t_{Wa} / 200 = 1,37 \text{ m}$$

$$l_2 = a_2 + b_2 = 3,17 \text{ m}$$

#### Auflagerkräfte:

$$g_1 = B_{1,g} / b = 8,18 \text{ kN/m}^2$$

$$p_1 = B_{1,p} / b = 3,47 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{2,g} = g \cdot \frac{l_2}{2} + \frac{g_1 \cdot b_2^2}{2 \cdot l_2} = 15,50 \text{ kN/m}$$

$$B_{2,g} = g \cdot \frac{l_2}{2} + \frac{g_1 \cdot b_2 \cdot \left(a_2 + \frac{b_2}{2}\right)}{l_2} = 21,86 \text{ kN/m}$$

$$A_{2,p} = p \cdot \frac{l_2}{2} + \frac{p_1 \cdot b_2^2}{2 \cdot l_2} = 6,57 \text{ kN/m}$$

$$B_{2,p} = p \cdot \frac{l_2}{2} + \frac{p_1 \cdot b_2 \cdot \left(a_2 + \frac{b_2}{2}\right)}{l_2} = 9,27 \text{ kN/m}$$

#### Schnittgrößen:



#### Biegebemessung:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{F2,d}}} = 2,61$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez=Beton; kd=kd}) = 2,48$$

$$a_{s2,erf} = \frac{M_{F2,d} \cdot k_s}{d} = 5,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) = 10 \text{ mm}$$

$$a_{s2,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=d_s; as \geq a_{s2,erf}) = \varnothing 10 / e = 15$$

$$a_{s2,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=a_{s2,gew}) = 5,24 \text{ cm}^2$$

**gew.:  $\varnothing 10 / 15$  unten, VE  $\varnothing 8 / 25$**

$$a_{s2,erf} / a_{s2,vorh} = 0,98 \leq 1$$

Bemessung für Querkraft:

Beiwerte siehe T1

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{a_{s2,vorh}}{d \cdot 100}; 0,02\right) = 0,00374$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$ :

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 54,8 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c,min} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 44,3 \text{ kN/m}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = \mathbf{54,8 \text{ kN/m}}$$

Für den Bemessungswert der Querkraft wird auf der sicheren Seite liegend

die Querkraft am Auflager angesetzt!

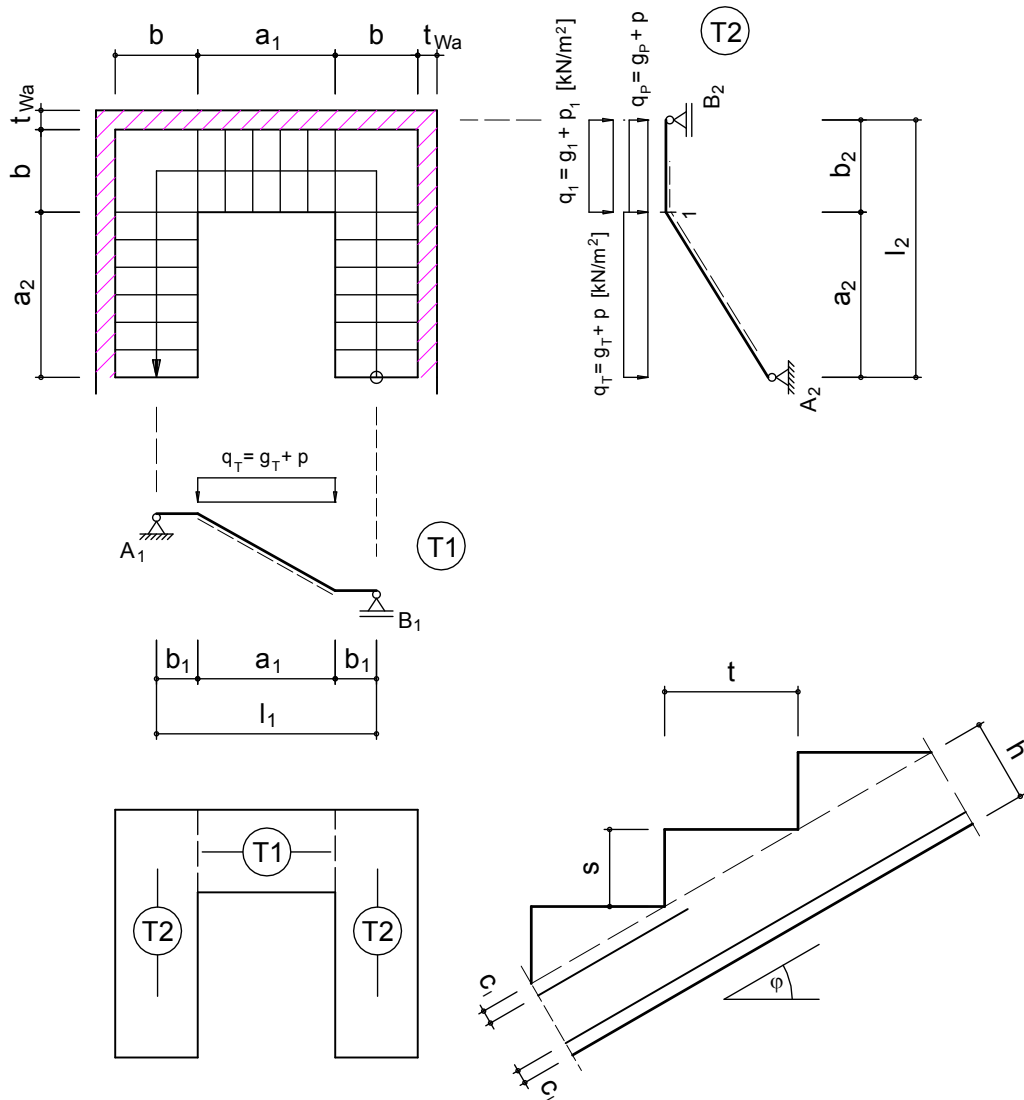
$$V_{Ed,2} = \text{MAX}(V_{A2,d}; \text{ABS}(V_{B2,d})) = 38,05 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} / V_{Rd,c} = \mathbf{0,69 < 1,0}$$

⇒ keine Schubbewehrung erforderlich!!

Festlegung und Nachweis der Auflagerdetails im Zuge der Ausführungsplanung

### Zweifach abgewinkelte Treppe mit Zwischenpodest



#### Eingabedaten:

##### Abmessungen

Treppenlauf T1	$a_1 =$	1,50 m
Treppenlauf T2	$a_2 =$	2,10 m
Laufbreite	$b =$	1,25 m
Wandstärke	$t_{Wa} =$	24,00 cm
Plattendicke	$h =$	17,00 cm
Bewehrungslage	$c_1 =$	3,00 cm
Steigung	$s =$	16,50 cm
Auftritt	$t =$	30,00 cm

Winkel $\varphi =$	$\text{ATAN}(s / t)$	$=$	28,81 °
--------------------	----------------------	-----	---------

##### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	$=$	C20/25
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	$=$	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C =$			1,50



Betonstahl =		B500
$f_{yk} =$		500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$		1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	= 435 N/mm <sup>2</sup>

### Belastung

Sicherheitsbeiwerte:

$\gamma_G =$		1,35
$\gamma_Q =$		1,50

Eigengewicht Podest:

aus Eigengewicht:	$h * 25/100$	= 4,25 kN/m <sup>2</sup>
aus Putz+Belag:		1,50 kN/m <sup>2</sup>

$$g_P = 5,75 \text{ kN/m}^2$$

Eigengewicht Treppenlauf:

aus Eigengewicht:	$h * 25/100/\text{COS}(\varphi)$	= 4,85 kN/m <sup>2</sup>
aus Putz+Belag:		1,50 kN/m <sup>2</sup>
Stufenkeile:	$0,5*s/100*23,0$	= 1,90 kN/m <sup>2</sup>

$$g_T = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

Verkehrslast  $p =$ 

$$\underline{3,50 \text{ kN/m}^2}$$

### BEMESSUNG

#### Treppenlauf T1

$b_1 =$	$b / 2$	= 0,63
$l_1 =$	$a_1 + 2 * b_1$	= 2,76 m

Auflagerkräfte:

$A_{1,g} =$	$g_T * a_1 / 2$	= 6,19 kN/m
$B_{1,g} =$	$g_T * a_1 / 2$	= 6,19 kN/m
$A_{1,p} =$	$p * a_1 / 2$	= 2,63 kN/m
$B_{1,p} =$	$p * a_1 / 2$	= 2,63 kN/m

Bemessungsschnittgrößen:

$A_{1d} =$	$\gamma_G * A_{1,g} + \gamma_Q * A_{1,p}$	= 12,30 kN/m
$B_{1d} =$	$\gamma_G * B_{1,g} + \gamma_Q * B_{1,p}$	= 12,30 kN/m
$q_{Td} =$	$\gamma_G * g_T + \gamma_Q * p$	= 16,39 kN/m
$V_{A1,d} =$	$A_{1d}$	= 12,30 kN/m
$V_{B1,d} =$	$-B_{1d}$	= -12,30 kN/m

$$M_{F1,d} = A_{1d} * \frac{l_1}{2} - q_{Td} * \frac{a_1^2}{8} = 12,36 \text{ kNm/m}$$

Biegebemessung:

$$d = h - c_1 = 14,00 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{F1,d}}} = 3,98$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez=Beton;kd=kd}) = 2,38$$

erforderliche Biegezugbewehrung

$$a_{s1, \text{erf}} = \frac{M_{F1,d} * k_s}{d} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$



gewählte Biegezugbewehrung		
gew. $d_s =$	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	= 8 mm
$a_{s1, \text{gew}} =$	GEW("ec2_de/AsFläche"; Bez; ds=d <sub>s</sub> ; as≥a <sub>s1, erf</sub> )	= Ø 8 / e = 20
$a_{s1, \text{vorh}} =$	TAB("ec2_de/AsFläche"; as; Bez=a <sub>s1, gew</sub> )	= 2,51 cm <sup>2</sup>

**gew.: Ø 8 / 20 unten, VE Ø 8 / 25**

$$a_{s1, \text{erf}} / a_{s1, \text{vorh}} = \underline{0,84 \leq 1}$$

Bemessung für Querkraft:

$$k = \text{MIN} \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{d}} ; 2 \right) = 2,00$$

$$\rho_1 = \text{MIN} \left( \frac{a_{s1, \text{vorh}}}{d \cdot 100} ; 0,02 \right) = 0,00179$$

$$C_{Rd, c} = 0,15 / \gamma_C = 0,10$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd, c}$ :

$$V_{Rd, c} = C_{Rd, c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 42,8 \text{ kN/m}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd, c, \text{min}}$ :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0375$$

$$v_{\text{min}} = \left( \frac{\kappa_1}{\gamma_C} \right) \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} = 0,3162 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd, c, \text{min}} = v_{\text{min}} \cdot d \cdot 10 = 44,3 \text{ kN/m}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd, c} = \text{MAX}(V_{Rd, c} ; V_{Rd, c, \text{min}}) = \underline{44,3 \text{ kN/m}}$$

Für den Bemessungswert der Querkraft wird die Querkraft am Auflager angesetzt!

$$V_{Ed, 1} = \text{MAX}(V_{A1, d} ; \text{ABS}(V_{B1, d})) = 12,30 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed, 1} / V_{Rd, c} = \underline{0,28 < 1,0}$$

⇒ keine Schubbewehrung erforderlich!!

### Treppenlauf T2

$$b_2 = b + t_{Wa} / 200 = 1,37 \text{ m}$$

$$l_2 = a_2 + b_2 = 3,47 \text{ m}$$

Auflagerkräfte:

$$g_1 = B_{1, g} / b = 4,95 \text{ kN/m}^2$$

$$p_1 = B_{1, p} / b = 2,10 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{2, g} = \frac{g_T \cdot a_2 \cdot \left( b_2 + \frac{a_2}{2} \right)}{l_2} + \frac{(g_P + g_1) \cdot b_2^2}{2 \cdot l_2} = 14,98 \text{ kN/m}$$

$$B_{2, g} = \frac{g_T \cdot a_2^2}{2 \cdot l_2} + \frac{(g_1 + g_P) \cdot b_2 \cdot \left( a_2 + \frac{b_2}{2} \right)}{l_2} = 17,01 \text{ kN/m}$$

$$A_{2, p} = p \cdot \frac{l_2}{2} + \frac{p_1 \cdot b_2^2}{2 \cdot l_2} = 6,64 \text{ kN/m}$$

$$B_{2, p} = p \cdot \frac{l_2}{2} + \frac{p_1 \cdot b_2 \cdot \left( a_2 + \frac{b_2}{2} \right)}{l_2} = 8,38 \text{ kN/m}$$



#### Schnittgrößen:

$$\begin{aligned}q_{1d} &= \gamma_G \cdot g_1 + \gamma_Q \cdot p_1 &= & 9,83 \text{ kN/m}^2 \\q_{Pd} &= \gamma_G \cdot g_P + \gamma_Q \cdot p &= & 13,01 \text{ kN/m}^2 \\A_{2d} &= \gamma_G \cdot A_{2,g} + \gamma_Q \cdot A_{2,p} &= & 30,18 \text{ kN/m} \\B_{2d} &= \gamma_G \cdot B_{2,g} + \gamma_Q \cdot B_{2,p} &= & 35,53 \text{ kN/m} \\V_{A2,d} &= A_{2d} \cdot \cos(\varphi) &= & 26,44 \text{ kN/m} \\V_{1d,l} &= (A_{2d} - q_{Td} \cdot a_2) \cdot \cos(\varphi) &= & -3,71 \text{ kN/m} \\V_{1d,r} &= A_{2d} - q_{Td} \cdot a_2 &= & -4,24 \text{ kN/m} \\V_{B2,d} &= -B_{2d} &= & -35,53 \text{ kN/m} \\M_{F2,d} &= \text{WENN}(V_{1d,l} < 0; \frac{A_{2d}^2}{2 \cdot q_{Td}}; \frac{B_{2d}^2}{2 \cdot (q_{Pd} + q_{1d})}) &= & 27,79 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

#### Biegebemessung:



gew.: Ø 10 / 15 unten, VE Ø 8 / 25

$$a_{s2,erf} / a_{s2,vorh} = \underline{0,94 \leq 1}$$

#### Bemessung für Querkraft:

Beiwerte siehe T1

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{a_{s2,vorh}}{d \cdot 100}; 0,02\right) = 0,00374$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$ :

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 54,8 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c,min} = \left(\frac{k_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 44,3 \text{ kN/m}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = \underline{54,8 \text{ kN/m}}$$

Für den Bemessungswert der Querkraft wird auf der sicheren Seite liegend die Querkraft am Auflager angesetzt!

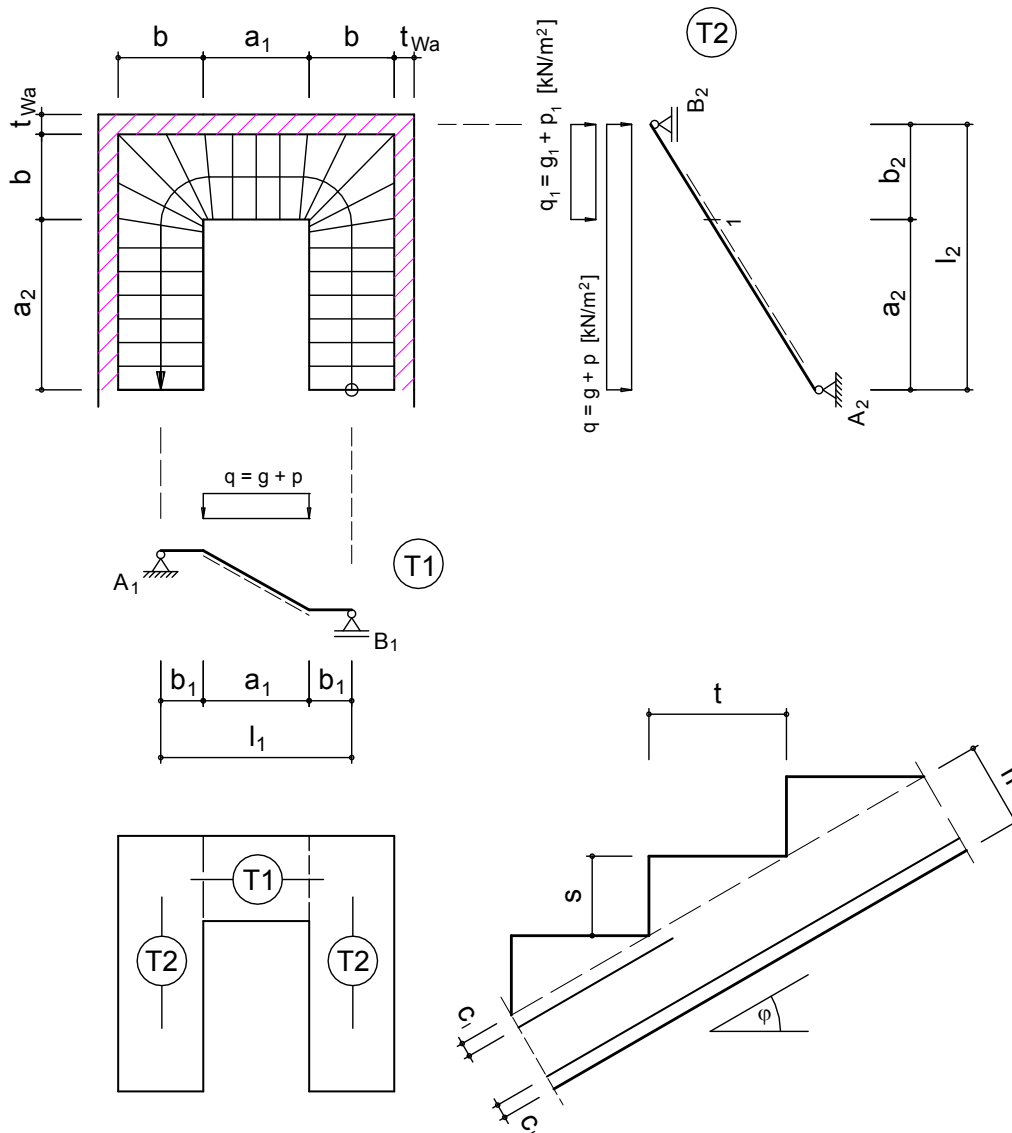
$$V_{Ed,2} = \text{MAX}(V_{A2,d}; \text{ABS}(V_{B2,d})) = 35,53 \text{ kN}$$
$$V_{Ed,2} / V_{Rd,c} = \underline{0,65 < 1,0}$$

⇒ keine Schubbewehrung erforderlich!!

Festlegung und Nachweis der Auflagerdetails im Zuge der Ausführungsplanung



### Zweifach abgewinkelte Treppe ohne Zwischenpodest



#### Eingabedaten:

##### Abmessungen:

Treppenlauf T1 $a_1$ =	1,00 m
Treppenlauf T2 $a_2$ =	1,60 m
Laufbreite $b$ =	1,25 m
Wandstärke $t_{Wa}$ =	24,00 cm
Plattendicke $h$ =	17,00 cm
Bewehrungslage $c_1$ =	3,00 cm
Steigung $s$ =	16,50 cm
Auftritt $t$ =	30,00 cm

$$\text{Winkel } \varphi = \text{ATAN}(s / t) = 28,81^\circ$$

##### Material:

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			1,50



Betonstahl =		B500
$f_{yk} =$		500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$		1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	= 435 N/mm <sup>2</sup>

#### Sicherheitsbeiwerte

$\gamma_G =$		1,35
$\gamma_Q =$		1,50

Eigengewicht Treppenlauf:

aus Eigengewicht:	$h * 25/100/\text{COS}(\varphi)$	=	4,85 kN/m <sup>2</sup>
aus Putz+Belag:		=	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Stufenkeile:	$0,5*s/100*23,0$	=	1,90 kN/m <sup>2</sup>

$$g = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

$$p = \underline{3,50 \text{ kN/m}^2}$$

$$q = \quad \quad \quad g+p = \underline{11,75 \text{ kN/m}^2}$$

#### BEMESSUNG

##### Treppenlauf T1

$b_1 =$	$b / 2$	=	0,63
$l_1 =$	$a_1 + 2 * b_1$	=	2,26 m

##### Auflagerkräfte:

$A_{1,g} =$	$g * a_1 / 2$	=	4,13 kN/m
$B_{1,g} =$	$g * a_1 / 2$	=	4,13 kN/m
$A_{1,p} =$	$p * a_1 / 2$	=	1,75 kN/m
$B_{1,p} =$	$p * a_1 / 2$	=	1,75 kN/m

$$b_1 = \frac{b}{2} = 0,63 \text{ m}$$

$$l_1 = a_1 + 2*b_1 = 2,26 \text{ m}$$

##### Bemessungsschnittgrößen:

$A_{1d} =$	$\gamma_G * A_{1,g} + \gamma_Q * A_{1,p}$	=	8,20 kN/m
$B_{1d} =$	$\gamma_G * B_{1,g} + \gamma_Q * B_{1,p}$	=	8,20 kN/m
$q_d =$	$\gamma_G * g + \gamma_Q * p$	=	16,39 kN/m
$V_{A1,d} =$	$A_{1d}$	=	8,20 kN/m
$V_{B1,d} =$	$-B_{1d}$	=	-8,20 kN/m

$$M_{F1,d} = A_{1d} * \frac{l_1}{2} - q_d * \frac{a_1^2}{8} = 7,22 \text{ kNm/m}$$

##### Biegebemessung:

$$d = h - c_1 = 14,00 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{1}{\sqrt{M_{F1,d}}} = 5,21$$

$$k_s = \text{TAB}("ec2\_de/kd"; ks1; Bez=Beton; kd=kd) = 2,35$$

erforderliche Biegezugbewehrung

$$a_{s1,erf} = \frac{M_{F1,d} * k_s}{d} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$



gewählte Biegezugbewehrung		
gew. $d_s$ =	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	= 8 mm
$a_{s1, \text{gew}}$ =	GEW("ec2_de/AsFläche"; Bez; ds=d <sub>s</sub> ; as≥a <sub>s1, erf</sub> )	= Ø 8 / e = 15
$a_{s1, \text{vorh}}$ =	TAB("ec2_de/AsFläche"; as; Bez=a <sub>s1, gew</sub> )	= 3,35 cm <sup>2</sup>

**gew.: Ø 8 / 15 unten, VE Ø 8 / 25**

$$a_{s1, \text{erf}} / a_{s1, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,36 \leq 1}}$$

Bemessung für Querkraft:

$$k = \text{MIN} \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{d}} ; 2 \right) = 2,00$$

$$\rho_1 = \text{MIN} \left( \frac{a_{s1, \text{vorh}}}{d * 100} ; 0,02 \right) = 0,00239$$

$$C_{Rd, c} = 0,15 / \gamma_C = 0,10$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd, c}$ :

$$V_{Rd, c} = C_{Rd, c} * k * 3 * \sqrt{100 * \rho_1 * f_{ck}} * d * 10 = 47,2 \text{ kN/m}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd, c, \text{min}}$ :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0375$$

$$v_{\text{min}} = \left( \frac{\kappa_1}{\gamma_C} \right) * \sqrt{k^3} * \sqrt{f_{ck}} = 0,3162 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd, c, \text{min}} = v_{\text{min}} * d * 10 = 44,3 \text{ kN/m}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd, c} = \text{MAX}(V_{Rd, c} ; V_{Rd, c, \text{min}}) = \underline{\underline{47,2 \text{ kN/m}}}$$

Für den Bemessungswert der Querkraft wird die Querkraft am Auflager angesetzt!

$$V_{Ed, 1} = \text{MAX}(V_{A1, d} ; \text{ABS}(V_{B1, d})) = 8,20 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed, 1} / V_{Rd, c} = \underline{\underline{0,17 < 1,0}}$$

⇒ keine Schubbewehrung erforderlich!!

### Treppenlauf T2

$$b_2 = b + t_{Wa} / 200 = 1,37 \text{ m}$$

$$l_2 = a_2 + b_2 = 2,97 \text{ m}$$

Auflagerkräfte:

$$g_1 = B_{1, g} / b = 3,30 \text{ kN/m}^2$$

$$p_1 = B_{1, p} / b = 1,40 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{2, g} = g * \frac{l_2}{2} + \frac{g_1 * b_2^2}{2 * l_2} = 13,29 \text{ kN/m}$$

$$B_{2, g} = g * \frac{l_2}{2} + \frac{g_1 * b_2 * \left( a_2 + \frac{b_2}{2} \right)}{l_2} = 15,73 \text{ kN/m}$$

$$A_{2, p} = p * \frac{l_2}{2} + \frac{p_1 * b_2^2}{2 * l_2} = 5,64 \text{ kN/m}$$

$$B_{2, p} = p * \frac{l_2}{2} + \frac{p_1 * b_2 * \left( a_2 + \frac{b_2}{2} \right)}{l_2} = 6,67 \text{ kN/m}$$

Schnittgrößen:

$$\begin{aligned}q_{1d} &= \gamma_G \cdot g_1 + \gamma_Q \cdot p_1 &= & 6,55 \text{ kN/m}^2 \\A_{2d} &= \gamma_G \cdot A_{2,g} + \gamma_Q \cdot A_{2,p} &= & 26,40 \text{ kN/m} \\B_{2d} &= \gamma_G \cdot B_{2,g} + \gamma_Q \cdot B_{2,p} &= & 31,24 \text{ kN/m} \\V_{A2,d} &= A_{2d} \cdot \cos(\varphi) &= & 23,13 \text{ kN/m} \\V_{1d} &= (A_{2d} - q_d \cdot a_2) \cdot \cos(\varphi) &= & 0,15 \text{ kN/m} \\V_{B2,d} &= -B_{2d} \cdot \cos(\varphi) &= & -27,37 \text{ kN/m} \\M_{F2,d} &= \text{WENN}(V_{1d} < 0; \frac{A_{2d}^2}{2 \cdot q_d}; \frac{B_{2d}^2}{2 \cdot (q_d + q_{1d})}) &= & 21,27 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

Biegebemessung:

Software zur Dokumentation und Berechnung



Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

**gew.: Ø 10 / 20 unten, VE Ø 8 / 25**

$$a_{s2,erf} / a_{s2,vorh} = \underline{\underline{0,94 \leq 1}}$$

Bemessung für Querkraft:

Beiwerte siehe T1

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{a_{s2,vorh}}{d \cdot 100}; 0,02\right) = 0,00281$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$ :

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 49,8 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c,min} = \left(\frac{k_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 = 44,3 \text{ kN/m}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = \underline{\underline{49,8 \text{ kN/m}}}$$

Für den Bemessungswert der Querkraft wird auf der sicheren Seite liegend die Querkraft am Auflager angesetzt!

$$V_{Ed,2} = \text{MAX}(V_{A2,d}; \text{ABS}(V_{B2,d})) = 27,37 \text{ kN}$$

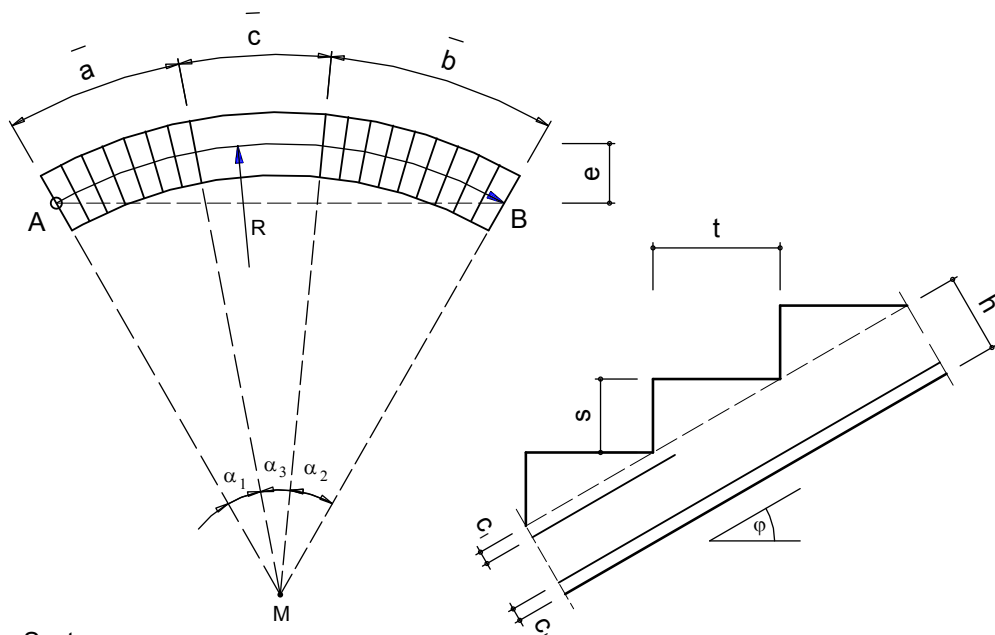
$$V_{Ed,2} / V_{Rd,c} = \underline{\underline{0,55 < 1,0}}$$

⇒ keine Schubbewehrung erforderlich!!

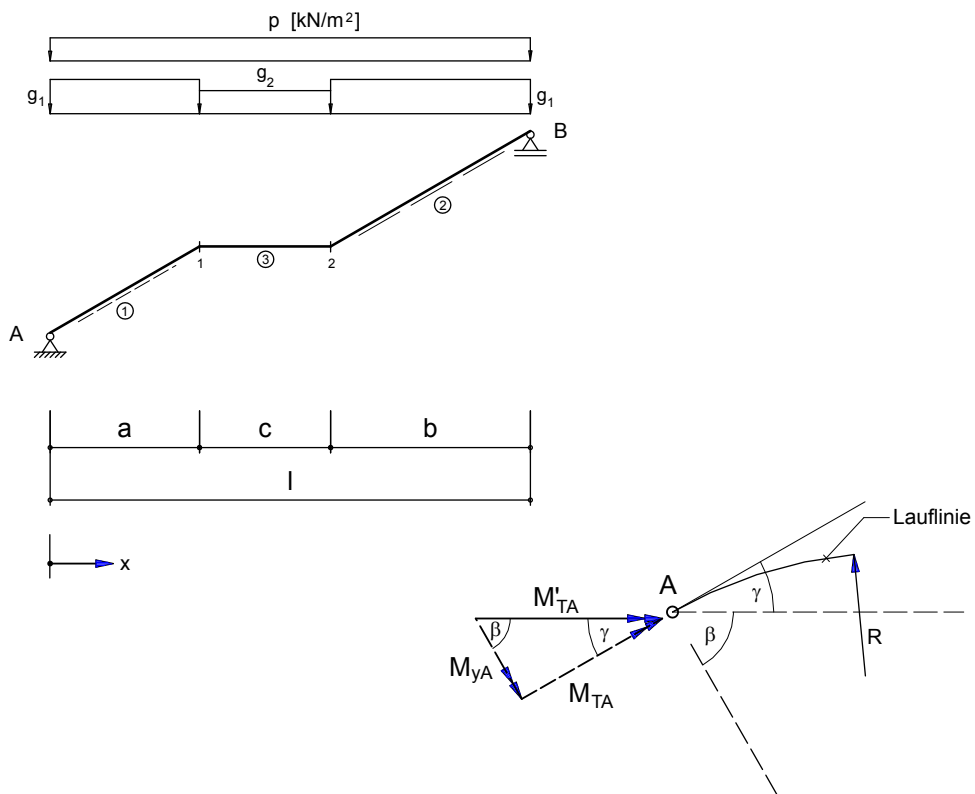
Festlegung und Nachweis der Auflagerdetails im Zuge der Ausführungsplanung



### Gekrümmter Treppenlauf mit Zwischenpodest



System





#### Eingabedaten:

##### Abmessungen:

Lauflänge 1 a =	2,10 m
Lauflänge 2 b =	3,00 m
Podestlänge c =	1,50 m
Radius R =	8,00 m
Laufbreite $b_L$ =	130,00 cm
Plattendicke h =	25,00 cm
Bewehrungslage $c_1$ =	5,00 cm
Steigung s =	16,50 cm
Auftritt t =	30,00 cm

##### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =		=	1,50
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =		=	B500
$f_{yk}$ =		=	500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =		=	1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

##### Belastung

Sicherheitsbeiwerte:

$\gamma_G$ =	1,35
$\gamma_Q$ =	1,50

Winkel  $\varphi$  = ATAN(s/t) = 28,81 °

Eigengewicht Treppenlauf:

aus Eigengewicht:	$h * 25/100/\text{COS}(\varphi)$	=	7,13 kN/m <sup>2</sup>
aus Putz+Belag:		=	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Stufenkeile:	$0,5*s/100*23,0$	=	1,90 kN/m <sup>2</sup>

**$g_1 = 10,53 \text{ kN/m}^2$**

Eigengewicht Podest:

aus Eigengewicht:	$h * 25/100$	=	6,25 kN/m <sup>2</sup>
aus Putz+Belag:		=	1,50 kN/m <sup>2</sup>

**$g_2 = 7,75 \text{ kN/m}^2$**

Verkehrslast  **$p = 3,50 \text{ kN/m}^2$**



### BEMESSUNG

$$\text{Gesamtlänge } l = a + b + c = 6,60 \text{ m}$$

#### Auflagerkräfte Charakteristisch (hier ohne Index "k")

$$A_g = \frac{g_1 * a * \left(b + c + \frac{a}{2}\right) + g_2 * c * \left(b + \frac{c}{2}\right) + g_1 * \frac{b^2}{2}}{l} = 32,38 \text{ kN/m}$$

$$B_g = \frac{g_1 * b * \left(a + c + \frac{b}{2}\right) + g_2 * c * \left(a + \frac{c}{2}\right) + g_1 * \frac{a^2}{2}}{l} = 32,95 \text{ kN/m}$$

$$A_p = \frac{p * l}{2} = 11,55 \text{ kN/m}$$

$$B_p = \frac{p * l}{2} = 11,55 \text{ kN/m}$$

#### Bemessungsschnittgrößen unter Vollast

Gesamtlast:

$$q_{1d} = \gamma_G * g_1 + \gamma_Q * p = 19,47 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{2d} = \gamma_G * g_2 + \gamma_Q * p = 15,71 \text{ kN/m}^2$$

Auflagerkräfte:

$$A_d = \gamma_G * A_g + \gamma_Q * A_p = 61,04 \text{ kN/m}$$

$$B_d = \gamma_G * B_g + \gamma_Q * B_p = 61,81 \text{ kN/m}$$

Querkräfte:



Lage der Querkraftnullstelle:

$$\text{Stab } S = \text{WENN}(V_{Ad} > 0 \text{ UND } V_{1d,l} < 0; 1; \text{WENN}(V_{1d,r} > 0 \text{ UND } V_{2d,l} < 0; 3; 2)) = 3$$

$$x_0 = \text{WENN}(S=1; \frac{A_d}{q_{1d}}; \text{WENN}(S=3; \frac{V_{1d,r}}{q_{2d}} + a; \frac{V_{2d,r}}{q_{1d}} + a + c)) = 3,38 \text{ m}$$

Biegemomente:

$$M_{1d} = A_d * a - q_{1d} * \frac{a^2}{2} = 85,25 \text{ kNm/m}$$

$$M_{2d} = B_d * b - q_{1d} * \frac{b^2}{2} = 97,81 \text{ kNm/m}$$

$$M_{d,max} = \text{WENN}(S=1; \frac{A_d^2}{2 * q_{1d}}; \text{WENN}(S=3; M_{1d} + \frac{V_{1d,r}^2}{2 * q_{2d}}; M_{2d} + \frac{V_{2d,l}^2}{2 * q_{1d}})) = 98,17 \text{ kNm/m}$$



### Biegebemessung

$$d = h - c_1 = 20,00 \text{ cm}$$

Feld:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{d,max}}} = 2,02$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"; ks1; Bez=Beton; kd=kd}) = 2,63$$

erforderliche Biegezugbewehrung

$$a_{sF,erf} = (M_{d,max} / d) * k_s = 12,91 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds; }) = 14 \text{ mm}$$

$$a_{sF,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; ds=d_s; as} \geq a_{sF,erf}) = \varnothing 14 / e = 11.5$$

$$a_{sF,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez=a_{sF,gew}}) = 13,39 \text{ cm}^2$$

**gew.:  $\varnothing 14 / 11,5$  unten, VE  $\varnothing 8 / 25$** 

$$a_{sF,erf} / a_{sF,vorh} = 0,96 \leq 1$$

### Bemessung für Querkraft + Torsion

#### - Bemessung für Querkraft -

Für den Bemessungswert der Querkraft wird auf der sicheren Seite liegend die Querkraft am Auflager angesetzt!

$$V_{Ed} = \text{MAX}(V_{Ad}; \text{ABS}(V_{Bd})) = 54,16 \text{ kN}$$

$$k = \text{MIN}(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}; 2) = 2,00$$

$$\rho_1 = \text{MIN}(a_{sF,vorh} / (100 * d); 0,02) = 0,00670$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$ 

$$V_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_C} * k^3 * \sqrt{100 * \rho_1 * f_{ck}} * d * 10 = 95,0 \text{ kN/m}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$ :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 60; 0,0525; \text{WENN}(d > 80; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$V_{Rd,c,min} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) * \sqrt{k^3 * f_{ck}} * d * 10 = 88,5 \text{ kN/m}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 95,0 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = 0,57 \leq 1,0$$

⇒ Eine Querkraftbewehrung ist nicht erforderlich!

#### - Bemessung für Torsion -

Geometrie:

$$\alpha_1 = a * 180 / (\pi * R) = 15,04 \text{ kNm}$$

$$\alpha_2 = b * 180 / (\pi * R) = 21,49 \text{ kNm}$$

$$\alpha_3 = c * 180 / (\pi * R) = 10,74 \text{ kNm}$$

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 = 47,27^\circ$$

$$\gamma = \alpha / 2 = 23,64 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 90 - \gamma = 66,36^\circ$$

$$e = R * \left(1 - \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)\right) = 0,67 \text{ m}$$



Ermittlung der Torsionsbelastung:

$$M'_{TA} = M'_{TB}$$

$$M'_{yA} = M'_{yB} \text{ zur Lastweiterleitung !!}$$

$$M'_{TA,d} = (q_{1d} * (a + b) + q_{2d} * c) * e * \frac{b_L}{200} = 53,51 \text{ kNm}$$

$$M_{TA,d} = M'_{TA,d} * \cos(\gamma) = 49,02 \text{ kNm}$$

$$M_{yA,d} = M'_{TA,d} * \cos(\beta) = 21,46 \text{ kNm}$$

Bemessung:

$$T_{Ed} = M_{TA,d} = 49,02 \text{ kNm}$$

Nachweis am dünnwandigen, geschlossenen Ersatzquerschnitt

$$t_{ef,i} = 2 * c_i = 10,0 \text{ cm}$$

$$A_k = (h - t_{ef,i}) * (b_L - t_{ef,i}) * 10^{-4} = 0,180 \text{ m}^2$$

$$u_k = (2 * (h - t_{ef,i}) + 2 * (b_L - t_{ef,i})) * 10^{-2} = 2,70 \text{ m}$$

vereinfachend darf die Bewehrung für Torsion allein unter der Annahme von  $\Theta = 45^\circ$  ( $\cot\Theta = 1,0$ ) ermittelt und zu der unabhängig ermittelten Querkraftbewehrung addiert werden.

$$\cot\Theta = 1,00$$

$$\Theta = \text{ATAN}(1 / \cot\Theta) = 45^\circ$$

$$v = 0,525$$

$$T_{Rd,max} = 2 * v * f_{cd} * A_k * t_{ef,i} * \sin(\Theta) * \cos(\Theta) * 10 = 107 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} = \underline{\underline{0,46 < 1}}$$

Nachweis der Betondruckstreben­tragfähigkeit für die Einwirkungskombination Querkraft und Torsion:

$$z = 0,9 * d * 10^{-2} = 0,18 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{MIN}(0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500); 0,75) = 0,75$$

$$V_{Rd,max} = b_L * z * v_1 * f_{cd} / (1/\text{TAN}(\Theta) + \text{TAN}(\Theta)) * 10 = 994 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}}\right)^2 = \underline{\underline{0,21 \leq 1}}$$

⇒ erforderliche Torsionsbügelbewehrung

$$\text{erf } a_{sw,T} = \frac{T_{Ed} * \text{TAN}(\Theta)}{(f_{yd} * 2 * A_k) * 10^4 * 10^{-3}} = \underline{\underline{3,13 \text{ cm}^2/\text{m}}}$$

⇒ erforderliche Torsionslängsbewehrung

$$\text{erf } A_{sl,T} = \frac{T_{Ed} * u_k * 1/\text{TAN}(\Theta)}{(f_{yd} * 2 * A_k) * 10^4 * 10^{-3}} = \underline{\underline{8,45 \text{ cm}^2}}$$

**Bewehrung für Querkraft und Torsion**

$$\text{hier } a_{sw,V} = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{gesamt erf } a_{sw} = 2 * a_{sw,T} + a_{sw,V} = \underline{\underline{6,26 \text{ cm}^2}}$$

gewählt Bügel 2-schnittig

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; ds; }) = 8,00 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq a_{sw} / 2) = \varnothing 8 / e = 16$$

$$\text{vorh\_} a_{sw1} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez=} a_s) = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**gew. Bü Ø 10 / 16 ; 2-schnittig**

größter Längsabstand von Querkraftbügel:

siehe EC2-1-1, 9.2.2: (6) Tab. NA.9.1

**Tabelle NA.9.1 Längsabstand  $s_{l,max}$  für Bügel**

	Querkraftausnutzung	Beton der Festigkeitsklasse	
		$\leq C50/60$	$> C50/60$
1	$V_{Ed} \leq 0,3V_{Rd,max}$	0,7h bzw. 300 mm	0,7h bzw. 200 mm
2	$0,3V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq 0,6V_{Rd,max}$	0,5h bzw. 300 mm	0,5h bzw. 200 mm
3	$V_{Ed} > 0,6V_{Rd,max}$	0,25h bzw. 200 mm	

a)  $V_{Rd,max}$  darf hier vereinfacht mit  $\Theta = 40^\circ$  ( $\cot\Theta = 1,2$ ) ermittelt werden.  
b) bei Balken mit  $h < 200$  mm und  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$  braucht der Bügelabstand nicht kleiner als 150 mm zu sein.

größter Längsabstand der Torsionsbügel:

$$\text{Außenumfang } u = (2 * h + 2 * b_L) * 10^{-2} = 3,10 \text{ m}$$

$$u / 8 = 0,39 \text{ m}$$

Längsbewehrung:

Längsbewehrung unten: (Torsion + Biegung)

$$A_{sL,u} = a_{sF,erf} * \frac{b_L}{100} + A_{sl,T} * \frac{b_L - t_{ef,i}}{u_k * 100} = 20,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 14 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; As \geq A_{sL,u}) = 14 \text{ } \emptyset 14$$

$$A_{sLu,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{s,gew}) = 21,55 \text{ cm}^2$$

**gew. 14  $\emptyset$  14**

Längsbewehrung oben:

$$A_{sL,o} = A_{sl,T} * \frac{b_L - t_{ef,i}}{u_k * 100} = 3,76 \text{ cm}^2$$

$$d_s = \text{GEW}(\text{"Bewehrung/As"; } ds ; ) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{gew. } = \text{GEW}(\text{"Bewehrung/As"; Bez; } d_s=d_s; A_s > A_{sL,o}) = 8 \text{ } \emptyset 8$$

$$A_{sLo,vorh} = \text{TAB}(\text{"Bewehrung/As"; } A_s; \text{Bez}=gew) = 4,02 \text{ cm}^2$$

**gew. 8  $\emptyset$  8**

Längsbewehrung seitlich:

$$A_{sL,s} = A_{sl,T} * \frac{h - t_{ef,i}}{u_k * 100} = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 10 \text{ mm}$$

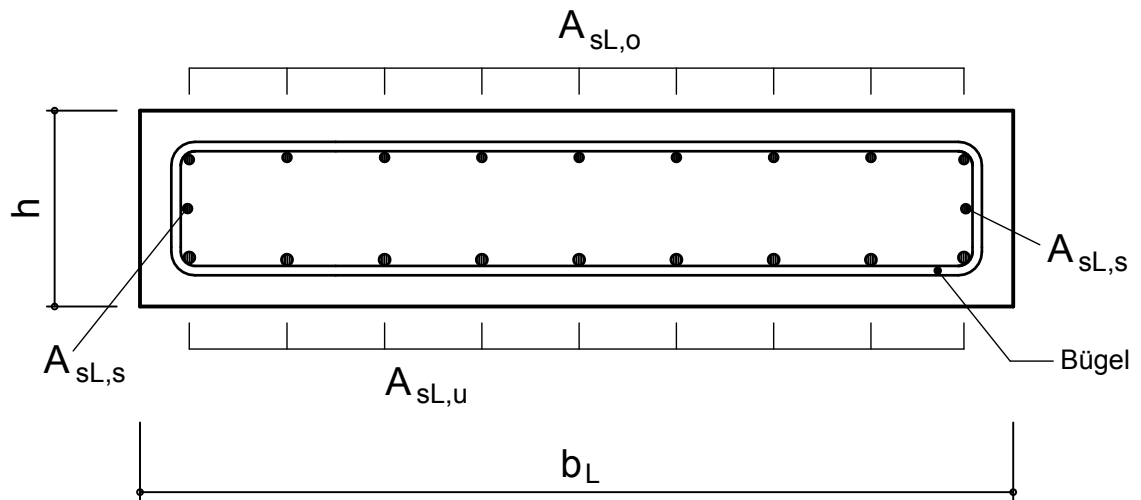
$$A_{s,gew} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; As \geq A_{sL,s}) = 1 \text{ } \emptyset 10$$

$$A_{sLs,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; } As; \text{Bez}=A_{s,gew}) = 0,79 \text{ cm}^2$$

**gew. 1  $\emptyset$  10**



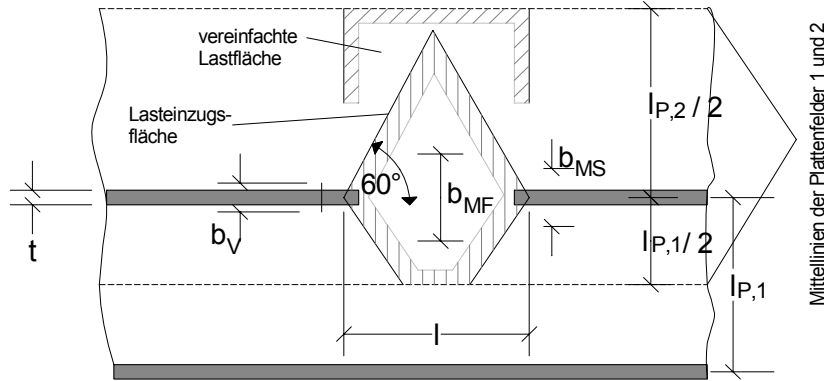
Bewehrungsskizze



Festlegung und Nachweis der Auflagerdetails im Zuge der Ausführungsplanung !!

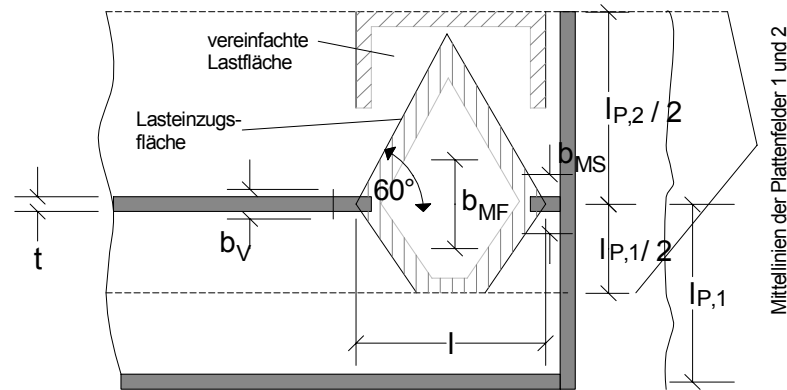
### Kapitel Einfache Systeme

VCmaster-Wiki zur Auswahl und Übersicht (unterbrochene Stützung)



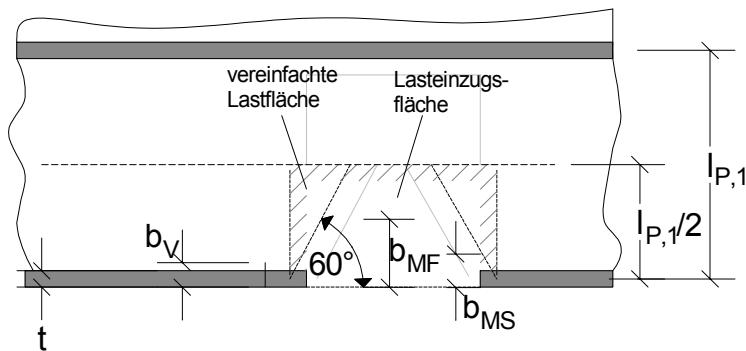
deckengleicher UZ  
Plattenzwischenaufleger  
fest - fest

öffnen



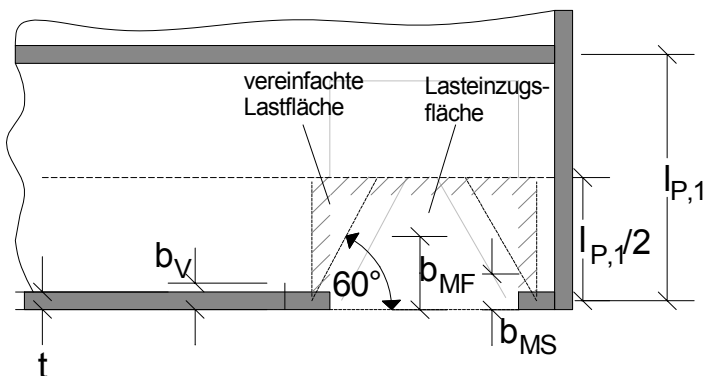
deckengleicher UZ  
Plattenzwischenaufleger  
fest - gelenkig

öffnen



deckengleicher UZ  
Plattendaufleger  
fest - fest

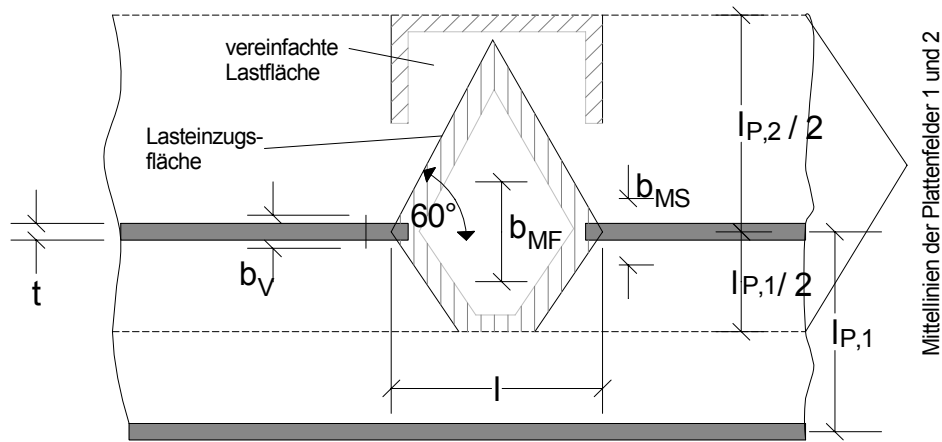
öffnen



deckengleicher UZ  
Plattendaufleger  
fest - gelenkig

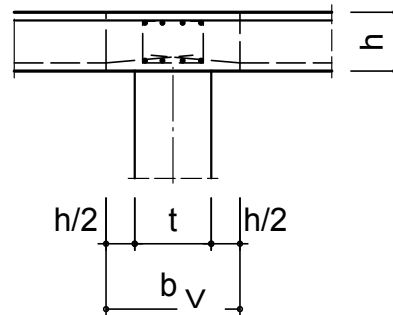
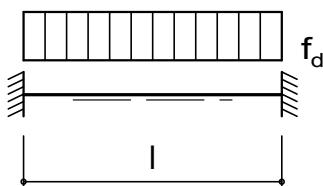
öffnen

### Deckengleicher Unterzug (fest - fest)

 nach DAfStb Heft 240:  $7 < l/h < 15$ 


Statisches System

Querschnitt



#### Material:

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C25/30
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	25,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	14,17 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie

Plattendicke h =	0,16 m
Statische Höhe d =	0,13 m
Stützbewehrung Platte $a_s =$	9,05 cm <sup>2</sup> /m
Wandstärke t =	0,24 m

#### System + Belastung

Lichte Weite DGL-Unterzug:	
$l_w =$	2,00 m
Abstände zu den benachbarten Plattenlagern	
$l_{P1} =$	3,00 m
$l_{P2} =$	5,00 m
Belastung:	
Flächenlast $f_d =$	7,50 kN/m <sup>2</sup>
Belastung aus (vereinfachter) Lasteinzugsfläche	
$e_d =$	$0,5 \cdot f_d \cdot (l_{P1} + l_{P2}) = 30,0 \text{ kN/m}$

**Mitwirkende Breiten:**

$l =$	$1,05 \cdot l_w$	$=$	2,10 m
$b_{MF} =$	$0,50 \cdot l$	$=$	1,05 m
$b_{MS} =$	$0,25 \cdot l$	$=$	0,53 m
$b_V =$	$t + h$	$=$	0,40 m

**Schnittgrößen:****Biegebemessung:**Feldbewehrung (unten):

$M_{Eds} =$	$M_{F,d}$	$=$	5,51 kNm
$b =$	$b_{MF}$	$=$	1,05 m
$k_d =$	$\frac{d}{\sqrt{\frac{M_{Eds}}{b}}} \cdot 10^2$	$=$	5,67

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$k_s =$	$TAB("ec2\_de/kd"; ks1; Bez=Beton; kd=kd)$	$=$	2,34
$\xi =$	$TAB("ec2\_de/kd"; xi; Bez=Beton; kd=kd)$	$=$	0,05

erforderliche Biegezugbewehrung unten:

$A_{su} =$	$M_{Eds} \cdot k_s / (d \cdot 10^2)$	$=$	0,99 cm <sup>2</sup>
------------	--------------------------------------	-----	----------------------

gewählte Biegezugbewehrung unten:

gew. $d_s =$	$GEW("ec2\_de/As"; ds ;)$	$=$	12 mm
$A_{su,gew} =$	$GEW("ec2\_de/As"; Bez; ds=d_s; As \geq A_{su})$	$=$	3 Ø 12
$A_{su,vorh} =$	$TAB("ec2\_de/As"; As; Bez=A_{su,gew})$	$=$	3,39 cm <sup>2</sup>

**untere Lage (Feld), gew. 3 Ø 12**



Stützbewehrung (oben):

$$M_{Eds} = M_{S,d} = 11,03 \text{ kNm}$$

$$b = b_{MS} = 0,53 \text{ m}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{Eds}}{b}}} * 10^2 = 2,85$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez=Beton}; kd=kd) = 2,41$$

$$\xi = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; xi; \text{Bez=Beton}; kd=kd) = 0,12$$

erforderliche Biegezugbewehrung oben:

$$A_{so} = M_{Eds} * k_s / (d * 10^2) = 2,04 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung oben:

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds) = 12 \text{ mm}$$

$$A_{so, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_s; As \geq A_{so}) = 2 \text{ } \varnothing 12$$

$$A_{so, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{so, \text{gew}}) = 2,26 \text{ cm}^2$$

**obere Lage (Auflager), gew. 3  $\varnothing$  12**

### Querkraftnachweis

a) Überprüfung ob rechnerisch Querkraftbewehrung notwendig

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d * 10^3}}; 2\right) = 2,00$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{A_{so, \text{vorh}}}{b_V * d * 10^4}; 0,02\right) = 4,35 * 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C = 0,1000$$

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} * k^3 * \sqrt{100 * \rho_1 * f_{ck}} + 0,12 * \sigma_{cp}) * b_V * d * 10^3 = 23,04 \text{ kN}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c, \text{min}}$ :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{\text{min}} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) * \sqrt{k^3} * \sqrt{f_{ck}} = 0,4950 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c, \text{min}} = (v_{\text{min}} + 0,12 * \sigma_{cp}) * b_V * d * 10^3 = 25,7 \text{ kN}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c, \text{min}}) = 25,7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed, \text{red}} / V_{Rd,c} = \underline{\underline{1,02 \leq 1}}$$

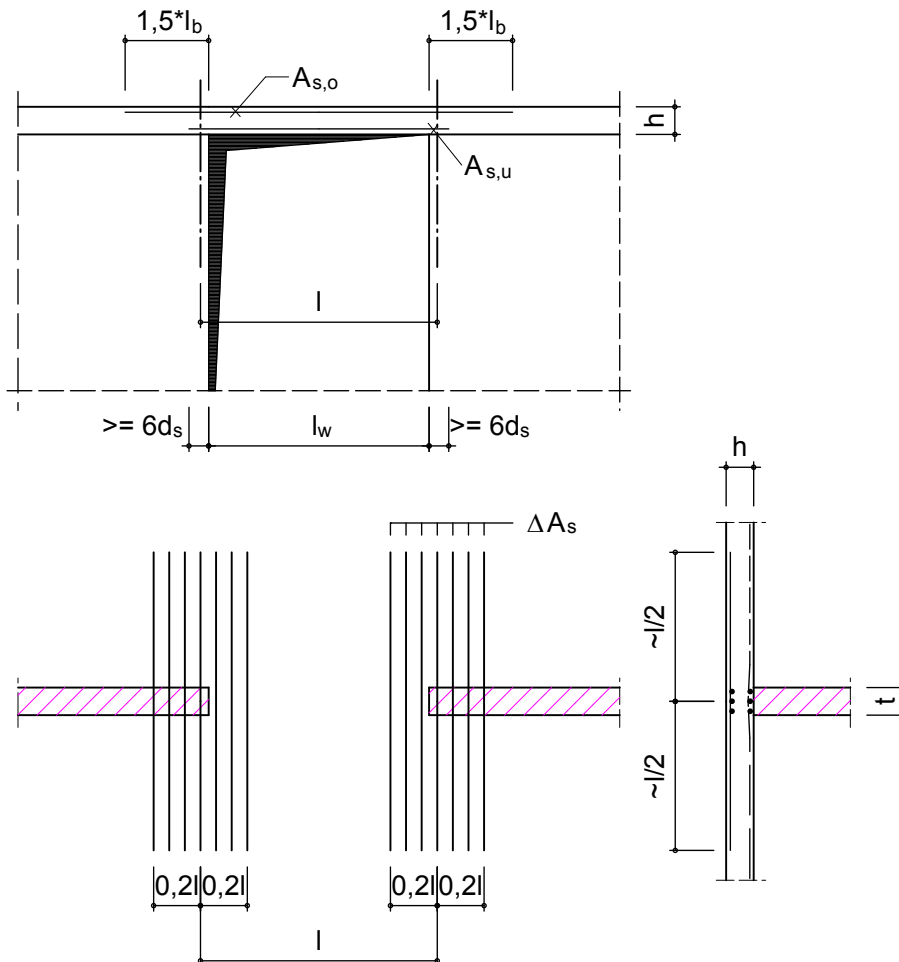
bei  $> 1$  ist Querkraftbewehrung erforderlich, ansonsten entfällt b)!

### Stützbewehrung im Auflagerbereich ( $7d < l \leq 15d$ ):

$\lambda =$	$l / h$	=	13,13
$f =$	WENN( $\lambda < 10$ ; 1,0; $0,2 + 0,08 * \lambda$ )	=	1,25
$a_s' =$	$f * a_s$	=	11,31 cm <sup>2</sup> /m
$\Delta a_s =$	$a_s' - a_s$	=	2,26 cm <sup>2</sup> /m
$\Delta A_s =$	$\Delta a_s * 0,4 * l$	=	1,90 cm <sup>2</sup>
gewählt:			
gew. $d_s =$	GEW("ec2_de/As"; $d_s$ ;)	=	8 mm
$\Delta A_{s, \text{gew}} =$	GEW("ec2_de/As"; Bez; $d_s = d_s$ ; $A_s \geq \Delta A_s$ )	=	5 $\emptyset 8$
$\Delta A_{s, \text{vorh}} =$	TAB("ec2_de/As"; $A_s$ ; Bez= $\Delta A_{s, \text{gew}}$ )	=	2,51 cm <sup>2</sup>

### Stützbew. Zulagen, gew. 5 $\emptyset 8$

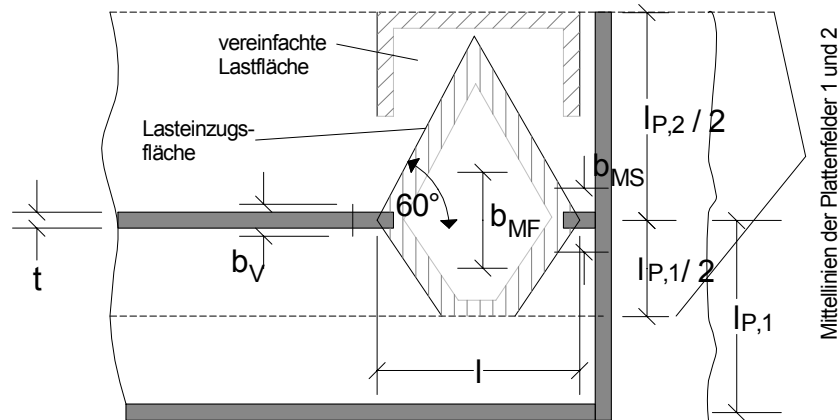
#### Bewehrungsskizze



$a_s'$  : Erforderliche Stützbewehrung im Auflagerbereich  
 Stützbewehrung der Platte und konstruktive Verteilerbewehrung  
 nicht dargestellt !!

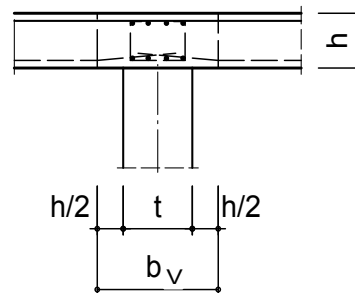
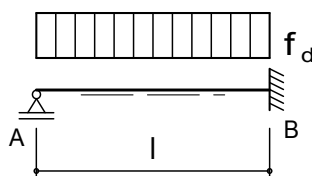


### Deckengleicher Unterzug (fest - gelenkig)

 nach DAfStb Heft 240:  $7 < l/h < 15$ 


Statisches System

Querschnitt



#### Material:

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C25/30
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	25,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	14,17 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie

Plattendicke h =	0,19 m
Statische Höhe d =	0,15 m
Stützbewehrung Platte $a_s =$	9,05 cm <sup>2</sup> /m
Wandstärke t =	0,24 m

#### System + Belastung

Lichte Weite DGL-Unterzug:		
$l_w =$	2,00 m	
Abstände zu den benachbarten Plattenlagern		
$l_{P1} =$	3,00 m	
$l_{P2} =$	5,00 m	
Belastung:		
Flächenlast $f_d =$	7,00 kN/m <sup>2</sup>	
Belastung aus (vereinfachter) Lasteinzugsfläche		
$e_d =$	$0,5 * f_d * (l_{P1} + l_{P2})$	= 28,0 kN/m



#### Mitwirkende Breiten:



#### Biegebemessung:

Feldbewehrung (unten):

$$\begin{aligned} M_{Eds} &= M_{F,d} &= & 8,68 \text{ kNm} \\ b &= b_{MF} &= & 1,05 \text{ m} \\ k_d &= \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{Eds}}{b}}} * 10^2 &= & 5,22 \end{aligned}$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\begin{aligned} k_s &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez=Beton;kd=kd}) &= & 2,34 \\ \xi &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; xi; \text{Bez=Beton;kd=kd}) &= & 0,05 \end{aligned}$$

erforderliche Biegezugbewehrung unten:

$$A_{su} = M_{Eds} * k_s / (d * 10^2) = 1,35 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung unten:

$$\begin{aligned} \text{gew. } d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) &= & 12 \text{ mm} \\ A_{su, \text{gew}} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_s; As \geq A_{su}) &= & 2 \text{ } \varnothing 12 \\ A_{su, \text{vorh}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{su, \text{gew}}) &= & 2,26 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

**untere Lage (Feld), gew. 2  $\varnothing$  12**

Stützbewehrung (oben):

$$\begin{aligned} M_{Eds} &= M_{S,d} &= & 15,44 \text{ kNm} \\ b &= b_{MS} &= & 0,53 \text{ m} \\ k_d &= \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{Eds}}{b}}} * 10^2 &= & 2,78 \end{aligned}$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\begin{aligned} k_s &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez=Beton;kd=kd}) &= & 2,42 \\ \xi &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; xi; \text{Bez=Beton;kd=kd}) &= & 0,12 \end{aligned}$$

erforderliche Biegezugbewehrung oben:

$$A_{so} = M_{Eds} * k_s / (d * 10^2) = 2,49 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung oben:

$$\begin{aligned} \text{gew. } d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) &= & 12 \text{ mm} \\ A_{so, \text{gew}} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_s; As \geq A_{so}) &= & 3 \text{ } \varnothing 12 \\ A_{so, \text{vorh}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{so, \text{gew}}) &= & 3,39 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

**obere Lage (Auflager), gew. 3  $\varnothing$  12**



### Querkraftnachweis

a) Überprüfung ob rechnerisch Querkraftbewehrung notwendig

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 10^3}}; 2\right) = 2,00$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{A_{so,vorh}}{b_V \cdot d \cdot 10^4}; 0,02\right) = 5,26 \cdot 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C = 0,1000$$

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_V \cdot d \cdot 10^3 = 30,45 \text{ kN}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$ :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{min} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,4950 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_V \cdot d \cdot 10^3 = 31,9 \text{ kN}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 31,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,red} / V_{Rd,c} = \underline{\underline{0,98 \leq 1}}$$

bei  $> 1$  ist Querkraftbewehrung erforderlich, ansonsten entfällt b)!

### Stützbewehrung im Auflagerbereich ( $7d < l \leq 15d$ ):

$$\lambda = l / h = 11,05$$

$$f = \text{WENN}(\lambda < 10; 1,0; 0,2 + 0,08 \cdot \lambda) = 1,08$$

$$a_s' = f \cdot a_s = 9,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Delta a_s = a_s' - a_s = 0,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Delta A_s = \Delta a_s \cdot 0,4 \cdot l = 0,60 \text{ cm}^2$$

gewählt:

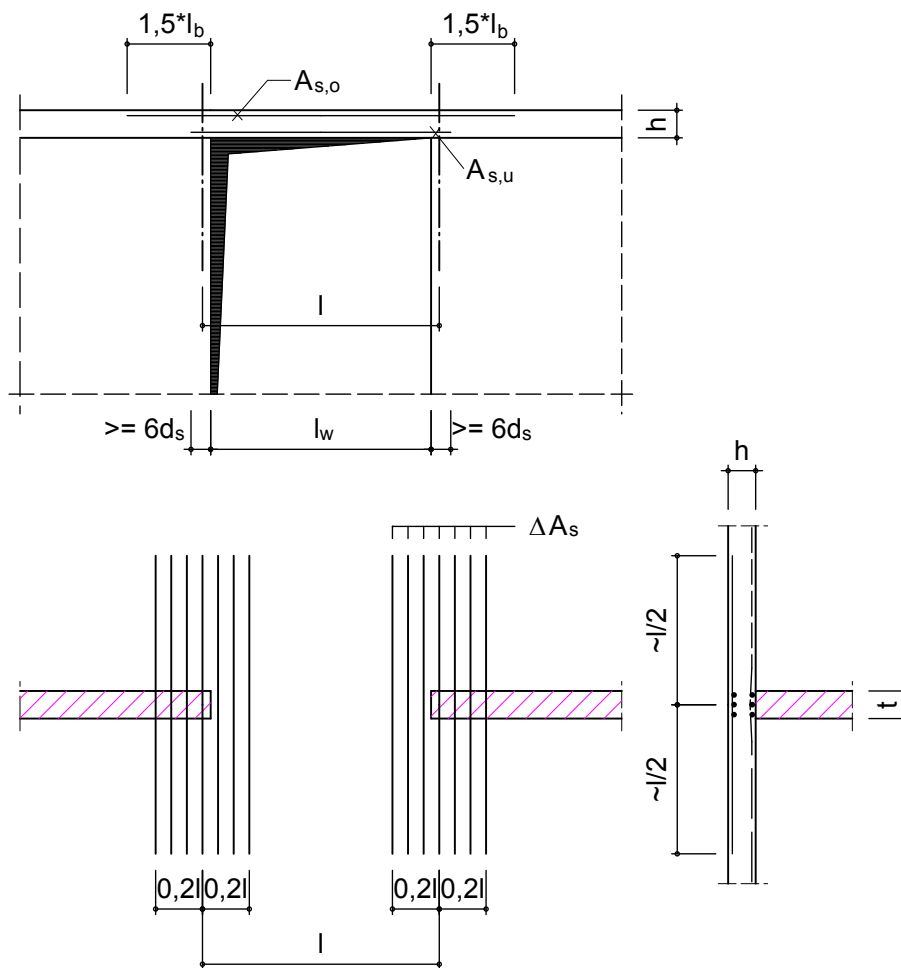
$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds;) = 8 \text{ mm}$$

$$\Delta A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; As \geq \Delta A_s) = 5 \text{ } \emptyset 8$$

$$\Delta A_{s,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; } As; \text{Bez}=\Delta A_{s,gew}) = 2,51 \text{ cm}^2$$

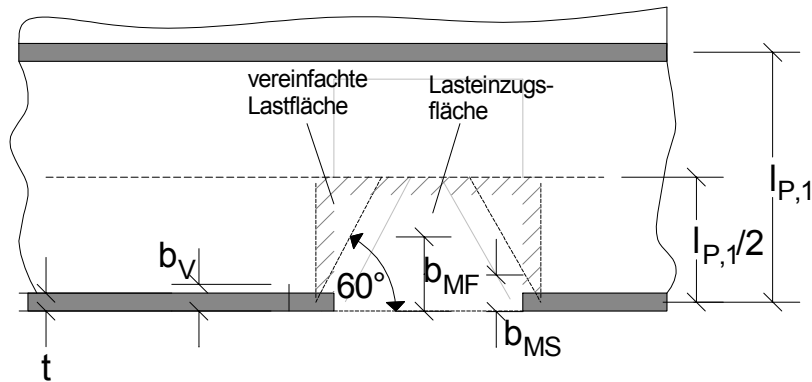
**Stützbew. Zulagen, gew. 5  $\emptyset$  8**

Bewehrungsskizze



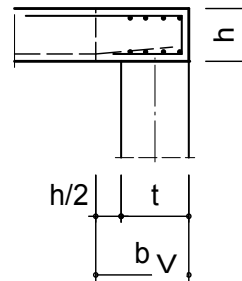
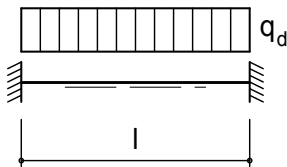
$a'_s$  : Erforderliche Stützbewehrung im Auflagerbereich  
 Stützbewehrung der Platte und konstruktive Verteilerbewehrung  
 nicht dargestellt !!

### Deckengleicher Unterzug am Plattenendaufleger (fest - fest)

 nach DAfStb Heft 240:  $7 < l/h < 15$ 


Statisches System

Querschnitt



#### Material:

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C20/25
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie

Plattendicke h =	0,16 m
Statische Höhe d =	0,13 m
Wandstärke t =	0,24 m

#### System + Belastung

Lichte Weite DGL-Unterzug:		
$l_w =$	2,00 m	
Abstände zu den benachbarten Plattenlagern		
$l_{P1} =$	3,60 m	
Belastung:		
Flächenlast $f_d =$	7,50 kN/m <sup>2</sup>	
Belastung aus (vereinfachter) Lasteinzugsfläche		
$e_d =$	$0,5 * f_d * l_{P1}$	= 13,5 kN/m

#### Mitwirkende Breiten:

$l =$	$1,05 * l_w$	=	2,10 m
$b_{MF} =$	$0,25 * l$	=	0,53 m
$b_{MS} =$	$0,125 * l$	=	0,26 m
$b_v =$	$t + h / 2$	=	0,32 m

**Schnittgrößen:**

$$\begin{aligned}
 M_{S,d} &= e_d \cdot l^2 / 12 &= & 4,96 \text{ kNm} \\
 M_{F,d} &= e_d \cdot l^2 / 24 &= & 2,48 \text{ kNm} \\
 V_{A,d} &= e_d \cdot l / 2 &= & 14,18 \text{ kN} \\
 a_1 &= 0,025 \cdot l_w &= & 0,05 \text{ m} \\
 V_{Ed} &= V_{A,d} &= & 14,18 \text{ kN} \\
 V_{Ed,red} &= V_{Ed} - e_d \cdot (a_1 + d) &= & 11,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

**Biegebemessung:**

erforderliche Biegezugbewehrung unten:

$$A_{su} = M_{Eds} \cdot k_s / (d \cdot 10^2) = 0,45 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung unten:

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 12 \text{ mm}$$

$$A_{su,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds=d_s; As} \geq A_{su}) = 2 \text{ } \varnothing 12$$

$$A_{su,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{su,gew}) = 2,26 \text{ cm}^2$$

**untere Lage (Feld), gew. 2  $\varnothing$  12**Stützbewehrung (oben):

$$M_{Eds} = M_{S,d} = 4,96 \text{ kNm}$$

$$b = b_{MS} = 0,26 \text{ m}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{Eds}}{b}}} \cdot 10^2 = 2,98$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"; ks1; Bez=Beton; kd=kd}) = 2,43$$

$$\xi = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"; xi; Bez=Beton; kd=kd}) = 0,13$$

erforderliche Biegezugbewehrung oben:

$$A_{so} = M_{Eds} \cdot k_s / (d \cdot 10^2) = 0,93 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung oben:

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 12 \text{ mm}$$

$$A_{so,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds=d_s; As} \geq A_{so}) = 2 \text{ } \varnothing 12$$

$$A_{so,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{so,gew}) = 2,26 \text{ cm}^2$$

**obere Lage (Auflager), gew. 2  $\varnothing$  12**

### Querkraftnachweis

a) Überprüfung ob rechnerisch Querkraftbewehrung notwendig

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 10^3}}; 2\right) = 2,00$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{A_{so,vorh}}{b_V \cdot d \cdot 10^4}; 0,02\right) = 5,43 \cdot 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C = 0,1000$$

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_V \cdot d \cdot 10^3 = 18,42 \text{ kN}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$ :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{min} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,4427 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_V \cdot d \cdot 10^3 = 18,4 \text{ kN}$$

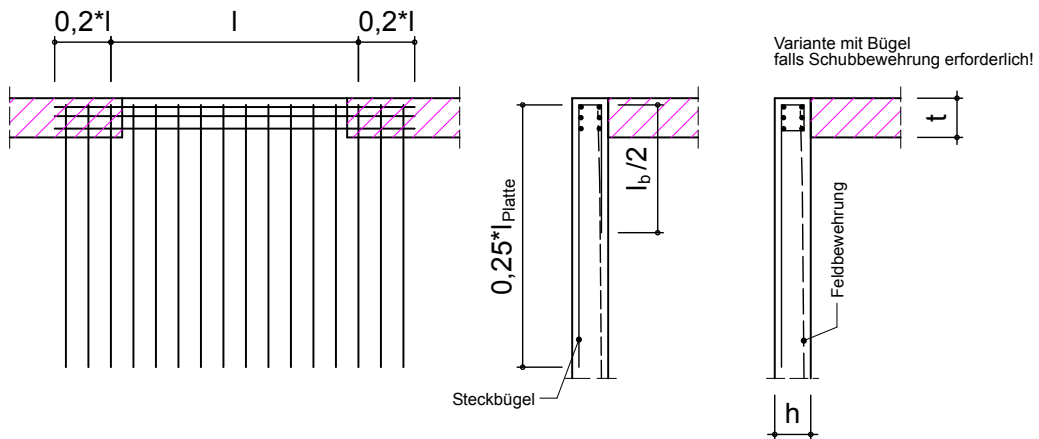
für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 18,4 \text{ kN}$$

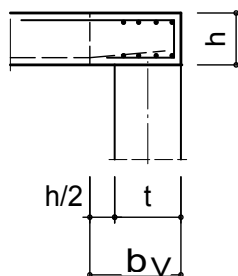
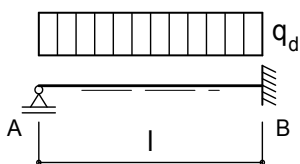
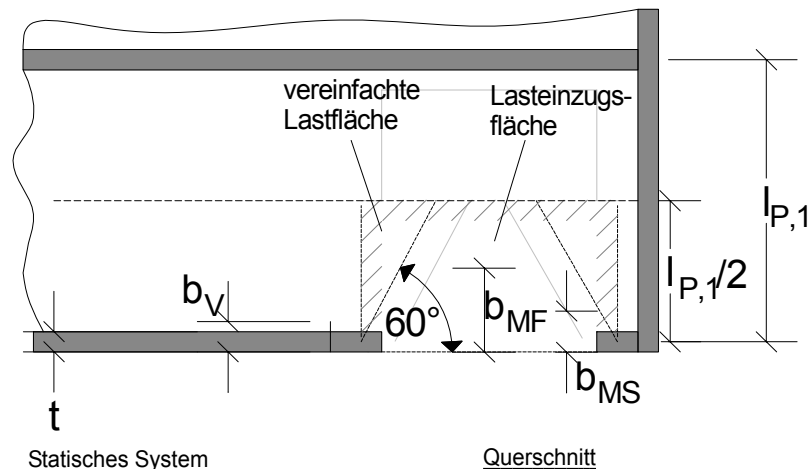
$$V_{Ed,red} / V_{Rd,c} = \underline{\underline{0,64 \leq 1}}$$

bei  $> 1$  ist Querkraftbewehrung erforderlich, ansonsten entfällt b)!

### Bewehrungsskizze



### Deckengleicher Unterzug am Plattenendaufleger (fest - gelenkig)

 nach DAfStb Heft 240:  $7 < l/h < 15$ 


#### Material:

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C20/25
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie

Plattendicke h =	0,16 m
Statische Höhe d =	0,13 m
Wandstärke t =	0,24 m

#### System + Belastung

Lichte Weite DGL-Unterzug:		
$l_w =$	2,00 m	
Abstände zu den benachbarten Plattenlagern		
$l_{P1} =$	3,60 m	
Belastung:		
Flächenlast $f_d =$	7,50 kN/m <sup>2</sup>	
Belastung aus (vereinfachter) Lasteinzugsfläche		
$e_d =$	$0,5 * f_d * l_{P1}$	= 13,5 kN/m

#### Mitwirkende Breiten:

$l =$	$1,05 * l_w$	=	2,10 m
$b_{MF} =$	$0,25 * l$	=	0,53 m
$b_{MS} =$	$0,125 * l$	=	0,26 m
$b_v =$	$t + h / 2$	=	0,32 m



**Schnittgrößen:**

$$\begin{aligned}M_{S,d} &= e_d \cdot l^2 / 8 &= & 7,44 \text{ kNm} \\M_{F,d} &= e_d \cdot l^2 \cdot 9 / 128 &= & 4,19 \text{ kNm} \\V_{A,d} &= e_d \cdot l \cdot 5 / 8 &= & 17,72 \text{ kN} \\a_1 &= 0,025 \cdot l_w &= & 0,05 \text{ m} \\V_{Ed} &= V_{A,d} &= & 17,72 \text{ kN} \\V_{Ed,red} &= V_{Ed} - e_d \cdot (a_1 + d) &= & 15,29 \text{ kN}\end{aligned}$$

**Biegebemessung:**Feldbewehrung (unten):

$$\begin{aligned}M_{Eds} &= M_{F,d} &= & 4,19 \text{ kNm} \\b &= b_{MF} &= & 0,53 \text{ m} \\k_d &= \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{Eds}}{b}}} \cdot 10^2 &= & 4,62\end{aligned}$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\begin{aligned}k_s &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez=Beton}; kd=kd) &= & 2,36 \\ \xi &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; xi; \text{Bez=Beton}; kd=kd) &= & 0,07\end{aligned}$$

erforderliche Biegezugbewehrung unten:

$$\begin{aligned}A_{su} &= M_{Eds} \cdot k_s / (d \cdot 10^2) &= & 0,76 \text{ cm}^2 \\ \text{gew. } d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) &= & 12 \text{ mm} \\ A_{su,gew} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_s; As \geq A_{su}) &= & 2 \text{ } \varnothing 12 \\ A_{su,vorh} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{su,gew}) &= & 2,26 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

**untere Lage (Feld), gew. 2  $\varnothing$  12**Stützbewehrung (oben):

$$\begin{aligned}M_{Eds} &= M_{S,d} &= & 7,44 \text{ kNm} \\b &= b_{MS} &= & 0,26 \text{ m} \\k_d &= \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{Eds}}{b}}} \cdot 10^2 &= & 2,43\end{aligned}$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\begin{aligned}k_s &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez=Beton}; kd=kd) &= & 2,51 \\ \xi &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; xi; \text{Bez=Beton}; kd=kd) &= & 0,20\end{aligned}$$

erforderliche Biegezugbewehrung oben:

$$\begin{aligned}A_{so} &= M_{Eds} \cdot k_s / (d \cdot 10^2) &= & 1,44 \text{ cm}^2 \\ \text{gew. } d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) &= & 12 \text{ mm} \\ A_{so,gew} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_s; As \geq A_{so}) &= & 2 \text{ } \varnothing 12 \\ A_{so,vorh} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{so,gew}) &= & 2,26 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

**obere Lage (Auflager), gew. 3  $\varnothing$  12**

## Querkraftnachweis

a) Überprüfung ob rechnerisch Querkraftbewehrung notwendig



Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$  :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{min} = \left( \frac{\kappa_1}{\gamma_C} \right) * \sqrt{k^3} * \sqrt{f_{ck}} = 0,4427 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0,12 * \sigma_{cp}) * b_v * d * 10^3 = 18,4 \text{ kN}$$

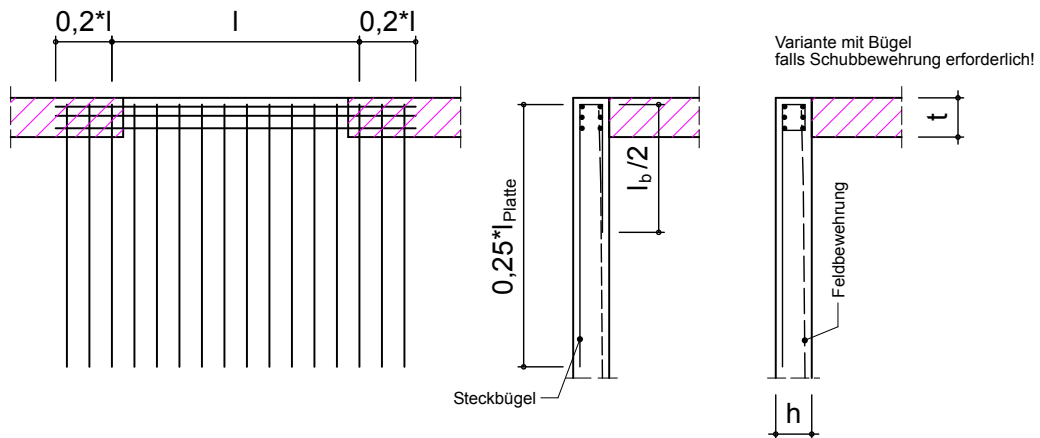
für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c} ; V_{Rd,c,min}) = 18,4 \text{ kN}$$

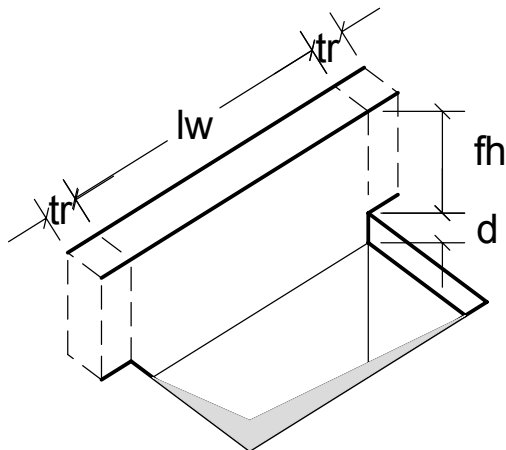
$$V_{Ed,red} / V_{Rd,c} = \underline{\underline{0,83 \leq 1}}$$

bei  $> 1$  ist Querkraftbewehrung erforderlich, ansonsten entfällt b)!

### Bewehrungsskizze



### Drempel am Deckendurchbruch



#### System

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C25/30
Deckenstärke h =	16,0 cm		
freie Drempelhöhe $f_h$ =	50,0 cm		
Breite der Tragstreifen $t_r$ =	20,0 cm		
Breite Deckendurchbruch $l_w$ =	120,0 cm		
Betondeckung c =	2,5 cm		
Drempelhöhe $h_d$ =	$f_h + h / 2$	=	58 cm
Drempellänge $l_d$ =	$l_w + t_r$	=	140 cm

#### Belastung

Horizontalkraft aus Dach $H_{Sd}$ =	9,70 kN/m
Deckenbelastung $g_l$ =	5,50 kN/m <sup>2</sup>

#### Schnittkräfte



#### Bemessung in horizontaler Richtung

Im Durchbruchbereich:		
$h_h$ =	$f_h + h / 2$	= 58,00 cm
d =	$h - c$	= 13,50 cm
$k_d$ =	$\frac{d}{\sqrt{\frac{M_y}{(h_h / 100)}}}$	= 6,66
$k_s$ =	TAB("ec2_de/kd"; ks1; Bez=Beton; kd=kd)	= 2,33
$erf_{A_s}$ =	$k_s \cdot \frac{M_y}{d}$	= 0,41 cm <sup>2</sup>



gewählt:

gew. $d_s$ =	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	=	12 mm
$A_{s, \text{gew}}$ =	GEW("ec2_de/As"; Bez; ds= $d_s$ ; $A_s \geq \text{erf}_A$ )	=	2 $\varnothing$ 12
$A_{s, \text{vorh}}$ =	TAB("ec2_de/As"; $A_s$ ; Bez= $A_{s, \text{gew}}$ )	=	2,26 cm <sup>2</sup>
$\text{erf}_A / A_{s, \text{vorh}}$		=	<u><b>0,18 ≤ 1</b></u>

neben dem Deckendurchbruch:

$k_d$ =	$\frac{d}{\sqrt{\left(\frac{-M_h}{t_r / 100}\right)}}$	=	3,04
$k_s$ =	TAB("ec2_de/kd"; ks1; Bez=Beton; kd=kd)	=	2,40
$\text{erf}_A$ =	$-M_h \cdot \frac{k_s}{d}$	=	0,70 cm <sup>2</sup> /m

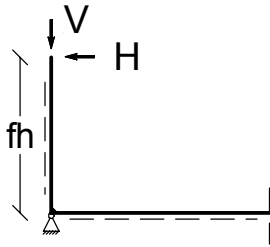
gew. $d_s$ =	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	=	12 mm
--------------	------------------------	---	-------

Die Bewehrung ist mit einer Schlaufe oben in die Massivdecke zu führen und zu verankern.

Verankerungslänge $v$ =	$\sqrt{2 \cdot \frac{-M_h}{gl} + \frac{d_s}{100}}$	=	1,32 m
-------------------------	--	---	--------

Zur Aufnahme des Achsialzuges sind in der Massivdecke im Abstand von 50 cm,  $\varnothing$  8 durchgehend von Traufe zu Traufe zuzulegen und in den Aufkantungen zu verankern.

### Drempel



#### System

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C25/30
Deckenstärke h =	16,00 cm		
freie Drempelhöhe $f_h$ =	33,00 cm		
Betondeckung c =	2,50 cm		

#### Belastung

Horizontalkraft aus Dach $H_{Sd}$ =	9,30 kN/m
Deckenbelastung $g_l$ =	5,50 kN/m <sup>2</sup>

#### Schnittkräfte

$\max\_M$ =	$H_{Sd} \cdot f_h / 100$	=	3,07 kNm/m
-------------	--------------------------	---	------------

#### Bemessung



gewählt:

$d_s$ =		=	8,00 mm
erf =	TAB("EC2_de/AsFläche"; Bez; $d_s=d_s$ ; $a_s > erf_{A_s}$ )	=	$\varnothing 8 / e = 25$
gew B =	GEW("EC2_de/AsFläche"; Bez; $d_s=d_s$ ; $a_s \geq erf_{A_s}$ )	=	$\varnothing 8 / e = 25$
vorh $A_s$ =	TAB("EC2_de/AsFläche"; $a_s$ ; Bez=B)	=	2,01 cm <sup>2</sup> /m

Verteilereisen  $\varnothing 8 / e = 20$  cm

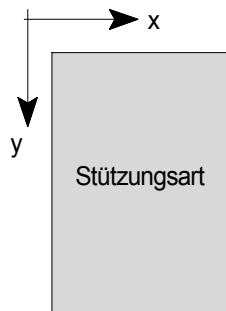
Längsbewehrung oben und unten je 2  $\varnothing 12$

Die Bewehrung ist mit einer Schlaufe oben in die Massivdecke zu führen und zu verankern.

$$\text{Verankerungslänge } v = \sqrt{2 \cdot \frac{\max\_M}{g_l} + \frac{d_s}{100}} = 1,14 \text{ m}$$

Zur Aufnahme des Achsialzuges sind in der Massivdecke im Abstand von 50 cm,  $\varnothing 8$  durchgehend von Traufe zu Traufe zuzulegen und in den Aufkantungen zu verankern.

### Rechteckplatten nach Pieper / Martens



#### Abmessungen

Platte $l_y$ =	6,00 m
Platte $l_x$ =	5,00 m < $l_y$
Plattendicke $h$ =	0,18 m
Nutzhöhe $d$ =	0,14 m

#### Vorgabe der Stützungsart:

Lagerung =	GEW("platten/Pieperma";sys;)	=	2 Seiten x u. y eingespannt
Art =	TAB("platten/Pieperma";Bez;sys=Lagerung;)	=	4

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =		=	1,50
Betonstahl =		=	B500
$f_{yk}$ =		=	500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / 1,15$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

aus Eigengewicht:	$h * 25$	=	4,50 kN/m <sup>2</sup>
aus Aufbau:		=	1,00 kN/m <sup>2</sup>
		$g_k$ =	<b>5,50 kN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Nutzlast <math>q_k</math> =</b>	<b>3,25 kN/m<sup>2</sup></b>

#### Bemessungslasten

$g_d$ =	$g_k * 1,35$	=	7,42 kN/m <sup>2</sup>
$q_d$ =	$q_k * 1,50$	=	4,88 kN/m <sup>2</sup>
$f_d$ =	$g_d + q_d$	=	12,30 kN/m <sup>2</sup>

Belastungsgrenzen  $q \leq 2(g + q)$  bzw.  $q \leq 2g$ :

Bedingung=	TAB("EC2_de/erg";Erg;v=bed)	=	<b>erfüllt!</b>
------------	-----------------------------	---	-----------------

#### Ermittlung der Biegemomente nach Pieper / Martens

Stützweitenverhältnis $v$ =	$l_y / l_x$	=	1,2
-----------------------------	-------------	---	-----

zugehörige Werte aus hinterlegter Tabelle:

$f_x$ =	TAB("platten/Pieperma";fx;Bez=Art;ly/lx=v)	=	23,30
$f_y$ =	TAB("platten/Pieperma";fy;Bez=Art;ly/lx=v)	=	35,50
$s_x$ =	TAB("platten/Pieperma";sx;Bez=Art;ly/lx=v)	=	11,50
$s_y$ =	TAB("platten/Pieperma";sy;Bez=Art;ly/lx=v)	=	13,10
$f_{x0}$ =	TAB("platten/Pieperma";fx0;Bez=Art;ly/lx=v)	=	19,20
$f_{y0}$ =	TAB("platten/Pieperma";fy0;Bez=Art;ly/lx=v)	=	29,20



Feldmomente der Platte mit voller Drilltragfähigkeit

$$m_{f_x,d} = (g_d + q_d) * l_x^2 / f_{x0} = 16,02 \text{ kNm/m}$$

$$m_{f_y,d} = (g_d + q_d) * l_x^2 / f_{y0} = 10,53 \text{ kNm/m}$$

Feldmomente der Platte mit begrenzter Drilltragfähigkeit

$$m_{f_x,d} = (g_d + q_d) * l_x^2 / f_x = 13,20 \text{ kNm/m}$$

$$m_{f_y,d} = (g_d + q_d) * l_x^2 / f_y = 8,66 \text{ kNm/m}$$

Stützmomente

$$m_{s0,x,d} = -(g_d + q_d) * l_x^2 / s_x = -26,7 \text{ kNm/m}$$

$$m_{s0,y,d} = -(g_d + q_d) * l_x^2 / s_y = -23,5 \text{ kNm/m}$$

bei unterschiedlichen Einspannmomenten von zusammenstoßenden Plattenrändern werden die Momente  $m_{s0}$  gemittelt (nicht zu mitteln sind Kragmomente und Einspannmomente in sehr steifen Bauteilen:

Bauteilen:

$$\text{Stützmoment Platte 1 } m_{s0,1} = -10,00 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Stützmoment Platte 2 } m_{s0,2} = -15,00 \text{ kNm/m}$$

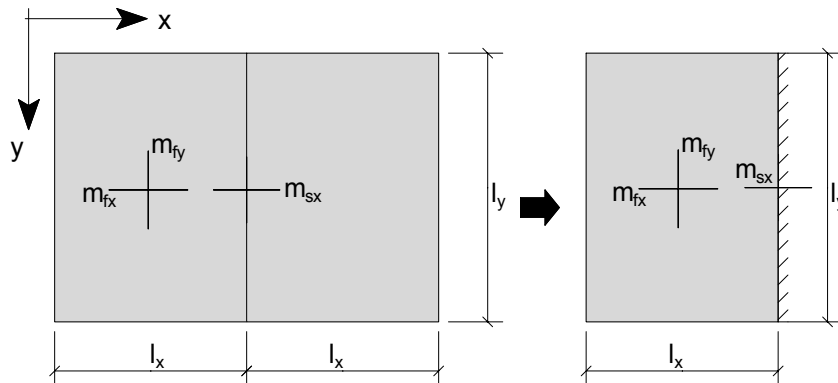
$$m_{s1} = \text{ABS}(0,5 * (m_{s0,1} + m_{s0,2})) = 12,50 \text{ kNm/m}$$

$$m_{s1,1} = 0,75 * \text{MAX}(\text{ABS}(m_{s0,1}); \text{ABS}(m_{s0,2})) = 11,25 \text{ kNm/m}$$

$$m_s = \text{WENN}(v < 5; \text{MAX}(m_{s1}; m_{s1,1}); \text{MAX}(\text{ABS}(m_{s0,1}); \text{ABS}(m_{s0,2}))) = \mathbf{12,50 \text{ kNm/m}}$$

### Vierseitig gelagerte Platte mit Randeinspannung

Beispiel nach EC2-1-1, Momentenermittlung nach Pieper / Martens



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fctm; Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			1,50
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie

Platte $l_y$ =	6,00 m
Platte $l_x$ =	5,00 m < $l_y$
Plattendicke $h$ =	0,18 m
Nutzhöhe $d_x$ =	0,15 m
Nutzhöhe $d_y$ =	0,14 m

#### Vorgabe der Stützungsart:

Lagerung =	GEW("platten/Pieperma"; sys;)	=	lange Seite y eingespannt
Art =	TAB("platten/Pieperma"; Bez; sys=Lagerung;)	=	2.2

#### Belastung

aus Eigengewicht:	$h \cdot 25$	=	4,50 kN/m <sup>2</sup>
aus Aufbau:		=	1,00 kN/m <sup>2</sup>
		$g_k$ =	<b><u>5,50 kN/m<sup>2</sup></u></b>
		Nutzlast $q_k$ =	<b><u>3,25 kN/m<sup>2</sup></u></b>

#### Bemessungslasten

$g_d$ =	$g_k \cdot 1,35$	=	7,42 kN/m <sup>2</sup>
$q_d$ =	$q_k \cdot 1,50$	=	4,88 kN/m <sup>2</sup>
$f_d$ =	$g_d + q_d$	=	12,30 kN/m <sup>2</sup>

 Belastungsgrenzen  $q \leq 2(g + q)$  bzw.  $q \leq 2g$ :

 Bedingung = TAB("EC2\_de/erg"; Erg; v=bed) = **erfüllt!**

Ermittlung der Biegemomente nach Pieper / Martens

 Stützweitenverhältnis  $v = l_y / l_x = 1,2$





zugehörige Werte aus hinterlegter Tabelle:

$f_x =$	TAB("platten/Pieperma";fx;Bez=Art;ly/lx=v)	=	21,50
$f_y =$	TAB("platten/Pieperma";fy;Bez=Art;ly/lx=v)	=	36,80
$s_x =$	TAB("platten/Pieperma";sx;Bez=Art;ly/lx=v)	=	10,20
$f_{x0} =$	TAB("platten/Pieperma";fx0;Bez=Art;ly/lx=v)	=	17,20
$f_{y0} =$	TAB("platten/Pieperma";fy0;Bez=Art;ly/lx=v)	=	30,30

Feldmomente der Platte mit begrenzter Drilltragfähigkeit

$m_{f_x,d} =$	$(g_d + q_d) * l_x^2 / f_x$	=	14,30 kNm/m
$m_{f_y,d} =$	$(g_d + q_d) * l_x^2 / f_y$	=	8,36 kNm/m

Stützmomente

$m_{s_{0,x,d}} =$	$-(g_d + q_d) * l_x^2 / s_x$	=	-30,15 kNm/m
-------------------	------------------------------	---	--------------

**Eine Mittelwertbildung der Stützmomente für die Platte links und rechts entfällt hier, da sich für beide Platten derselbe Wert ergibt.**

### Biegebemessung

Feld x- Richtung

$M_{Eds} =$	$m_{f_x,d}$	=	14,30 kNm/m
$d =$	$d_x$	=	0,15 m
$\mu_{Eds} =$	$\frac{M_{Eds} / 1000}{1,0 * d^2 * f_{cd}} = \frac{14,30 / 1000}{1,0 * 0,15^2 * 11,33}$	=	0,0561
$\Rightarrow \omega_1 =$	TAB("ec2_de/omega1"; omega; my= $\mu_{Eds}$ )	=	0,0580

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$a_{sx} = \frac{1}{f_{yd}} * (\omega_1 * 1,0 * d * f_{cd}) * 10^4 = 2,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Biegezugbewehrung:

gew. $d_s =$	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	=	8 mm
$a_{s,gew} =$	GEW("ec2_de/AsFläche"; Bez; ds= $d_s$ ; $a_s \geq a_{sx}$ )	=	Ø 8 / e = 18
vorh_ $a_{sx} =$	TAB("ec2_de/AsFläche"; as; Bez= $a_{s,gew}$ )	=	2,79 cm <sup>2</sup> /m

Feld y- Richtung

$M_{Eds} =$	ABS( $m_{f_y,d}$ )	=	8,36 kNm/m
$d =$	$d_y$	=	0,14 m
$\mu_{Eds} =$	$\frac{M_{Eds} / 1000}{1,0 * d^2 * f_{cd}} = \frac{8,36 / 1000}{1,0 * 0,14^2 * 11,33}$	=	0,0376
$\Rightarrow \omega_1 =$	TAB("ec2_de/omega1"; omega; my= $\mu_{Eds}$ )	=	0,0385

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$a_{sy} = \frac{1}{f_{yd}} * (\omega_1 * 1,0 * d * f_{cd}) * 10^4 = 1,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Biegezugbewehrung:

gew. $d_s =$	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	=	6 mm
$a_{s,gew} =$	GEW("ec2_de/AsFläche"; Bez; ds= $d_s$ ; $a_s \geq a_{sy}$ )	=	Ø 6 / e = 15
vorh_ $a_{sy} =$	TAB("ec2_de/AsFläche"; as; Bez= $a_{s,gew}$ )	=	1,88 cm <sup>2</sup> /m

<b>untere Lage</b>	<b>gew. in x-Richtung: Ø 8 / 18</b>
<b>Feldbewehrung</b>	<b>gew. in y-Richtung: Ø 6 / 15</b>



#### Stütze x- Richtung

$$M_{E_{ds}} = \text{ABS}(m_{s0,x,d}) = 30,15 \text{ kNm/m}$$

$$d = d_x = 0,15 \text{ m}$$

$$\mu_{E_{ds}} = \frac{M_{E_{ds}} / 1000}{1,0 * d^2 * f_{cd}} = 0,1183$$

$$\Rightarrow \omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; omega; my}=\mu_{E_{ds}}) = 0,1265$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$a_{s_{x,st}} = \frac{1}{f_{yd}} * (\omega_1 * 1,0 * d * f_{cd}) * 10^4 = 4,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Biegezugbewehrung:

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 10 \text{ mm}$$

$$a_{s, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; ds}=\text{d}_s; \text{as} \geq a_{s_{x,st}}) = \varnothing 10 / e = 15$$

$$\text{vorh\_} a_{s_{x,st}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez}=\text{a}_{s, \text{gew}}) = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s_{x,st}} / \text{vorh\_} a_{s_{x,st}} = \underline{\underline{0,94 \leq 1}}$$

<b>obere Lage</b>	<b>gew. in x-Richtung: <math>\varnothing 10 / 15</math></b>
-------------------	---

#### Mindestbiegezugbewehrung

hier für Haupttragrichtung - x

aus *DAfStb-Heft 525*:

$$\Rightarrow \text{Rißmoment des Querschnitts } M_{cr} = (f_{ctm} - N / A_c) * W_c$$

$$\Rightarrow \text{ Bemessungsgleichung für Mindestbewehrung } A_{s1, \text{min}} = (M_{s1, \text{cr}} / z + N) * 1 / f_{yk}$$

Widerstandsmoment des Betonquerschnitts im Zustand I

$$W_c = 1,0 * h^2 / 6 = 0,00540 \text{ kNm/m}$$

Rißmoment des Querschnitts

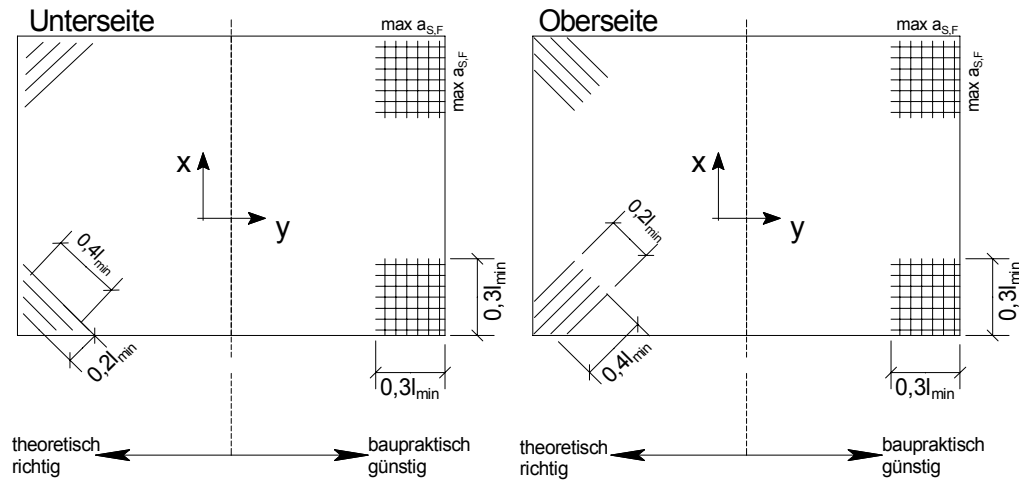
$$M_{cr} = f_{ctm} * W_c = 0,0119 \text{ MNm/m}$$

Mindestbewehrung

$$A_{s1, \text{min}} = M_{cr} / (0,9 * d_y * f_{yk}) * 10^4 = 1,89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1, \text{min}} / a_{s_x} = \underline{\underline{0,83 \leq 1}}$$

## Drill- bzw. Eckbewehrung



**Bild 1: Eck- bzw. Drillbewehrung bei einer frei drehbar gelagerten Platte (Ecken gegen Abheben gesichert)**



oben, x - Richtung:  
Zulagen

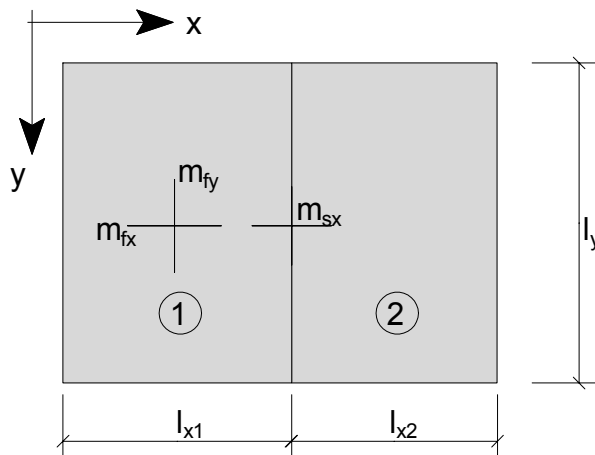
oben, y - Richtung:  
Zulagen

b) Ecke mit einem frei drehbaren und einem eingespannten Rand  
 $a_{s,Eck} \geq 0,5 \max a_{s,Feld}$

oben, y - Richtung:  
 $a_{s,Eck} = 0,5 * \max\_a_{s,Feld} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 hier: abgedeckt durch vorhandene Querbewehrung  $\varnothing 8 / e = 20$

### Zwei vierseitig gelagerte Platten

Beispiel nach EC2-1-1, Momente nach Pieper / Martens



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fctm; Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			1,50
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie

Platte $l_y$ =	6,00 m
Platte $l_{x1}$ =	5,00 m < $l_y$
Platte $l_{x2}$ =	4,00 m < $l_y$
Plattendicke $h$ =	0,18 m
Nutzhöhe $d_x$ =	0,15 m
Nutzhöhe $d_y$ =	0,14 m

#### Vorgabe der Stützungsart:

Lagerung =	GEW("platten/Pieperma";sys;)	=	lange Seite y eingespannt
Art =	TAB("platten/Pieperma";Bez;sys=Lagerung;)	=	2.2

#### Belastung

aus Eigengewicht:	$h \cdot 25$	=	4,50 kN/m <sup>2</sup>
aus Aufbau:		=	1,00 kN/m <sup>2</sup>
		$g_k$ =	<b>5,50 kN/m<sup>2</sup></b>
		Nutzlast $q_k$ =	<b>3,25 kN/m<sup>2</sup></b>

#### Bemessungslasten

$g_d$ =	$g_k \cdot 1,35$	=	7,42 kN/m <sup>2</sup>
$q_d$ =	$q_k \cdot 1,50$	=	4,88 kN/m <sup>2</sup>
$f_d$ =	$g_d + q_d$	=	12,30 kN/m <sup>2</sup>

Belastungsgrenzen  $q \leq 2 (g + q)$  bzw.  $q \leq 2g$ :

Bedingung=  $TAB("EC2_de/erg";Erg;v=bed)$  = **erfüllt!**



### Momentenermittlung für Bemessung

#### Platte 1

##### Ermittlung der Biegemomente nach Pieper / Martens

$$\text{Stützweitenverhältnis } v = l_y / l_{x1} = 1,2$$

zugehörige Werte aus hinterlegter Tabelle:

$f_x =$	TAB("platten/Pieperma";fx;Bez=Art;ly/lx=v)	=	21,50
$f_y =$	TAB("platten/Pieperma";fy;Bez=Art;ly/lx=v)	=	36,80
$s_x =$	TAB("platten/Pieperma";sx;Bez=Art;ly/lx=v)	=	10,20
$f_{x0} =$	TAB("platten/Pieperma";fx0;Bez=Art;ly/lx=v)	=	17,20
$f_{y0} =$	TAB("platten/Pieperma";fy0;Bez=Art;ly/lx=v)	=	30,30

Feldmomente der Platte mit begrenzter Drilltragfähigkeit

$$m_{f_x,d,1} = (g_d + q_d) * l_{x1}^2 / f_x = 14,30 \text{ kNm/m}$$

$$m_{f_y,d,1} = (g_d + q_d) * l_{x1}^2 / f_y = 8,36 \text{ kNm/m}$$

Stützmomente

$$m_{s_{0,x,d,1}} = -(g_d + q_d) * l_{x1}^2 / s_x = -30,15 \text{ kNm/m}$$

#### Platte 2

##### Ermittlung der Biegemomente nach Pieper / Martens

$$\text{Stützweitenverhältnis } v = l_y / l_{x2} = 1,5$$

zugehörige Werte aus hinterlegter Tabelle:

$f_x =$	TAB("platten/Pieperma";fx;Bez=Art;ly/lx=v)	=	16,20
$f_y =$	TAB("platten/Pieperma";fy;Bez=Art;ly/lx=v)	=	42,70
$s_x =$	TAB("platten/Pieperma";sx;Bez=Art;ly/lx=v)	=	9,00
$f_{x0} =$	TAB("platten/Pieperma";fx0;Bez=Art;ly/lx=v)	=	13,90
$f_{y0} =$	TAB("platten/Pieperma";fy0;Bez=Art;ly/lx=v)	=	37,30

Feldmomente der Platte mit begrenzter Drilltragfähigkeit

$$m_{f_x,d,2} = (g_d + q_d) * l_{x2}^2 / f_x = 12,15 \text{ kNm/m}$$

$$m_{f_y,d,2} = (g_d + q_d) * l_{x2}^2 / f_y = 4,61 \text{ kNm/m}$$

Stützmomente

$$m_{s_{0,x,d,2}} = -(g_d + q_d) * l_{x2}^2 / s_x = -21,87 \text{ kNm/m}$$

#### gemeinsamer Rand

bei unterschiedlichen Einspannmomenten von zusammenstoßenden Plattenrändern werden die Momente  $m_{s0}$  gemittelt:

$$\text{Stützmoment Platte 1 } m_{s_{0,1}} = m_{s_{0,x,d,1}} = -30,15 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Stützmoment Platte 2 } m_{s_{0,2}} = m_{s_{0,x,d,2}} = -21,87 \text{ kNm/m}$$

$$m_{s_1} = \text{ABS}(0,5 * (m_{s_{0,1}} + m_{s_{0,2}})) = 26,01 \text{ kNm/m}$$

$$m_{s_{1,1}} = 0,75 * \text{MAX}(\text{ABS}(m_{s_{0,1}}); \text{ABS}(m_{s_{0,2}})) = 22,61 \text{ kNm/m}$$

$$m_s = \text{WENN}(v < 5; \text{MAX}(m_{s_1}; m_{s_{1,1}}); \text{MAX}(\text{ABS}(m_{s_{0,1}}); \text{ABS}(m_{s_{0,2}}))) = \mathbf{26,01 \text{ kNm/m}}$$



### Biegebemessung Platte 1

Feld 1 in x- Richtung

$$M_{E_{ds}} = m_{f_{x,d,1}} = 14,30 \text{ kNm/m}$$

$$d = d_x = 0,15 \text{ m}$$

$$\mu_{E_{ds}} = \frac{M_{E_{ds}} / 1000}{1,0 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,0561$$

$$\Rightarrow \omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; omega; my}=\mu_{E_{ds}}) = 0,0580$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$a_{s_{x,1}} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot (\omega_1 \cdot 1,0 \cdot d \cdot f_{cd}) \cdot 10^4 = 2,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Biegezugbewehrung:

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 8 \text{ mm}$$

$$a_{s,\text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; ds}=\text{d}_s; \text{as} \geq a_{s_{x,1}}) = \text{Ø } 8 / e = 15$$

$$\text{vorh. } a_{s_{x,1}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez}=\text{a}_{s,\text{gew}}) = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Feld 1 in y- Richtung

$$M_{E_{ds}} = m_{f_{y,d,1}} = 8,36 \text{ kNm/m}$$

$$d = d_y = 0,14 \text{ m}$$

$$\mu_{E_{ds}} = \frac{M_{E_{ds}} / 1000}{1,0 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{8,36 / 1000}{1,0 \cdot 0,14^2 \cdot 11,33} = 0,0376$$

$$\Rightarrow \omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; omega; my}=\mu_{E_{ds}}) = 0,0385$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$a_{s_{y,1}} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot (\omega_1 \cdot 1,0 \cdot d \cdot f_{cd}) \cdot 10^4 = 1,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Biegezugbewehrung:

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 6 \text{ mm}$$

$$a_{s,\text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; ds}=\text{d}_s; \text{as} \geq a_{s_{y,1}}) = \text{Ø } 6 / e = 15$$

$$\text{vorh. } a_{s_{y,1}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez}=\text{a}_{s,\text{gew}}) = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

<b>untere Lage</b>	<b>gew. in x-Richtung: Ø 8 / 15</b>
<b>Feldbewehrung Platte 1</b>	<b>gew. in y-Richtung: Ø 6 / 15</b>



### Biegebemessung Platte 2

Feld 2 in x- Richtung

$$M_{E_{ds}} = m_{f_{x,d,2}} = 12,15 \text{ kNm/m}$$

$$d = d_x = 0,15 \text{ m}$$

$$\mu_{E_{ds}} = \frac{M_{E_{ds}} / 1000}{1,0 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{12,15 / 1000}{1,0 \cdot 0,15^2 \cdot 11,33} = 0,0477$$

$$\Rightarrow \omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; omega; my}=\mu_{E_{ds}}) = 0,0491$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$a_{s_{x,2}} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot (\omega_1 \cdot 1,0 \cdot d \cdot f_{cd}) \cdot 10^4 = 1,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Biegezugbewehrung:

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 8 \text{ mm}$$

$$a_{s,\text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; ds}=\text{d}_s; \text{as} \geq a_{s_{x,2}}) = \emptyset 8 / e = 15$$

$$\text{vorh. } a_{s_{x,2}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez}=\text{a}_{s,\text{gew}}) = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Feld 2 in y- Richtung

$$M_{E_{ds}} = m_{f_{y,d,2}} = 4,61 \text{ kNm/m}$$

$$d = d_y = 0,14 \text{ m}$$

$$\mu_{E_{ds}} = \frac{M_{E_{ds}} / 1000}{1,0 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{4,61 / 1000}{1,0 \cdot 0,14^2 \cdot 11,33} = 0,0208$$

$$\Rightarrow \omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; omega; my}=\mu_{E_{ds}}) = 0,0211$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$a_{s_{y,2}} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot (\omega_1 \cdot 1,0 \cdot d \cdot f_{cd}) \cdot 10^4 = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Biegezugbewehrung:

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 6 \text{ mm}$$

$$a_{s,\text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; ds}=\text{d}_s; \text{as} \geq a_{s_{y,2}}) = \emptyset 6 / e = 15$$

$$\text{vorh. } a_{s_{y,2}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez}=\text{a}_{s,\text{gew}}) = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

<b>untere Lage</b>	<b>gew. in x-Richtung: Ø 8 / 15</b>
<b>Feldbewehrung Platte 2</b>	<b>gew. in y-Richtung: Ø 6 / 15</b>



#### gemeinsame Stütze in x- Richtung

$$M_{E_{ds}} = m_s = 26,01 \text{ kNm/m}$$

$$d = d_x = 0,15 \text{ m}$$

$$\mu_{E_{ds}} = \frac{M_{E_{ds}} / 1000}{1,0 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,1020$$

$$\Rightarrow \omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; omega; my}=\mu_{E_{ds}}) = 0,1080$$

#### erforderliche Biegezugbewehrung:

$$a_{s_{x,st}} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot (\omega_1 \cdot 1,0 \cdot d \cdot f_{cd}) \cdot 10^4 = 4,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### gewählte Biegezugbewehrung:

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 10 \text{ mm}$$

$$a_{s, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; ds}=\text{d}_s; \text{as} \geq a_{s_{x,st}}) = \varnothing 10 / e = 15$$

$$\text{vorh. } a_{s_{x,st}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez}=\text{a}_{s, \text{gew}}) = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**obere Lage****gew. in x-Richtung:  $\varnothing 10 / 15$** 

#### Mindestbiegezugbewehrung

hier für Haupttragrichtung - x

aus *DAfStb-Heft 525*:

$$\Rightarrow \text{Rißmoment des Querschnitts } M_{cr} = (f_{ctm} - N / A_c) \cdot W_c$$

$$\Rightarrow \text{Bemessungsgleichung für Mindestbewehrung } A_{s1, \text{min}} = (M_{s1, \text{cr}} / z + N) \cdot 1 / f_{yk}$$

Widerstandsmoment des Betonquerschnitts im Zustand I

$$W_c = 1,0 \cdot h^2 / 6 = 0,00540 \text{ kNm/m}$$

Rißmoment des Querschnitts

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c = 0,0119 \text{ MNm/m}$$

Mindestbewehrung

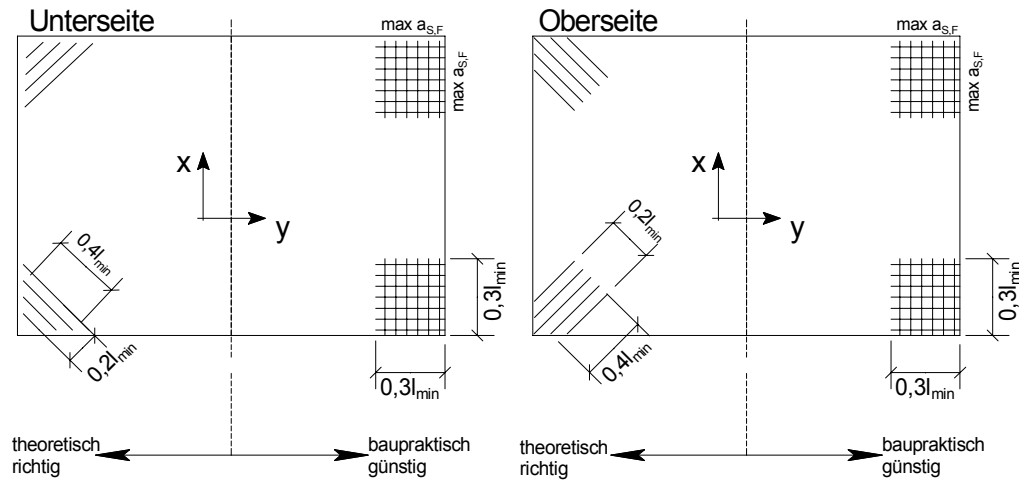
$$A_{s1, \text{min}} = M_{cr} / (0,9 \cdot d_y \cdot f_{yk}) \cdot 10^4 = 1,89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1, \text{min}} / a_{s_{x,1}} = \underline{0,83 \leq 1}$$

$$A_{s1, \text{min}} / a_{s_{x,2}} = \underline{0,98 \leq 1}$$



## Drill- bzw. Eckbewehrung



**Bild 1: Eck- bzw. Drillbewehrung bei einer frei drehbar gelagerten Platte (Ecken gegen Abheben gesichert)**

a) Ecke mit frei drehbar gelagerten Rändern



oben, x - Richtung:  
Zulagen

oben, y - Richtung:  
Zulagen

b) Ecke mit einem frei drehbaren und einem eingespannten Rand

$$a_{s,Eck} \geq 0,5 \max a_{s,Feld}$$

oben, y - Richtung:

$$a_{s,Eck} = 0,5 * \max_{a_{s,Feld,1}} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,Eck} = 0,5 * \max_{a_{s,Feld,2}} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

hier: abgedeckt durch vorhandene Querbewehrung



### Federsteifigkeiten von Stützen-/Deckeneinspannung

#### Material

Beton = GEW("EC2\_de/beton\_ec2"; Bez; ) = C25/30  
E = TAB("EC2\_de/beton\_ec2"; E<sub>cm</sub>; Bez=Beton) = 31000,00 N/mm<sup>2</sup>

Stützhöhe h = 2,50 m  
Stützenbreite (b>d) b = 0,40 m  
Stützendicke d = 0,30 m

#### Stütze eingespannt

Vertikalfeder

Dehnsteifigkeit C<sub>L</sub> =  $E \cdot \frac{b \cdot d}{h}$  = 1488,0 MN/m

starke Achse:

Einspannung C<sub>T1</sub> =  $4 \cdot E \cdot \frac{b^3 \cdot \frac{d}{12}}{h}$  = 79,4 MNm/m

schwache Achse:

Einspannung C<sub>T2</sub> =  $4 \cdot E \cdot \frac{d^3 \cdot \frac{b}{12}}{h}$  = 44,6 MNm/m

#### Stütze gelenkig

Vertikalfeder

Dehnsteifigkeit C<sub>L</sub> =  $E \cdot \frac{b \cdot d}{h}$  = 1488,0 MN/m

starke Achse:

Einspannung C<sub>T1</sub> =  $3 \cdot E \cdot \frac{b^3 \cdot \frac{d}{12}}{h}$  = 59,5 MNm/m

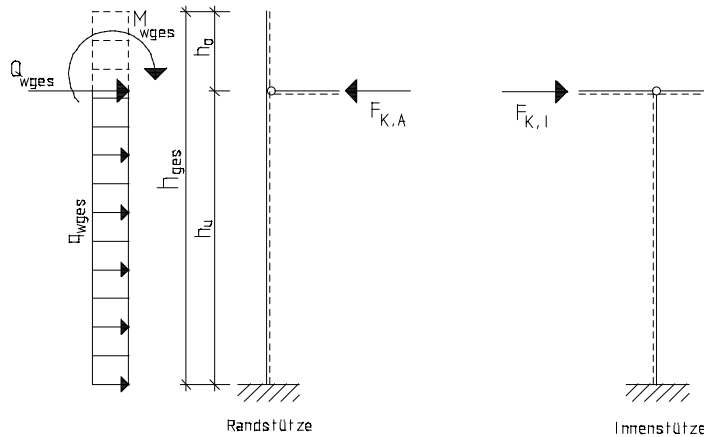
schwache Achse:

Einspannung C<sub>T2</sub> =  $3 \cdot E \cdot \frac{d^3 \cdot \frac{b}{12}}{h}$  = 33,5 MNm/m

### Idealisiertes Koppelsystem ( $h < 8\text{m}$ )

 Fassade  $h < 8,0\text{ m}$ 

Über die Kopplung der Aussenstützen über Binder bzw. Decken die Fertigteilbinder werden auch die Innenstützen zur Horizontallastabtragung (Windlasten) in Hallenquerrichtung herangezogen. Die Aussenstützen werden dadurch entlastet. verwendete Literatur: "Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1" Ausgabe 2002 Band 1 Hochbau Seite 10-5 folgende.



Folgende Annahmen werden zur Vereinfachung getroffen:

- 1) Beide Randstützen haben die gleiche Steifigkeit und werden zu einer Ersatzstütze mit der Gesamtwindkraft zusammengefasst.
- 2) Die Einspannung in die Stützen sowie die Kopplung über die Binder werden als starr vorausgesetzt.

### Vorgaben

Staudruck $q =$	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Druckbeiwert $c_{p1} =$	0,80 kN
Druckbeiwert $c_{p2} =$	0,50 kN
Stützenabstand $e =$	10,80 m
Stützhöhe $h_{ges} =$	8,10 m
Stützenkragarm $h_o =$	1,90 m

$$\text{Koppelhöhe } h_u = h_{ges} - h_o = 6,20\text{ m}$$

Wegen eventuell größerer Fundamentabmessungen bei den Innenstützen kann die Biegesteifigkeit der Innenstützen durch den folgenden Faktor ggf. erhöht werden.

$$\text{Korrekturbeiwert } \alpha = 1,00$$

Angaben Aussenstütze :

Stützenbreite $b_1 =$	30,00 cm
Stützendicke $d_1 =$	30,00 cm

Angaben Innenstütze :

Stützenbreite $b_2 =$	40,00 cm
Stützendicke $d_2 =$	40,00 cm
Anzahl $n =$	3 Stück

### Berechnung der Stützensteifigkeiten

$$\text{Aussenstütze } I_A = 2 \cdot b_1 \cdot \frac{d_1^3}{12} = 135,0 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\text{Innenstütze } I_I = \alpha \cdot n \cdot b_2 \cdot \frac{d_2^3}{12} = 640,0 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\eta = \frac{I_I}{I_A} = 4,74$$



### Berechnung der Windlasten

$$\begin{aligned}q_{wges} &= q \cdot (c_{p1} + c_{p2}) \cdot e &= & 7,02 \text{ kN/m} \\Q_{wges} &= q_{wges} \cdot h_o &= & 13,34 \text{ kN} \\M_{wges} &= Q_{wges} \cdot 0,5 \cdot h_o &= & 12,67 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Die Koppelkraft erhält man durch gleichsetzen der Horizontalverschiebung  $f$  der Randstützen und der Innenstützen über die Kopplung.



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

### Berechnung der gesamten Haltekraft

$$F_K = \frac{f_{ges}}{\frac{h_u^3}{3} + \frac{h_u^3}{3 \cdot \eta}} = 27,03 \text{ kN}$$

Anteil auf Innenstützen:

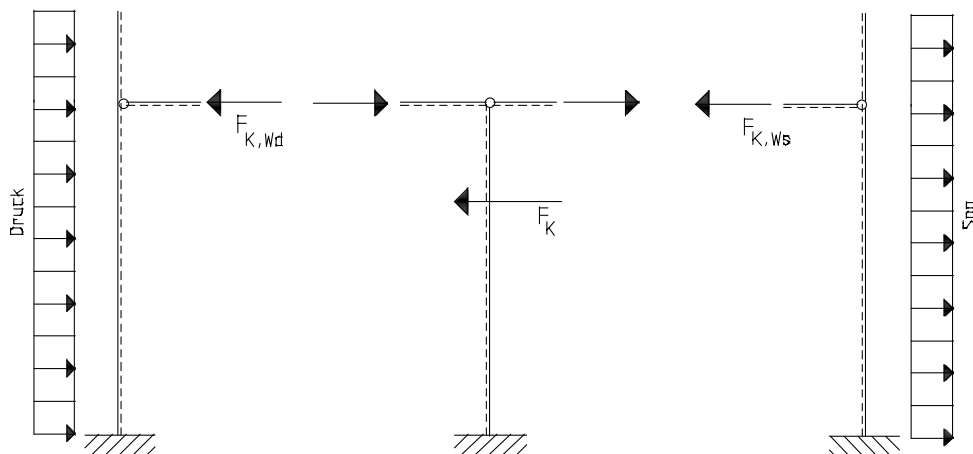
$$F_{K,I} = \frac{F_K}{n} = \underline{\underline{9,01 \text{ kN}}}$$

Anteil Haltekraft Winddruckseite:

$$F_{K,wd} = \frac{F_K \cdot c_{p1}}{c_{p1} + c_{p2}} = \underline{\underline{16,63 \text{ kN}}}$$

Anteil Haltekraft Windsogseite:

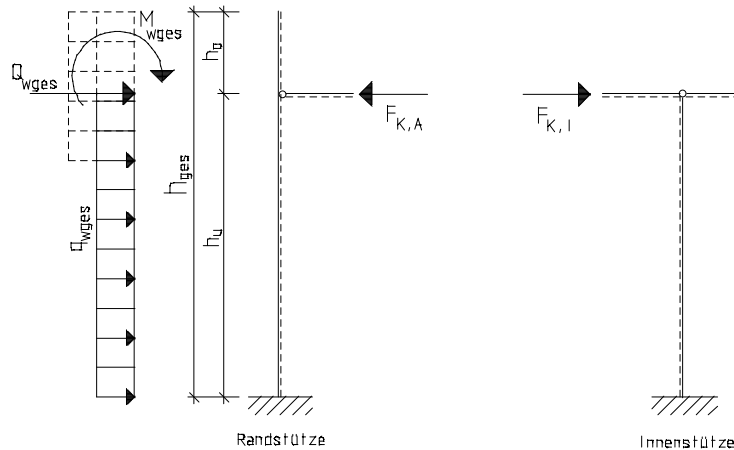
$$F_{K,ws} = \frac{F_K \cdot c_{p2}}{c_{p1} + c_{p2}} = \underline{\underline{10,40 \text{ kN}}}$$



### Idealisiertes Koppelsystem ( $h > 8\text{m}$ )

Fassade  $8,0\text{ m} < h < 20,0\text{m}$

Über die Kopplung der Aussenstützen über Binder bzw. Decken die Fertigteilbinder werden auch die Innenstützen zur Horizontallastabtragung (Windlasten) in Hallenquerrichtung herangezogen. Die Aussenstützen werden dadurch entlastet.  
Verwendete Literatur: "Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1" Ausgabe 2002 Band 1 Hochbau Seite 10-5 folgende.



Folgende Annahmen werden zur Vereinfachung getroffen:

- 1) Beide Randstützen haben die gleiche Steifigkeit und werden zu einer Ersatzstütze mit der Gesamtwindkraft zusammengefasst.
- 2) Die Einspannung in die Stützen sowie die Kopplung über die Binder werden als starr vorausgesetzt.

#### Vorgaben

Staudruck ( $h < 8\text{m}$ ) $q_1 =$	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Staudruck ( $h > 8\text{m}$ ) $q_2 =$	0,80 kN/m <sup>2</sup>
Druckbeiwert $c_{p1} =$	0,80 kN
Druckbeiwert $c_{p2} =$	0,50 kN
Stützenabstand $e =$	10,80 m
Stützhöhe $h_{\text{ges}} =$	11,00 m
Stützenkragarm $h_o =$	1,00 m

$$\text{Koppelhöhe } h_u = h_{\text{ges}} - h_o = 10,00 \text{ m}$$

Wegen eventuell größerer Fundamentabmessungen bei den Innenstützen kann die Biegesteifigkeit der Innenstützen durch den folgenden Faktor ggf. erhöht werden.

$$\text{Korrekturbeiwert } \alpha = 1,00$$

Angaben Aussenstütze:

Stützenbreite $b_1 =$	30 cm
Stützendicke $d_1 =$	30 cm

Angaben Innenstütze:

Stützenbreite $b_2 =$	40 cm
Stützendicke $d_2 =$	40 cm
Anzahl $n =$	3 Stück

#### Berechnung der Stützensteifigkeiten

$$\text{Aussenstütze } I_A = 2 * b_1 * \frac{d_1^3}{12} = 135,0 * 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\text{Innenstütze } I_I = \alpha * n * b_2 * \frac{d_2^3}{12} = 640,0 * 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\eta = \frac{I_I}{I_A} = 4,74$$



### Berechnung der Windlasten

$$q_{wges} = q_1 \cdot (c_{p1} + c_{p2}) \cdot e = 7,02 \text{ kN/m}$$

Die über dem Stützenkopf angreifenden Lasten, werden als resultierende Lasten am Stützenkopf angesetzt.

$$Q_{w1} = q_{wges} \cdot h_o = 7,02 \text{ kN}$$

$$Q_{w2} = (q_2 - q_1) \cdot (c_{p1} + c_{p2}) \cdot e \cdot (h_{ges} - 8) = 12,64 \text{ kN}$$

$$Q_{wges} = Q_{w1} + Q_{w2} = \underline{\underline{19,66 \text{ kN}}}$$

$$M_{w1} = Q_{w1} \cdot \frac{h_o}{2} = 3,51 \text{ kNm}$$

$$M_{w2} = Q_{w2} \cdot \left( 8 + \frac{h_{ges} - 8}{2} - h_u \right) = -6,32 \text{ kNm}$$

$$M_{wges} = M_{w1} + M_{w2} = \underline{\underline{-2,81 \text{ kNm}}}$$

Die Koppelkraft erhält man durch gleichsetzen der Horizontalverschiebung  $f$  der Randstützen und der Innenstützen über die Kopplung.



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

### Berechnung der gesamten Haltekraft

$$F_K = \frac{f_{ges}}{\frac{h_u}{3} + \frac{h_u}{3 \cdot \eta}} = 37,63 \text{ kN}$$

Anteil auf Innenstützen:

$$F_{K,I} = \frac{F_K}{n} = \underline{\underline{12,54 \text{ kN}}}$$

Die errechnete Haltekraft  $F_K$  muss aus Gleichgewichtsgründen auf die Innenstütze als "äußere Last" zusätzlich angesetzt werden. **Achtung:** Eine Aufteilung der gesamten Haltekraft auf die Winddruck bzw. Windsogseite kann nur dann näherungsweise erfolgen, wenn das Verhältnis der Steifigkeiten  $\eta \geq 3$  ist. Bei der folgenden Aufteilung wird von dieser Voraussetzung ausgegangen. Alternativ: Berechnung mit Stabwerksprogramm

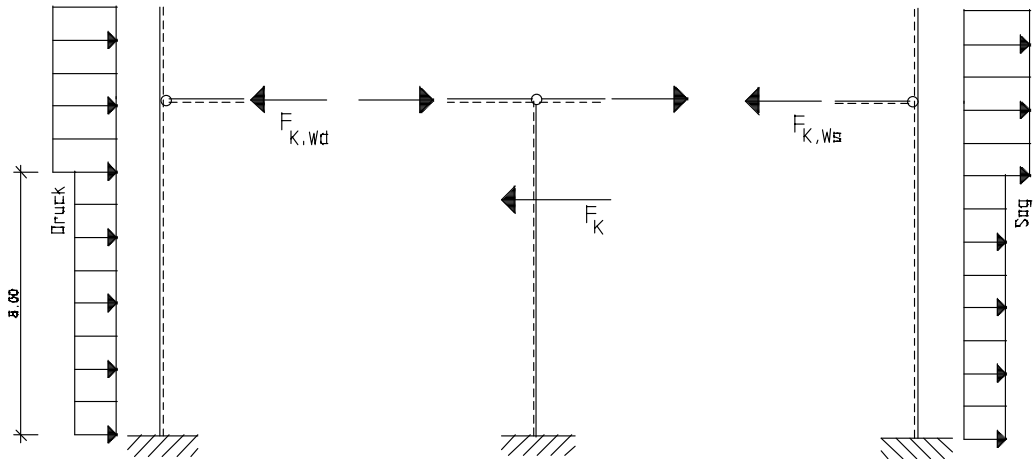


Anteil Haltekraft Winddruckseite:

$$F_{K,wd} = \frac{F_K \cdot c_{p1}}{c_{p1} + c_{p2}} = \underline{\underline{23,16 \text{ kN}}}$$

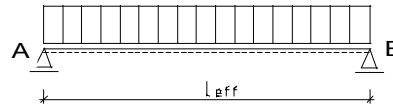
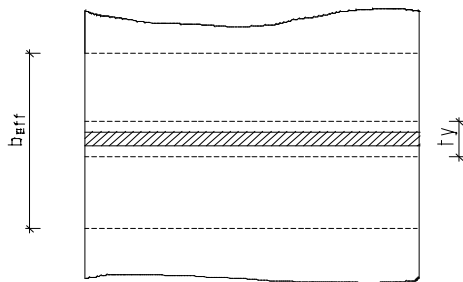
Anteil Haltekraft Windsogseite:

$$F_{K,ws} = \frac{F_K \cdot c_{p2}}{c_{p1} + c_{p2}} = \underline{\underline{14,47 \text{ kN}}}$$



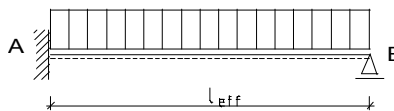
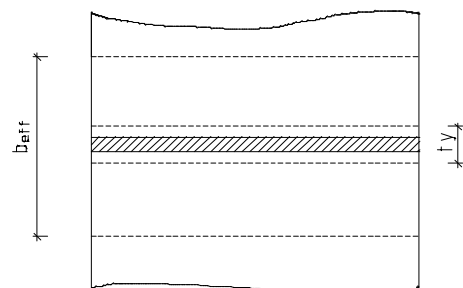


## VCmaster-Wiki zur Auswahl und Übersicht (Verteilungsbreite Linienlast)



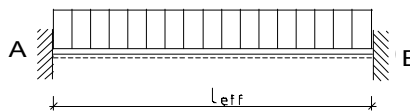
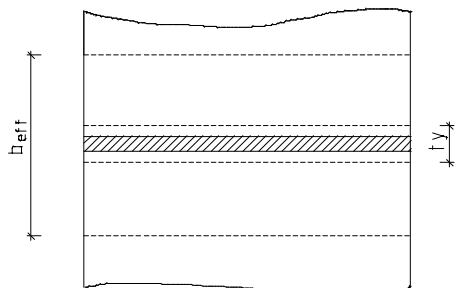
gelenkig gelagert

öffnen



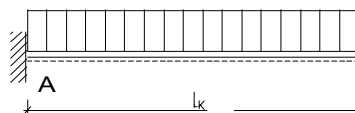
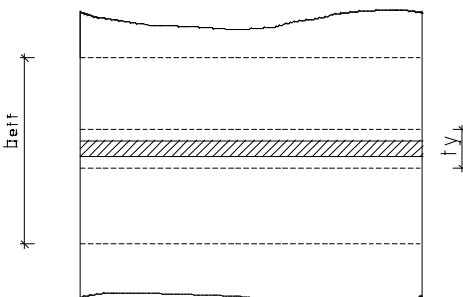
einseitig eingespannt

öffnen



beidseitig eingespannt

öffnen



Kragplatte

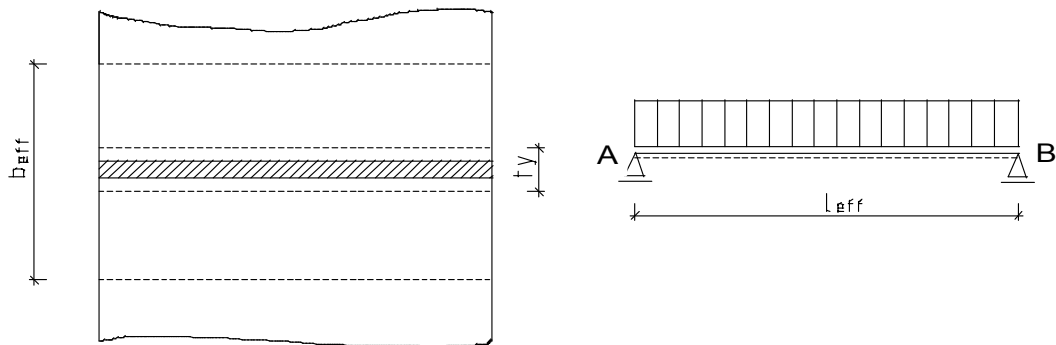
öffnen



### Verteilungsbreite bei einachsig gespannten Platten unter Linienlast

System gelenkig - gelenkig / näherungsweise nach [DAfStb - Heft 240 - 91]

#### System 1



#### Vorgabewerte

Systemlänge $l_{\text{eff}}$ =	2,00 m
Last Aufstandsweite $b_{0y}$ =	25,0 cm
Plattendicke $h$ =	18,0 cm
Lastverteilende Deckschicht $h_1$ =	5,0 cm

Ermittlung der Lasteintragungsbreiten

$$t_y = (b_{0y} + 2 \cdot h_1 + h) / 100 = 0,53 \text{ m}$$

Breite  $b_{\text{eff}}$  für durchgehende Linienlast ( $t_x = l_{\text{eff}}$ )

$$b_{\text{eff},m} = 1,36 \cdot l_{\text{eff}} = 2,72 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},vSA} = \text{WENN}(t_y/l_{\text{eff}} \geq 0,1; 0,3 \cdot l_{\text{eff}}; 0,25 \cdot l_{\text{eff}}) = 0,60 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},vSB} = \text{WENN}(t_y/l_{\text{eff}} \geq 0,1; 0,3 \cdot l_{\text{eff}}; 0,25 \cdot l_{\text{eff}}) = 0,60 \text{ m}$$

Die Biegemomente  $m$  und die Querkräfte  $v$  je Meter Plattenbreite in Längsrichtung ergeben sich dann aus den "Balken"-schnittgrößen  $M$  und  $V$

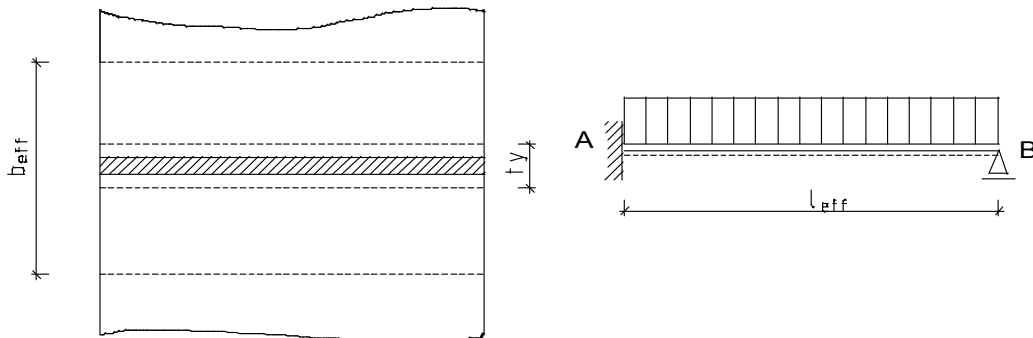
$$m = M / b_{\text{eff}} \quad v = V / b_{\text{eff}}$$

Die Schnittgrößen aus den Gleichflächenlasten sind zusätzlich zu beachten.



System eingespannt - gelenkig / näherungsweise nach [DAfStb - Heft 240 - 91]

## System 2



## Vorgabewerte

Systemlänge $l_{eff}$ =	3,50 m
Last Aufstandsweite $b_{0y}$ =	17,5 cm
Plattendicke $h$ =	18,0 cm
Lastverteilende Deckschicht $h_1$ =	0,0 cm

Ermittlung der Lasteintragungsbreiten

$$t_y = (b_{0y} + 2 \cdot h_1 + h) / 100 = 0,35 \text{ m}$$

Breite  $b_{eff}$  für durchgehende Linienlast ( $t_x = l_{eff}$ )

$$b_{eff,mF} = 1,01 \cdot l_{eff} = 3,54 \text{ m}$$

$$b_{eff,mS} = 0,67 \cdot l_{eff} = 2,35 \text{ m}$$

$$b_{eff,vSA} = \text{WENN}(t_y/l_{eff} \geq 0,1; 0,3 \cdot l_{eff}; 0,25 \cdot l_{eff}) = 1,05 \text{ m}$$

$$b_{eff,vSB} = \text{WENN}(t_y/l_{eff} \geq 0,1; 0,21 \cdot l_{eff}; 0,17 \cdot l_{eff}) = 0,73 \text{ m}$$

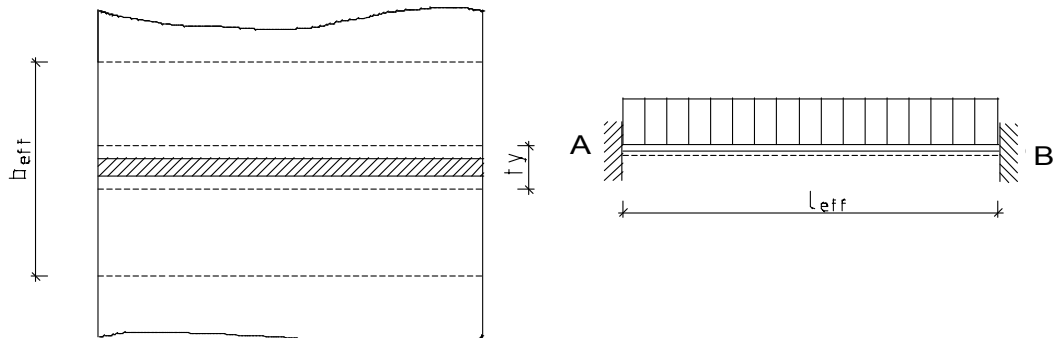
Die Biegemomente  $m$  und die Querkräfte  $v$  je Meter Plattenbreite in Längsrichtung ergeben sich dann aus den "Balken"-schnittgrößen  $M$  und  $V$

$$m = M / b_{eff} \quad v = V / b_{eff}$$

Die Schnittgrößen aus den Gleichflächenlasten sind zusätzlich zu beachten.

System eingespannt - eingespannt / näherungsweise nach [DAfStb - Heft 240 - 91]

### System 3



### Vorgabewerte

Systemlänge $l_{\text{eff}}$ =	3,00 m
Last Aufstandsweite $b_{0y}$ =	24,0 cm
Plattendicke $h$ =	18,0 cm
Lastverteilende Deckschicht $h_1$ =	5,0 cm

Ermittlung der Lasteintragungsbreiten

$$t_y = (b_{0y} + 2 \cdot h_1 + h) / 100 = 0,52 \text{ m}$$

Breite  $b_{\text{eff}}$  für durchgehende Linienlast ( $t_x = l_{\text{eff}}$ )

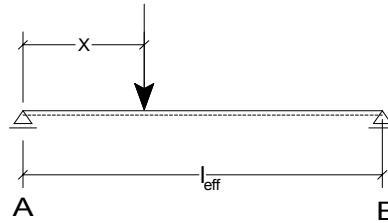
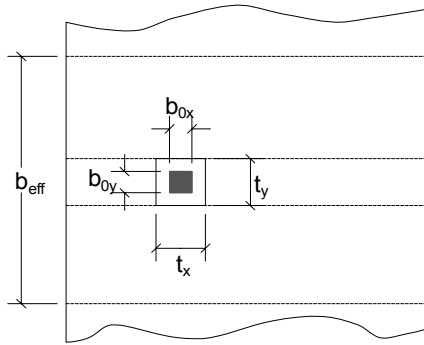
$b_{\text{eff,mF}}$ =	$0,86 \cdot l_{\text{eff}}$	=	2,58 m
$b_{\text{eff,mS}}$ =	$0,52 \cdot l_{\text{eff}}$	=	1,56 m
$b_{\text{eff,vSA}}$ =	WENN( $t_y/l_{\text{eff}} \geq 0,1; 0,25 \cdot l_{\text{eff}}; 0,21 \cdot l_{\text{eff}}$ )	=	0,75 m
$b_{\text{eff,vSB}}$ =	WENN( $t_y/l_{\text{eff}} \geq 0,1; 0,25 \cdot l_{\text{eff}}; 0,21 \cdot l_{\text{eff}}$ )	=	0,75 m

Die Biegemomente  $m$  und die Querkräfte  $v$  je Meter Plattenbreite in Längsrichtung ergeben sich dann aus den "Balken"-schnittgrößen  $M$  und  $V$

$$m = M / b_{\text{eff}} \quad v = V / b_{\text{eff}}$$

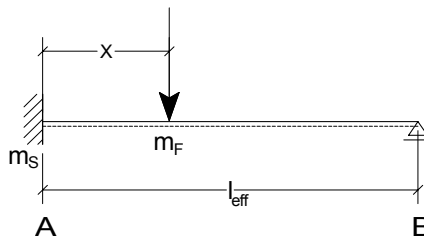
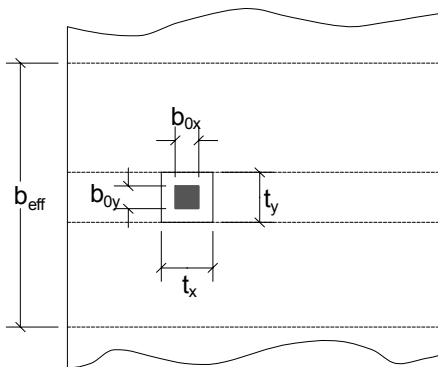
Die Schnittgrößen aus den Gleichflächenlasten sind zusätzlich zu beachten.

## VCmaster-Wiki zur Auswahl und Übersicht (Verteilungsbreite Punktlast)



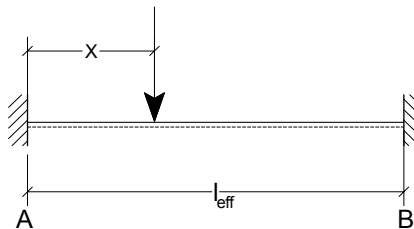
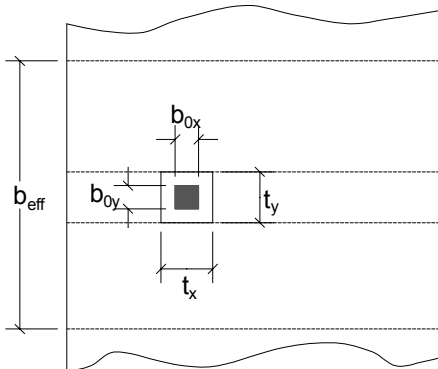
gelenkig gelagert

öffnen



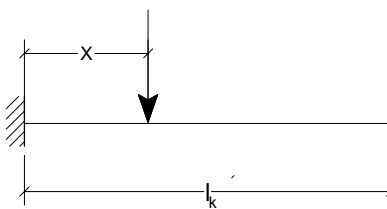
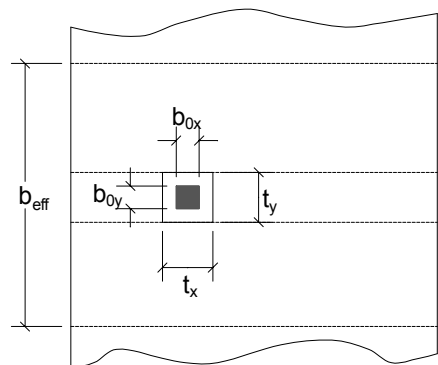
einseitig eingespannt

öffnen



beidseitig eingespannt

öffnen



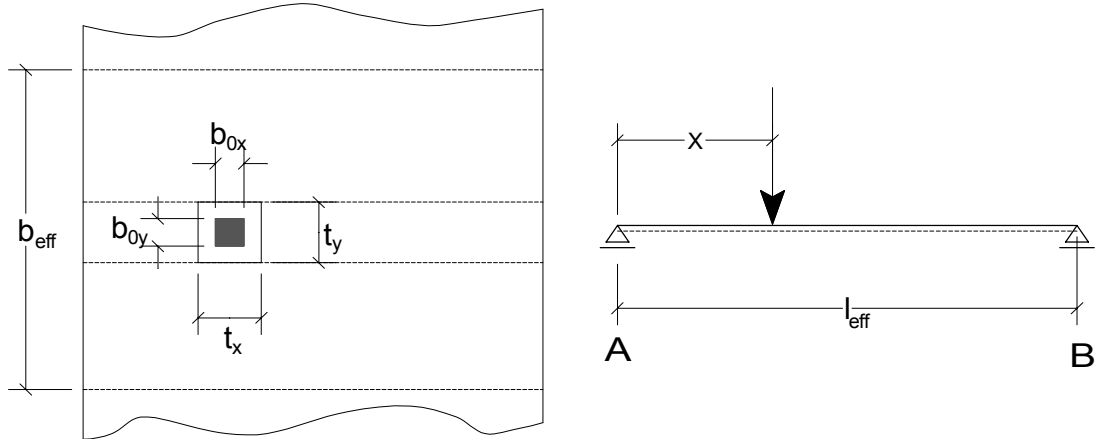
Kragplatte

öffnen

### Verteilungsbreite bei einachsig gespannten Platten unter Punktlast

System gelenkig - gelenkig / näherungsweise nach [DAfStb - Heft 240 - 91]

#### System 1



#### Vorgabewerte

Systemlänge $l_{\text{eff}}$ =	3,00 m
Lastabstand $x$ =	1,00 m
Last Aufstandsweite $b_{0y}$ =	25,0 cm
Last Aufstandsweite $b_{0x}$ =	25,0 cm
Plattendicke $h$ =	18,0 cm
Lastverteilende Deckschicht $h_1$ =	5,0 cm

#### Ermittlung der Lasteintragungsbreiten

$t_y$ =	$(b_{0y} + 2 \cdot h_1 + h) / 100$	=	0,53 m
$t_x$ =	$(b_{0x} + 2 \cdot h_1 + h) / 100$	=	0,53 m

#### Gültigkeitsgrenzen

$t_y / l_{\text{eff}}$	=	<b>0,18 ≤ 0,8</b>
$t_x / l_{\text{eff}}$	=	<b>0,18 ≤ 1,0</b>

#### rechnerische Lastverteilungsbreite $b_{\text{eff}}$

$b_{\text{eff},m}$ =	$t_y + 2,5 \cdot x \cdot (1 - x / l_{\text{eff}})$	=	2,20 m
$b_{\text{eff},vSA}$ =	$t_y + 0,5 \cdot x$	=	1,03 m
$b_{\text{eff},vSB}$ =	$t_y + 0,5 \cdot (l_{\text{eff}} - x)$	=	1,53 m

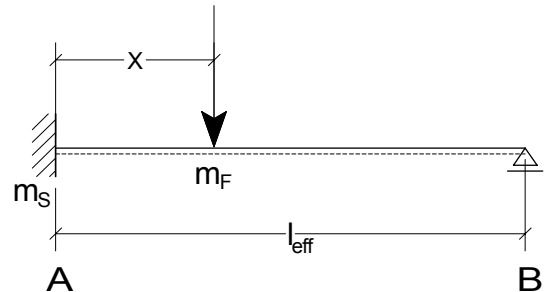
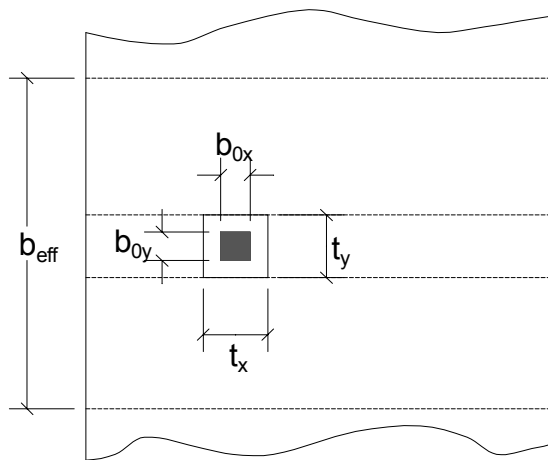
Die Biegemomente  $m$  und die Querkräfte  $v$  je Meter Plattenbreite in Längsrichtung ergeben sich dann aus den "Balken"-schnittgrößen  $M$  und  $V$

$$m = M / b_{\text{eff}} \quad v = V / b_{\text{eff}}$$

Die Schnittgrößen aus den Gleichflächenlasten sind zusätzlich zu beachten.

System eingespannt - gelenkig / näherungsweise nach [DAfStb - Heft 240 - 91]

System 2



### Vorgabewerte

Systemlänge $l_{\text{eff}}$ =	3,00 m
Lastabstand $x$ =	1,00 m
Last Aufstandsbreite $b_{0y}$ =	25,0 cm
Last Aufstandsbreite $b_{0x}$ =	25,0 cm
Plattendicke $h$ =	18,0 cm
Lastverteilende Deckschicht $h_1$ =	5,0 cm

Ermittlung der Lasteintragungsbreiten

$$t_y = (b_{0y} + 2 \cdot h_1 + h) / 100 = 0,53 \text{ m}$$

$$t_x = (b_{0x} + 2 \cdot h_1 + h) / 100 = 0,53 \text{ m}$$

a) Gültigkeitsgrenzen

$$t_y / l_{\text{eff}} = 0,18 \leq 0,8$$

$$t_x / l_{\text{eff}} = 0,18 \leq 1,0$$

rechnerische Lastverteilungsbreite  $b_{\text{eff}}$

$$b_{\text{eff},mF} = t_y + 1,5 \cdot x \cdot (1 - x / l_{\text{eff}}) = 1,53 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},mS} = t_y + 0,5 \cdot x \cdot (2 - x / l_{\text{eff}}) = 1,36 \text{ m}$$

b) Gültigkeitsgrenzen

$$t_y / l_{\text{eff}} = 0,18 \leq 0,4$$

$$t_x / l_{\text{eff}} = 0,18 \leq 0,2$$

$$0,2l < x < l_{\text{eff}} \text{ Bedingung} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \text{erfüllt!}$$

rechnerische Lastverteilungsbreite  $b_{\text{eff}}$

$$b_{\text{eff},vSA} = t_y + 0,3 \cdot x = 0,83 \text{ m}$$

c) Gültigkeitsgrenzen

$$t_y / l_{\text{eff}} = 0,18 \leq 0,4$$

$$t_x / l_{\text{eff}} = 0,18 \leq 0,2$$

$$0,2l < x < l_{\text{eff}} \text{ Bedingung} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \text{erfüllt!}$$

rechnerische Lastverteilungsbreite  $b_{\text{eff}}$

$$b_{\text{eff},vSB} = t_y + 0,4 \cdot (l_{\text{eff}} - x) = 1,33 \text{ m}$$

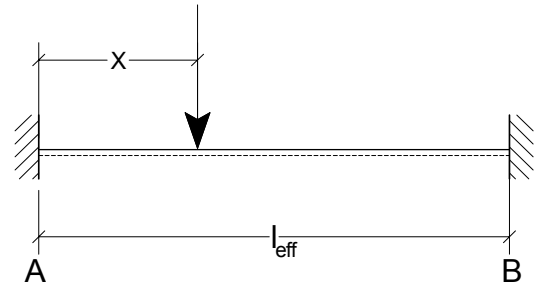
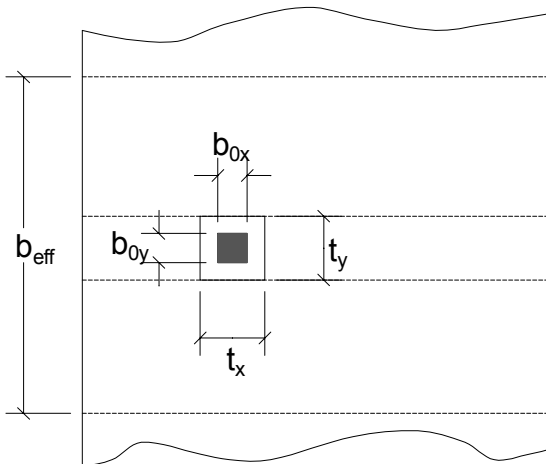
Die Biegemomente  $m$  und die Querkräfte  $v$  je Meter Plattenbreite in Längsrichtung ergeben sich dann aus den "Balken"-schnittgrößen  $M$  und  $V$

$$m = M / b_{\text{eff}} \quad v = V / b_{\text{eff}}$$

Die Schnittgrößen aus den Gleichflächenlasten sind zusätzlich zu beachten.

System eingespannt - eingespannt /näherungsweise nach [DAfStb - Heft 240 - 91]

### System 3



### Vorgabewerte

Systemlänge $l_{\text{eff}}$ =	3,00 m
Lastabstand $x$ =	1,00 m
Last Aufstandsweite $b_{0y}$ =	25,0 cm
Last Aufstandsweite $b_{0x}$ =	25,0 cm
Plattendicke $h$ =	18,0 cm
Lastverteilende Deckschicht $h_1$ =	5,0 cm

Ermittlung der Lasteintragungsbreiten

$$t_y = \frac{(b_{0y} + 2 \cdot h_1 + h)}{100} = 0,53 \text{ m}$$

$$t_x = \frac{(b_{0x} + 2 \cdot h_1 + h)}{100} = 0,53 \text{ m}$$

a) Gültigkeitsgrenzen

$$t_y / l_{\text{eff}} = 0,18 \leq 0,8$$

$$t_x / l_{\text{eff}} = 0,18 \leq 1,0$$

rechnerische Lastverteilungsweite  $b_{\text{eff}}$

$$b_{\text{eff,mF}} = t_y + x \cdot (1 - x / l_{\text{eff}}) = 1,20 \text{ m}$$

b) Gültigkeitsgrenzen

$$t_y / l_{\text{eff}} = 0,18 \leq 0,4$$

$$t_x / l_{\text{eff}} = 0,18 \leq 1,0$$

rechnerische Lastverteilungsweite  $b_{\text{eff}}$

$$b_{\text{eff,mS}} = t_y + 0,5 \cdot x \cdot (2 - x / l_{\text{eff}}) = 1,36 \text{ m}$$

c) Gültigkeitsgrenzen

$$t_y / l_{\text{eff}} = 0,18 \leq 0,4$$

$$t_x / l_{\text{eff}} = 0,18 \leq 0,2$$

$$0,2 l_{\text{eff}} < x < l_{\text{eff}} \text{ Bedingung} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \underline{\text{erfüllt!}}$$

rechnerische Lastverteilungsweite  $b_{\text{eff}}$

$$b_{\text{eff,vSA}} = t_y + 0,3 \cdot x = 0,83 \text{ m}$$

Die Biegemomente  $m$  und die Querkräfte  $v$  je Meter Plattenbreite in Längsrichtung ergeben sich dann aus den "Balken"-schnittgrößen  $M$  und  $V$

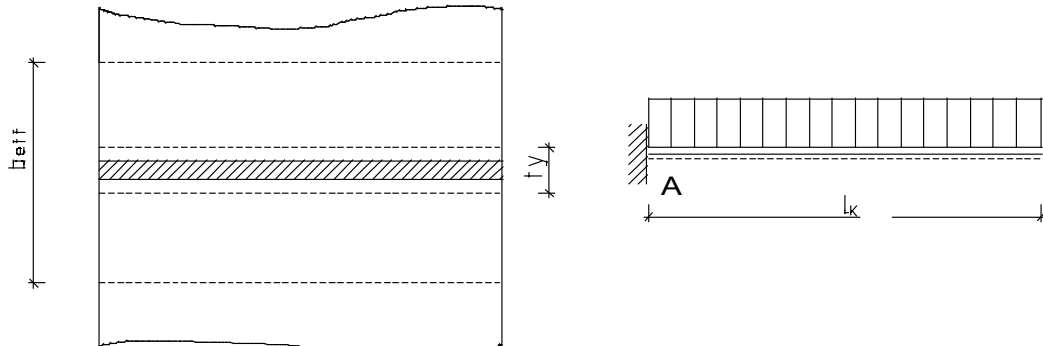
$$m = M / b_{\text{eff}} \quad v = V / b_{\text{eff}}$$

Die Schnittgrößen aus den Gleichflächenlasten sind zusätzlich zu beachten.

### Verteilungsbreite für Kragplatte mit Linienlast

System Kragplatte / näherungsweise nach [DAfStb - Heft 240 - 91]

#### System



#### Vorgabewerte

Kraglänge $l_k$ =	2,00 m
Last Aufstandsweite $b_{0y}$ =	25,0 cm
Plattendicke $h$ =	18,0 cm
Lastverteilende Deckschicht $h_1$ =	5,0 cm

Ermittlung der Lasteintragungsbreiten

$$t_y = (b_{0y} + 2 \cdot h_1 + h) / 100 = 0,53 \text{ m}$$

Breite  $b_{eff}$  für durchgehende Linienlast ( $t_x = l_{eff}$ )

$$b_{eff,MS} = 1,35 \cdot l_k = 2,70 \text{ m}$$

$$b_{eff,vSA} = \text{WENN}(t_y/l_k > 0,1; 0,43 \cdot l_k; 0,36 \cdot l_k) = 0,86 \text{ m}$$

**Die Biegemomente  $m$  und die Querkräfte  $v$  je Meter Plattenbreite in Längsrichtung ergeben sich dann aus den "Balken"-schnittgrößen  $M$  und  $V$**

$$m = M / b_{eff} \quad v = V / b_{eff}$$

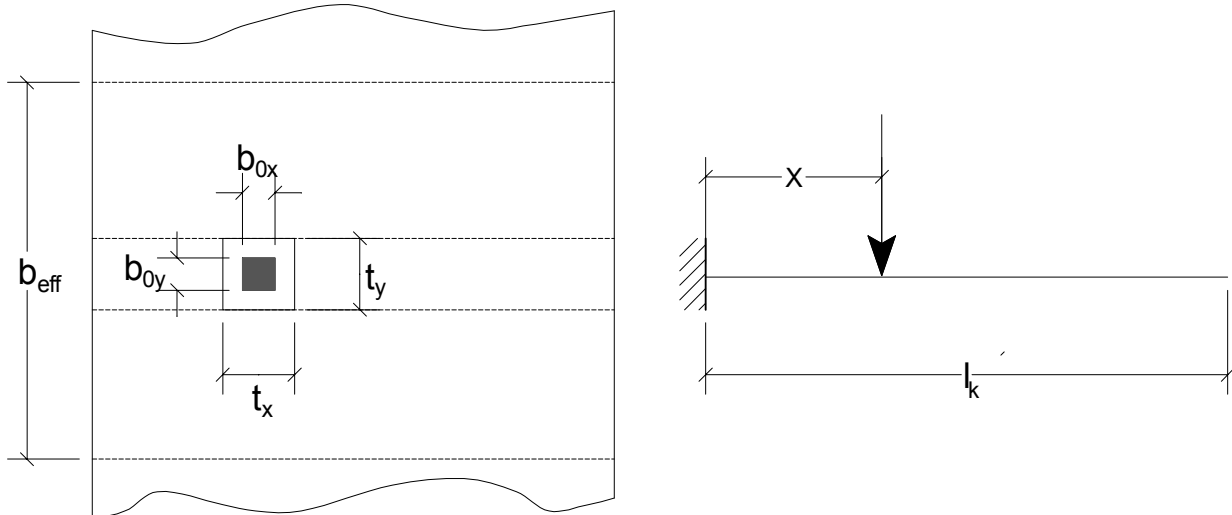
**Die Schnittgrößen aus den Gleichflächenlasten sind zusätzlich zu beachten.**



### Verteilungsbreite für Kragplatte mit Punktlast

System Kragplatte / näherungsweise nach [DAfStb - Heft 240 - 91]

#### System



#### Vorgabewerte

Kraglänge $l_k$ =	3,00 m
Lastabstand $x$ =	1,00 m
Last Aufstandsbreite $b_{0y}$ =	25,0 cm
Last Aufstandsbreite $b_{0x}$ =	25,0 cm
Plattendicke $h$ =	18,0 cm
Lastverteilende Deckschicht $h_1$ =	5,0 cm

#### Ermittlung der Lasteintragungsbreiten

$$t_y = (b_{0y} + 2 \cdot h_1 + h) / 100 = 0,53 \text{ m}$$

$$t_x = (b_{0x} + 2 \cdot h_1 + h) / 100 = 0,53 \text{ m}$$

#### Gültigkeitsgrenzen

$$t_x / l_k = 0,18 \leq 1,0$$

#### rechnerische Lastverteilungsbreite $b_{\text{eff},m}$

$$b_{\text{eff},mS} = \text{WENN}(t_y < 0,2 \cdot l_k; b_{\text{eff},m1}; \text{WENN}(t_y \geq 0,2 \cdot l_k \text{ UND } t_y \leq 0,8 \cdot l_k; b_{\text{eff},m2}; 0)) = 2,10 \text{ m}$$

Breite  $b_{\text{eff}}$  für durchgehende Linienlast ( $t_x = l_{\text{eff}}$ )

$$b_{\text{eff},mS} = 1,35 \cdot l_{\text{eff}} = 4,05 \text{ m}$$

#### rechnerische Lastverteilungsbreite $b_{\text{eff},v}$

#### Gültigkeitsgrenzen

$$t_x / l_k = 0,18 \leq 0,2$$

$$0,2l_k < x < l_k \text{ Bedingung} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg"; Erg; v=bed}) = \text{erfüllt!}$$

$$b_{\text{eff},vS} = \text{WENN}(t_y < 0,2 \cdot l_k; b_{\text{eff},vS1}; \text{WENN}(t_y \geq 0,2 \cdot l_k \text{ UND } t_y \leq 0,4 \cdot l_k; b_{\text{eff},vS2}; 0)) = 0,90 \text{ m}$$

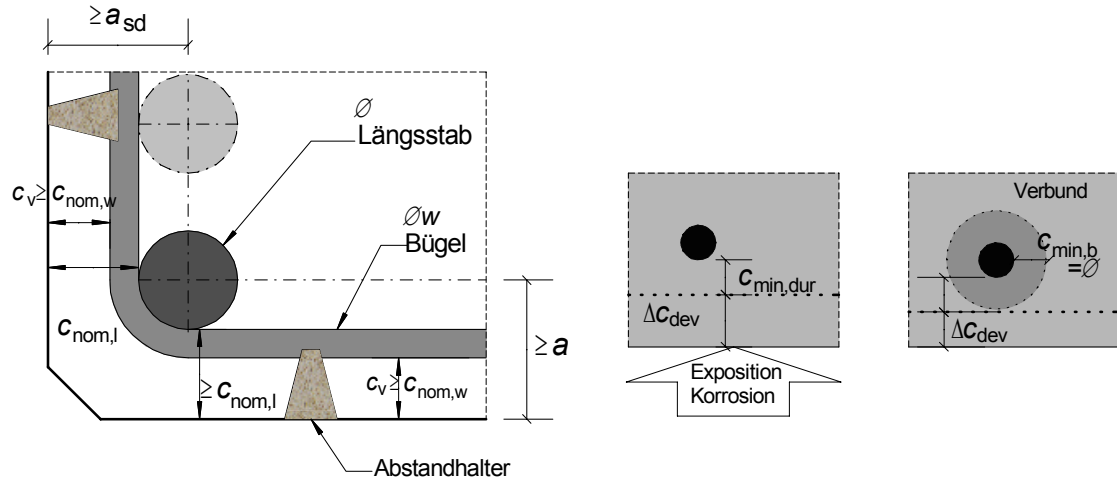
**Die Biegemomente  $m$  und die Querkräfte  $v$  je Meter Plattenbreite in Längsrichtung ergeben sich dann aus den "Balken"-schnittgrößen  $M$  und  $V$**

$$m = M / b_{\text{eff}} \quad v = V / b_{\text{eff}}$$

**Die Schnittgrößen aus den Gleichflächenlasten sind zusätzlich zu beachten.**

## Kapitel Bewehrung

### Betondeckungen nach DIN EN 1992-1-1



#### Eingangswerte

Festlegung der Expositionsklasse nach Tab. 4.1 <sup>1)</sup>:

Exp.klasse = GEW("EC2\_de/DBV1"; Bez; ) = XC3

Festlegung größter Stabdurchmesser  $\varnothing$  bzw.  $\varnothing_n$ :

Stabdurchmesser  $d_s$  = GEW("EC2\_de/DBV1"; ds; ) = 14 mm

#### Mindest-, Vorhalte- und Nennmaße

Indikative Mindestfestigkeitsklasse nach Tab. E.1DE <sup>2)</sup>

Mindestfestigkeit = TAB("EC2\_de/DBV1"; fc;Bez=Exp.klasse; ds=ds) = C20/25

a) Dauerhaftigkeit <sup>3)</sup> - Mindestbetondeckung und Vorhaltemaß

$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma}$  = TAB("EC2\_de/DBV1"; cmindur;Bez=Exp.klasse; ds=ds) = 20 mm

$\Delta c_{dev}$  = TAB("EC2\_de/DBV1"; deltacdev\_D;Bez=Exp.klasse; ds=ds) = 15 mm

a) Verbund <sup>4)</sup> - Mindestbetondeckung und Vorhaltemaß

$c_{min,b}$  = TAB("EC2\_de/DBV1"; cminb;Bez=Exp.klasse; ds=ds) = 14 mm

$\Delta c_{dev}$  = TAB("EC2\_de/DBV1"; deltacdev\_V;Bez=Exp.klasse; ds=ds) = 10 mm

Nennmaß

$c_{nom}$  = TAB("EC2\_de/DBV1"; cnom;Bez=Exp.klasse; ds=ds) = 35 mm

#### Fußnoten:

- 1) Bei mehreren zutreffenden Expositionsklassen ist die ungünstigste Beanspruchung maßgebend.
- 2) bei XD bzw. XS  $\Rightarrow$  eine Betonfestigkeitsklasse niedriger, sofern aufgrund der zusätzlich zutreffenden Expositionsklasse XF Luftporenbeton mit einem Mindestgehalt nach DIN 1045-2 verwendet wird.
- 3) Reduzierung der Mindestbetondeckung  $c_{min,dur}$  um 5 mm bei dichterem Beton zulässig (außer XC1). d.h. Festlegung von zwei Festigkeitsklassen höher als die Mindestanforderung nach Spalte 3 bzw. DIN EN 206-1/DIN 1045-2, Tab. F.2.1.
- 4) Erhöhung von  $c_{min,b}$  um 5 mm bei Nenndurchmesser des Größtkorns  $d_g > 32$ mm.



### Mindestbewehrung und Höchstbewehrung nach EC2-1-1

#### Vorwerte (gültig für alle hier verwendetenem Kapitel)

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C30/37
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}$ /0,85	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctm;Bez=Beton)	=	2,90 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Mindestquerkraftbewehrung bei BALKEN (immer erforderlich)



Tabelle NA.9.1 Längsabstand  $s_{l,max}$  für Bügel

		Beton der Festigkeitsklasse	
Querkraftausnutzung <sup>a)</sup>		≤ C50/60	> C50/60
1	$V_{Ed} \leq 0,3V_{Rd,max}$	0,7h <sup>b)</sup> bzw. 300 mm	0,7h bzw. 200 mm
2	$0,3V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq 0,6 V_{Rd,max}$	0,5h bzw. 300 mm	0,5h bzw. 200 mm
3	$V_{Ed} > 0,6V_{Rd,max}$	0,25h bzw. 200 mm	

<sup>a)</sup>  $V_{Rd,max}$  darf hier vereinfacht mit  $\Theta = 40^\circ$  ( $\cot\Theta = 1,2$ ) ermittelt werden.

<sup>b)</sup> bei Balken mit  $h < 200$  mm und  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$  braucht der Bügelabstand nicht kleiner als 150 mm zu sein.

(7) Der größte Längsabstand von aufgebogenen Stäben darf in der Regel den Wert  $s_{b,max}$  nach Gl. (9.7DE) nicht überschreiten.  $s_{b,max} = 0,5h (1 + \cot\alpha)$

**Tabelle NA.9.2 Querabstand  $s_{t,max}$  für Bügel**

	1	2	3
	<b>Querkraftausnutzung <sup>a)</sup></b>	<b>Beton der Festigkeitsklasse</b>	
		$\leq$ C50/60	$>$ C50/60
1	$V_{Ed} \leq 0,3V_{Rd,max}$	$h$ bzw. 800 mm	$h$ bzw. 600 mm
2	$0,3V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$	$h$ bzw. 600 mm	$h$ bzw. 400 mm

<sup>a)</sup>  $V_{Rd,max}$  darf hier vereinfacht mit  $\Theta = 40^\circ$  ( $\cot\Theta = 1,2$ ) ermittelt werden.

### Mindestquerkraftbewehrung bei PLATTEN

(1) Die Mindestdicke  $h_{min}$  einer Platte (Ortbeton) mit Querkraftbewehrung beträgt in der Regel:

- mit Querkraftbewehrung (aufgebogen): 160 mm;
- mit Querkraftbewehrung (Bügel) oder Durchstanzbewehrung: 200 mm

(2) Für die bauliche Durchbildung der Querkraftbewehrung gelten der Mindestwert und die Definition des Bewehrungsgrades nach EC2-1-1, 9.2.2, soweit sie nicht nachfolgend modifiziert werden.

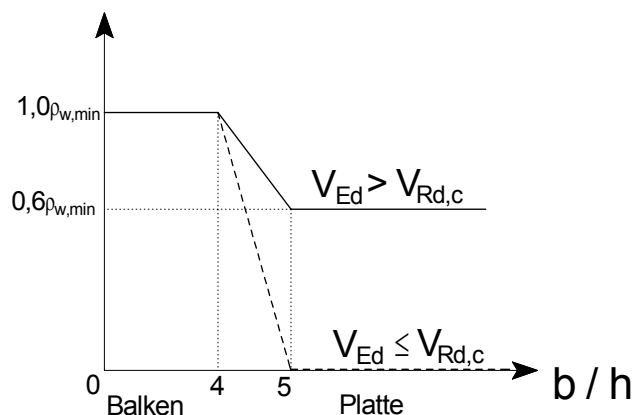
bei  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  mit  $b/h > 5$  ist **keine** Mindestbewehrung für Querkraft erforderlich.

Bauteile mit  $b/h < 4$  sind als Balken zu behandeln.

Im Bereich  $5 \geq b/h \geq 4$  ist eine Mindestbewehrung erforderlich, die bei  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  zwischen dem nullfachen und dem einfachen Wert, bei  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  zwischen dem 0,6-fachen und dem einfachen Wert der erforderlichen Mindestbewehrung von Balken interpoliert werden darf.

bei  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  mit  $b/h > 5$  ist der 0,6-fache Wert der Mindestbewehrung von Balken erforderlich.

$b =$		1,00 m
$h =$		0,18 m
$b/h$	=	5,56 > 5
$\alpha =$		45 °
$\rho_{w,min} =$	$0,16 \cdot f_{ctm} / f_{yk}$	= 0,93 * 10 <sup>-3</sup>
$min_{a_{sw}} =$	$0,6 \cdot \rho_{w,min} \cdot 10^4 \cdot b \cdot \sin(\alpha)$	= 3,95 cm <sup>2</sup> /m


**Mindestquerkraftbewehrung nach EC2-1-1, 9.3.2 (2)**



### Mindestbiegezugbewehrung bei BALKEN

*Duktilitätsbewehrung zur Verhinderung eines plötzlichen Versagens im GZT. Nicht zu verwechseln mit der Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite.*

EC2-1-1, 9.2.1.1

(1) Die Mindestquerschnittsfläche der Längszugbewehrung muss in der Regel  $A_{s,min}$  entsprechen.

ANMERKUNG 1 Siehe auch 7.3 für die Querschnittsflächen der Längszugbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten.



$$\begin{aligned} b &= 0,40 \text{ m} \\ h &= 0,18 \text{ m} \\ d &= 0,150 \text{ m} \end{aligned}$$

Trägheitsmoment vor Rissbildung (Zustand I)

$$I_I = b \cdot h^3 / 12 = 0,000194 \text{ m}^4$$

Abstand von der Schwerachse bis zum Zugrand vor Rissbildung (Zustand I)

$$z_I = 0,50 \cdot h = 0,09 \text{ m}$$

Widerstandsmoment des Betonquerschnitts im Zustand I

$$W_c = I_I / z_I = 0,00216 \text{ kNm/m}$$

Rißmoment des Querschnitts

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c = 0,0063 \text{ MNm/m}$$

Bemessungsgleichung für Mindestbewehrung (hier: ohne N)

$$A_{s1,min} = M_{cr} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yk}) \cdot 10^4 = \mathbf{0,93 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

### Höchstbewehrung bei BALKEN

NDP Zu 9.2.1.1 (3) Die Summe der Zug- und Druckbewehrung darf  $A_{s,max} = 0,08 A_c$  nicht überschreiten. Dies gilt auch im Bereich von Übergreifungsstößen.

$$\begin{aligned} b &= 0,40 \text{ m} \\ h &= 0,18 \text{ m} \\ A_c &= b \cdot h = 0,0720 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Höchstbewehrung (gilt auch im Bereich von Übergreifungsstößen)

$$A_{s,max} = 0,08 \cdot A_c \cdot 10^4 = 57,60 \text{ cm}^2$$

Bei *hochbewehrten* Balken bis zum C50/60 sind zur Umschnürung der Biegedruckzone mindestens Bügel  $d_s \geq 10\text{mm}$  mit Abständen  $s_l \leq 0,25 h$  bzw. 20 cm und  $s_q \leq h$  bzw. 60 cm erforderlich; Balken gelten als hochbewehrt, wenn die Druckzone  $x / d > 0,45$  ist.



### Mindestbewehrung bei VOLLPLATTEN

(1) Dieser Abschnitt gilt für einachsige und zweiachsige gespannte Vollplatten, bei denen  $b$  und  $l_{\text{eff}}$  nicht weniger als  $5h$  betragen (siehe 5.3.1).

NCI Zu 9.3 (1) Die Regeln für Vollplatten dürfen auch für  $l_{\text{eff}} / h \geq 3$  angewendet werden.

#### 9.3.1.1 Allgemeines

(1) Für die Mindest- und Höchstwerte des Bewehrungsgrades in der Hauptspannungsrichtung gelten die Regeln aus 9.2.1.1 (1) und (3).



(3) Der Abstand zwischen den Stäben darf in der Regel nicht größer als  $s_{\text{max,slabs}}$  sein.

NDP Zu 9.3.1.1 (3)

für die Haupt(Zug-)bewehrung:

$s_{\text{max,slabs}} = 250 \text{ mm}$  für Plattendicken  $h \geq 250 \text{ mm}$ ;

$s_{\text{max,slabs}} = 150 \text{ mm}$  für Plattendicken  $h \leq 150 \text{ mm}$ ;

Zwischenwerte sind linear zu interpolieren.

für die Querbewehrung oder die Bewehrung in der minderbeanspruchten Richtung:

$s_{\text{max,slabs}} \leq 250 \text{ mm}$ .

$h =$

180 mm  $\geq$  70

$s_{\text{max,slabs}} = \text{WENN}(h \leq 150; 150; \text{WENN}(h \geq 250; 250; h))$

= 180

$l_{\text{eff}} =$

2,00 m

$b =$

1,00 m

$h =$

0,18 m

$d =$

0,150 m

$b / h$

= 5,56  $\geq$  5

$l_{\text{eff}} / h$

= 11,11  $\geq$  3

min  $h = 160 \text{ mm}$  bei aufgebogener Bewehrung

min  $h = 200$  mit Bügeln und Durchstanzbewehrung

Trägheitsmoment vor Rissbildung (Zustand I)

$I_1 = b \cdot h^3 / 12 = 0,000486 \text{ m}^4$

Abstand von der Schwerachse bis zum Zugrand vor Rissbildung (Zustand I)

$z_1 = 0,50 \cdot h = 0,09 \text{ m}$

Widerstandsmoment des Betonquerschnitts im Zustand I

$W_c = I_1 / z_1 = 0,00540 \text{ kNm/m}$

Rißmoment des Querschnitts

$M_{\text{cr}} = f_{\text{ctm}} \cdot W_c = 0,0157 \text{ MNm/m}$

Bemessungsgleichung für Mindestbewehrung (hier: ohne N)

$A_{s1,\text{min}} = M_{\text{cr}} / (0,9 \cdot d \cdot f_{y,k}) \cdot 10^4 = 2,33 \text{ cm}^2/\text{m}$



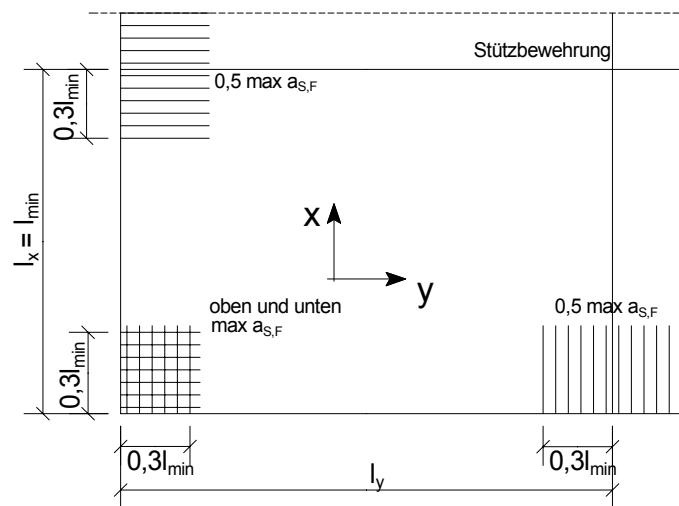
## Höchstbewehrung bei VOLLPLATTEN

$$\begin{aligned} b &= 1,00 \text{ m} \\ h &= 0,18 \text{ m} \\ A_c &= b \cdot h = 0,1800 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Höchstbewehrung (gilt auch im Bereich von Übergreifungsstößen)

$$A_{s,max} = 0,08 \cdot A_c \cdot 10^4 = 144,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## Drill- bzw. Eckbewehrung bei 4-seitig gelagerten PLATTEN



## Drillbewehrung



oben, senkrecht zum Rand:

$$a_{s,Eck} = 0,5 \cdot \max_{a_{s,Feld}} = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(parallel zum Rand, statisch erforderliche Einpannbewehrung)



#### Mindestbewehrung bei Stützen

$$\begin{aligned}c_x &= 40 \text{ cm} \\c_y &= 50 \text{ cm} > c_x \\c_y / c_x &= 1,25 < 4\end{aligned}$$

andernfalls handelt es sich um eine Wand.

Ortbeton

$$h_{\min} = 20 \text{ cm}$$

Fertigteil (liegend hergestellt)

$$h_{\min} = 12 \text{ cm}$$

Längsbewehrung

$$\text{Mindestdurchmesser } d_{s,\min} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Bemessungslängsdruckkraft } N_{Ed} = 2,000 \text{ MN}$$

$$\text{Betonquerschnitt } A_c = c_x * c_y = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,15 * ABS(N_{Ed}) / f_{yd} * 10^4 = 6,90 \text{ cm}^2$$

#### Höchstbewehrung bei STÜTZEN

$$A_{s,\max} = 0,09 * A_c = 180,00 \text{ cm}^2$$





## Vertikalbewehrung bei WÄNDEN

### 9.6.2 Vertikale Bewehrung

(1) Die Querschnittsfläche der vertikalen Bewehrung muss in der Regel zwischen  $A_{s,vmin}$  und  $A_{s,vmax}$  liegen.

$$\begin{aligned} \text{waagrechte Länge } b &= 1,55 \text{ m} \\ \text{Wanddicke } h_w &= 0,30 \text{ m} \\ b / h_w &= 5,17 > 4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Betonquerschnitt } A_c &= 1,00 * h_w * 10^4 = 3000 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{Bemessungslängsdruckkraft } N_{Ed} &= 4,961 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

$$A_{s,vmin,a} = 0,0015 * A_c = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,vmin,b} = 0,003 * A_c = 9,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{s,vmin,b}$  gilt auch bei schlanken Wänden mit  $\lambda \geq \lambda_{lim}$

$$A_{s,vmin} = \text{WENN}(\text{ABS}(N_{Ed}) / (f_{cd} * A_c * 10^{-4}) \geq 0,3; A_{s,vmin,b}; A_{s,vmin,a}) = 9,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,vmax} = 0,04 * A_c = 120,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Der Bewehrungsgehalt sollte an beiden Wandaußenseiten im Allgemeinen gleich groß sein.

(2) Wenn die Mindestbewehrung  $A_{s,vmin}$  maßgebend ist, muss in der Regel die Hälfte dieser Bewehrung an jeder Außenseite liegen.

(3) Der Abstand zwischen zwei benachbarten vertikalen Stäben darf nicht größer als die 2-fache Wanddicke oder 300 mm sein. Der kleinere Wert ist maßgebend.

## Horizontalbewehrung bei WÄNDEN



### 9.6.3 Horizontale Bewehrung

(1) Eine horizontale Bewehrung, die parallel zu den Wandaußenseiten (und zu den freien Kanten) verläuft, ist in der Regel außenliegend einzulegen. Diese muss in der Regel mindestens  $A_{s,hmin}$  betragen.

## Wandartige TRÄGER

### 9.7 Wandartige Träger

(1) Wandartige Träger (Definition in 5.3.1 (3)) sind in der Regel an beiden Außenflächen mit einer rechtwinkligen Netzbewehrung mit einer Mindestquerschnittsfläche von  $A_{s,dbmin}$  zu versehen.

$$\begin{aligned} \text{Betonquerschnitt } A_c &= 2500 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{s,dbmin} &= \text{MAX}(0,00075 * A_c; 1,5) = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$



### Nachweis Rißbreitenbegrenzung (direkte Berechnung)

Nachweis für Zwang infolge Abfließen der Hydratationswärme [DAfStb - Heft 525 - 03]

Bsp.: Winkelstützwand, die nach dem Erhärten der Fundamentplatte betoniert wird. Gesucht ist die horizontale Mindestbewehrung. Der Nachweis soll nur für eine Zwangsbeanspruchung aus Abfließen der Hydratationswärme erfolgen. Es wird unterstellt, dass der Bemessungswert der Zwangsspannung die aufnehmbare Zugspannung überschreitet und damit Rissbildung auftritt (sie kann nur bei kurzen Wandabschnitten mit vielen fugen vermieden werden).

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C30/37
$E_{cm}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; Ecm;Bez=Beton)	=	33000,00 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$E_s$ =			200000 MN/m <sup>2</sup>

#### Bauteilmaße

Gesamthöhe Querschnitt h =	0,70 m
Breite Querschnitt b =	1,00 m
Randabstand Bewehrung $d_1$ =	0,06 m

#### Direkte Berechnung einer rissbreitenbegrenzenden Mindestbewehrung

vgl. [DAfStb - Heft 525 - 03] Nachweis für Zwang infolge Abfließen der Hydratationswärme:

$$w_{k,zul} = 0,20 \text{ mm}$$

$$h / d_1 = 11,67$$

effektive Dicke  $h_{eff}$  bei zentrischem Zug (vgl. EC2-1-1, 7.3.2: (Bild 7.1DE))



Mindestbewehrung  $A_s$  und Rissbreitenbegrenzung

$gew_{d_s}$ =	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	=	16 mm
$d_s$ =	$gew_{d_s} * 10^{-3}$	=	0,016 m
$w_{k,zul}$ =	$w_{k,zul} * 10^{-3}$	=	0,00020 m

$$A_s = \sqrt{\frac{d_s * F_{cr} * (F_s - 0,4 * F_{cr})}{3,6 * E_s * w_{k,zul} * f_{ct,eff}}} * 10^4 = 19,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Bewehrung (je Wandseite):

$A_{s,gew}$ =	GEW("ec2_de/AsFläche"; Bez; ds= $gew_{d_s}$ ; $as \geq A_s$ )	=	Ø 16 / e = 10
$A_{s,vorh}$ =	TAB("ec2_de/AsFläche"; as; Bez= $A_{s,gew}$ )	=	20,11 cm <sup>2</sup>
$A_s / A_{s,vorh}$		=	<u>0,95 ≤ 1</u>

horizontal gew. Ø 16 / 10 je Seite



zur Kontrolle wird die zu erwartende Rissbreite  $w_k = s_{r,max} * \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$  überprüft

$$\begin{aligned} \rho_{eff} &= A_s * 10^{-4} / A_{c,eff} &= & 0,0101 \\ \sigma_s &= F_s / A_s * 10^4 &= & 148 \text{ MN/m}^2 \\ s_{r,max} &= \text{MIN}(d_s / (3,6 * \rho_{eff}); \sigma_s * d_s / (3,6 * f_{ct,eff})) &= & 0,44 \text{ m} \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} &= & 6,06 \\ k_t &= &= & 0,40 \\ \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{eff})}{E_s} * 10^3 &= & 0,44 \text{ ‰} \\ w_k &= s_{r,max} * \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} &= & 0,19 \text{ mm} \\ w_k / (w_{k,zul} * 10^3) &= &= & \underline{\underline{0,95 \leq 1}} \end{aligned}$$



## Nachweis Rißbreitenbegrenzung (ohne direkte Berechnung)

Nachweis für die Lastbeanspruchung unter quasi-ständiger Last  
Nachweis für Zwang infolge Abfließen der Hydratationswärme

### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C30/37
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}$ /0,85	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

### Geometrie

Gesamthöhe Querschnitt h =	0,70 m
Breite Querschnitt b =	1,00 m
Nutzhöhe Bewehrung d =	0,620 m
Randabstand Bewehrung $d_1$ =	0,06 m

### Belastung

$N_{Ed}$ =	-0,105 MN
$M_{Ed}$ =	0,466 MNm
unter quasi - ständiger Last	
$N_{perm}$ =	-0,105 MN/m
$M_{perm}$ =	0,283 MNm/m

### Biegebemessung im GZT

innere Hebelarm $z_s$ =	$d - h / 2$	=	0,27 m
$M_{Eds}$ =	$M_{Ed} - N_{Ed} * z_s$	=	0,494 MNm
$\mu_{Eds}$ =	$\frac{M_{Eds}}{b * d^2 * f_{cd}}$	=	$\frac{0,494}{1,00 * 0,620^2 * 17,00} = 0,076$



$A_{s,vorh}$ =	TAB("ec2_de/AsFläche"; as; Bez=A <sub>s,gew</sub> )	=	20,94 cm <sup>2</sup>
$A_s / A_{s,vorh}$		=	<u>0,77 ≤ 1</u>

gew. Ø 20 / 15



### Rißbreitenbegrenzung im GZG

#### vertikale Bewehrung,

Nachweis für die Lastbeanspruchung unter quasi-ständiger Last:

$$\begin{aligned} \text{Rissbreite } w_k &= && 0,30 \text{ mm} \\ \text{innere Hebelarm } z_s &= d - h / 2 &= & 0,27 \text{ m} \\ M_{s,\text{perm}} &= M_{\text{perm}} - N_{\text{perm}} * z_s &= & 0,311 \text{ MNm/m} \end{aligned}$$

Nachweis des gewählten Durchmessers:

$$\begin{aligned} z &= 0,9 * d &= & 0,56 \text{ m} \\ \sigma_s &= (M_{s,\text{perm}} / z + N_{\text{perm}}) / A_{s,\text{vorh}} * 10^4 &= & 215 \text{ MN/m}^2 \\ d_s' &= w_k * 3,48 * 10^6 / \sigma_s^2 &= & 22,59 \text{ mm} \\ f_{\text{ct}0} &= &= & 2,90 \text{ MN/m}^2 \\ f_{\text{ct,eff}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{\text{ctm}}; \text{Bez=Beton}) &= & 2,90 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

modifizierte Grenzdurchmesser:

$$\begin{aligned} d_{s,\text{lim}} &= \text{MAX}(d_s' * (\sigma_s * A_{s,\text{vorh}} * 10^{-4}) / (4 * (h - d) * b * f_{\text{ct}0}); d_s' * f_{\text{ct,eff}} / f_{\text{ct}0}) &= & 22,59 \text{ mm} \\ d_s / d_{s,\text{lim}} & &= & \underline{\underline{0,89 \leq 1}} \end{aligned}$$

#### horizontale Mindestbewehrung

Nachweis für Zwang infolge Abfließen der Hydratationswärme

##### a) Nachweis mit Gl. (7.1) EC2-1-1, 7.3.2

$$\begin{aligned} k_c &= && 1,00 \\ k_i &= 0,8 + (((0,5 - 0,8)/(0,8-0,3)) * (h-0,3)) &= & 0,56 \\ k &= \text{WENN}(h \leq 0,3; 0,8; \text{WENN}(h \geq 0,8; 0,5; k_i)) &= & 0,56 \\ f_{\text{ct,eff}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{\text{ctm}}; \text{Bez=Beton}) * 0,5 &= & 1,45 \text{ MN/m}^2 \\ A_{\text{ct}} &= 0,5 * h * b &= & 0,35 \text{ m}^2/\text{m} \\ \text{gewählt } \sigma_s &= && 185 \text{ MN/m}^2 \\ A_s &= k_c * k * f_{\text{ct,eff}} * A_{\text{ct}} / \sigma_s * 10^4 &= & \underline{\underline{15,36 \text{ cm}^2/\text{m}}} \end{aligned}$$

##### b) Nachweis als "dickes" Bauteil nach Gl. (NA.7.5.1)



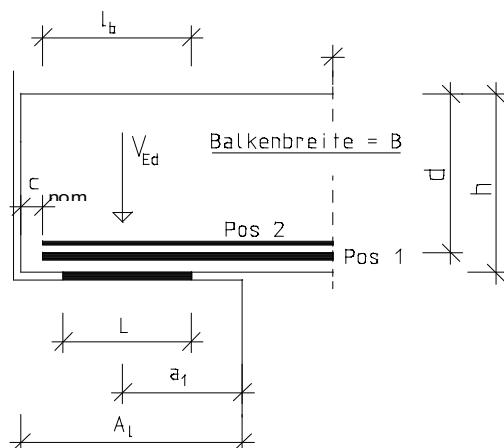
$$\begin{aligned} A_{s,\text{vorh}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; a_s; \text{Bez}=A_{s,\text{gew}}) &= & 16,08 \text{ cm}^2 \\ A_s / A_{s,\text{vorh}} & &= & \underline{\underline{0,93 \leq 1}} \end{aligned}$$

**vertikal gew. Ø 16 / 12,5 je Seite**

Nachweis des gewählten Durchmessers:

$$\begin{aligned} \text{Rissbreite } w_k &= && 0,30 \text{ mm} \\ d_s' &= w_k * 3,48 * 10^6 / \sigma_s^2 &= & 30,5 \text{ mm} \\ d_{s,\text{lim}} &= \text{MAX}(d_s' * (\sigma_s * A_{s,\text{vorh}} * 10^{-4}) / (4 * (h - d) * b * f_{\text{ct}0}); d_s' * f_{\text{ct,eff}} / f_{\text{ct}0}) &= & 15,25 \text{ mm} \\ d_s / d_{s,\text{lim}} & &= & \underline{\underline{1,05 \leq 1}} \end{aligned}$$

### Verankerung am Endauflager (Balken)



#### Geometrie Endauflager

Auflagertiefe $A_1$ =	0,25 m
Balkenbreite $B$ =	0,15 m
Lagerlänge $L$ =	0,15 m
Exzentrizität $a_1$ =	0,12 m
stat.Höhe $d$ =	0,48 m
$c_{nom}$ =	30 mm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,2 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung + Bewehrung (aus Trägerbemessung)

$V_{Ed}$ =	0,110 MN
Feldbew. $A_{sI}$ =	4,35 cm <sup>2</sup>
Bügel $a_{sw,erf}$ =	2,51 cm <sup>2</sup> /m
Bügel $a_{sw,vorh}$ =	3,20 cm <sup>2</sup> /m

#### Verankerung am Endauflager

zu verankernde Zugkraft  $F_{Ed}$  am Auflager nach EC2-1-1-, 9.2.1.4\_

a) Ermittlung des Versatzmaßes  $a_i$ :

flachstmögliche Druckstrebenneigung bei der Querkraftbemessung

$\cot\theta =$  **2,2**

( $\cot\theta$  kann im Verhältnis erforderlich zu vorhanden  $a_{sw}$  noch verringert werden, d.h. steilerer Druckstrebenwinkel möglich  $\Rightarrow$  geringeres Versatzmaß)

$\cot\theta_{red} = \cot\theta * a_{sw,erf} / a_{sw,vorh} = 1,7$

$\cot\theta_{red} =$  WENN( $\cot\theta_{red} < 0.58; 0.58; \cot\theta_{red}$ ) = 1,7



Neigung der Bügel zur Bauteilachse (hier  $\alpha = 90^\circ$ )

$$\begin{aligned} \cot\alpha &= && 0,0 \\ z &= & 0,9 \cdot d &= 0,432 \text{ m} \\ \text{Versatzmaß } a_l &= & 0,5 \cdot z \cdot (\cot\Theta_{\text{red}} - \cot\alpha) &= 0,367 \text{ m} \end{aligned}$$

b) zu verankernde Zugkraft  $F_{\text{Ed}}$

$$\begin{aligned} N_{\text{Ed}} &= && 0,0 \text{ kN} \\ F_{\text{Ed}} &= & \text{MAX}(\text{ABS}(V_{\text{Ed}}) \cdot a_l / z + N_{\text{Ed}}; \text{ABS}(V_{\text{Ed}}) / 2) \cdot 10^3 &= \underline{\underline{93,4 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

zugehörige erforderliche Bewehrung

$$A_{\text{s,erf,FEEd}} = F_{\text{Ed}} \cdot 10 / f_{\text{yd}} = 2,15 \text{ cm}^2$$

mind. 25% der (erforderlichen) Feldbewehrung verankern

$$A_{\text{s,erf,min}} = 0,25 \cdot A_{\text{sI}} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{s,erf}} = \text{MAX}(A_{\text{s,erf,min}}; A_{\text{s,erf,FEEd}}) = \underline{\underline{2,15 \text{ cm}^2}}$$

Über das Auflager geführte Biegebewehrung des Stb.-Balkens:

$$\begin{aligned} \text{Stabdurchm. } d_s &= & \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) &= 16 \text{ mm} \\ A_{\text{s,gew}} &= & \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; As \geq A_{\text{s,erf}}) &= 4 \text{ } \varnothing 16 \\ A_{\text{s,vorh}} &= & \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{\text{s,gew}}) &= 8,04 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{s,erf}} / A_{\text{s,vorh}} & & &= \underline{\underline{0,27 \leq 1}} \end{aligned}$$

### Ermittlung der Verankerungslängen



Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{\text{b,min}} = \text{MAX}(0,3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{\text{b,rqd}}; 10 \cdot d_s) = 160 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{\text{bd}} = \text{MAX}(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{\text{b,rqd}} \cdot A_{\text{s,erf}} / A_{\text{s,vorh}}; l_{\text{b,min}}) = 160 \text{ mm}$$

bei direkter Lagerung

$$l_{\text{bd,dir}} = \text{MAX}(2 / 3 \cdot (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{\text{b,rqd}} \cdot A_{\text{s,erf}} / A_{\text{s,vorh}}); 6,7 \cdot d_s) = \underline{\underline{107 \text{ mm}}}$$

aus der Geometrie maximal vorhandene Verankerungslänge:

$$l_{\text{bd,max}} = (A_l - a_1 + L/2) \cdot 10^3 - c_{\text{nom}} = 175 \text{ mm}$$

$$l_{\text{bd,dir}} / l_{\text{bd,max}} = \underline{\underline{0,61 < 1}}$$

Bei unzureichend vorhandener Verankerungslänge Verankerungsart ändern (Haken, Schlaufen) und / oder Bewehrung  $a_{\text{s,vorh}}$  erhöhen (z.B. Zulageeisen, s. Skizze Pos. 2)



## Endverankerung am Auflager

Einfaches Beispiel nach EC2-1-1

### Ermittlung der Grundwerte:

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; fck≤60)	=	<b>C20/25</b>
$\gamma_C$ =		=	1,50
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005; Bez=Beton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,00 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =		=	B 500
$f_{yk}$ =		=	500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =		=	1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>
Stabdurchmesser $d_s$ =	GEW("EC2_de/As"; $d_s$ ; )	=	<b>16 mm</b>
Verbundbedingung $\eta_1$ =		=	<b>1,0</b>
Beiwert $\eta_2$ =	WENN ( $d_s \leq 32$ ; 1,0; ( $132 - d_s$ ) / 100)	=	1,0

### Grundwerte:

Verbundfestigkeit $f_{bd}$ =	$2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$	=	2,25 N/mm <sup>2</sup>
Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ =	$(d_s / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$	=	773 mm

### Ersatzverankerungslänge EC2-1-1, 8.4.4.2 (2)

Verankerungsart $\alpha_1$ =		=	<b>0,7</b>
aus der zu verankernden Zugkraft $F_{Ed}$ nach EC2-1-1-, 9.2.1.4 erf. As			
$A_{s,erf}$ =		=	<b>3,00 cm<sup>2</sup></b>
vorhanden As			
$A_{s,vorh}$ =		=	<b>4,02 cm<sup>2</sup></b>
Ausnutzung $\eta$ =	$A_{s,erf} / A_{s,vorh}$	=	0,75
$l_{b,eq}$ =	$\alpha_1 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}$	=	404 mm
$l_{b,min}$ =	$MAX(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_s)$	=	162 mm
$l_{bd}$ =	$MAX(l_{b,eq}; l_{b,min})$	=	404 mm
<b>direkte Lagerung:</b>			
$\alpha_5$ =	2 / 3	=	0,667
$l_{bd,dir}$ =	$\alpha_5 * l_{bd}$	=	<b>269 mm</b>



### Verbundfestigkeit, Verankerungs- und Übergreifungslänge

#### I Bemessungswert der Verbundfestigkeit

##### Eingangswerte:

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C25/30
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	25,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	1,80 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,20 N/mm <sup>2</sup>

Stahl =			B 500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

##### Stabdurchmesser und Ausnutzungsgrad

Stabdurchmesser $d_s$ =	GEW("EC2_de/As"; ds; )	=	16 mm
-------------------------	------------------------	---	-------

bei Doppelstäben gilt

Stabdurchmesser $d_{sn}$ =	$ds * \sqrt{2}$	=	23 mm
----------------------------	-----------------	---	-------

$A_{s,vorh}$ =			10,00 cm <sup>2</sup>
----------------	--	--	-----------------------

$A_{s,erf}$ =			10,00 cm <sup>2</sup>
---------------	--	--	-----------------------

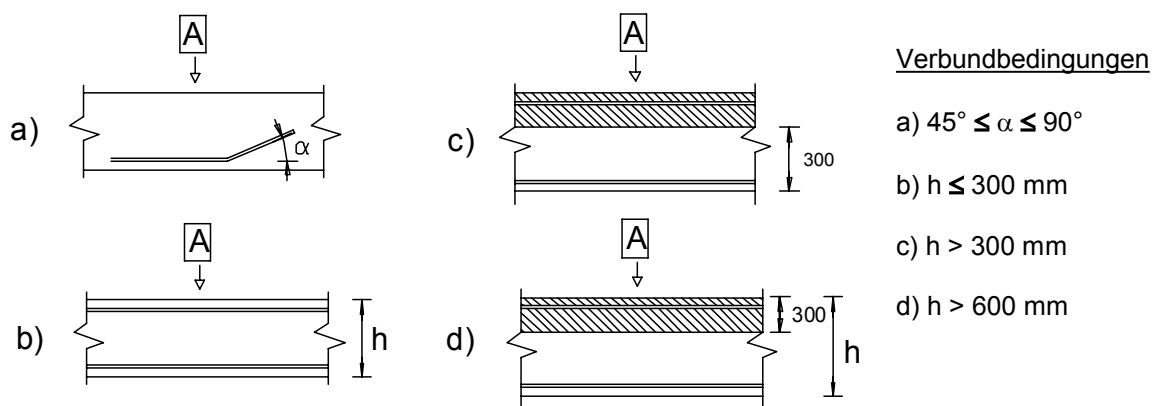
vorliegende Verbundbedingung nach a) bis d)

Verbundbedingung $\eta_1$ =			1,0
-----------------------------	--	--	-----

Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers

Beiwert $\eta_2$ =	WENN ( $d_s \leq 32; 1,0; (132-d_s) / 100$ )	=	1,0
--------------------	--	---	-----

$\Rightarrow f_{bd}$ =	$2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$	=	<b>2,70 N/mm<sup>2</sup></b>
------------------------	------------------------------------	---	------------------------------



A - Betonierrichtung

a) und b) "gute" Verbundbedingungen für alle Stäbe

c) und d) schraffierter Bereich "mäßige" Verbundbedingungen und  
 unschraffierter Bereich "gute" Verbundbedingungen

**Bild 1: Verbundbedingungen**



### II Bemessungswert der Verankerungslänge

Art und Ausbildung der Verankerung		Beiwerte $\alpha_1, \alpha_4$	
		Zug	Druck
gerades Stabende		$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
Haken, Winkelhaken und Schlaufen	Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene $\geq 3\varnothing$ (andernfalls $\alpha_1 = 1,0$ )	$\alpha_1 = 0,7^{1)}$	-
gerades Stabende mit einem angeschweißten Stab <sup>2)</sup>	angeschw. Querstab innerhalb von $l_{bd}$	$\alpha_1 = 0,7$	$\alpha_1 = 0,7$
Haken, Winkelhaken und Schlaufen mit einem angeschw. Querstab <sup>2)</sup>	Querstab innerhalb von $l_{bd}$ vor Krümmungsbeginn; Betondeckung rechtwinklig zur Krümmung $\geq 3\varnothing$ (andernfalls $\alpha_1 = 1,0$ )	$\alpha_1 = 0,7$ $\alpha_4 = 0,7$	-
gerades Stabende mit zwei angeschweißten Stäben <sup>2)</sup>	innerhalb von $l_{bd}$ , gegenseitiger Abstand $s < 10$ cm und $\geq 5\varnothing$ und $\geq 5$ cm; Betondeckung rechtwinklig zur Krümmung $\geq 3\varnothing$ (andernfalls $\alpha_1 = 1,0$ )	$\alpha_1 = 0,7$ $\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_1 = 1,0$ $\alpha_4 = 0,7$

Fußnoten

- Bei Schlaufen mit  $D_{min} \geq 15\varnothing$  darf  $\alpha_1$  auf 0,5 reduziert werden.
- Für angeschweißte Querstäbe gilt  $\varnothing_{quer} / \varnothing \geq 0,6$

**Tabelle 1: Beiwerte  $\alpha_1$  und  $\alpha_4$**

Grundwert der Verankerungslänge:

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Grundwert der Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_s / 4) * (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 644 \text{ mm}$$

#### **a) Verankerung mit geraden Stabenden allgemein**

Verankerungsart der Stäbe unter Annahme ausreichender Betondeckung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

Betondeckung und Stababstand (im NA in der Regel festgelegt mit 1,0)

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min,Zug} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_s) = 193 \text{ mm}$$

$$l_{b,min,Druck} = \text{MAX}(0,6 * l_{b,rqd}; 10 * d_s) = 386 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

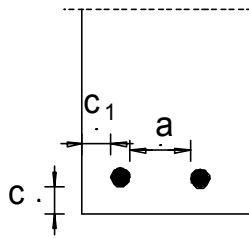
$$l_{bd,Zug} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min,Zug}) = 644 \text{ mm}$$

$$l_{bd,Druck} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min,Druck}) = 644 \text{ mm}$$

bei direkter Lagerung

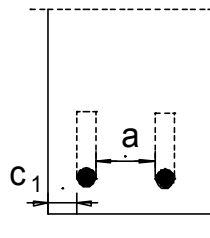
$$l_{bd,dir} = \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 * d_s) = 429 \text{ mm}$$

### b) Verankerung mit Haken, Winkelhaken und Schlaufen



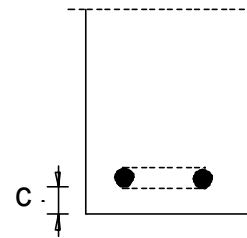
a) Gerade Stäbe

$$c_d = \min(a/2, c, c_1)$$



b) (Winkel) Haken

$$c_d = \min(a/2, c_1)$$



c) Schlaufen

$$c_d = c$$

**Bild 2: Werte  $c_d$  für Balken und Platten**

Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene (seitliche Betondeckung):

$$c_d = 40 \text{ mm}$$

Verankerungsart der Stäbe unter Annahme ausreichender Betondeckung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = \text{WENN}(c_d \leq 3 * d_s; 1,0; 0,7) = 1,0$$

Beiwert  $\alpha_2$  Betondeckung und Stababstand (im NA in der Regel festgelegt mit 1,0)

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_s) = 193 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min,Zug}) = 644 \text{ mm}$$

bei direkter Lagerung:

$$l_{bd,dir} = \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 * d_s) = 429 \text{ mm}$$

### c) Verankerung mit geradem Stabende mit einem angeschw. Querstab

$$\text{Querstabdurchmesser } d_{s,quer} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/DBV1"}; d_s; ) = 10,0 \text{ mm}$$

$$d_{s,quer} / d_s = 0,6 \geq 0,6$$

Verankerungsart der Stäbe unter Annahme ausreichender Betondeckung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_4 = 0,7$$

Beiwert  $\alpha_2$  Betondeckung und Stababstand (im NA in der Regel festgelegt mit 1,0)

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min,Zug} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * \alpha_4 * l_{b,rqd}; 10 * d_s) = 160 \text{ mm}$$

$$l_{b,min,Druck} = \text{MAX}(0,6 * l_{b,rqd}; 10 * d_s) = 386 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{bd,Zug} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_4 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min,Zug}) = 451 \text{ mm}$$

$$l_{bd,Druck} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_4 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min,Druck}) = 451 \text{ mm}$$

bei direkter Lagerung:

$$l_{bd,dir} = \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_4 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 * d_s) = 301 \text{ mm}$$



#### **d) Verankerung mit Haken, Winkelhaken und Schlaufen mit einem angeschw. Querstab**

$$\text{Querstabdurchmesser } d_{s,\text{quer}} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/DBV1"}; d_s; ) = 10,0 \text{ mm}$$

$$d_{s,\text{quer}} / d_s = 0,6 \geq 0,6$$

Verankerungsart der Stäbe unter Annahme ausreichender Betondeckung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = \text{WENN}(c_d \leq 3 * d_s; 1,0; 0,7) = 1,0$$

$$\alpha_4 = 0,7$$

Beiwert  $\alpha_2$  Betondeckung und Stababstand (im NA in der Regel festgelegt mit 1,0)

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,\text{min,Zug}} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * \alpha_4 * l_{b,\text{rqd}}; 10 * d_s) = 160 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{b,\text{Zug}} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_4 * l_{b,\text{rqd}} * A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}}; l_{b,\text{min,Zug}}) = 451 \text{ mm}$$

bei direkter Lagerung darf die Mindestverankerungslänge i. Allg. auf  $2/3 l_{b,\text{min}} \geq 6,7\varnothing$  reduziert werden:

$$l_{b,\text{dir}} = \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_4 * l_{b,\text{rqd}} * A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}}); 6,7 * d_s) = 301 \text{ mm}$$

#### **e) Verankerung mit geradem Stabende mit zwei angeschw. Querstäben**

$$\text{Querstabdurchmesser } d_{s,\text{quer}} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; d_s; ) = 10 \text{ mm}$$

$$d_{s,\text{quer}} / d_s = 0,6 \geq 0,6$$

Verankerungsart der Stäbe unter Annahme ausreichender Betondeckung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = \text{WENN}(c_d \leq 3 * d_s; 1,0; 0,7) = 1,0$$

$$\alpha_4 = 0,7$$

Beiwert  $\alpha_2$  Betondeckung und Stababstand (im NA in der Regel festgelegt mit 1,0)

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,\text{min,Zug}} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * \alpha_4 * l_{b,\text{rqd}}; 10 * d_s) = 160 \text{ mm}$$

$$l_{b,\text{min,Druck}} = \text{MAX}(0,6 * l_{b,\text{rqd}}; 10 * d_s) = 386 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{b,\text{Zug}} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_4 * l_{b,\text{rqd}} * A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}}; l_{b,\text{min,Zug}}) = 451 \text{ mm}$$

$$l_{b,\text{Druck}} = \text{MAX}(0,7 * \alpha_2 * l_{b,\text{rqd}} * A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}}; l_{b,\text{min,Druck}}) = 451 \text{ mm}$$

bei direkter Lagerung:

$$l_{b,\text{dir}} = \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_4 * l_{b,\text{rqd}} * A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}}); 6,7 * d_s) = 301 \text{ mm}$$

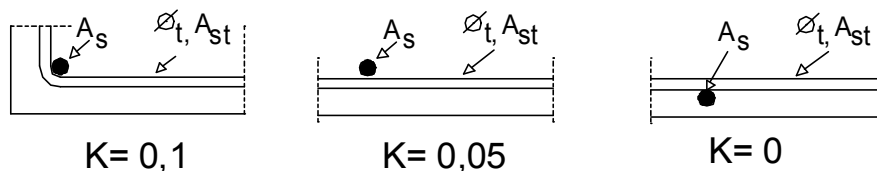
### III Zusätzliche Beiwerte $\alpha_3$ und $\alpha_5$

#### $\alpha_3$ - Beiwert für nicht angeschweißte Querbewehrung

Längsbewehrung  $\varnothing d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds; ) = 20 \text{ mm}$   
 Fläche des größten einzelnen verankerten Stabs  
 Fläche  $A_s = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; As;n=1;ds=ds) = 3,14 \text{ cm}^2$   
 Durchmesser der Querbewehrung innerhalb der Verankerungslänge  $l_{bd}$   
 Querbewehrung  $\varnothing d_t = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; ds; ) = 8 \text{ mm}$   
 Anzahl der Querstäbe  
 Anzahl  $n_t = 4$   
 Querschnittsfläche der Querbewehrung innerhalb der Verankerungslänge  $l_{bd}$   
 Fläche  $\Sigma A_{st} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; As;n=nt;ds=dt) = 2,01 \text{ cm}^2$   
 Querschnittsfläche der Mindestquerbewehrung bei Balken  
 $\Sigma A_{st,min} = 0,25 \cdot A_s = 0,79 \text{ cm}^2$   
**⇒ Querschnittsfläche der Mindestquerbewehrung bei Platten ist gleich Null!**

K-Faktor für den Einfluss aus Querbewehrung

#### K-Werte für Balken und Platten



**Bild 3: K-Faktor für den Einfluss aus Querbewehrung**

Faktor  $K = 0,10$

Einflussfaktor: Querbewehrung

$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s = 0,39$

für alle Verankerungsarten

$\alpha_3 = \text{MIN}(\alpha_{3,1}; 1,0) = 0,96$

beim Druckstab gilt  $\alpha_3 = 1,0!$

#### $\alpha_5$ - Beiwert bei Querdruck

mittlerer Querdruck im GZT innerhalb Verankerungsbereich  $l_{bd}$

Querdruck  $p = 0,00 \text{ N/mm}^2$

für alle Verankerungsarten

$\alpha_5 = \text{MIN}(\alpha_{5,1}; 1,0) = 1,00$

bei direkter Lagerung gilt

$\alpha_5 = 2/3 = 0,67$

beim Druckstab gilt  $\alpha_5 = 1,0!$

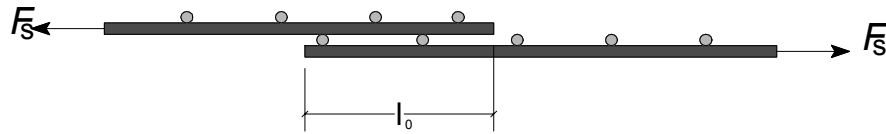


## IV Übergreifungslänge

Stoßanteil einer Bewehrungslage		
Stoßanteil $\rho$ =		33 %
lichte Stababstand $a$ =		200 mm
Stabdurchmesser $d_s$ = GEW("EC2_de/As"; ds; )		= 16 mm
Randabstand in der Stoßebene		
$c_1$ =		40,0 mm
Wirksamkeit der Stöße		
$\alpha_6$ =	$\text{MAX}(\alpha_{6,1}; \alpha_{6,2}; \alpha_{6,3}; \alpha_{6,4}; \alpha_{6,5}; \alpha_{6,6}; \alpha_{6,7}; \alpha_{6,8})$	= 1,4
$l_{0,\text{min}}$ =	$\text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * \alpha_6 * l_{b,\text{rqd}}; 15 * d_s; 200)$	= 270,5
$l_0$ =	$\text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_3 * \alpha_5 * \alpha_6 * A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}} * l_{b,\text{rqd}}; l_{0,\text{min}})$	= 579,9

### Übergreifungsstoß von Betonstahlmatten

Einfaches Beispiel nach EC2-1-1, (NA.8.11.1)



#### Vorgaben / Ermittlung der Grundwerte:

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; fck≤60)	=	C20/25
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005; Bez=Beton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,00 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>
$a_{s,erf}$ =			<b>5,00 cm<sup>2</sup>/m</b>
gewählte Matte =	GEW("EC2_de/Matten"; Bez; )	=	<b>R524 A</b>
$a_{s,vorh}$ =	TAB("EC2_de/Matten"; asx; Bez=Matte)	=	5,24 cm <sup>2</sup> /m
Abstand Querstäbe $s_q$ =	TAB("EC2_de/Matten"; sy; Bez=Matte)	=	250 mm
längs $d_s$ =	TAB("EC2_de/Matten"; dsx; Bez=Matte )	=	10 mm
Verbundbedingung $\eta_1$ =			<b>1,0</b>
Beiwert $\eta_2$ =	WENN ( $d_s \leq 32$ ; 1,0; ( $132-d_s$ ) / 100)	=	1,0

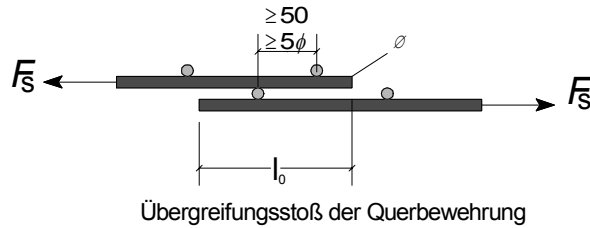
#### Grundwerte:

Verbundfestigkeit $f_{bd}$ =	$2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$	=	2,25 N/mm <sup>2</sup>
Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ =	$(d_s / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$	=	483 mm

#### erforderliche Übergreifungslänge der Längsrichtung

$\alpha_7$ =	WENN( $(0,4+a_{s,vorh}/8) < 1$ ; 1,0; MIN( $(0,4+a_{s,vorh}/8)$ ; 2,0))	=	1,05
$l_{0,min}$ =	MAX( $0,3 * \alpha_7 * l_{b,rqd}$ ; $s_q$ ; 200)	=	250 mm
$l_0$ =	MAX( $\alpha_7 * (a_{s,erf} / a_{s,vorh}) * l_{b,rqd}$ ; $l_{0,min}$ )	=	484 mm

## erforderliche Übergreifungslänge der Querrichtung



Stabdurchmesser der Querbewehrung $d_s$ in mm	Übergreifungslänge $l_0$
$\leq 6,0$	$\geq 1$ Masche $\geq 150$ mm
$6,0 \leq \varnothing \leq 8,5$	$\geq 2$ Maschen $\geq 250$ mm
$8,5 \leq \varnothing \leq 12$	$\geq 2$ Maschen $\geq 350$ mm
$> 12,0$	$\geq 2$ Maschen $\geq 500$ mm

$s_1$  Abstand der Längsstäbe

**Tabelle 8.4 aus EC2-1-1, 8.7.5.2**

### Beispiel

Platte mit einer R 524 als Bewehrung, gesucht ist die erforderliche Übergreifungslänge der Querrichtung

gewählte Matte = GEW("EC2\_de/Matten"; Bez; ) = R524 A  
quer  $d_{s,q}$  = TAB("EC2\_de/Matten"; dsy;Bez=Matte ) = 8 mm

$\Rightarrow l_{0,q} \geq 2$  Maschen bzw. 250 mm





## Festigkeits- und Formänderungsbeiwerte

### Beton

Beton = GEW("EC2\_de/beton\_ec2"; Bez; ) = C20/25



$f_{ck}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck,cube}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fckcube;Bez=Beton)	=	25,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cm}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcm;Bez=Beton)	=	28,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctm;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,095}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk095;Bez=Beton)	=	2,90 N/mm <sup>2</sup>
$E_{cm}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; Ecm;Bez=Beton)	=	30000 N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{c1}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; epsilonc1;Bez=Beton)	=	2,00 ‰
$\epsilon_{cu1}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; epsiloncu1;Bez=Beton)	=	3,50 ‰
$\epsilon_{c2}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; epsilonc2;Bez=Beton)	=	2,00 ‰
$\epsilon_{cu2}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; epsiloncu2;Bez=Beton)	=	3,50 ‰
$n$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; n;Bez=Beton)	=	2
$\epsilon_{c3}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; epsilonc3;Bez=Beton)	=	1,75 ‰
$\epsilon_{cu3}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; epsiloncu3;Bez=Beton)	=	3,50 ‰
$f_{cd}$	=	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$	=		=	1,50



#### Leichtbeton

LBeton = GEW("EC2\_de/lbeton\_ec2"; Bez; ) = LC16/18

EC2-1-1, NCI, 11.1.1 (4)P

Leichtbeton muss eine Dichte von min. 800 kg/m<sup>3</sup> aufweisen. Der obere Grenzwert der Dichte für Konstruktionsleichtbeton darf auch für die Bemessung mit 2000 kg/m<sup>3</sup> angesetzt werden.

Dichte = 2100 kg/m<sup>3</sup>

$\rho = \text{WENN}(\text{Dichte} \geq 2000; 2000; \text{Dichte}) = 2000 \text{ kg/m}^3$

NDP Zu 11.3.7 (1)

k = 1,1 für Leichtbeton mit Sand als feine Gesteinskörnung,

k = 1,0 für Leichtbeton sowohl mit feiner als auch grober leichter Gesteinskörnung.

k = 1,0

$\eta_1 = 0,40 + 0,60 * \rho / 2200 = 0,95$

$\eta_E = (\rho / 2200)^2 = 0,83$

$f_{lck} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/lbeton\_ec2"; flck; Bez=LBeton}) = 16,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{lck,cube} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/lbeton\_ec2"; flckcube; Bez=LBeton}) = 18,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{lcm} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/lbeton\_ec2"; flcm; Bez=LBeton}) = 22,00 \text{ N/mm}^2$

es gilt EC2-1-1, 11.3.1 (3) und 11.3.2 (1)

$f_{lctm} = f_{ctm} * \eta_1 = 2,09 \text{ N/mm}^2$

$f_{lctk,005} = f_{ctk,005} * \eta_1 = 1,43 \text{ N/mm}^2$

$f_{lctk,095} = f_{ctk,095} * \eta_1 = 2,75 \text{ N/mm}^2$

$E_{lcm} = E_{cm} * \eta_E = 24900 \text{ N/mm}^2$

$\varepsilon_{lc1} = k * f_{lcm} / (E_{cm} * \eta_E) * 10^3 = 0,88 \text{ ‰}$

$\varepsilon_{lcu1} = \varepsilon_{lc1} = 0,88 \text{ ‰}$

$\varepsilon_{lc2} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/lbeton\_ec2"; epsilon_lnc2; Bez=LBeton}) = 2,00 \text{ ‰}$

$\varepsilon_{lcu2} = \text{WENN}(\text{flck} < 55; 3,5 * \eta_1; \text{WENN}(\text{flck} = 55; 3,1 * \eta_1; \text{WENN}(\text{flck} = 60; 2,9 * \eta_1; \text{WENN}(\text{flck} \leq 70; 2,7 * \eta_1))); 2,6 * \eta_1) = 3,33 \text{ ‰}$

n = TAB("ec2\_de/lbeton\_ec2"; n; Bez=LBeton) = 2

$\varepsilon_{lc3} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/lbeton\_ec2"; epsilon_lnc3; Bez=LBeton}) = 1,75 \text{ ‰}$

$\varepsilon_{lcu3} = \text{WENN}(\text{flck} < 55; 3,5 * \eta_1; \text{WENN}(\text{flck} = 55; 3,1 * \eta_1; \text{WENN}(\text{flck} = 60; 2,9 * \eta_1; \text{WENN}(\text{flck} \leq 70; 2,7 * \eta_1))); 2,6 * \eta_1) = 3,33 \text{ ‰}$

NDP Zu 11.3.5 (1)P

$\alpha_{lcc} = 0,75$  bei Verwendung des Parabel-Rechteck-Diagramms nach Bild 3.3 oder des Spannungsblocks nach Bild 3.5a

$\alpha_{lcc} = 0,8$  bei Verwendung der bilinearen Spannungs-Dehnungslinie nach Bild 3.4

$\alpha_{lcc} = 0,75$

$f_{lcd} = \alpha_{lcc} * f_{lck} / \gamma_C = 8,00 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_{lct} = 0,85$

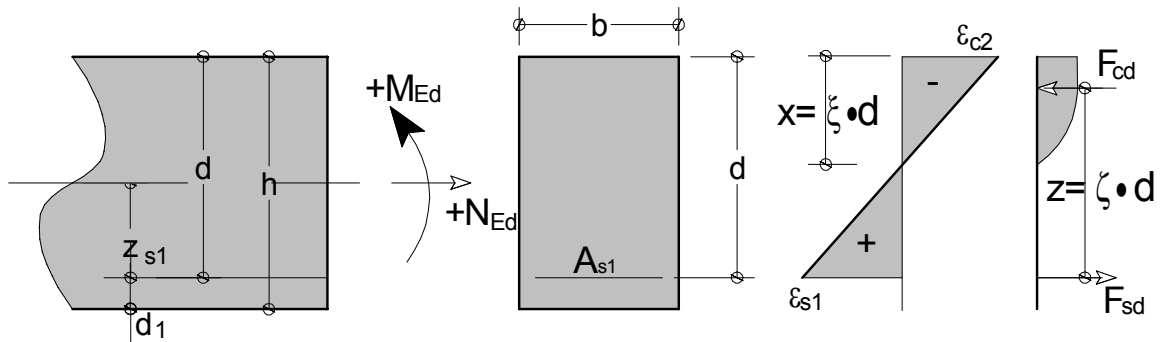
$f_{lctk} = 1,24 \text{ N/mm}^2$

$f_{lctd} = \alpha_{lct} * f_{lctk} / \gamma_C = 0,70 \text{ N/mm}^2$

## Kapitel Biegebemessung

### Bemessung (kd-Verfahren) Rechteckquerschnitt

OHNE Druckbewehrung (B500) Beton C12/15 bis C50/60, B 500 und  $\gamma_s = 1,15$



#### Querschnitt

Querschnittsbreite $b =$		0,30 m
Querschnittshöhe $h =$		0,50 m
Randabstand Bewehrung $d_1 =$		0,05 m
$\Rightarrow$ statische Nutzhöhe $d =$	$h - d_1$	$=$ 0,45 m

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez;fck<55 )	=	C35/45
Stahl =			B 500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_s$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### charakteristische Schnittgrößen

$M_{gk} =$		120 kNm
$M_{qk} =$		70 kNm
$N_{gk} =$		-50 kN
$N_{qk} =$		-30 kN

Sicherheitsbeiwerte

$\gamma_G =$		1,35
$\gamma_Q =$		1,50

#### Bemessungsschnittgrößen

$N_{Ed} =$	$\gamma_G * N_{gk} + \gamma_Q * N_{qk}$	=	-113 kN
$M_{Ed} =$	$\gamma_G * M_{gk} + \gamma_Q * M_{qk}$	=	267 kNm
innere Hebelarm $z_s =$	$d - h / 2$	=	0,20 m
$M_{Eds} =$	$M_{Ed} - N_{Ed} * z_s$	=	289,6 kNm

#### Bemessung

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{Eds}}{b}}} * 10^2 = 1,45$$



Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez=Beton;kd=kd}) = 2,68$$

$$\zeta = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; zeta; \text{Bez=Beton;kd=kd}) = 0,86$$

$$\xi = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; xi; \text{Bez=Beton;kd=kd}) = 0,34$$

$$\varepsilon_{c2} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; \text{epsilonc2;Bez=Beton;kd=kd}) = -3,50 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{s1} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; \text{epsilon_s1;Bez=Beton;kd=kd}) = 6,65 \text{ ‰}$$

$$x = \xi * d = 0,15 \text{ m}$$

$$z = \zeta * d = 0,39 \text{ m}$$

### erforderliche Biegezugbewehrung

$$A_{sI} = \frac{M_{Eds} * 10^{-3}}{d} * k_s + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} * 10 = 14,65 \text{ cm}^2$$

### gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) = 20 \text{ mm}$$

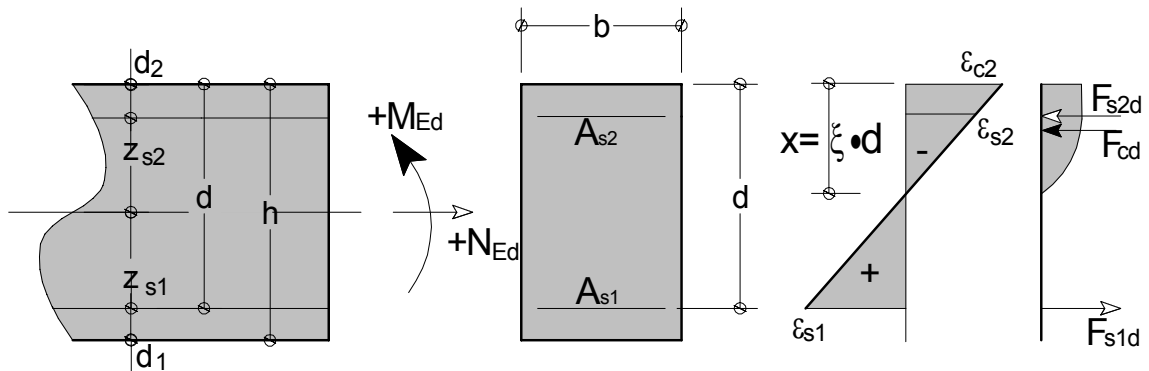
$$A_{s, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez; } ds=d_s; As \geq A_{sI}) = 5 \text{ } \varnothing 20$$

$$A_{s, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s, \text{gew}}) = 15,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{sI} / A_{s, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,93 \leq 1}}$$

### Bemessung (kd-Verfahren) Rechteck mit Druckbewehrung ( $x/d = 0,45$ )

Beton C12/15 bis C50/60, B 500 und  $\gamma_s = 1,15$



Die nachfolgende Bemessung erfolgt unter der Vorgabe, dass im gesamten Bereich eine bezogene Druckzonenhöhe  $\xi = x/d = 0,45$  gilt!

#### Querschnitt

Querschnittsbreite $b =$		30,00 cm
Querschnittshöhe $h =$		50,00 cm
Randabstand Bewehrung unten $d_1 =$		5,00 cm
Randabstand Bewehrung oben $d_2 =$		5,00 cm
$\Rightarrow$ statische Nutzhöhe $d =$	$h - d_1$	$= 45,00$ cm

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez;fck<55 )	=	C16/20
Stahl =			B 500

#### charakteristische Schnittgrößen

$M_{gk} =$	135 kNm
$M_{qk} =$	70 kNm
$N_{gk} =$	-50 kN
$N_{qk} =$	-30 kN

Sicherheitsbeiwerte:

$\gamma_G =$	1,35
$\gamma_Q =$	1,50

#### Bemessungsschnittgrößen

$N_{Ed} = \gamma_G * N_{gk} + \gamma_Q * N_{qk} =$	-113 kN
$M_{Ed} = \gamma_G * M_{gk} + \gamma_Q * M_{qk} =$	287 kNm

innere Hebelarm  $z_s = d - h / 2 = 20,0$  cm

$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} * z_s * 1 / 100 = 309,6$  kNm

#### Bemessung

$x = 0,45 * d = 20,3$  cm

$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{Eds}}{b/100}}} = 1,40$



Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$k_{s1} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks1; \text{Bez=Beton;kd=kd}) = 2,65$$

$$k_{s2} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; ks2; \text{Bez=Beton;kd=kd}) = 1,16$$

Einhaltung der Vorgabe erfüllt:

$$\xi = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; xi; \text{Bez=Beton;kd=kd}) = \mathbf{0,45}$$

Beiwerte  $\rho_1$  und  $\rho_2$ :

$$v = d_2 / d = 0,11$$

$$\rho_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/ro"}; ro1; xi=0,45; d2/d=v; ks1=ks1) = 1,02$$

$$\rho_2 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/ro"}; ro2; xi=0,45; d2/d=v) = 1,05$$

### erforderliche Biegezugbewehrung (unten)

$$A_{s1} = \rho_1 * k_{s1} * \frac{M_{Eds}}{d} + \frac{N_{Ed}}{43,5} = \mathbf{16,00 \text{ cm}^2}$$

### gewählte Biegezugbewehrung (unten)

$$\text{gew. } d_{s1} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; ds;) = 20 \text{ mm}$$

$$A_{s1, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_{s1}; As \geq A_{s1}) = 6 \text{ } \varnothing 20$$

$$A_{s1, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s1, \text{gew}}) = 18,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} / A_{s1, \text{vorh}} = \mathbf{\underline{0,85 \leq 1}}$$

### erforderliche Druckbewehrung (oben)

$$A_{s2} = \rho_2 * k_{s2} * \frac{M_{Eds}}{d} = \mathbf{8,38 \text{ cm}^2}$$

### gewählte Druckbewehrung (oben)

$$\text{gew. } d_{s2} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; ds;) = 20 \text{ mm}$$

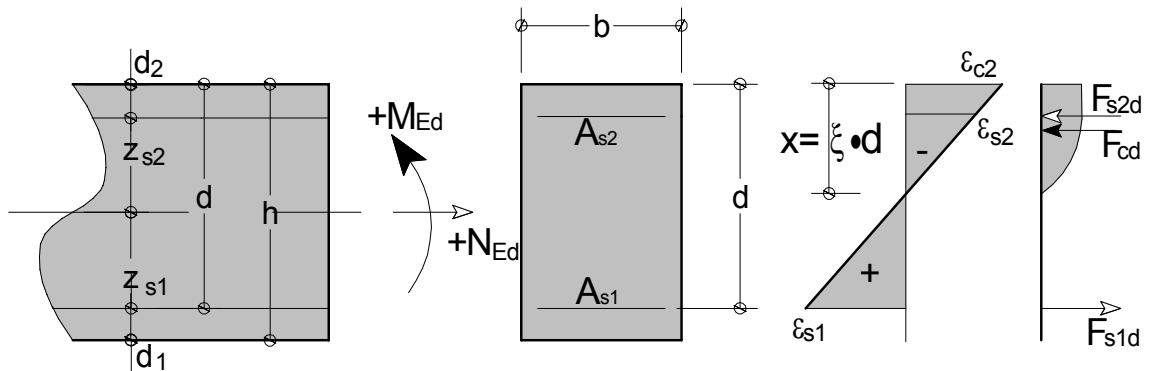
$$A_{s2, \text{gew}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_{s2}; As \geq A_{s2}) = 3 \text{ } \varnothing 20$$

$$A_{s2, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s2, \text{gew}}) = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} / A_{s2, \text{vorh}} = \mathbf{\underline{0,89 \leq 1}}$$

### Bemessung (kd-Verfahren) Rechteck mit Druckbewehrung ( $x/d = 0,617$ )

Beton C12/15 bis C50/60, B 500 und  $\gamma_s = 1,15$



Die nachfolgende Bemessung erfolgt unter der Vorgabe, dass im gesamten Bereich eine bezogene Druckzonenhöhe  $\xi = x/d = 0,617$  gilt!

#### Querschnitt

Querschnittsbreite $b =$		30,00 cm
Querschnittshöhe $h =$		50,00 cm
Randabstand Bewehrung unten $d_1 =$		5,00 cm
Randabstand Bewehrung oben $d_2 =$		5,00 cm
$\Rightarrow$ statische Nutzhöhe $d =$	$h - d_1$	$= 45,00$ cm

#### Material

Beton = GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; fck < 55)		= C20/25
Stahl =		B 500

#### charakteristische Schnittgrößen

$M_{gk} =$		120 kNm
$M_{qk} =$		70 kNm
$N_{gk} =$		-50 kN
$N_{qk} =$		-30 kN
Sicherheitsbeiwerte		
$\gamma_G =$		1,35
$\gamma_Q =$		1,50

#### Bemessungsschnittgrößen

$N_{Ed} =$	$\gamma_G * N_{gk} + \gamma_Q * N_{qk}$	$= -113$ kN
$M_{Ed} =$	$\gamma_G * M_{gk} + \gamma_Q * M_{qk}$	$= 267$ kNm
innere Hebelarm $z_s =$	$d - h / 2$	$= 20,00$ cm
$M_{Eds} =$	$M_{Ed} - N_{Ed} * z_s * 1 / 100$	$= 289,6$ kNm

#### Bemessung

Druckzonenhöhe:		
$x =$	$0,617 * d$	$= 27,8$ cm
$k_d =$	$\frac{\sqrt{M_{Eds}}}{\sqrt{b / 100}}$	$= 1,45$



Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$k_{s1} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd\_0617"}; k_{s1}; \text{Bez=Beton;kd=kd}) = 3,01$$

$$k_{s2} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd\_0617"}; k_{s2}; \text{Bez=Beton;kd=kd}) = 0,30$$

Beiwerte  $\rho_1$  und  $\rho_2$ :

$$v = d_2 / d = 0,11$$

$$\rho_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/ro\_0617"}; \rho_1; \text{xi}=0,617; d_2/d=v; k_{s1}=k_{s1}) = 1,01$$

$$\rho_2 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/ro\_0617"}; \rho_2; \text{xi}=0,617; d_2/d=v) = 1,05$$

**erforderliche Biegezugbewehrung (unten)**

$$A_{s1} = \rho_1 * k_{s1} * \frac{M_{Eds}}{d} + \frac{N_{Ed}}{43,5} = 16,97 \text{ cm}^2$$

**gewählte Biegezugbewehrung (unten)**

$$\text{gew. } d_{s1} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; d_s ; ) = 20 \text{ mm}$$

$$A_{s1, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s=d_{s1}; A_s \geq A_{s1}) = 6 \text{ } \varnothing 20$$

$$A_{s1, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=A_{s1, \text{gew}}) = 18,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} / A_{s1, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,90 \leq 1}}$$

**erforderliche Druckbewehrung (oben)**

$$A_{s2} = \rho_2 * k_{s2} * \frac{M_{Eds}}{d} = 2,03 \text{ cm}^2$$

**gewählte Druckbewehrung (oben)**

$$\text{gew. } d_{s2} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; d_s ; ) = 20 \text{ mm}$$

$$A_{s2, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s=d_{s2}; A_s \geq A_{s2}) = 2 \text{ } \varnothing 20$$

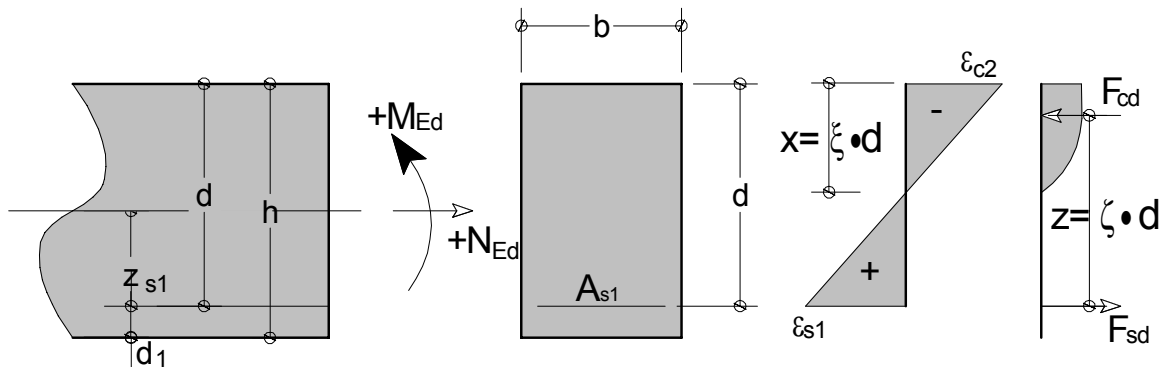
$$A_{s2, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=A_{s2, \text{gew}}) = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} / A_{s2, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,32 \leq 1}}$$



### Bemessung Rechteckquerschnitt

OHNE Druckbewehrung: Beton C12/15 bis C50/60, B 500 und  $\gamma_s = 1,15$



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez;fck<55 )	=	C25/30
$\alpha_{cc}$ =		=	0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}$ /0,85	=	14,17 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =		=	B 500

#### Querschnitt

Querschnittsbreite $b$ =	0,30 m
Querschnittshöhe $h$ =	0,50 m
Randabstand Bewehrung $d_1$ =	0,05 m
$\Rightarrow$ statische Nutzhöhe $d$ =	$h - d_1$ = 0,45 m

#### charakteristische Schnittgrößen

$M_{gk}$ =	120 kNm
$M_{qk}$ =	70 kNm
$N_{gk}$ =	-50 kN
$N_{qk}$ =	-30 kN
Sicherheitsbeiwerte:	
$\gamma_G$ =	1,35
$\gamma_Q$ =	1,50

#### Bemessungsschnittgrößen

$N_{Ed}$ =	$\gamma_G \cdot N_{gk} + \gamma_Q \cdot N_{qk}$	=	-113 kN
$M_{Ed}$ =	$\gamma_G \cdot M_{gk} + \gamma_Q \cdot M_{qk}$	=	267 kNm
innere Hebelarm $z_s$ =	$d - h / 2$	=	0,20 m
$M_{Eds}$ =	$M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s$	=	289,6 kNm

#### Bemessung

$\mu_{Eds}$ =	$\frac{M_{Eds} / 1000}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	=	0,336
---------------	---	---	-------



Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$\omega_1 =$	TAB("ec2_de/omega1"; omega; my= $\mu_{Eds}$ )	=	0,4319
$\zeta =$	TAB("ec2_de/omega1"; zeta; my= $\mu_{Eds}$ )	=	0,778
$\xi =$	TAB("ec2_de/omega1"; xi; my= $\mu_{Eds}$ )	=	0,533
$\epsilon_{c2} =$	TAB("ec2_de/omega1"; epsilonc2; my= $\mu_{Eds}$ )	=	-3,50 ‰
$\epsilon_{s1} =$	TAB("ec2_de/omega1"; epsilon1; my= $\mu_{Eds}$ )	=	3,06 ‰
$\sigma_{sd} =$	TAB("ec2_de/omega1"; sigmasd; my= $\mu_{Eds}$ )	=	436 N/mm <sup>2</sup>
$x =$	$\xi * d$	=	0,240 m
$z =$	$\zeta * d$	=	0,350 m

#### erforderliche Biegezugbewehrung

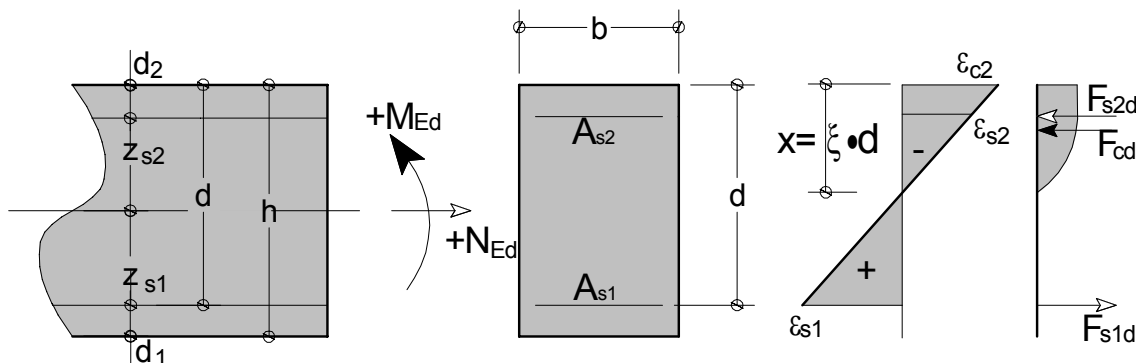
$$A_{sl} = \frac{1}{\sigma_{sd}} * \left( \omega_1 * b * d * f_{cd} + \frac{N_{Ed}}{1000} \right) * 10^4 = 16,4 \text{ cm}^2$$

#### gewählte Biegezugbewehrung

gew. $d_s =$	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	=	20 mm
$A_{s,gew} =$	TAB("ec2_de/As"; Bez; ds= $d_s$ ; $A_s \geq A_{sl}$ )	=	6 $\varnothing$ 20
$A_{s,vorh} =$	TAB("ec2_de/As"; As; Bez= $A_{s,gew}$ )	=	18,85 cm <sup>2</sup>
$A_{sl} / A_{s,vorh}$		=	<u>0,87 ≤ 1</u>

### Bemessung Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung ( $x/d = 0,45$ )

Beton C12/15 bis C50/60;  $\xi_{lim} = 0,45$ ; B 500 und  $\gamma_S = 1,15$



Die nachfolgende Bemessung erfolgt unter der Vorgabe, dass im gesamten Bereich eine bezogene Druckzonenhöhe  $\xi = x/d = 0,45$  gilt, d.h.  $\mu_{Eds} \geq 0,30$ .

#### Querschnitt

Querschnittsbreite $b =$		0,30 m
Querschnittshöhe $h =$		0,50 m
Randabstand Bewehrung unten $d_1 =$		0,05 m
Randabstand Bewehrung oben $d_2 =$		0,05 m
$\Rightarrow$ statische Nutzhöhe $d =$	$h - d_1$	$= 0,45$ m

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; fck $\leq$ 50)	= C25/30
$\alpha_{cc} =$		0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}$ /0,85	= 14,17 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =		B 500
$f_{yk} =$		500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$		1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	= 435 N/mm <sup>2</sup>

#### charakteristische Schnittgrößen

$M_{gk} =$		120 kNm
$M_{qk} =$		70 kNm
$N_{gk} =$		-50 kN
$N_{qk} =$		-30 kN

Sicherheitsbeiwerte:

$\gamma_G =$		1,35
$\gamma_Q =$		1,50

#### Bemessungsschnittgrößen

$N_{Ed} =$	$\gamma_G * N_{gk} + \gamma_Q * N_{qk}$	= -113 kN
$M_{Ed} =$	$\gamma_G * M_{gk} + \gamma_Q * M_{qk}$	= 267 kNm
innerer Hebelarm $z_{s1} =$	$0,5 * h - d_1$	= 0,20 m
$M_{Eds} =$	$M_{Ed} - N_{Ed} * z_{s1}$	= 289,6 kNm

**Bemessung:**

$$\mu_{E_{ds}} = \frac{M_{E_{ds}} \cdot 10^{-3}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{289,6 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,45^2 \cdot 14,17} = 0,34$$

$$\text{Verhältnis } \Rightarrow v = \frac{d_2}{d} = 0,11$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega12"; omega1; d2/d=v; my}=\mu_{E_{ds}}) = 0,414$$

$$\omega_2 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega12"; omega2; d2/d=v; my}=\mu_{E_{ds}}) = 0,050$$

**erforderliche Biegezugbewehrung:**

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left( \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + \frac{N_{Ed}}{1000} \right) \cdot 10^4 = 15,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 2,2 \text{ cm}^2$$

**gewählte Biegezugbewehrung (unten):**

$$\text{gew. } d_{s1} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 20 \text{ mm}$$

$$A_{s1, \text{gew}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds}=\text{d}_{s1}; \text{As} \geq A_{s1}) = 5 \text{ } \varnothing \text{ } 20$$

$$A_{s1, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=\text{A}_{s1, \text{gew}}) = 15,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} / A_{s1, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,99 \leq 1}}$$

**gewählte Druckbewehrung (oben):**

$$\text{gew. } d_{s2} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 16 \text{ mm}$$

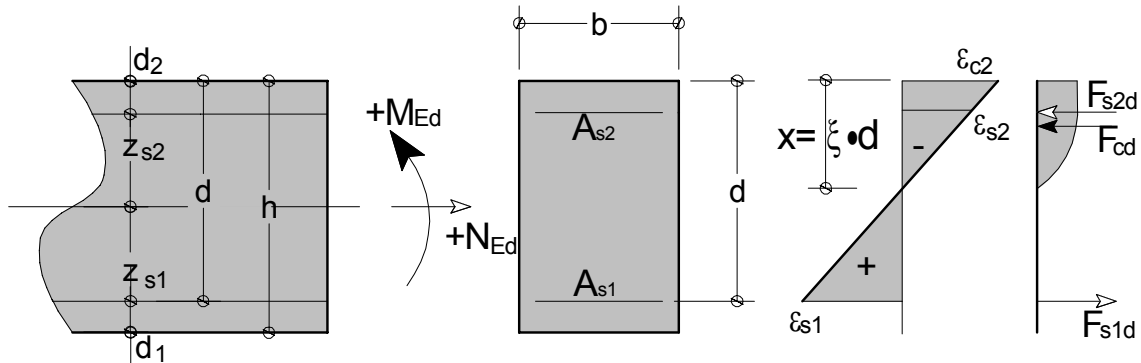
$$A_{s2, \text{gew}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds}=\text{d}_{s2}; \text{As} \geq A_{s2}) = 2 \text{ } \varnothing \text{ } 16$$

$$A_{s2, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=\text{A}_{s2, \text{gew}}) = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} / A_{s2, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,55 \leq 1}}$$

### Bemessung Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung ( $x/d = 0,617$ )

Beton C12/15 bis C50/60;  $\xi_{lim} = 0,617$ ; B 500 und  $\gamma_s = 1,15$



Die nachfolgende Bemessung erfolgt unter der Vorgabe, dass im gesamten Bereich eine bezogene Druckzonenhöhe  $\xi = x/d = 0,617$  gilt, d.h.  $\mu_{Eds} \geq 0,38$ .

#### Querschnitt

Querschnittsbreite $b =$	0,30 m
Querschnittshöhe $h =$	0,50 m
Randabstand Bewehrung unten $d_1 =$	0,05 m
Randabstand Bewehrung oben $d_2 =$	0,05 m
$\Rightarrow$ statische Nutzhöhe $d =$	$h - d_1 = 0,45$ m

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; fck $\leq$ 50)	=	C20/25
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}$ /0,85	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_s$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### charakteristische Schnittgrößen

$M_{gk} =$		120 kNm
$M_{qk} =$		70 kNm
$N_{gk} =$		-50 kN
$N_{qk} =$		-30 kN
Sicherheitsbeiwerte:		
$\gamma_G =$		1,35
$\gamma_Q =$		1,50

#### Bemessungsschnittgrößen

$N_{Ed} =$	$\gamma_G * N_{gk} + \gamma_Q * N_{qk}$	=	-113 kN
$M_{Ed} =$	$\gamma_G * M_{gk} + \gamma_Q * M_{qk}$	=	267 kNm
innerer Hebelarm $z_{s1} =$	$0,5 * h - d_1$	=	0,20 m
$M_{Eds} =$	$M_{Ed} - N_{Ed} * z_{s1}$	=	289,6 kNm



### Bemessung

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds} \cdot 10^{-3}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{289,6 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,45^2 \cdot 11,33} = 0,42$$

$$\text{Verhältnis } \Rightarrow v = d_2 / d = 0,11$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega12a"; omega1; d2/d=v; my}=\mu_{Eds}) = 0,555$$

$$\omega_2 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega12a"; omega2; d2/d=v; my}=\mu_{Eds}) = 0,055$$

### erforderliche Biegezugbewehrung

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left( \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + \frac{N_{Ed}}{1000} \right) \cdot 10^4 = 16,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 1,9 \text{ cm}^2$$

### gewählte Biegezugbewehrung (unten)

$$\text{gew. } d_{s1} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 20 \text{ mm}$$

$$A_{s1, \text{gew}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds}=\text{d}_{s1}; \text{As} \geq A_{s1}) = 6 \text{ } \varnothing 20$$

$$A_{s1, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=\text{A}_{s1, \text{gew}}) = 18,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} / A_{s1, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,90 \leq 1}}$$

### gewählte Druckbewehrung (oben)

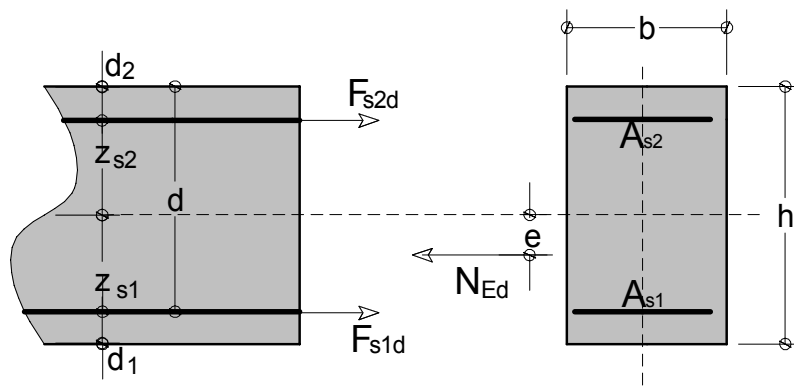
$$\text{gew. } d_{s2} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s2, \text{gew}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds}=\text{d}_{s2}; \text{As} \geq A_{s2}) = 1 \text{ } \varnothing 16$$

$$A_{s2, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=\text{A}_{s2, \text{gew}}) = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} / A_{s2, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,95 \leq 1}}$$

### Mittige Längszugkraft und Zugkraft mit kleiner Ausmitte



Die resultierende Zugkraft greift innerhalb der Bewehrungslagen an, d.h. der gesamte Querschnitt ist gezogen; Stahlspannung (EC2-1-1 3.2.7) Begrenzung auf  $f_{yd}$ .

#### Querschnitt

Querschnittsbreite $b$ =	0,30 m
Querschnittshöhe $h$ =	0,40 m
Randabstand Bewehrung unten $d_1$ =	0,05 m
Randabstand Bewehrung oben $d_2$ =	0,05 m
⇒ statische Nutzhöhe $d = h - d_1$	= 0,35 m

#### Material

Beton = GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C30/37
$\gamma_C$ =		1,50
Stahl =		B 500
$\gamma_S$ =		1,15
$f_{yk}$ =		500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### charakteristische Schnittgrößen

$M_{gk}$ =	15 kNm
$M_{qk}$ =	15 kNm
$N_{gk}$ =	0 kN
$N_{qk}$ =	200 kN
Sicherheitsbeiwerte	
$\gamma_G$ =	1,35
$\gamma_Q$ =	1,50

#### Bemessungsschnittgrößen

$N_{Ed}$ =	$\gamma_G * N_{gk} + \gamma_Q * N_{qk}$	=	300 kN
$M_{Ed}$ =	$\gamma_G * M_{gk} + \gamma_Q * M_{qk}$	=	43 kNm
innere Hebelarm $z_{s1}$ =	$d - h / 2$	=	0,15 m
innere Hebelarm $z_{s2}$ =	$d - z_{s1} - d_2$	=	0,15 m
$e$ =	$M_{Ed} / N_{Ed}$	=	0,14 m

Resultierende Zugkraft greift innerhalb der Bewehrungslagen an, d.h. Bedingung  $e < z_{s1}$ !

$$e / z_{s1} = \underline{\underline{0,93 \leq 1}}$$



### Bemessung

Zugkräfte im Betonstahl:

$$F_{s1,d} = N_{Ed} \cdot \frac{z_{s2} + e}{z_{s1} + z_{s2}} = 290 \text{ kN}$$

$$F_{s2,d} = N_{Ed} \cdot \frac{z_{s1} - e}{z_{s1} + z_{s2}} = 10 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed} \cdot 10^{-3} \cdot \frac{z_{s2} + e}{z_{s1} + z_{s2}} \cdot 10^4}{f_{yd}} = 6,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot 10^{-3} \cdot \frac{z_{s1} - e}{z_{s1} + z_{s2}} \cdot 10^4}{f_{yd}} = 0,23 \text{ cm}^2$$

gewählte Bewehrung (unten):

$$\text{gew. } d_{s1} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s1, \text{gew}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_{s1}; As \geq A_{s1}) = 4 \text{ } \varnothing \text{ } 16$$

$$A_{s1, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{s1, \text{gew}}) = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} / A_{s1, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,83 \leq 1}}$$

gewählte Bewehrung (oben):

$$\text{gew. } d_{s2} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 14 \text{ mm}$$

$$A_{s2, \text{gew}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_{s2}; As \geq A_{s2}) = 1 \text{ } \varnothing \text{ } 14$$

$$A_{s2, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{s2, \text{gew}}) = 1,54 \text{ cm}^2$$

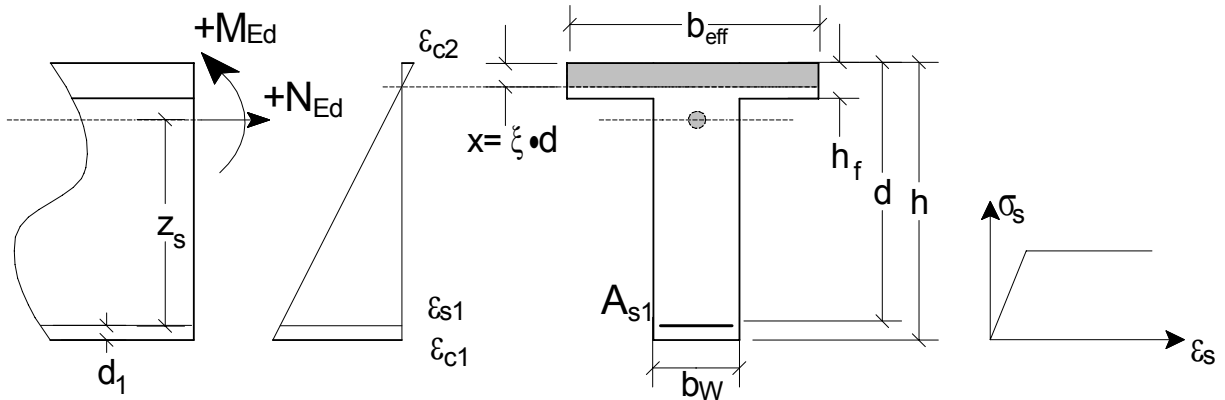
$$A_{s2} / A_{s2, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,15 \leq 1}}$$



### Biegung mit Längskraft bei Plattenbalken

Beton C12/15 bis C50/60, B 500 und  $\gamma_s = 1,15$

Randbedingung  $x < h_f$  (Nulllinie in Platte) muß eingehalten werden



#### Plattenbalkenquerschnitt:

Stegbreite $b_W$ =	0,40 m
Gesamthöhe $h$ =	1,00 m
Randabstand Bewehrung $d_1$ =	0,10 m
mitwirkende Breite $b_{eff}$ =	1,50 m
Höhe der Platte $h_f$ =	0,20 m

$$\Rightarrow \text{stat. Nutzhöhe } d = h - d_1 = 0,90 \text{ m}$$

#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;fck<55 )	=	C30/37
$\alpha_{cc}$ =		=	0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}$ /0,85	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =		=	B 500
$f_{yk}$ =		=	500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$ =		=	1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_s$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Bemessungsschnittgrößen

$N_{Ed}$ =		=	0,0 kN
$M_{Ed}$ =		=	1000,0 kNm
innere Hebelarm $z_s$ =	$d - h / 2$	=	0,40 m
$M_{Eds}$ =	$M_{Ed} - N_{Ed} * z_s$	=	1000,0 kNm



### Bemessung

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds} / 1000}{b_{eff} * d^2 * f_{cd}} = 0,048$$

Lage der Dehnungsnulldlinie:

$$\xi = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; xi; my}=\mu_{Eds}) = 0,074$$

$$x = \xi * d = 0,067 \text{ m}$$

Bedingung ( $x < h_f$ ) zur Bemessung als Rechteckquerschnitt:

$$\text{Bedingung} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/erg"; Erg;v}=\text{bed}) = \text{erfüllt!}$$

...ansonsten Bemessung mit Tafeln für Plattenbalken!



Software zur Dokumentation und Berechnung

# master

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

### erforderliche Biegezugbewehrung

$$A_{sl} = \left( \frac{1}{\sigma_{sd}} \right) * \left( \omega_1 * b_{eff} * d * f_{cd} + \frac{N_{Ed}}{1000} \right) * 10^4 = 24,8 \text{ cm}^2$$

### gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 20 \text{ mm}$$

$$A_{s, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds}=\text{d}_s; \text{As} \geq A_{sl}) = 8 \text{ } \varnothing 20$$

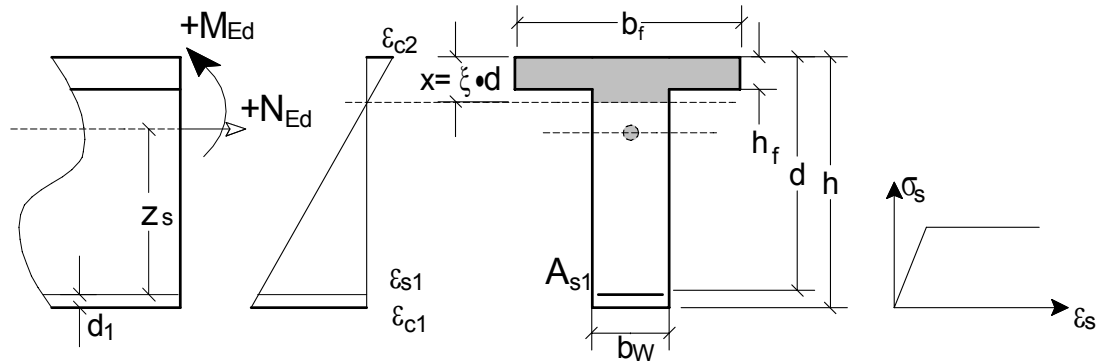
$$A_{s, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=\text{A}_{s, \text{gew}}) = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{sl} / A_{s, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,99 \leq 1}}$$

### Biegung mit Längskraft bei Plattenbalken ( $x > hf$ )

Beton C12/15 bis C50/60, B 500 und  $\gamma_s = 1,15$

Randbedingung  $x > hf$  (Nulllinie im Steg); ansonsten Bemessung als "Rechteckquerschnitt"



#### Plattenbalkenquerschnitt

Stegbreite $b_w$ =	0,40 m
Gesamthöhe $h$ =	1,00 m
Randabstand Bewehrung $d_1$ =	0,10 m
mitwirkende Breite $b_{eff}$ =	0,60 m
Höhe der Platte $h_f$ =	0,20 m

$$\Rightarrow \text{stat. Nutzhöhe } d = h - d_1 = 0,90 \text{ m}$$

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez;fck<55 )	=	C16/20
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	16,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	9,07 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Bemessungsschnittgrößen

$N_{Ed}$ =		=	0,0 kN
$M_{Ed}$ =		=	1000 kNm
innere Hebelarm $z_s$ =	$d - h / 2$	=	0,40 m
$M_{Eds}$ =	$M_{Ed} - N_{Ed} * z_s$	=	1000 kNm



### Bemessung

$$\mu_{E_{ds}} = \frac{M_{E_{ds}} / 1000}{b_{eff} * d^2 * f_{cd}} = 0,227$$

Lage der Dehnungsnulllinie:  
 $\xi = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; xi; my}=\mu_{E_{ds}}) = 0,324$   
 $x = \xi * d = 0,292 \text{ m}$   
( $x > h_f$ ); Bedingung =  $\text{TAB}(\text{"ec2\_de/erg"; Erg; v}=\text{bed}) = \text{erfüllt!}$   
ansonsten Bemessung als "Rechteckquerschnitt" möglich!

$$v1 = h_f / d = 0,22$$
$$v2 = b_{eff} / b_w = 1,50$$

gerundet ;  $v1 = (h_f / d) - 0,05 = 0,2$

Ablesewert aus hinterlegter Tabelle für:  
 $\mu_{E_{ds}} = 0,23$   
 $\omega = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omegaPB"; omega1; my}=\mu_{E_{ds}}; hf/d=v1; bf/bw=v2) = 0,2690$

### Biegezugbewehrung



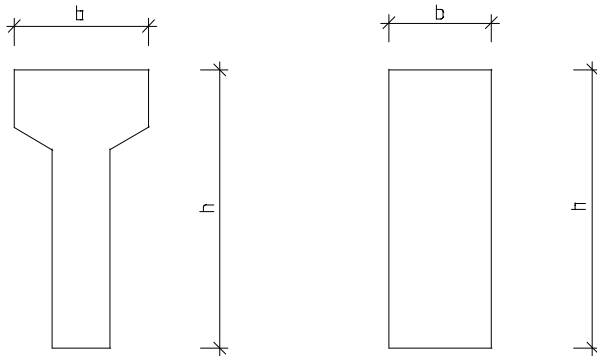
gewählte Biegezugbewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 25 \text{ mm}$$
$$A_{s, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds}=\text{d}_s; A_s \geq A_{sI}) = 7 \text{ } \varnothing 25$$
$$A_{s, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=\text{A}_{s, \text{gew}}) = 34,36 \text{ cm}^2$$
$$A_{sI} / A_{s, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,88 \leq 1}}$$

## Kapitel Verformung und Stabilität

### Nachweis der Kippsicherheit

seitliches Ausweichen schlanker Träger



Die Sicherheit gegen seitliches Ausweichen schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger darf nach EC2-1-1 als ausreichend angenommen werden, wenn folgende Voraussetzung erfüllt ist:

#### Geometrie

Gesamthöhe des Trägers im mittleren Bereich von  $l_{0t}$  ;

$$h = 0,55 \text{ m}$$

Länge Druckgurt zwischen seitlicher Abstützung:

$$l_{0t} = 9,65 \text{ m}$$

Breite des Druckgurts

$$b = 0,30 \text{ m}$$

#### Berechnung der Erforderlichen Druckgurtbreite

a) ständige Bemessungssituation

$$\Rightarrow h / b < 2,5 \text{ und } b > b_{\text{soll}}$$

$$h / b = 1,83 \leq 2,5$$

$$b_{\text{erf}} = \sqrt[4]{\left(\frac{l_{0t}}{50}\right)^3 * h} = 0,251 \text{ m}$$

$$b_{\text{erf}} / b = 0,84 \leq 1$$

b) vorübergehende Bemessungssituation

$$\Rightarrow h / b < 3,5 \text{ und } b > b_{\text{soll}}$$

$$h / b = 1,83 \leq 3,5$$

$$b_{\text{erf}} = \sqrt[4]{\left(\frac{l_{0t}}{70}\right)^3 * h} = 0,195 \text{ m}$$

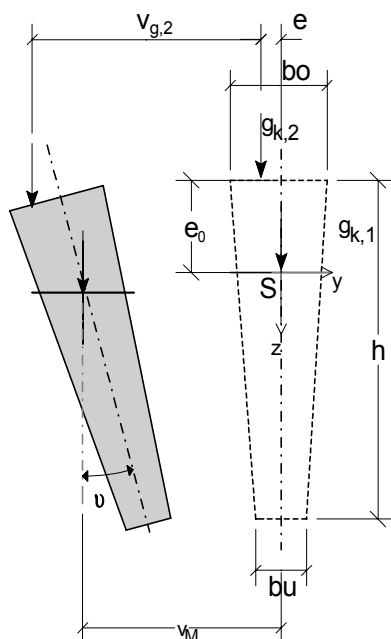
$$b_{\text{erf}} / b = 0,65 \leq 1$$

Sollte  $b_{\text{erf}} > b_{\text{vorh}}$  sein so ist entweder die Gurtbreite entsprechend zu verbreitern. Oder es ist ein genauer Nachweis zu führen.

Die Auflagerung ist so zu bemessen, dass sie mind. ein Torsionsmoment von  $T_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed}} * l_{\text{eff}} / 300$  aufnehmen kann. Dabei ist  $l_{\text{eff}}$  die effektive Stützweite des Trägers und  $V_{\text{Ed}}$  der Bemessungswert der Auflagerkraft rechtwinklig zur Trägerachse.

### Nachweis der Kippstabilität schlanker Träger

nach König/Pauli



Es wird im Folgenden die Kippstabilität im Montagezustand (der Dachbinder ist an den Auflagern in den Stützengabeln gehalten) nach [König/Pauli] untersucht. Das Nachweiskonzept basiert auf zwei Grenzbetrachtungen möglicher Gleichgewichtszustände am verformten System unter Vorgabe von Vorverformungen. Dabei werden einerseits eine Grenzverdrehung des Querschnitts infolge zweiachsiger Biegung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und andererseits eine Grenzverdrehung infolge Torsion bestimmt, die durch die Überschreitung des Torsionsrissmomentes im Auflagerbereich beschränkt wird.

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton) * $\alpha_{cc}$ / 0,85	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctm; Bez=Beton)	=	3,20 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### System, Bauteilmaße, Belastung:

Balkenbreite $b_o$ =	0,20 m
Balkenbreite $b_u$ =	0,15 m
Balkenhöhe $h$ =	0,55 m
Exzentrizität $e$ =	0,07 m
effektive Stützweite $l_{eff}$ =	9,65 m

#### a) Grenzzustand Biegung im Montagezustand

Belastung:

$$\text{Eigenlast Träger } g_{k,1} = h * 0,5 * (b_o + b_u) * 25 = 2,41 \text{ kN/m}$$

$$\text{ständige Last } g_{k,2} = 10,00 \text{ kN/m}$$

$$g_k = \underline{\underline{12,41 \text{ kN/m}}}$$

Sicherheitsbeiwerte im GZT

$$\gamma_G = 1,15$$

$$\gamma_Q = 1,15$$

Biegemoment:

$$g_d = \gamma_G * g_k = 14,27 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,y} = g_d * l_{eff}^2 / 8 = 166,1 \text{ kNm}$$



#### b) Querschnittswerte

$$\text{Schwerpunkt } e_0 = (h / 3) * ((b_o + 2 * b_u) / (b_o + b_u)) = 0,262 \text{ m}$$

Die Querschnittsanalyse am verformten System nach Theorie II. Ordnung für die Steifigkeiten und die Ermittlung des aufnehmbaren Biegemomentes  $M_{Rd,z}$  um die schwache Achse bei vorgegebenem Hauptbiegemoment  $M_{Ed,y}$  im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss iterativ durchgeführt werden.

Die Berechnungsergebnisse in Feldmitte sind:

Biegesteifigkeit um die schwache Achse

$$EI_z = 2,36 \text{ MN/m}^2$$

Torsionssteifigkeit:

$$GI_T = 1,96 \text{ MN/m}^2$$

aufnehmbares Querbiegemoment bei vorgegebenem Hauptbiegemoment  $M_{Ed,y}$

$$\max\_M_{Rd,z} = 45,9 \text{ kNm}$$

#### c) angesetzte Vorverformung

Die Imperfektion wird durch eine ungewollte Ausmitte berücksichtigt.

$$e_i = l_{eff} / 300 = 0,03 \text{ m}$$

Diese Annahme ersetzt ungefähr die von [König/Pauli] empfohlene Kombination einer Ausmitte von  $e_u = l / 500$  mit einer Querschnittsschiefstellung von 0,75 %. Auf die Berücksichtigung des Einflusses von Kriechverformungen auf die Imperfektion wird wegen der zeitlichen Begrenzung des Montagezustandes verzichtet.

#### d) Grenzverdrehungen

zweiachsige Biegung:

aufnehmbares Querbiegemoment bei vorgegebenem Hauptbiegemoment  $M_{Ed,y}$

$$\max\_M_{Rd,z} = 45,9 \text{ kNm}$$

$$\text{mögl. } \nu = \max\_M_{Rd,z} / M_{Ed,y} = 0,276$$

Torsion:

Auflagerbereich Zustand I: Ersatzrechteckquerschnitt:

$$b_m = 0,5 * (b_o + b_u) = 0,175 \text{ m}$$

$$h / b_m = 3,14$$

$$W_t = 0,267 * h * b_m^2 = 0,0045 \text{ m}^3$$

(Zustand I - gesamter Querschnitt)

Aufnehmbares Torsionsmoment:

$$T_R = 3,2 * 10^3 * W_t = 14,4 \text{ kNm}$$

Mögliche Verdrehung infolge aufnehmbarem Torsionsmoment:

$$\text{mögl. } \nu_T = T_R * 10^{-3} * l_{eff} / (\pi * GI_T) = 0,023$$

Als mögliche Grenzverdrehung ist der kleinere Wert  $\nu$  für die weitere Berechnung maßg.

$$\nu = \text{MIN}(\text{mögl. } \nu_T; \text{mögl. } \nu) = 0,023$$



### e) Torsionsmoment am Auflager im GZT

Horizontale Verschiebung des Schubmittelpunktes:

$$v_M = \frac{(1/(8 \cdot \pi^2) - 1/\pi^3 + 3/\pi^4) \cdot g_d \cdot v \cdot l_{eff}}{EI_z} = 0,015 \text{ m}$$

Überlagerung mit der Vorverformung:

$$\text{ges. } v_M = e_i + v_M = 0,045 \text{ m}$$

Verschiebungen der Lastangriffspunkte infolge  $v_M$  und  $v$ :

$$v_{g,1} = \text{ges. } v_M = 0,045 \text{ m}$$

$$v_{g,2} = \text{ges. } v_M + e_0 \cdot v = 0,051 \text{ m}$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

### f) Kippsicherheit

$$T_{Ed} / T_R = \underline{\underline{0,42 \leq 1}}$$

Der Nachweis nach [König /Pauli] ist sowohl für die Grenzverdrehungen als auch für die Grenztragfähigkeit auf das aufnehmbare Torsionsmoment des ungerissenen Querschnitts mit dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  abgestellt. Der Zustand I ist bei nicht vorgespannten Querschnitten selten nachweisbar.

Das Sicherheitskonzept von EC2-1-1 verlangt im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der Widerstandsseite die Berücksichtigung von Bemessungswerten der Baustofffestigkeiten (5 %-Quantilwert, Teilsicherheitsbeiwert). Deshalb ist es notwendig, das Gesamttorsionsmoment am Auflager unter Annahme des gerissenen Querschnitts mit Querkraft- und Torsionsbewehrung aufzunehmen.

Das aufnehmbare Torsionsmoment  $T_{Rd,sy}$  mit der gewählten Bügelbewehrung beträgt hier:

$$\text{vorha}_{sw\_zu\_erfa_{sw}} = 1,09$$

max Torsionsmoment an den Auflagergabeln:

$$T_{Ed,A} = 7,38 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd,sy} = \text{vorha}_{sw\_zu\_erfa_{sw}} \cdot T_{Ed,A} = 8,04 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed,A} / T_{Rd,sy} = \underline{\underline{0,92 \leq 1}}$$

Die Kippsicherheit im Montagezustand ist sichergestellt!





### Begrenzung der Verformungen ohne direkte Berechnung

EC2-1-1, 7.4.2

#### Material:

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			1,50
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / 1,15$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### System + Bauteilmaße

Bauteilbreite b =			1,00 m
Bauteilhöhe h =			0,19 m
Vorhaltemaß $c_v$ =			25 mm
(geschätzte) Bewehrung $A_{s,req}$ =			5,16 cm <sup>2</sup>
(geschätzter) Stabdurchmesser $d_s$ =			10 mm
effektive Stützweite l =			5,00 m
⇒ statische Nutzhöhe d =	$h - (d_s/2 + c_v) \cdot 10^{-3}$	=	0,16 m

#### Erforderliche Deckendicke aus Begrenzung der Verformung

Ermittlung des vorhandenen (bzw. geschätzten) Bewehrungsgrades

$\rho$ =	$A_{s,req} / (b \cdot d \cdot 10^4) \cdot 10^2$	=	0,32 %
Referenzbewehrungsgrad			
$\rho_0$ =	$10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^2$	=	0,45 %
Grenzbewehrungsgrad			
$\rho_{lim}$ =	TAB("EC2_de/rolim";ro; fck=fck)	=	0,24 %
erforderliche Druckbewehrungsgrad in Feldmitte			
$\rho_{Strich}$ =			0,00
Beiwert zur Berücksichtigung des statischen Systems nach Tab. 7.4N			
K =			1,30

**Tabelle 7.4N Grundwerte der Biegeschlankheit von Stahlbetonbauteilen ohne Drucknormalkraft**

Statisches System	K	Beton hoch beansprucht $\rho = 1,5\%$	Beton gering beansprucht $\rho = 0,5\%$
frei drehbar gelagerter Einfeldträger; gelenkig gelagerte einachsig oder zweiachsig gespannte Platte	1,0	14	20
Endfeld eines Durchlaufträgers oder einer einachsig gespannten durchlaufenden Platte; Endfeld einer zweiachsig gespannten Platte, die kontinuierlich über einer längere Seite durchläuft	1,3	18	26
Mittelfeld eines Balkens oder einer einachsig oder zweiachsig gespannten Platte	1,5	20	30
Platte, die ohne Unterzüge auf Stützen gelagert ist (Flachdecke) (auf Grundlage der größeren Spannweite)	1,2	17	24
Kragträger	0,4	6	8



#### Ermittlung der zulässigen Biegeschlankheit

für  $\rho \leq \rho_0$  gilt EC2-1-1 Gl. (7.16a)

$$l_{zud_a} = K * \left( 11 + 1,5 * \sqrt{f_{ck}} * \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 * \sqrt{f_{ck}} * \sqrt{\left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^3} \right) = 31,38$$

für  $\rho > \rho_0$  gilt EC2-1-1 Gl. (7.16b)

$$l_{zud_b} = K * \left( 11 + 1,5 * \sqrt{f_{ck}} * \frac{\rho_0}{\rho - \rho_{Strich}} + \frac{1}{12} * \sqrt{f_{ck}} * \sqrt{\frac{\rho_{Strich}}{\rho_0}} \right) = 26,56$$

Maximalwert der Biegeschlankheit  $l/d$ :

$$K * 35 = 46$$

$$l_{zud} = \text{WENN}(\rho \leq \rho_0; \text{MIN}(l_{zud_a}; K*35); \text{MIN}(l_{zud_b}; K*35)) = 31,38$$

Maximalwert der Biegeschlankheit  $l/d$  bei Bauteilen, die verformungsempfindliche Ausbauelemente beeinträchtigen können:

$$K^2 * 150 / l = 51$$

$$l_{zud} = \text{WENN}(\rho \leq \rho_0; \text{MIN}(l_{zud_a}; K^2*150/l); \text{MIN}(l_{zud_b}; K^2*150/l)) = 31,38$$

Ermittlung der erforderlichen statischen Nutzhöhe und der Dicke

$$\text{erf}_d = l / l_{zud} = 0,16 \text{ m}$$

$$\text{erf}_d / d = 1,00 \leq 1$$

$$\text{erf}_h = \text{erf}_d + (d_s / 2 + c_v) * 10^{-3} = 0,19 \text{ m}$$

bei Platten (unter Beachtung der Mindestdicke)

$$\text{erf}_h = \text{MAX}(\text{erf}_d + (d_s / 2 + c_v) * 10^{-3}; 0,07) = 0,19 \text{ m}$$

$$\text{erf}_h / h = 1,00 \leq 1$$

**Wenn die Biegebewehrung z.B. größer als erforderlich gewählt wurde oder die Stahlspannung unter maßgebender Einwirkungskombination im GZG weniger als 310 N/mm<sup>2</sup> beträgt, darf die zulässige Biegeschlankheit mit einem Faktor 310/σ<sub>s</sub> (auf der sicheren Seite liegend) angepasst werden:**

$$A_{s,prov} = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 310 * (f_{yk} * A_{s,req} / A_{s,prov}) / 500 = 267 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow l_{zud} = 310 / \sigma_s * l_{zud} = 36,4$$

$$\text{erf}_d = l / l_{zud} = 0,14 \text{ m}$$

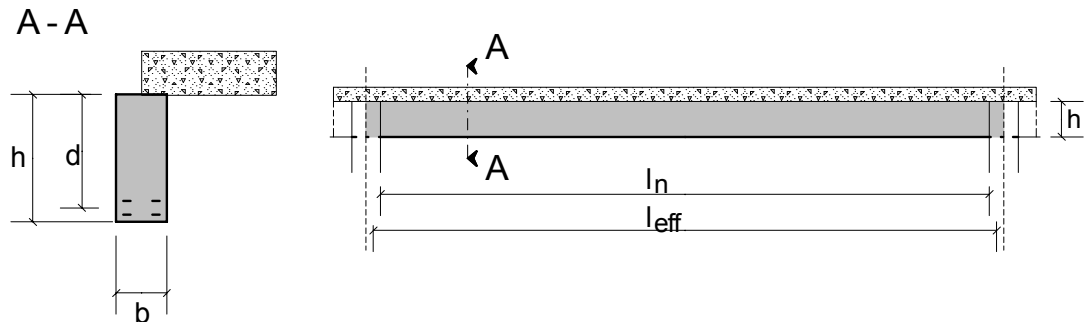
$$\text{erf}_d / d = 0,88 \leq 1$$

$$\text{erf}_h = \text{MAX}(\text{erf}_d + (d_s / 2 + c_v) * 10^{-3}; 0,07) = 0,17 \text{ m}$$

$$\text{erf}_h / h = 0,89 \leq 1$$

### Durchbiegungsberechnung Balken

Fertigteilbinder, Einfeldträger, werkmäßig hergestellt



#### Material (Endzustand)

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctm;Bez=Beton)	=	3,20 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ =			200000 MN/m <sup>2</sup>

#### System, Bauteilmaße, Belastung

Balkenbreite $b$ =	0,175 m
Balkenhöhe $h$ =	0,55 m
stati. Nutzhöhe $d$ =	0,48 m
effektive Stützweite $l_{eff}$ =	9,65 m

Betonquerschnitt $A_c$ =	$b \cdot h$	=	0,096 m <sup>2</sup>
Außenumfang Querschnitt $u$ =	$2 \cdot h + 2 \cdot b$	=	1,45 m
aus Bemessung im GZT- Längsbewehrung:			
erforderlich $A_{s,req}$ =			18,10 cm <sup>2</sup>
vorhanden $A_{s,prov}$ =			19,60 cm <sup>2</sup>

#### Belastung

Bemessungswerte im GZ der Gebrauchstauglichkeit (quasi - ständig):  $e_{perm} = g_k \cdot \psi_2 \cdot q_{k,i}$

$$e_{perm} = 14,40 \text{ kN/m}$$

GZG:

$$\text{Biegemoment } M_{perm} = e_{perm} \cdot \frac{l_{eff}^2}{8} = 168 \text{ kNm}$$

#### Begrenzung der Verformung

vereinfachter Nachweis durch Begrenzung der Biegeschlankheit

aus Biegebemessung im Endzustand und den gewählten Querschnittsabmessungen folgt

$$\text{erf } \rho = A_{s,req} \cdot 10^{-2} / (d \cdot b) = 2,15 \%$$

⇒ zulässige Biegeschlankheit:

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^2 = 0,59 \%$$

$$K = 1,00$$

$$\rho_{Strich} = 0,00$$

$$l_{zud} = K \cdot \left( 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho_{Strich}} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho_{Strich}}{\rho_0}} \right) = 13,44$$



$$\begin{aligned} \text{Grenzwert für } l / d: \\ K * 35 &= 35 \\ \text{Abminderung von } l/d \text{ mit } 310 / \sigma_s \text{ auf der sicheren Seite liegend:} \\ \sigma_s &= 310 * (f_{yk} * A_{s,req} / A_{s,prov}) / 500 = 286 \text{ N/mm}^2 \\ \Rightarrow \text{zul\_ld} &= \text{MIN}(310 / \sigma_s * lzud; K * 35) = 14,6 \\ \Rightarrow \text{vorh\_ld} &= l_{eff} / d = 20,1 \\ \text{Verhältnis} &= \text{vorh\_ld} / \text{zul\_ld} = \underline{\underline{1,38 \leq 1}} \\ \text{Der vereinfachte Nachweis der Begrenzung der Durchbiegung wird somit} \\ \text{Bedingung} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \text{nicht erfüllt!!} \end{aligned}$$

### Berechnung der Durchbiegung

vereinfachte Durchbiegungsberechnung auf Basis EC2-1-1 in Verbindung mit DAfStb-Heft [425] unter Berücksichtigung von Kriech- und Schwindeinflüssen

$$\begin{aligned} \text{zulässiger Durchhang unter quasi ständiger Last} \\ \text{zul\_f} &= l_{eff} / 250 = 0,039 \text{ m} \end{aligned}$$

#### a) Eingangswerte



$$\begin{aligned} \text{Betonstahl} \\ E_s &= 200000 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Verhältnis der E-Module} \\ \alpha_e &= E_s / E_{c,eff} = 15,9 \end{aligned}$$

Endschwindmaß (für die Krümmungsberechnung)  $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$  :

mit Anteil der Trocknungsschwinddehnung  $\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(\infty, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

$$\begin{aligned} \beta_{ds,\infty,ts} &= 1,0 \\ k_h &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/kh";kh;h0=h0}) = 0,95 \\ \varepsilon_{cd,0} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/epsiloncd0";epsiloncd0;Bez=Beton;RH=RH}) = 0,35 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{cd,\infty} &= \beta_{ds,\infty,ts} * k_h * \varepsilon_{cd,0} = 0,33 \text{ ‰} \end{aligned}$$

und Anteil Grundswinden:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\begin{aligned} \beta_{as,\infty} &= 1,0 \\ \varepsilon_{ca,\infty} &= 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} * 10^3 = 0,06 \text{ ‰} \\ \Rightarrow \varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} = 0,39 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$



# Stahlbetonbau nach EN 1992

## Kapitel Verformung und Stabilität

**DIN**  
EN 1992

Seite: 269

Rißmoment:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot b \cdot h^2 / 6 \cdot 10^3 = 28 \text{ kNm}$$

Extremales Biegemoment (unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination)

$$M_{perm} = M_{perm} = 168 \text{ kNm}$$

**b) Durchbiegungsberechnung**

Rechenwert der Durchbiegung vorh  $f = k \cdot (1/r)_m \cdot l_{eff}^2$

$$k = 0,104$$

$$l_{eff} = l_{eff} = 9,65 \text{ m}$$

$$k_1 = 1,490$$

**Berechnung der Krümmungen, Zustand I**

⇒ infolge Biegemoment und Kriechen  $(1/r)_{I,M} = M_{perm} / EI_I$ :

$$I_I = k_1 \cdot b \cdot h^3 / 12 = 0,00362 \text{ m}^4$$

$$E = E_{c,eff} = 12593 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{eins\_zu\_r}_{I,M} = M_{perm} \cdot 10^{-3} / (E \cdot I_I) = 3,69 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

⇒ infolge Schwindens  $(1/r)_{I,CS} = \epsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot S / I_I$ :

Schwerpunkt hier:

$$e_0 = h / 2 = 0,275 \text{ m}$$

$$A_s = A_{s,prov} = 19,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{eins\_zu\_r}_{I,CS} = 10^{-7} \cdot \epsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - e_0) / I_I = 0,69 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

rechnerische Gesamtkrümmung im Zustand I:

$$\text{eins\_zu\_r}_I = \text{eins\_zu\_r}_{I,M} + \text{eins\_zu\_r}_{I,CS} = 4,38 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

**Berechnung der Krümmungen, Zustand II** infolge Biegemoment und Kriechen:

$$k_{xII} = 0,552$$

$$x = k_{xII} \cdot d = 0,265 \text{ m}$$

$$z = d - x / 3 = 0,39 \text{ m}$$

Stahlspannung:

$$\sigma_{s,perm} = 10 \cdot M_{perm} / (A_{s,prov} \cdot z) = 220 \text{ N/mm}^2$$

Krümmung:

$$\epsilon_s = \sigma_{s,perm} / E_s = 1,100 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{eins\_zu\_r}_{II,M} = \epsilon_s / (d - x) = 5,12 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

- infolge Schwindens  $(1/r)_{II,CS} = \epsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot S / I_{II}$ :

$$= \epsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x) / I_{II}$$

$$x / d = 0,552$$

$$k_{II} = 1,64$$

$$I_{II} = k_{II} \cdot b \cdot d^3 / 12 = 2,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{eins\_zu\_r}_{II,CS} = 10^{-7} \cdot \epsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x) / I_{II} = 0,99 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

⇒ rechnerische Gesamtkrümmung im Zustand II:

$$\text{eins\_zu\_r}_{II} = \text{eins\_zu\_r}_{II,M} + \text{eins\_zu\_r}_{II,CS} = 6,11 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

⇒ Überlagerung - mittlere Krümmung Zustand I / II:

$$\beta = 1,0$$

$$\text{Versagensbeiwert } \zeta = 1 - \beta \cdot (M_{cr} / M_{perm})^2 = 0,972$$

$$\text{eins\_zu\_r}_m = \zeta \cdot \text{eins\_zu\_r}_I + (1 - \zeta) \cdot \text{eins\_zu\_r}_{II} = 6,06 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$



#### c) Ermittlung der Durchbiegung

$$\text{vorh}_f = k \cdot \text{eins\_zu\_r}_m \cdot l_{\text{eff}}^2 = 0,059 \text{ m}$$

$$\text{zul}_f = l_{\text{eff}} / 250 = 0,039 \text{ m}$$

$$\text{Verhältnis} = \text{vorh}_f / \text{zul}_f = \underline{\underline{1,51 \leq 1}}$$

$$\text{Nachweis} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \text{nicht erfüllt!!}$$

Um den zulässigen Durchhang sicherzustellen, wird eine Schalungsüberhöhung  $\ddot{u}$  ( $< l_{\text{eff}} / 250$ ) vorgesehen.

$$\ddot{u} = 25 \text{ mm}$$

⇒ Durchhang:

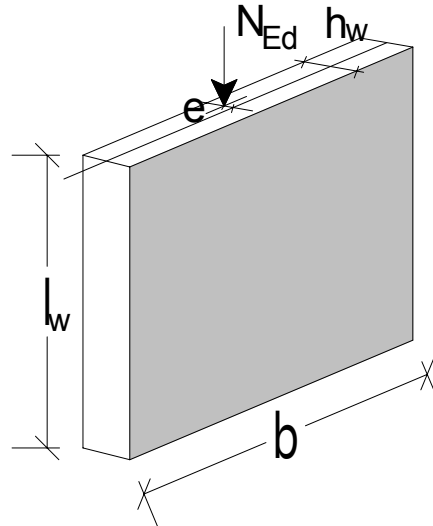
$$f = \text{vorh}_f \cdot 10^3 - \ddot{u} = 34 \text{ mm}$$

$$f / (\text{zul}_f \cdot 10^3) = \underline{\underline{0,87 \leq 1}}$$

## Kapitel Druckglieder

### Druckglieder aus unbewehrtem Beton

EC2-1-1, 12.6.5.2: Vereinfachtes Verfahren für Einzeldruckglieder und Wände



#### Maerial

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez;fck<40 )	=	C20/25
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>

#### Bemessungslasten

Moment $M_{Ed}$ =			0 kNm
Normalkraft $N_{Ed}$ =			630 kN

#### Geometrie

Gesamtbreite des Querschnitts $b$ =			1,00 m
Gesamtdicke des Querschnitts $h_w$ =			$0,24 \text{ m} \leq b$
Höhe $l_w$ =			2,50 m

Ermittlung der Knicklänge  $l_0$  (*hier: Wand 2-seitig gehalten*)

$\beta$ =			1,00
$l_0$ =	$\beta \cdot l_w$	=	2,50 m

#### Überprüfung der Schlankheit

für unbewehrte Wände und (Rechteck-)Stützen gilt:  $\lambda_{lim} = 86$ , (d.h.  $l_0 / h_w = 25$ )

$\lambda_{lim}$ =			86
-------------------	--	--	----

Trägheitsradius $i$ =	$\sqrt{(b \cdot h_w^3 / 12) / (b \cdot h_w)}$	=	0,069 m
-----------------------	---	---	---------

$\Rightarrow$ Schlankheit $\lambda$ =	$l_0 / i$	=	36
---------------------------------------	-----------	---	----

$\lambda / \lambda_{lim}$		=	<b>0,42 <math>\leq</math> 1</b>
---------------------------	--	---	---------------------------------

*sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, ist unbewehrt NICHT zulässig!*

Betrachtung nach Th.II.O. wenn  $l_{col} / h > 2,5$ :

$l_w / h_w$		=	10,4 > 2,5
-------------	--	---	------------



Gesamtausmitte  $e_{\text{tot}} = e_0 + e_i$

Lastausmitte nach Th.I.O.:

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 0,000 \text{ m}$$

Imperfektion  $e_i$ :



$$\Rightarrow e_{\text{tot}} = e_0 + e_i = 0,006 \text{ m}$$
$$e_{\text{tot}} / h_w = 0,03 < 0,4$$

### Vereinfachtes Verfahren für Einzeldruckglieder und Wände

$$\Phi = \text{MIN}((1,14 * (1 - 2 * e_{\text{tot}} / h_w) - 0,02 * l_0 / h_w); 1 - 2 * e_{\text{tot}} / h_w) = 0,8747$$
$$\alpha_{\text{cc,pl}} = 0,70$$
$$f_{\text{cd,pl}} = \alpha_{\text{cc,pl}} * f_{\text{ck}} / \gamma_C = 9,33 \text{ MN/m}^2$$
$$N_{\text{Rd},\lambda} = b * h_w * f_{\text{cd,pl}} * \Phi = 1,959 \text{ MN}$$

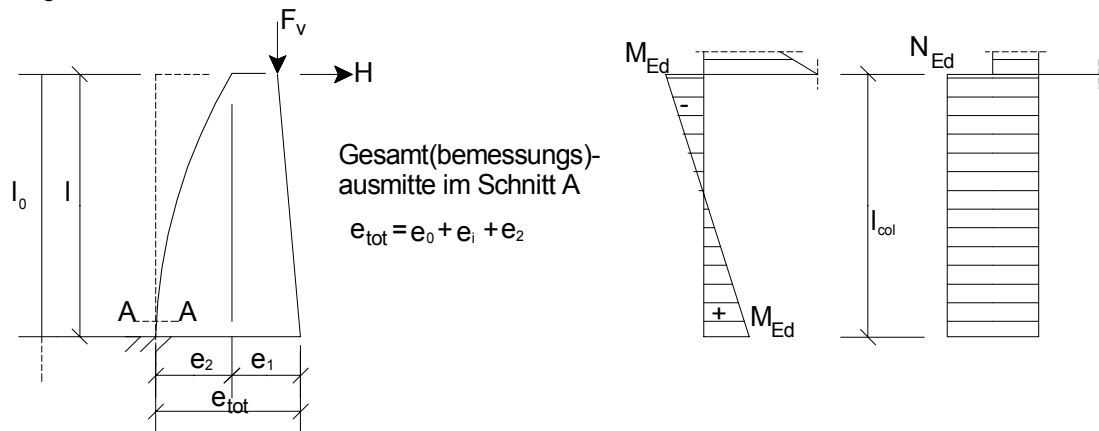
Nachweis der Tragfähigkeit:

$$N_{\text{Ed}} * 10^{-3} / N_{\text{Rd},\lambda} = \underline{\underline{0,32 \leq 1}}$$



### Vereinfachtes Bemessungsverfahren (Modelstützenverfahren)

konstante Querschnitte + Bewehrung (Rechteck, Kreis); Lastausmitten  $e_0 \geq 0,1 h$ ; ohne Kriechen,  $\omega_{tot}$  aus Interaktionsdiagramm



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez;fck<55 )	=	C20/25
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ =			200000 MN/m <sup>2</sup>

#### Bemessungslasten

Kopfmoment oben $M_{Ed,o}$ =	40 kNm
Kopfmoment unten $M_{Ed,u}$ =	-40 kNm
$N_{Ed}$ =	550 kN

#### Geometrie

Stützenquerschnitt $b$ =	20 cm
Stützenquerschnitt $h$ =	30 cm
statische Nutzhöhe $d$ =	27 cm
Querschnittsfläche $A_c$ =	$b * h$ = 600 cm <sup>2</sup>
Stützenlänge $l_{col}$ =	7,00 m
Ermittlung der Knicklänge $l_0$	
$\beta$ =	0,76
$l_0$ =	$\beta * l_{col}$ = 5,32 m



#### Überprüfung ob KNSW erforderlich; $\lambda / \lambda_{lim} \leq 1$

$$\begin{aligned} \text{Trägheitsradius } i &= \sqrt{(b \cdot h^3 / 12) / (b \cdot h)} \cdot 10^{-2} &= & 0,087 \text{ m} \\ \Rightarrow \text{Schlankheit } \lambda &= l_0 / i &= & \text{€}1 < 140 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd} \cdot 10^{-1}) &= & 0,809 \\ \lambda_{lim} &= \text{WENN}(\text{ABS}(n \geq 0,41); 25; 16 / \sqrt{n}) &= & 25 \end{aligned}$$

$$\lambda / \lambda_{lim} = \underline{\underline{2,44 \leq 1}}$$

sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, ist der Einfluss nach Th.II.O zu untersuchen.

#### Gesamtausmitte im kritischen Schnitt $e_{tot} = e_0 + e_i + e_2$

Lastausmitte  $e_0$ :

$$\begin{aligned} e_{01} &= \text{WENN}(\text{ABS}(e_{011}) < \text{ABS}(e_{021}); e_{011}; e_{021}) &= & -0,0727 \text{ m} \\ e_{02} &= \text{WENN}(\text{ABS}(e_{011}) < \text{ABS}(e_{021}); e_{021}; e_{011}) &= & 0,0727 \text{ m} \\ \Rightarrow e_0 &= \text{MAX}(0,60 \cdot e_{02} + 0,40 \cdot e_{01}; 0,4 \cdot e_{02}) &= & 0,029 \text{ m} \end{aligned}$$

Imperfektionen  $e_i$ :

$$\begin{aligned} \alpha_h &= \text{WENN}(2 / l_{col}^{0,5} \leq 1; 2 / l_{col}^{0,5}; 1) &= & 0,7559 \\ \Theta_i &= 1 / 200 \cdot \alpha_h &= & 0,0038 \\ \Rightarrow e_i &= \Theta_i \cdot l_0 / 2 &= & 0,010 \text{ m} \end{aligned}$$

Ausmitte nach Th.II.O.  $e_2 = K_1 \cdot 0,1 \cdot l_0^2 \cdot (2 \cdot K_r \cdot \varepsilon_{yd} / (0,9 \cdot d))$

$$\begin{aligned} K_1 &= \text{WENN}(\lambda \geq 25 \text{ UND } \lambda \leq 35; (\lambda / 10) - 2,5; \text{WENN}(\lambda > 35; 1,0;)) &= & 1,0 \\ K_r &= &= & 1,0 \\ \varepsilon_{yd} &= f_{yd} / E_s &= & 0,0022 \\ \Rightarrow e_2 &= K_1 \cdot 0,1 \cdot l_0^2 \cdot (2 \cdot K_r \cdot \varepsilon_{yd} / (0,9 \cdot d \cdot 10^{-2})) &= & 0,051 \text{ m} \\ e_{tot} &= e_0 + e_i + e_2 &= & \mathbf{0,090 \text{ m}} \end{aligned}$$

#### Bemessungsschnittgrößen im kritischen Schnitt



$$A_{s2} = A_{s,tot} / 2 = 4,30 \text{ cm}^2$$

#### gewählte Bewehrung

$$\begin{aligned} \text{Stabdurchmesser } d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds;) &= & 16 \text{ mm} \\ A_{s,1} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; As \geq A_{s,1}) &= & 3 \text{ } \varnothing 16 \\ \Rightarrow A_{s1,vorh} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{s,1}) &= & 6,03 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



### Nachweis unter Anwendung EC2-1-1, 5.8.8.3 (3)

$K_r$  soll genauer bestimmt werden; die Bewehrung muss zunächst abgeschätzt werden;

alle Werte wie Modellstützenverfahren

geschätzt... $A_s =$			6,30 cm <sup>2</sup>
$N_{Ed} =$	$N_{Ed} \cdot 10^{-3}$	=	0,550 MN
$N_{ud} =$	$(f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s) \cdot 10^{-4}$	=	0,954 MN
$N_{bal} =$	$0,40 \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot 10^{-4}$	=	0,272 kN
$K_r =$	$\text{MIN}((N_{ud} - N_{Ed}) / (N_{ud} - N_{bal}); 1)$	=	0,59 kN
$\Rightarrow e_2 =$	$K_1 \cdot 0,1 \cdot l_0^2 \cdot (2 \cdot K_r \cdot \varepsilon_{yd} / (0,9 \cdot d \cdot 10^{-2}))$	=	0,030 m
$\Rightarrow e_{tot} =$	$e_0 + e_1 + e_2$	=	<b>0,069 m</b>

### Bemessungsschnittgrößen im kritischen Schnitt

$M_{Ed,crit} =$	$e_{tot} \cdot N_{Ed}$	=	0,038 kNm
-----------------	------------------------	---	-----------

Bemessung symmetrisch bewehrter Rechteckquerschnitt  
Interaktionsdiagramm (z.B. Schneider Bautabellen)

$\nu_{Ed} =$	$-N_{Ed} / (b \cdot h \cdot 10^{-4} \cdot f_{cd})$	=	-0,8091
$\mu_{Ed} =$	$M_{Ed,crit} / (b \cdot h^2 \cdot 10^{-6} \cdot f_{cd})$	=	0,1863

abgelesen aus Interaktionsdiagramm

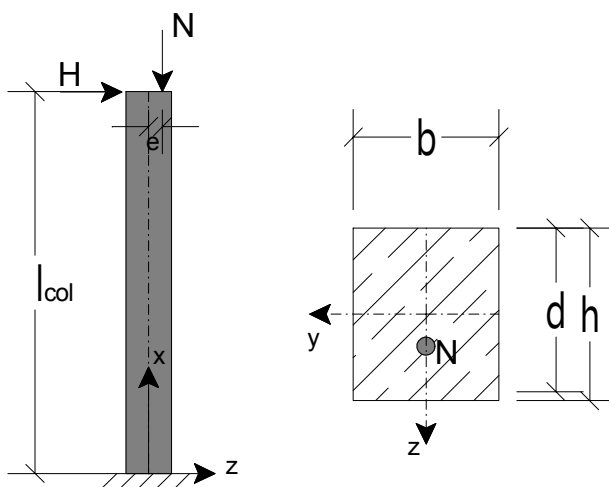
$\Rightarrow \omega_{tot} =$			0,40
------------------------------	--	--	------

$A_{s,tot} =$	$\omega_{tot} \cdot b \cdot h / (f_{yd} / f_{cd})$	=	6,25 cm <sup>2</sup>
---------------	--	---	----------------------

Bewehrung wurde richtig geschätzt

### Vereinfachtes Bemessungsverfahren mit Kriechen (Modellstützenverfahren)

Konstante Querschnitte + Bewehrung (Rechteck, Kreis); Lastausmittungen  $e_0 \geq 0,1 h$ ; mit Kriechen



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez;fck<55 )	=	C35/45
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>
$E_s =$			200000 MN/m <sup>2</sup>

#### Bemessungslasten

$M_{Ed} =$			81,2 kNm
$N_{Ed} =$			442,5 kN
Normalkraft unter quasi-ständiger Last (für die Kriechverformung)			
$N_{perm} =$			250 kN

#### Geometrie

Stützenquerschnitt b =			30 cm
Stützenquerschnitt h =			40 cm
statische Nutzhöhe d =			36 cm
Querschnittsfläche $A_c =$	$b * h$	=	1200 cm <sup>2</sup>
evtl. Lastexzentrizität e =			7,50 cm
Stützenlänge $l_{col} =$			3,20 m
Ermittlung der Knicklänge $l_0$			
$\beta =$			2,20
$l_0 =$	$\beta * l_{col}$	=	7,04 m



### Nachweis nach Theorie II. Ordnung

Überprüfung ob KNSW erforderlich;  $\lambda / \lambda_{lim} \leq 1$

$$\text{Trägheitsradius } i = \sqrt{(b \cdot h^3 / 12) / (b \cdot h)} \cdot 10^{-2} = 0,115 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Schlankheit } \lambda = l_0 / i = 61$$

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd} \cdot 10^{-1}) = 0,186$$

$$\lambda_{lim} = \text{WENN}(\text{ABS}(n \geq 0,41); 25; 16 / \sqrt{n}) = 37$$

$$\lambda / \lambda_{lim} = 1,65 \leq 1$$

sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, ist der Einfluss nach Th.II.O zu untersuchen.

Lastausmitte  $e_0$ :

$$\Rightarrow e_0 = M_{Ed} / N_{Ed} = 0,184 \text{ m}$$

ungewollte Ausmitte  $e_i$ :



$$\text{geschätzt... } A_s = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$N_{Ed} = N_{Ed} \cdot 10^{-3} = 0,443 \text{ MN}$$

$$N_{ud} = (f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s) \cdot 10^{-4} = 2,654 \text{ MN}$$

$$N_{bal} = 0,40 \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot 10^{-4} = 0,952 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow K_r = \text{MIN}((N_{ud} - N_{Ed}) / (N_{ud} - N_{bal}); 1) = 1,0$$

Faktor  $K_\varphi$

$$\beta = \text{MAX}((0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150), 0) = 0,118$$

Kriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  ermittelt aus EC2-1-1, 3.1.4: Bild 3.1 b)

$$\varphi_{\infty, t_0} = 2,2$$

$$M_{1,perm} = N_{perm} \cdot e \cdot 10^{-2} + e_i \cdot N_{perm} = 23,25 \text{ kNm}$$

$$M_{1,Ed} = M_{Ed} + e_i \cdot N_{Ed} \cdot 10^3 = 89,2 \text{ kNm}$$

$$\varphi_{eff} = \varphi_{\infty, t_0} \cdot M_{1,perm} / M_{1,Ed} = 0,57$$

$$\Rightarrow K_\varphi = \text{MAX}((1 + \beta \cdot \varphi_{eff}); 1,0) = 1,067$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 0,0022$$

$$e_2 = K_\varphi \cdot K_1 \cdot K_r \cdot (l_0^2 / 10) \cdot (2 \cdot \varepsilon_{yd} / (0,9 \cdot d \cdot 10^{-2})) = 0,072 \text{ m}$$

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0,274 \text{ m}$$

**Schnittgrößen nach Th. II. O.**

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed} \cdot 10^3 &= 443,0 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= e_{tot} \cdot N_{Ed} &= 121,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

**Bemessung symmetrisch bewehrter Rechteckquerschnitt**

Interaktionsdiagramm (z.B. Schneider Bautabellen)

$$\begin{aligned} d_1 &= h - d &= 4,0 \text{ cm} \\ d_1 / h & &= 0,10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \nu_{Ed} &= -N_{Ed} \cdot 10^{-3} / (b \cdot h \cdot 10^{-4} \cdot f_{cd}) &= -0,1862 \\ \mu_{Ed} &= M_{Ed} \cdot 10^{-3} / (b \cdot h^2 \cdot 10^{-6} \cdot f_{cd}) &= 0,1275 \end{aligned}$$

abgelesen aus Interaktionsdiagramm

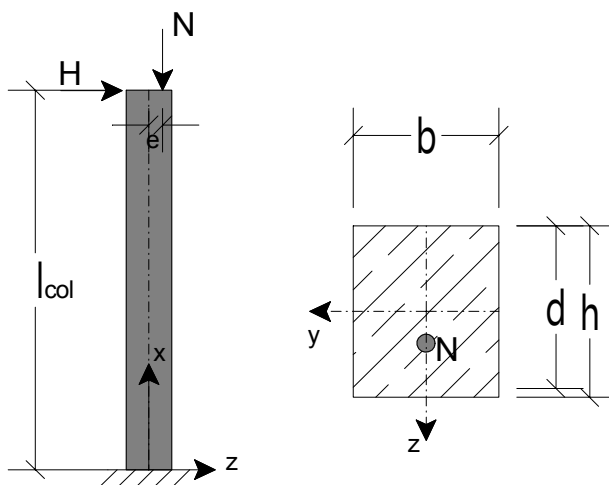
$$\Rightarrow \omega_{tot} = 0,15$$

$$\begin{aligned} A_{s,tot} &= \omega_{tot} \cdot b \cdot h / (f_{yd} / f_{cd}) &= 8,21 \text{ cm}^2 \\ A_{s1} &= A_{s,tot} / 2 &= 4,11 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} &= A_{s,tot} / 2 &= 4,11 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Zusätzlich ist die Mindestbewehrung zu überprüfen!

### Vereinfachtes Bemessungsverfahren mit Kriechen (Modellstützenverfahren 2-achsig)

Konstante Querschnitte + Bewehrung (Rechteck, Kreis); Lastausmittungen  $e_0 \geq 0,1 h$ ; mit Kriechen und reduzierter



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; fck < 55 )	=	C35/45
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton) * $\alpha_{cc} / 0,85$	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>
$E_s =$			200000 MN/m <sup>2</sup>

#### Bemessungslasten

Moment um y-Achse $M_{Edy} =$	96,2 kNm
Moment um z-Achse $M_{Edz} =$	0,5 kNm
Normalkraft $N_{Ed} =$	442,5 kN

Normalkraft unter quasi-ständiger Last (für die Kriechverformung)  
 $N_{perm} =$  250 kN

#### Geometrie

Stützenquerschnitt $b =$	0,30 m
Stützenquerschnitt $h =$	0,40 m
statische Nutzhöhe $d_n =$	0,36 m
statische Nutzhöhe $d_b =$	0,26 m
evtl. Lastexzentrizität $e_z =$	7,50 cm
evtl. Lastexzentrizität $e_y =$	0,00 cm
Stützenlänge $l_{col} =$	4,20 m

Querschnittsfläche  $A_c = b * h * 10^4 = 1200 \text{ cm}^2$

Ermittlung der Knicklänge  $l_0$

$\beta = 2,20$

$l_0 = \beta * l_{col} = 9,24 \text{ m}$



### Überprüfung ob genauere Nachweis erforderlich

a) Schlankheitsverhältnisse  $\lambda_y / \lambda_z \leq 2$  und  $\lambda_z / \lambda_y \leq 2$

$$\text{für Rechteck } i_z = h / \sqrt{12} = 0,115 \text{ m}$$

$$\text{für Rechteck } i_y = b / \sqrt{12} = 0,087 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Schlankheit } \lambda_z = l_0 / i_z = 80$$

$$\Rightarrow \text{Schlankheit } \lambda_y = l_0 / i_y = 106$$

$$\lambda_y / \lambda_z = \underline{1,33 \leq 2}$$

$$\lambda_z / \lambda_y = \underline{0,75 \leq 2}$$

b) beogene Lastausmitten  $(e_y / h_{eq}) / (e_z / b_{eq}) \leq 0,2$  oder  $(e_z / b_{eq}) / (e_y / h_{eq}) \leq 0,2$

$$e_{0z} = M_{Edy} / N_{Ed} = 0,217 \text{ m}$$

$$e_{0y} = M_{Edz} / N_{Ed} = 0,001 \text{ m}$$

$$(e_{0z} / h) / (e_{0y} / b) = \underline{162,75 \leq 0,2}$$

$$(e_{0y} / b) / (e_{0z} / h) = \underline{0,01 \leq 0,2}$$

c) NCI zu EC2-1-1, 5.8.9 (3)

$$0,2 * h = 0,080$$

$$e_{0z} / h = 0,54$$

wenn  $e_{0z} > 0,2h \Rightarrow$  Druckzonenbreite reduzieren (siehe unten y-Richtung)!!

### Knicken in z-Richtung



Faktor  $K_\varphi$

$$\beta = \text{MAX}((0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150); 0) = 0,00$$

Kriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  ermittelt aus EC2-1-1, 3.1.4: Bild 3.1 b)

$$\varphi_{\infty, t_0} = 2,2$$

$$M_{1, perm} = N_{perm} * e_z * 10^{-2} + e_i * N_{perm} = 24,50 \text{ kNm}$$

$$M_{1, Ed} = M_{Edy} + e_i * N_{Ed} * 10^3 = 106,4 \text{ kNm}$$

$$\varphi_{eff} = \varphi_{\infty, t_0} * M_{1, perm} / M_{1, Ed} = 0,51$$

$$\Rightarrow K_\varphi = 1 + \beta * \varphi_{eff} = 1,00$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 0,0022$$

$$e_2 = K_\varphi * K_1 * K_r * (l_0^2 / 10) * (2 * \varepsilon_{yd} / (0,9 * d_h)) = \underline{0,116 \text{ m}}$$

Gesamtausmitte:

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = \underline{0,356 \text{ m}}$$

Schnittgrößen nach Th.II.O.

$$M_{Ed} = e_{tot} * N_{Ed} = 0,158 \text{ MNm}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed} = 0,443 \text{ MN}$$





Bemessung symmetrisch bewehrter Rechteckquerschnitt Interaktionsdiagramm

$$d_1 = h - d_h = 0,04 \text{ m}$$

$$d_1 / h = 0,10$$

$$v_{Ed} = -N_{Ed} / (b * h * f_{cd}) = -0,186$$

$$\mu_{Ed} = M_{Ed} / (b * h^2 * f_{cd}) = 0,166$$

**abgelesen aus Interaktionsdiagramm:**

$$\Rightarrow \omega_{tot} = 0,22$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} * b * h * 10^4 / (f_{yd} / f_{cd}) = 12,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = A_{s,tot} / 2 = 6,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = A_{s,tot} / 2 = 6,01 \text{ cm}^2$$

### Knicken in y-Richtung



Ermittlung der Gesamtausmitte:

$$\lambda = \lambda_y = 106$$

$$K_1 = \text{WENN}(\lambda \geq 25 \text{ UND } \lambda \leq 35; (\lambda / 10) - 2,5; \text{WENN}(\lambda > 35; 1,0;)) = 1,0$$

Faktor  $K_r$

**$A_s$  geschätzt...**

$$\text{geschätzt... } A_s = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$N_{Ed} = N_{Ed} = 0,443 \text{ MN}$$

$$N_{ud} = (f_{cd} * A_c + f_{yd} * A_s) * 10^{-4} = 2,654 \text{ MN}$$

$$N_{bal} = 0,40 * f_{cd} * A_c * 10^{-4} = 0,952 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow K_r = \text{MIN}((N_{ud} - N_{Ed}) / (N_{ud} - N_{bal}); 1) = 1,0$$

Faktor  $K_\varphi$

$$\beta = \text{MAX}((0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150); 0) = 0,00$$



Kriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  ermittelt aus EC2-1-1, 3.1.4: Bild 3.1 b)

$$\begin{aligned}\varphi_{\infty, t_0} &= && 2,2 \\ M_{1, perm} &= N_{perm} * e_y * 10^{-2} + e_i * N_{perm} &= & 5,75 \text{ kNm} \\ M_{1, Ed} &= M_{Edz} + e_i * N_{Ed} * 10^3 &= & 10,7 \text{ kNm}\end{aligned}$$



Schnittgrößen nach Th.II.O.

$$\begin{aligned}M_{Ed} &= e_{tot} * N_{Ed} &= & 0,083 \text{ MNm} \\ N_{Ed} &= N_{Ed} &= & 0,443 \text{ MN}\end{aligned}$$

Bemessung symmetrisch bewehrter Rechteckquerschnitt Interaktionsdiagramm  
(z.B. Schneider Bautabellen)

$$\begin{aligned}b_1 &= b - d_b &= & 0,04 \text{ m} \\ b_1 / b & &= & 0,13\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\nu_{Ed} &= -N_{Ed} / (b * h_{red} * f_{cd}) &= & -0,291 \\ \mu_{Ed} &= M_{Ed} / (h_{red} * b^2 * f_{cd}) &= & 0,182\end{aligned}$$

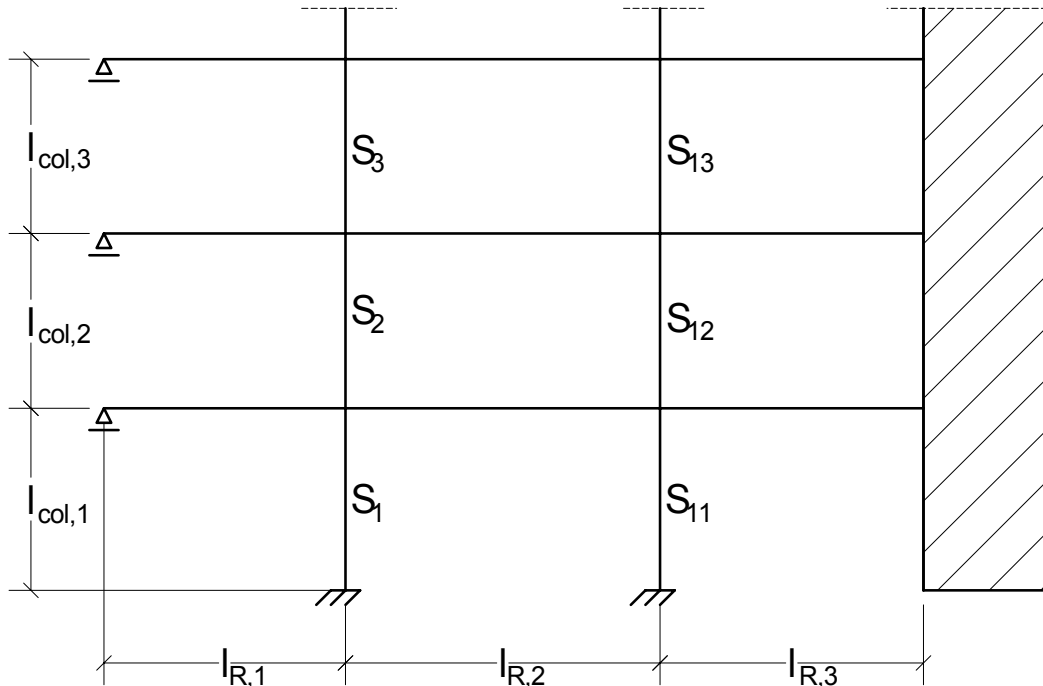
abgelesen aus Interaktionsdiagramm

$$\Rightarrow \omega_{tot} = 0,20$$

$$\begin{aligned}A_{s, tot} &= \omega_{tot} * b * 10^2 * h_{red} / (f_{yd} / f_{cd}) * 10^2 &= & 7,00 \text{ cm}^2 \\ A_{s1} &= A_{s, tot} / 2 &= & 3,50 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} &= A_{s, tot} / 2 &= & 3,50 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Zusätzlich ist die Mindestbewehrung zu überprüfen.

### Ermittlung von Knicklängen



Systemskizze Rahmentragwerk

Stützenlängen zwischen den idealisierten Einspannstellen:

$l_{col,1} =$	5,00 m
$l_{col,2} =$	4,00 m
$l_{col,3} =$	4,00 m

Stützenabstände bzw. Spannweite der Decke (Riegel):

$l_{R,1} =$	6,00 m
$l_{R,2} =$	7,00 m
$l_{R,3} =$	6,50 m

Steifigkeiten

Riegel  $EI_R =$  400,00 MNm<sup>2</sup>

Stütze  $EI_{s1} =$  200 MNm<sup>2</sup>

Stütze  $EI_{s2} =$  150 MNm<sup>2</sup>

Stütze  $EI_{s3} =$  125 MNm<sup>2</sup>

Stütze  $EI_{s11} = EI_{s1} =$  200 MNm<sup>2</sup>

Stütze  $EI_{s12} = EI_{s2} =$  150 MNm<sup>2</sup>

Stütze  $EI_{s13} = EI_{s3} =$  125 MNm<sup>2</sup>

Die Beiwerte  $k_1$  und  $k_2$  ergeben sich als Summe der Stabsteifigkeiten  $\Sigma(EI_{col} / l_{col})$  aller an einem Knoten elastisch eingespannter Druckglieder im Verhältnis zu der Summe der Drehwiderstandsmomente  $\Sigma M_{R,i}$  infolge einer Knotendrehung  $\varphi$  (Einheitsdrehung  $\varphi = 1$ ).

$$\Rightarrow k_i = \Sigma(EI_{col} / l_{col}) / \Sigma M_{R,i}$$

z.B. aus Nomogramm zur Ermittlung der Ersatzlänge nach [Ehrigsen/Quast]



$$M_R = 2 * EI_R / l_R$$



$$M_R = 3 * EI_R / l_R$$



$$M_R = 4 * EI_R / l_R$$



#### Stütze S1

$$k_1 = 0,10$$

$$M_{R,l} = 3 * E I_R / l_{R,1} = 200,00$$

$$M_{R,r} = 2 * E I_R / l_{R,2} = 114,29$$

$$\Sigma M_R = 0,5 * (M_{R,l} + M_{R,r}) = 157,15$$

$$\Sigma_2 = E I_{s1} / l_{col,1} + E I_{s2} / l_{col,2} = 77,50$$

$$k_2 = \Sigma_2 / \Sigma M_R = 0,49$$

$$\beta = 0,5 * \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) * \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} = 0,67$$

$$\text{Knicklänge } l_{0,1} = \beta * l_{col,1} = 3,35 \text{ m}$$

#### Stütze S2

$$M_{R,l} = 3 * E I_R / l_{R,1} = 200,00$$

$$M_{R,r} = 2 * E I_R / l_{R,2} = 114,29$$

$$\Sigma M_R = 0,5 * (M_{R,l} + M_{R,r}) = 157,15$$

$$\Sigma_1 = E I_{s1} / l_{col,1} + E I_{s2} / l_{col,2} = 77,50$$

$$k_1 = \Sigma_1 / \Sigma M_R = 0,49$$

$$M_{R,l} = 3 * E I_R / l_{R,1} = 200,00$$

$$M_{R,r} = 2 * E I_R / l_{R,2} = 114,29$$

$$\Sigma M_R = 0,5 * (M_{R,l} + M_{R,r}) = 157,15$$

$$\Sigma_2 = E I_{s2} / l_{col,2} + E I_{s3} / l_{col,3} = 68,75$$

$$k_2 = \Sigma_2 / \Sigma M_R = 0,44$$

$$\beta = 0,5 * \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) * \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} = 0,75$$

$$\text{Knicklänge } l_{0,2} = \beta * l_{col,2} = 3,00 \text{ m}$$

#### Stütze S12

$$M_{R,l} = 2 * E I_R / l_{R,2} = 114,29$$

$$M_{R,r} = 4 * E I_R / l_{R,3} = 246,15$$

$$\Sigma M_R = 0,5 * (M_{R,l} + M_{R,r}) = 180,22$$

$$\Sigma_1 = E I_{s11} / l_{col,1} + E I_{s12} / l_{col,2} = 77,50$$

$$k_1 = \Sigma_1 / \Sigma M_R = 0,43$$

$$M_{R,l} = 2 * E I_R / l_{R,2} = 114,29$$

$$M_{R,r} = 4 * E I_R / l_{R,3} = 246,15$$

$$\Sigma M_R = 0,5 * (M_{R,l} + M_{R,r}) = 180,22$$

$$\Sigma_2 = E I_{s12} / l_{col,2} + E I_{s13} / l_{col,3} = 68,75$$

$$k_2 = \Sigma_2 / \Sigma M_R = 0,38$$

$$\beta = 0,5 * \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) * \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} = 0,74$$

$$\text{Knicklänge } l_{0,12} = \beta * l_{col,2} = 2,96 \text{ m}$$



### Berechnung der aufnehmbaren Stützenlast

Infolge zulässiger Betonpressungen, sowie ggf. Berechnung der erforderlichen Zusatzbewehrung

#### Vorgaben

Stützenquerschnitt :	
Stützenbreite $b$ =	0,30 m
Stützendicke $d$ =	0,30 m
Zentrische Stützenlast :	
$N_{Ed}$ =	1,139 MN

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,00 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Nachweis Betondruckspannungen

Zulässige zentrische Stützenlast (aus Betonspannungen):

$N_{Rd,zul}$ =	$f_{cd} * b * d$	=	<b>1,020 NN</b>
$N_{Ed} / N_{Rd,zul}$		=	<b><u>1,12 ≤ 1</u></b>



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie  
Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

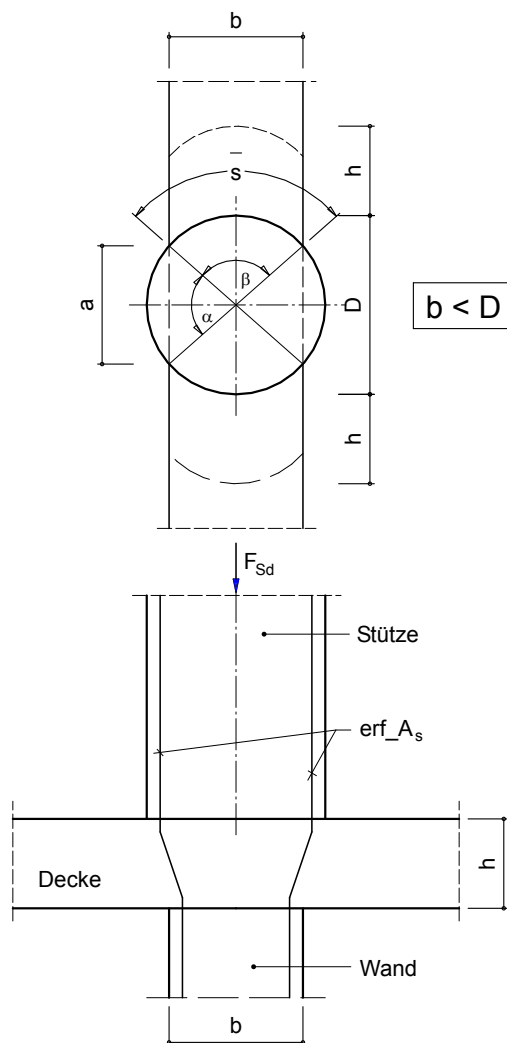
gew. 4 Ø 12

#### Nachweis der Verankerungslängen:

Ermittlung der Grundwerte:

Verbundbedingung $\eta_1$ =		=	<b>1,0</b>
Beiwert $\eta_2$ =	WENN ( $d_s \leq 32$ ; 1,0; ( $132 - d_s$ ) / 100)	=	1,0
Verbundfestigkeit $f_{bd}$ =	$2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$	=	2,25 N/mm <sup>2</sup>
Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ =	$(d_s / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$	=	580 mm
Ersatzverankerungslänge EC2-1-1, 8.4.4.2 (2)			
Verankerungsart $\alpha_1$ =		=	<b>1,0</b>
$l_{b,min}$ =	MAX( $0,6 * l_{b,rqd}$ ; $10 * d_s$ )	=	348 mm
erf. Verankerungslänge in angrenzendem Bauteil :			
$l_{bd}$ =	MAX( $\alpha_1 * l_{b,rqd} * \Delta A_s / A_{s,vorh}$ ; $l_{b,min}$ )	=	<b><u>352 mm</u></b>

### Rundstütze auf Wand



#### Geometrie

Wandstärke $b =$	0,24 m
Stützendurchmesser $D =$	0,30 m
Deckenstärke $h =$	0,20 m

#### Bemessungslast

Normalkraft $F_{Sd} =$	1,050 MN
------------------------	----------

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm} =$	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fctm; Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>



#### Nachweis

Geometrie:

$$\begin{aligned}\alpha &= 2 * \text{ACOS}(b / D) &= 73,74^\circ \\ \beta &= 2 * \text{ASIN}(b / D) &= 106,26^\circ \\ s &= 0,5 * D * \beta * \pi / 180 &= 0,28 \text{ m} \\ a &= D * \text{SIN}(\alpha / 2) &= 0,18 \text{ m}\end{aligned}$$

Flächenermittlung:

Querschnittsfäche der Stütze

$$A_{\text{col}} = D^2 * \pi / 4 = 0,0707 \text{ m}^2$$

Fäche Kreisabschnitt

$$A_{\text{seg}} = \frac{D * \left( D * \pi * \frac{\alpha}{360} - b * \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right)}{4} = 0,0037 \text{ m}^2$$

Druckfläche oberhalb der Decke

$$A_{\text{co}} = A_{\text{col}} - 2 * A_{\text{seg}} = 0,0633 \text{ m}^2$$

Druckfläche unterhalb der Decke

$$A_{\text{cu}} = A_{\text{co}} + 2 * b * h = 0,1593 \text{ m}^2$$

Aufnehmbare Traglast:

$$F_{\text{Rdu}} = \text{MIN}\left(A_{\text{co}} * f_{\text{cd}} * \sqrt{\frac{A_{\text{cu}}}{A_{\text{co}}}}; 3,0 * f_{\text{cd}} * A_{\text{co}}\right) = 1,138 \text{ MN}$$

$$F_{\text{Sd}} / F_{\text{Rdu}} = \underline{\underline{0,923 < 1,0}}$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

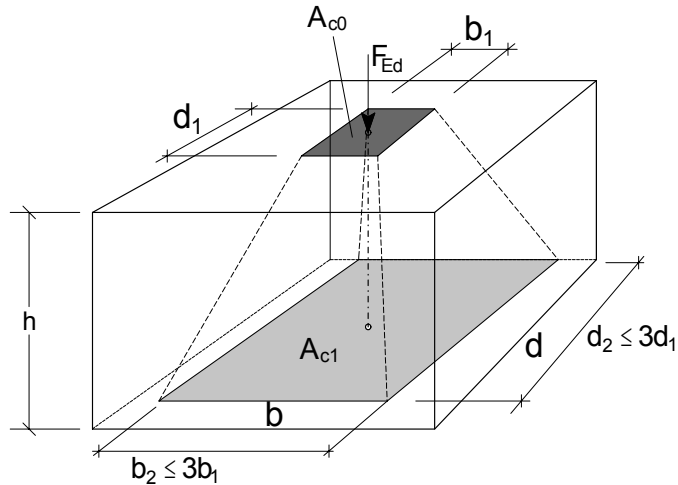
$$A_{\text{s,vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; A_{\text{s}}; \text{Bez}=A_{\text{s,gew}}) = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{s,erf}} / A_{\text{s,vorh}} = \underline{\underline{0,81 \leq 1}}$$

gew. 3 Ø 20

### Mittige Teilflächenbelastung

nach EC2-1-1, 6.7



#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C30/37
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}$ /0,85	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Abmessungen

Breite Betonkörper b =	0,30 m
Länge Betonkörper d =	0,35 m $\geq$ b
Höhe Betonkörper h =	1,20 m
Breite Lastfläche b <sub>1</sub> =	0,20 m
Länge Lastfläche d <sub>1</sub> =	0,25 m

#### Belastung

Normalkraft $F_{Ed}$ =	1,200 MN
------------------------	----------

#### Nachweis

Geometriebedingungen:

$b_2$ =	MIN(b ; 3 * b <sub>1</sub> )	=	0,30 m
$d_2$ =	MIN(d ; 3 * d <sub>1</sub> )	=	0,35 m
min_h =	MAX(b <sub>2</sub> - b <sub>1</sub> ; d <sub>2</sub> - d <sub>1</sub> )	=	0,10 m

Lasteinleitungsfläche $A_{c0}$ =	b <sub>1</sub> * d <sub>1</sub>	=	0,050 m <sup>2</sup>
Rechn. Verteilungsfläche $A_{c1}$ =	b <sub>2</sub> * d <sub>2</sub>	=	0,105 m <sup>2</sup>





Bemessungswert der aufnehmbaren Teilflächenlast:

$$F_{Rdu} = \text{MIN} \left( A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}; 3,0 * f_{cd} * A_{c0} \right) = 1,232 \text{ MN}$$
$$F_{Ed} / F_{Rdu} = \underline{\underline{0,97 \leq 1}}$$

Nachweis der Zugspannung (Spaltzugkraft)

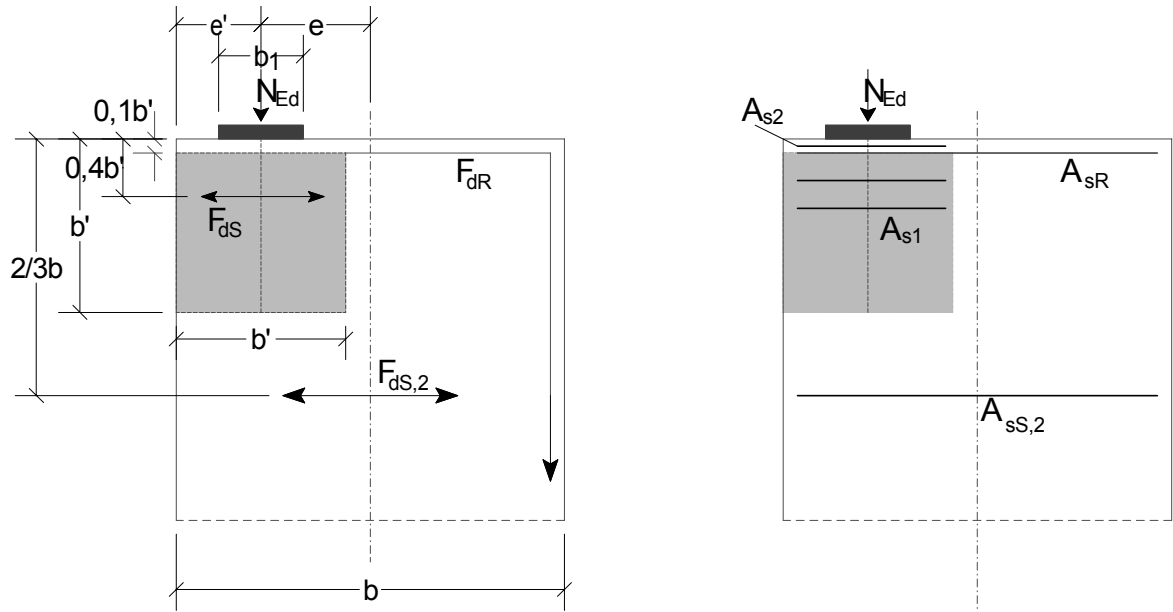


$$A_{s,erf} = F_{sd} / f_{yd} * 10^4 = 2,30 \text{ cm}^2$$
$$d_s = \text{GEW}(\text{"Bewehrung/As"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$
$$\text{Bügel} = \text{GEW}(\text{"Bewehrung/As"; Bez; } As \geq A_{s,erf} * 0,5; d_s = d_s) = 4 \text{ } \varnothing 8$$
$$A_{s,vorh} = \text{TAB}(\text{"Bewehrung/As"; } As; \text{Bez=Bügel}) * 2 = 4,02 \text{ cm}^2$$
$$A_{s,erf} / A_{s,vorh} = \underline{\underline{0,57 \leq 1}}$$

Begrenzung der Teilflächenlast bei nicht vorhandener Querszugbewehrung

$$F_{Rdu,red} = 0,6 * f_{cd} * A_{c0} = 0,510 \text{ MN}$$

### Exzentrische Teilflächenbelastung



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C30/37
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / 1,15$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie

Seitenlänge der Verteilungsfläche $b$ =	450 mm
Seitenlänge der Lasteintragsfläche $b_1$ =	150 mm
Exzentrizität $e$ =	100 mm
Höhe Lager $t$ =	5 mm
$\Rightarrow$ Randabstand $e' =$	$b / 2 - e = 125$ mm
$\Rightarrow b' =$	$2 * e' = 250$ mm

#### Belastung

Druckkraft $N_{Ed}$ =	642 kN
-----------------------	--------

#### Querzugkraft unter dem Elastomerlager

zum Vergleich EC2-1-1, 10.9.4.3 (5)

$$F_{dt} = 0,25 * (t / b_1) * N_{Ed} = 5,35 \text{ kN}$$

[Bachmann, Steinle, Hahn]

Querzug infolge Querdehnungsbehinderung des Elastomers

$$F_{dt} = 1,5 * N_{Ed} * t * b_1 * 10^{-5} = 7,22 \text{ kN}$$



### Spaltzugkraft und Randzugkraft infolge Auflagerkraft (näherungsweise nach Heft 240)



#### Bewehrung

sinngemäß entsprechend [Bachmann, Steinle, Hahn]

$$f_{yd}' = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{s1,erf} = 0,8 \cdot F_{dS} / (f_{yd}' / 10) = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2,erf} = (0,2 \cdot \text{MAX}(F_{dS}; 0,1 \cdot N_{Ed}) + F_{dt}) / (f_{yd}' / 10) = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{sR,erf} = F_{dR} / (f_{yd} / 10) = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{sS2,erf} = F_{dS,2} / (f_{yd} / 10) = 0,25 \text{ cm}^2$$

gewählt, n - schnittig:

$$n = 4$$

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; ds; ) = 10 \text{ mm}$$

$$A_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s = d_s; A_s \geq (A_{s2,erf} + A_{sR,erf}) / n) = 1 \text{ } \varnothing 10$$

$$\text{vorh.} A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=As) \cdot n = 3,16 \text{ cm}^2$$

$$(A_{s2,erf} + A_{sR,erf}) / \text{vorh.} A_s = \underline{\underline{0,42 < 1}}$$

$$n = 2$$

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; ds; ) = 10 \text{ mm}$$

$$A_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s = d_s; A_s \geq A_{s1,erf} / n) = 2 \text{ } \varnothing 10$$

$$\text{vorh.} A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=As) \cdot n = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,erf} / \text{vorh.} A_s = \underline{\underline{0,41 < 1}}$$

$$n = 2$$

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; ds; ) = 10 \text{ mm}$$

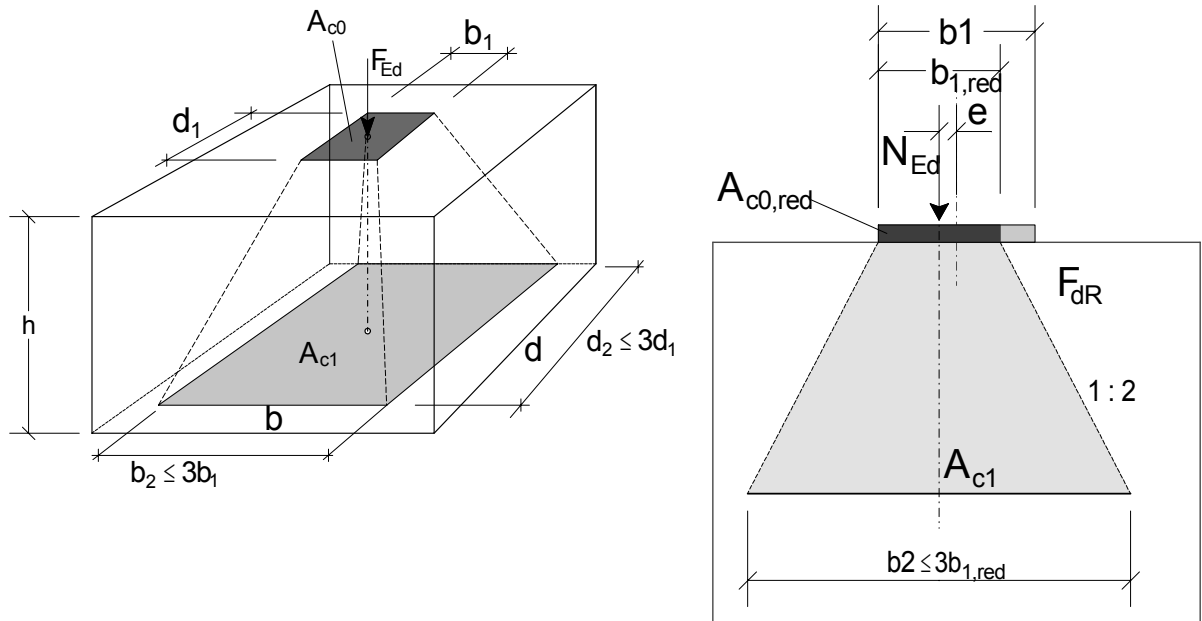
$$A_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s = d_s; A_s \geq A_{s2,erf} / n) = 1 \text{ } \varnothing 10$$

$$\text{vorh.} A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=As) \cdot n = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2,erf} / \text{vorh.} A_s = \underline{\underline{0,32 < 1}}$$

### Teilflächenbelastung allgemein und mit ungleichmäßiger Druckverteilung

Nach EC2-1-1, 6.7



#### Abmessungen

Breite Betonkörper $b =$	0,30 m
Länge Betonkörper $d =$	0,40 m $\geq b$
Höhe Betonkörper $h =$	1,00 m
Breite Lastfläche $b_1 =$	0,15 m $< b$
Länge Lastfläche $d_1 =$	0,30 m $< d$
Höhe Lager $t =$	5 mm

#### Baustoffe

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C30/37
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / 1,15$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Normalkraft $F_{Ed} =$	0,600 MN
Ausmitte $e_b =$	0,025 m
Ausmitte $e_d =$	0,000 m



### Nachweis für gleichmäßige Druckverteilung

$$\text{Lasteinleitungsfläche } A_{c0} = b_1 \cdot d_1 = 0,045 \text{ m}^2$$

Geometrische Ähnlichkeit der Lastverteilungsflächen  $b_1 / d_1 = b_2 / d_2$

$$b_1/d_1 = 0,50$$

$$b_2 = \text{MIN}(b; 3 \cdot b_1) = 0,30 \text{ m}$$

$$d_2 = \text{MIN}(d; 3 \cdot d_1) = 0,40 \text{ m}$$

$$b_2 = \text{MIN}(b_1 \cdot d_2 / d_1; b) = 0,20 \text{ m}$$

$$d_2 = \text{MIN}(d_1 \cdot b_2 / b_1; d) = 0,40 \text{ m}$$

Kontrolle:

$$b_2/d_2 = 0,50$$

$$\text{Rechn. Verteilungsfläche } A_{c1} = b_2 \cdot d_2 = 0,080 \text{ m}^2$$

$$F_{Rdu} = \text{MIN}\left(A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}; 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}\right) = 1,020 \text{ MN}$$

### Nachweis für ungleichmäßige Druckverteilung

Reduktion der Lasteinleitungsfläche bei ausmittiger Belastung

$$b_{1,red} = b_1 - 2 \cdot e_b = 0,100 \text{ m}$$

$$d_{1,red} = d_1 - 2 \cdot e_d = 0,300 \text{ m}$$

$$\text{Lasteinleitungsfläche } A_{c0,red} = b_{1,red} \cdot d_{1,red} = 0,030 \text{ m}^2$$

Geometrische Ähnlichkeit der Lastverteilungsflächen  $b_1 / d_1 = b_2 / d_2$



für die Lastverteilung zur Verfügung stehende Höhe:

$$\text{min}_h = \text{MAX}(b_2 - b_{1,red}; d_2 - d_{1,red}) = 0,09 \text{ m}$$

$$\text{min}_h / h = 0,09 \leq 1$$

Bemessungswert der aufnehmbaren Teilflächenlast:

$$F_{Rdu} = \text{MIN}\left(A_{c0,red} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0,red}}}; 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0,red}\right) = 0,665 \text{ MN}$$

$$F_{Ed} / F_{Rdu} = 0,90 \leq 1$$

Querzugkraft infolge Querdehnungsbehinderung des Elastomers

$$F_{dt} = 1,5 \cdot F_{Ed} \cdot t \cdot \text{MIN}(b_1; d_1) \cdot 10 = 6,75 \text{ kN}$$

zum Vergleich: EC2-1-1, 10.9.4.3: (5)

$$F_{dt} = 0,25 \cdot F_{Ed} \cdot (t / \text{MIN}(b_1; d_1)) = 5,00 \text{ kN}$$

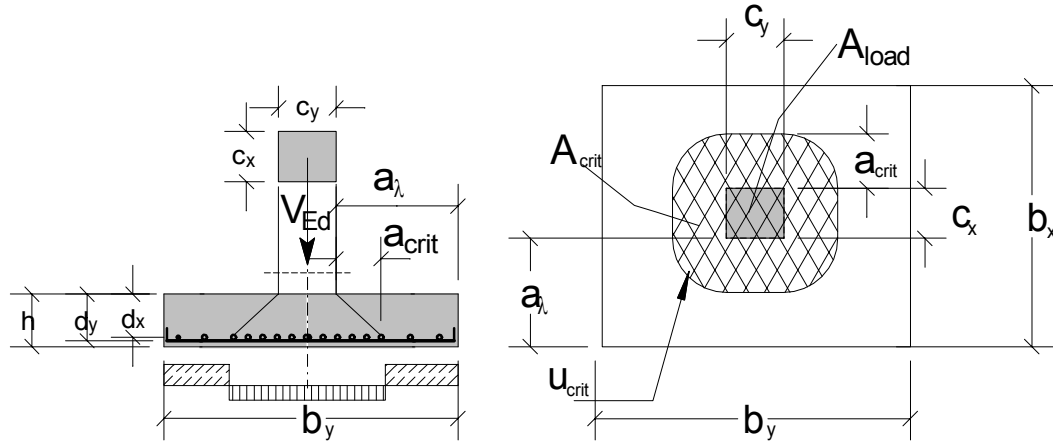
Begrenzung der Teilflächenlast bei nicht vorhandener Querzugbewehrung

$$\text{begrenzt } F_{Rdu} = 0,6 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0,red} = 0,306 \text{ MN}$$

## Kapitel Durchstanzen

### Einzelfundament ohne Durchstanzbewehrung

EC2-1-1, 6.4: Schlankheit  $\lambda > 2,0 \Rightarrow$  konstanter Rundschnitt im Abstand  $1,0 d$



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C30/37
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton) * $\alpha_{cc} / 0,85$	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie, Bewehrung

Stütze $c_x =$	0,60 m
Stütze $c_y =$	0,60 m
Fundament $b_x =$	3,10 m
Fundament $b_y =$	3,10 m
Fundament $h =$	0,60 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_x =$	0,53 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_y =$	0,55 m

Bewehrungsgrad der 2 Richtungen x und y , vorhandene Biegezugbewehrung:

vorhandene Bew. $a_{sx} =$	36,2 cm <sup>2</sup> /m
vorhandene Bew. $a_{sy} =$	36,2 cm <sup>2</sup> /m

$$\Rightarrow d_{\text{eff}} = (d_x + d_y) / 2 = 0,540 \text{ m}$$

$$a_\lambda = \text{MIN}((b_x - c_x) * 0,5; (b_y - c_y) * 0,5) = 1,25 \text{ m}$$

$$A_F = b_x * b_y = 9,61 \text{ m}^2$$

#### Belastung

$$V_{Ed} = 2,100 \text{ MN}$$



### Maßgebender Nachweisschnitt

$$\lambda_f = \frac{a_\lambda}{d_{\text{eff}}} = 2,31 > 2$$

Schlankheit  $\lambda > 2,0 \Rightarrow$  Vereinfacht, Rechnung mit konstantem Rundschnitt im Abstand  $1,0d$

$$\Rightarrow a_{\text{crit}} = 1,0 * d_{\text{eff}} = 0,54 \text{ m}$$

### Einwirkung $v_{\text{Ed}}$



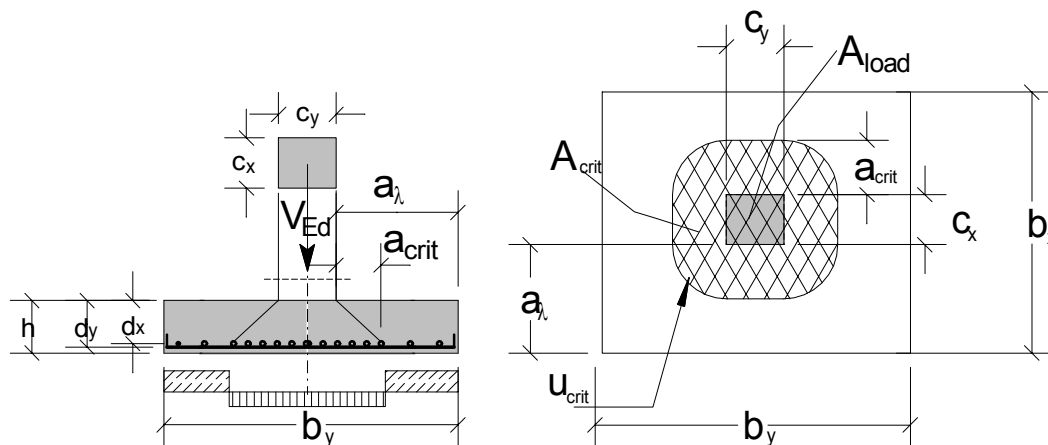
### Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

$$b_{x,\text{crit}} = \text{MIN}(b_x; c_x + 3,0 * d_{\text{eff}}) = 2,22 \text{ m}$$
$$b_{y,\text{crit}} = \text{MIN}(b_y; c_y + 3,0 * d_{\text{eff}}) = 2,22 \text{ m}$$
$$\rho_{lx} = \frac{a_{sx}}{(b_{y,\text{crit}} * d_{\text{eff}} * 10^4)} = 0,00302$$
$$\rho_{ly} = \frac{a_{sy}}{(b_{x,\text{crit}} * d_{\text{eff}} * 10^4)} = 0,00302$$
$$\Rightarrow \rho_l = \text{MIN}(\sqrt{\rho_{lx} * \rho_{ly}}; 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}) = 0,00302$$
  
$$k = \text{MIN}(1 + \sqrt{(200 / (d_{\text{eff}} * 10^3))}; 2) = 1,61$$
$$C_{\text{Rdc}} = (0,15 / \gamma_C) = 0,10$$
$$\kappa = \text{WENN}(d_{\text{eff}} \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d_{\text{eff}} > 0,8; 0,0375; \text{interpoliert})) = 0,0525$$
$$\Rightarrow v_{\text{min}} = (\kappa / \gamma_C) * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} * (2 * d_{\text{eff}} / a_{\text{crit}}) = 0,783 \text{ MN/m}^2$$
  
$$v_{\text{Rd,c}} = \text{MAX}(C_{\text{Rdc}} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} * (2 * d_{\text{eff}} / a_{\text{crit}}); v_{\text{min}}) = \mathbf{0,783 \text{ MN/m}^2}$$
  
$$\text{Verhältnis} = v_{\text{Ed}} / v_{\text{Rd,c}} = \mathbf{0,69 \leq 1}$$

*Es ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich!*

### Einzelfundament ohne Durchstanzbewehrung (iterativ)

EC2-1-1, 6.4: Schlankheit  $\lambda < 2,0 \Rightarrow a_{crit}$  iterativ



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C30/37
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}$ /0,85	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

$V_{Ed}$ =	3,400 MN
------------	----------

#### Geometrie, Bewehrung

Stütze $c_x$ =	0,40 m
Stütze $c_y$ =	0,40 m
Fundament $b_x$ =	3,00 m
Fundament $b_y$ =	3,00 m
Fundament $h$ =	0,80 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_x$ =	0,73 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_y$ =	0,75 m

Bewehrungsgrad der 2 Richtungen x und y , vorhandene Biegezugbewehrung:

vorhandene Bew. $a_{sx}$ =	32,8 cm <sup>2</sup>
vorhandene Bew. $a_{sy}$ =	32,8 cm <sup>2</sup>

$\Rightarrow d_{eff}$ =	$(d_x + d_y) / 2$	=	0,740 m
$a_\lambda$ =	$\text{MIN}((b_x - c_x) * 0,5; (b_y - c_y) * 0,5)$	=	1,30 m
$A_F$ =	$b_x * b_y$	=	9,00 m <sup>2</sup>

Geometrische Randbedingungen

$c_x / c_y$	=	1,00	
Bedingung =	TAB("EC2_de/erg";Erg;v=bed)	=	<b>erfüllt!</b>

$2 * (c_x + c_y)$	=	1,60	
Bedingung =	TAB("EC2_de/erg";Erg;v=bed)	=	<b>erfüllt!</b>





### Maßgebender Nachweisschnitt

$$\lambda_f = a_\lambda / d_{\text{eff}} = \underline{1,76 < 2}$$

Schlankheit  $\lambda < 2,0 \Rightarrow a_{\text{crit}}$  ist iterativ im Bereich  $\leq 2d$  zu bestimmen

**Iteration ( $a_{\text{crit}}$  vorgeben):**

$$a_{\text{crit}} = \underline{0,520 \text{ m}}$$

$$a_{\text{crit}} / d_{\text{eff}} = \underline{0,70}$$

### Einwirkung $v_{\text{Ed}}$

$$\sigma_0 = V_{\text{Ed}} / A_F = 0,378 \text{ MN/m}^2$$

$$A_{\text{crit}} = c_x * c_y + 2 * a_{\text{crit}} * (c_x + c_y) + \pi * a_{\text{crit}}^2 = 1,841 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{\text{Ed}} = \sigma_0 * A_{\text{crit}} = 0,696 \text{ MN}$$

$$V_{\text{Ed,red}} = V_{\text{Ed}} - \Delta V_{\text{Ed}} = \underline{2,704 \text{ MN}}$$

reduzierte Schubspannung aus mittlerer Belastung

$$\beta = 1,10$$

$$u = 2 * c_x + 2 * c_y + 2 * \pi * a_{\text{crit}} = 4,867 \text{ m}$$

$$v_{\text{Ed}} = \beta * V_{\text{Ed,red}} / (u * d_{\text{eff}}) = \underline{0,826 \text{ MN/m}^2}$$

### Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung



$$k = \text{MIN}(1 + \sqrt{(200 / (d_{\text{eff}} * 10^3))}; 2) = 1,52$$

$$C_{\text{Rdc}} = (0,15 / \gamma_C) = 0,10$$

$$\kappa = \text{WENN}(d_{\text{eff}} \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d_{\text{eff}} > 0,8; 0,0375; \text{interpoliert})) = 0,0420$$

$$\Rightarrow v_{\text{min}} = (\kappa / \gamma_C) * k^{3/2} * f_{\text{ck}}^{1/2} * (2 * d_{\text{eff}} / a_{\text{crit}}) = 0,818 \text{ MN/m}^2$$

$$v_{\text{Rd,c}} = \text{MAX}(C_{\text{Rdc}} * k * (100 * \rho_l * f_{\text{ck}})^{1/3} * (2 * d_{\text{eff}} / a_{\text{crit}}); v_{\text{min}}) = \underline{0,818 \text{ MN/m}^2}$$

$$v_{\text{Rd,c}} / v_{\text{Ed}} = \underline{0,9903 \text{ MN/m}^2}$$

$$v_{\text{Ed}} / v_{\text{Rd,c}} = \underline{1,010 \leq 1}$$

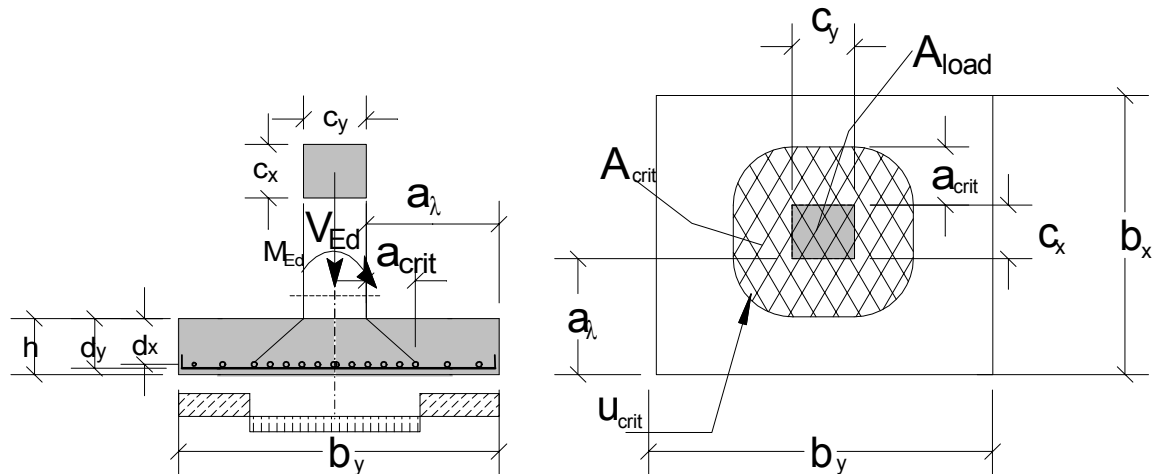
$\Rightarrow$  sofern das Verhältnis nicht erfüllt wird, wird Durchstanzbewehrung erforderlich, ansonsten keine Durchstanzbewehrung erforderlich!

$$V_{\text{Rd,c}} = v_{\text{Rd,c}} * d_{\text{eff}} * u = 2,95 \text{ MN}$$

$$V_{\text{Ed,red}} / V_{\text{Rd,c}} = \underline{0,92 \leq 1}$$

### Einzelfundament mit Biegemoment

EC2-1-1, 6.4: Schlankheit  $\lambda < 2,0 \Rightarrow a_{crit}$  iterativ; Fundament und Stütze quadratisch



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C30/37
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton) * $\alpha_{cc} / 0,85$	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Bauteilmaße, Bewehrung

Fundament h =	0,60 m
Fundament b =	2,10 m
Stütze c =	0,60 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_x =$	0,53 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_y =$	0,55 m

$$\Rightarrow d_{eff} = (d_x + d_y) / 2 = 0,540 \text{ m}$$

Bewehrungsgrad der 2 Richtungen x und y, vorhandene Biegezugbewehrung:

vorhandene Biegebew. $a_{sx} =$	28,10 cm <sup>2</sup> /m
vorhandene Biegebew. $a_{sy} =$	28,10 cm <sup>2</sup> /m

#### Bemessungslasten

$V_{Ed} =$	2,100 MN
$M_{Ed} =$	0,200 MNm

#### Maßgebender Nachweisschnitt

$a_\lambda =$	$(b - c) * 0,5$	=	0,75 m
$\lambda_f =$	$a_\lambda / d_{eff}$	=	<u>1,39</u> < 2

**Schlankheit  $\lambda < 2,0 \Rightarrow a_{crit}$  ist iterativ im Bereich  $\leq 2d$  zu bestimmen**

**Iteration: unterstrichenen Wert vorgeben,**

$$a_{crit} = \underline{0,63} * d_{eff} = 0,34 \text{ m}$$



#### Einwirkung $v_{Ed}$

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= V_{Ed} / b^2 &= & 0,476 \text{ MN/m}^2 \\ A_{crit} &= c^2 + 4 * (c * a_{crit}) + \pi * a_{crit}^2 &= & 1,54 \text{ m}^2 \\ \Delta V_{Ed} &= \sigma_0 * A_{crit} &= & 0,733 \text{ MN} \\ V_{Ed,red} &= V_{Ed} - \Delta V_{Ed} &= & 1,367 \text{ MN} \\ \text{reduzierte Schubspannung aus mittiger Belastung} & & & \\ u &= 4 * c + 2 * \pi * a_{crit} &= & 4,54 \text{ m} \\ W &= 0,5 * c^2 + c * c + 2 * c * a_{crit} + 4 * a_{crit}^2 + \pi * c * a_{crit} &= & 2,051 \text{ m}^3 \\ k &= &= & 0,6 \\ \beta &= \text{MAX}((1 + k * (M_{Ed} * u) / (V_{Ed,red} * W)); 1, 10) &= & 1,19 \\ v_{Ed} &= \beta * V_{Ed,red} / (u * d_{eff}) &= & \underline{\underline{0,664 \text{ MN/m}^2}} \end{aligned}$$

#### Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung



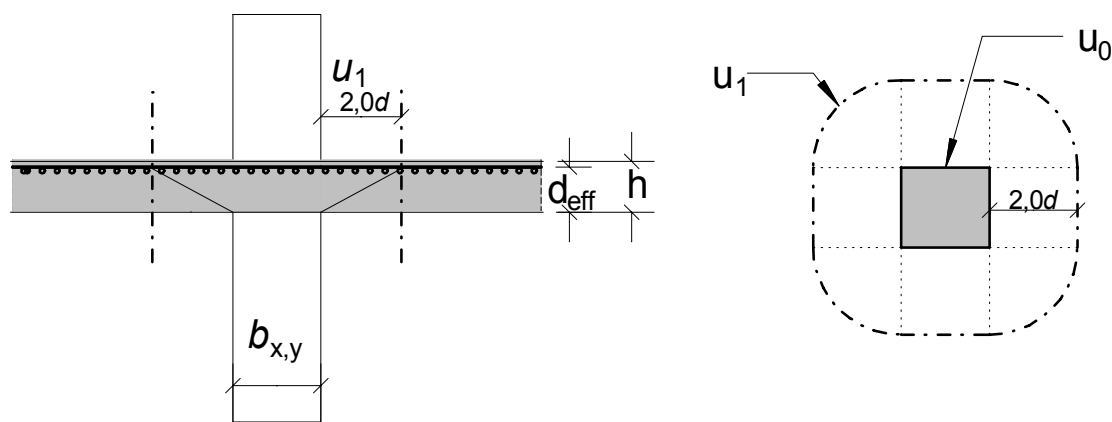
$$\begin{aligned} k &= \text{MIN}(1 + \sqrt{(200 / (d_{eff} * 10^3))}; 2) &= & 1,61 \\ C_{Rdc} &= (0,15 / \gamma_C) &= & 0,10 \\ \kappa &= \text{WENN}(deff \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(deff > 0,8; 0,0375; \text{interpoliert})) &= & 0,0525 \\ \Rightarrow v_{min} &= (\kappa / \gamma_C) * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} * (2 * d_{eff} / a_{crit}) &= & 1,244 \text{ MN/m}^2 \\ v_{Rd,c} &= \text{MAX}(C_{Rdc} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} * (2 * d_{eff} / a_{crit}); v_{min}) &= & \underline{\underline{1,244 \text{ MN/m}^2}} \\ v_{Rd,c} / v_{Ed} & &= & \underline{\underline{1,873}} \\ v_{Ed} / v_{Rd,c} & &= & \underline{\underline{0,534 \leq 1}} \end{aligned}$$

*⇒ sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, wird Durchstanzbewehrung erforderlich, ansonsten keine Durchstanzbewehrung erforderlich!*

$a_{crit} / d_{eff}$	$v_{Ed}$	$v_{Rd,c}$	$\Rightarrow v_{Rd,c} / v_{Ed} = \min$
0,56	0,748	1,410	1,885
0,63	0,664	1,244	1,873
0,70	0,592	1,113	1,880

### Durchstanznachweis Innenstütze

EC2-1-1, 6.4



#### Bauteilmaße, Bewehrung

Decke h =	0,24 m
Stütze $b_x$ =	0,45 m
Stütze $b_y$ =	0,45 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_x$ =	0,20 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_y$ =	0,18 m

$$\Rightarrow d_{\text{eff}} = (d_x + d_y) / 2 = 0,190 \text{ m}$$

vorhandene, verankerte, statisch erforderliche Biegezugbewehrung:

$a_{sx}$ =	31,42 cm <sup>2</sup> /m
$a_{sy}$ =	31,42 cm <sup>2</sup> /m

#### Belastung

$$V_{\text{Ed}} = 809 \text{ kN}$$

#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}$ /0,85	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>



### Mindestmomente

Bewehrungsgrad der 2 Richtungen x und y

$$\rho_{1x} = a_{sx} / (100 \cdot d_x \cdot 100) = 0,0157$$

$$\rho_{1y} = a_{sy} / (100 \cdot d_y \cdot 100) = 0,0175$$

$$\Rightarrow \rho_1 = \text{MIN}(\sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}}; 0,02; 0,5 \cdot f_{cd} / f_{yd}) = 0,0166$$

(Betonnormalspannung:  $\sigma_{cp} = 0$  ( $N_{Ed} = 0$ ))

$$\eta_x = 0,125$$

$$\eta_y = 0,125$$

$$\min m_{Ed,x} = \eta_x \cdot V_{Ed} = 101,1 \text{ kNm}$$

$$\min m_{Ed,y} = \eta_y \cdot V_{Ed} = 101,1 \text{ kNm}$$

$$M_{Eds} = \text{MAX}(m_{Ed,x}; m_{Ed,y}) = 101,1 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds} / 1000}{1 \cdot d_{eff}^2 \cdot f_{cd}} = 0,1412$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; omega; my}=\mu_{Eds}) = 0,153$$

$$\sigma_{sd} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; sigmasd; my}=\mu_{Eds}) = 447 \text{ N/mm}^2$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$\min a_{sl} = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot (\omega_1 \cdot 1 \cdot d_{eff} \cdot f_{cd}) \cdot 10^4 = 12,9 \text{ cm}^2$$

Die Mindestbewehrung ist auf einer Breite  $b_x = 0,3 \cdot l_x$  zu überprüfen

$$a_{sl} / \text{MIN}(a_{sx}; a_{sy}) = \underline{\underline{0,41 \leq 1}}$$

### Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

Bemessungswiderstand:

$$u_0 / d_{eff} = 9,47$$

$$\text{Abminderungsfaktor} = \text{WENN}(u_0 / d_{eff} < 4; 0,1 \cdot u_0 / d_{eff} + 0,6; 1) = 1,0$$

$$\Rightarrow C_{Rdc} = (0,18 / \gamma_C) \cdot \text{Abminderungsfaktor} = 0,12$$

$$k = \text{MIN}(1 + \sqrt{200 / (d_{eff} \cdot 10^3)}; 2) = 2,0$$

$$\kappa = \text{WENN}(d_{eff} \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d_{eff} > 0,8; 0,0375; \text{interpoliert})) = 0,0525$$

$$\Rightarrow v_{min} = (\kappa / \gamma_C) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,586 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}((0,18 / \gamma_C) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}) = \underline{\underline{0,930 \text{ MN/m}^2}}$$

$$\text{Verhältnis} = V_{Ed} / V_{Rd,c} = \underline{\underline{1,20 \leq 1}}$$

$$\text{Bedingung} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg"; Erg; v=bed}) = \underline{\underline{\text{nicht erfüllt!!}}}$$

*⇒ sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, wird Durchstanzbewehrung erforderlich, ansonsten keine Durchstanzbewehrung erforderlich!*

### Platte mit Durchstanzbewehrung

Tragfähigkeit der Betondruckstreben:

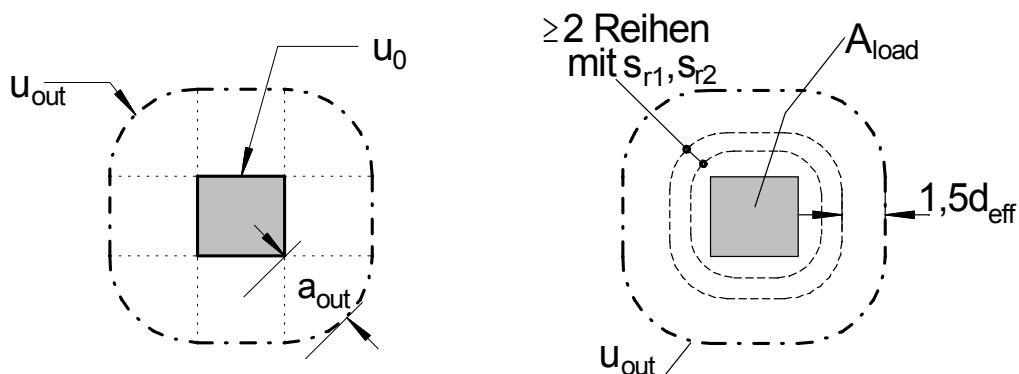
$$V_{Rd,max} = 1,4 \cdot V_{Rd,c} = 1,302 \text{ MN/m}^3$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} = 0,86 \leq 1$$

$V_{Ed}$  kann mit Durchstanzbewehrung aufgenommen werden!

**gewählte Bügelbewehrung 90°:**

Abgrenzung durchstanzbewehrter Bereich  $\Rightarrow$  äußerer Rundschnitt:



#### Gewählte Randabstände vom Stützenanschnitt:

1. Bewehrungsreihe bei  $s_0 = 0,50 \cdot d_{eff} = 0,095 \text{ m}$

gewählt  $s_r = 0,75 \cdot d_{eff} = 0,142 \text{ m}$

$\Rightarrow$  2. Bewehrungsreihe bei  $s_{0,1} = (s_0 + s_r) = 0,237 \text{ m}$

das entspricht:  $1 / d_{eff} \cdot (s_0 + s_r) = 1,25 \cdot d_{eff}$

$\Rightarrow$  3. Bewehrungsreihe bei  $s_{0,2} = s_0 + 2 \cdot s_r = 0,379 \text{ m}$

das entspricht:  $1 / d_{eff} \cdot s_{0,2} = 1,99 \cdot d_{eff}$

#### Grundbewehrung je Reihe:

$$f_{ywd} = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ywd,ef} = \text{MIN}(250 + 0,25 \cdot d_{eff} \cdot 10^3; f_{ywd}) = 298 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{sw} = (V_{Ed} - 0,75 \cdot V_{Rd,c}) \cdot s_r \cdot u_1 / (1,5 \cdot f_{ywd,ef}) \cdot 10^4 = 5,60 \text{ cm}^2$$

#### 1. Bewehrungsreihe im Abstand $s_0$ vom Stützenrand:

$$\kappa_{sw,1} = 2,5$$

$$\text{erf\_}A_{sw,1} = \kappa_{sw,1} \cdot A_{sw} = 14,00 \text{ cm}^2$$



### 2. Bewehrungsreihe im Abstand $s_{0,1}$ vom Stützenrand:

$$\begin{aligned} \kappa_{sw,2} &= 1,4 \\ \text{erf}_{A_{sw,2}} &= \kappa_{sw,2} \cdot A_{sw} = 7,84 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

### 3. Bewehrungsreihe im Abstand $s_{0,2}$ vom Stützenrand:

$$\begin{aligned} \kappa_{sw,3} &= 1,0 \\ \text{erf}_{A_{sw,3}} &= \kappa_{sw,3} \cdot A_{sw} = 5,60 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

#### Konstruktionsregeln der Durchstanzbewehrung:

maximaler tangentialer Abstand der Bügelschenkel

- innerhalb des kritischen Rundschnitt

$$s_{ti} = 1,5 \cdot d_{eff} = 0,28 \text{ m}$$

- außerhalb des kritischen Rundschnitt

$$s_{ta} = 2,0 \cdot d_{eff} = 0,38 \text{ m}$$

Mindestanzahl der Bügelschenkel im Schnittumfang

$$u_{s1} = 2 \cdot (b_x + b_y + \pi \cdot s_0) = 2,40 \text{ m}^2$$

$$\text{min } n1 = u_{s1} / (1,5 \cdot d_{eff}) = 8,4$$

$$u_{s2} = 2 \cdot (b_x + b_y + \pi \cdot s_{0,1}) = 3,29 \text{ m}$$

$$\text{min } n2 = u_{s2} / (1,5 \cdot d_{eff}) = 11,5$$

$$u_{s3} = 2 \cdot (b_x + b_y + \pi \cdot s_{0,2}) = 4,18 \text{ m}$$

$$\text{min } n3 = u_{s3} / (1,5 \cdot d_{eff}) = 14,7$$

Mindestdurchstanzbewehrung:

$$A_{sw,min} = 0,08 / 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \cdot s_r \cdot s_{ti} \cdot 10^4 = 0,25 \text{ cm}^2 \text{ je Bügelschenkel}$$

$$\text{max } \varnothing_{sw} = 0,05 \cdot d_{eff} \cdot 10^3 = 9,5 \text{ mm}$$

### Gewählt: Durchstanzbewehrung Innenstütze

Bewehrungsreihe 1

Schenkel mit  $s_t \leq 1,5 \cdot d$  [mm] im Schnitt verteilt)

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; As \geq \text{erf}_{A_{sw,1}}) = 18 \varnothing 10$$

$$A_{s1,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{s,gew}) = 14,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf}_{A_{sw,1}} / A_{s1,vorh} = \underline{\underline{0,99 \leq 1}}$$

Bewehrungsreihe 2

Schenkel mit  $s_t \leq 1,5 \cdot d$  [mm] im Schnitt verteilt)

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; As \geq \text{erf}_{A_{sw,2}}) = 14 \varnothing 10$$

$$A_{s2,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{s,gew}) = 11,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf}_{A_{sw,2}} / A_{s2,vorh} = \underline{\underline{0,71 \leq 1}}$$

Bewehrungsreihe 3

Schenkel mit  $s_t \leq 1,5 \cdot d$  [mm] im Schnitt verteilt)

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 10 \text{ mm}$$

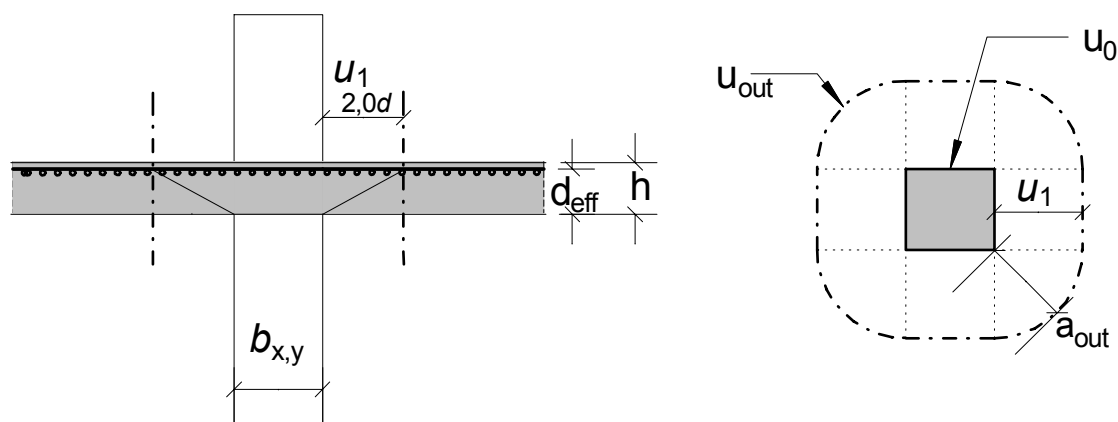
$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; As \geq \text{erf}_{A_{sw,3}}) = 16 \varnothing 10$$

$$A_{s2,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{s,gew}) = 12,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf}_{A_{sw,2}} / A_{s2,vorh} = \underline{\underline{0,62 \leq 1}}$$

### Durchstanznachweis Innenstütze (Rechteck)

EC2-1-1, 6.4



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez;fck≤50 )	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie, Bewehrung

Decke h =	0,24 m
Stütze $b_x$ =	0,45 m
Stütze $b_y$ =	0,45 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_x$ =	0,20 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_y$ =	0,18 m

$$\Rightarrow d_{eff} = (d_x + d_y) / 2 = 0,19 \text{ m}$$

vorhandene verankerte Zugbewehrung:

$a_{sx}$ =	31,42 cm <sup>2</sup> /m
$a_{sy}$ =	31,42 cm <sup>2</sup> /m

Rundschnitt für Lasteinleitung

$$u_0 = 2 * b_x + 2 * b_y = 1,80 \text{ m}$$

kritischer Rundschnitt um Lasteinleitungsfläche

$$u_1 = 2 * (b_x + b_y + \pi * 2 * d_{eff}) = 4,19 \text{ m}$$

#### Belastung

$V_{Ed}$ =	809 kN		
maximal aufnehmbare Querkraft			
$\beta$ =	1,10		
$v_{Ed}$ =	$\beta * V_{Ed} / (u_1 * d_{eff}) * 10^{-3}$	=	1,118 MN/m <sup>2</sup>





#### Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

$$\begin{aligned}u_0 / d_{\text{eff}} &= 9,47 \\ \text{Abminderungsfaktor} &= \text{WENN}(u_0 / d_{\text{eff}} < 4; 0,1 * u_0 / d_{\text{eff}} + 0,6; 1) = 1,0 \\ \Rightarrow C_{\text{Rdc}} &= (0,18 / \gamma_{\text{C}}) * \text{Abminderungsfaktor} = 0,12 \\ k &= \text{MIN}(1 + \sqrt{(200 / (d_{\text{eff}} * 10^3))}; 2) = 2,0 \\ \kappa &= \text{WENN}(d_{\text{eff}} \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d_{\text{eff}} > 0,8; 0,0375; \text{interpoliert})) = 0,0525 \\ \Rightarrow v_{\text{min}} &= (\kappa / \gamma_{\text{C}}) * k^{3/2} * f_{\text{ck}}^{1/2} = 0,586 \text{ MN/m}^2\end{aligned}$$

Bewehrungsgrad  $\rho_l$  bei zu berücksichtigender Plattenbreite  $b_p = h_{\text{col}} + 6d$



$$v_{\text{Rd,c}} = \text{MAX}((0,18 / \gamma_{\text{C}}) * k * (100 * \rho_l * f_{\text{ck}})^{1/3}; v_{\text{min}}) = \mathbf{0,930 \text{ MN/m}^2}$$

$$v_{\text{Ed}} / v_{\text{Rd,c}} = \mathbf{1,20 \leq 1}$$

**⇒ sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, wird Durchstanzbewehrung erforderlich, ansonsten keine Durchstanzbewehrung erforderlich!**

### Platte mit Durchstanzbewehrung

Tragfähigkeit der Betondruckstreben:

$$V_{Rd,max} = 1,4 \cdot V_{Rd,c} = 1,302 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} = \underline{0,86} \leq 1$$

$V_{Ed}$  kann mit Durchstanzbewehrung aufgenommen werden!

gewählte Bügelbewehrung 90°:

Abgrenzung durchstanzbewehrter Bereich --> äußerer Rundschnitt:

Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung:



Abstand äußerer Rundschnitt von  $A_{load}$ :

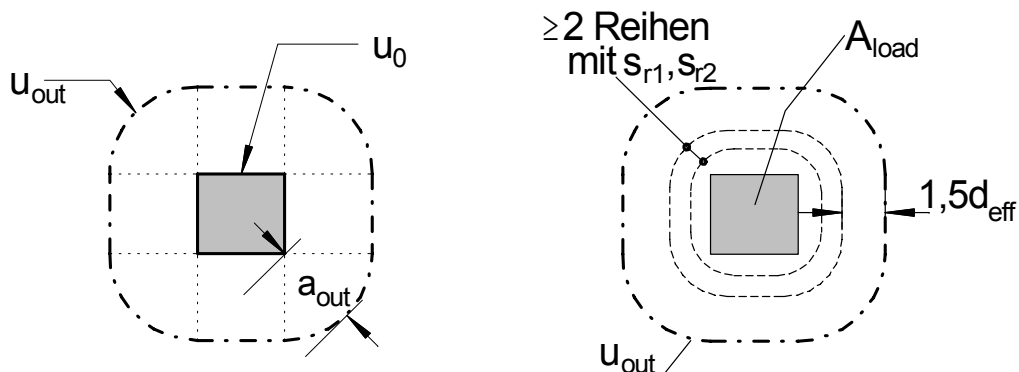
$$a_{out} = (u_{out} - u_0) / (2 \cdot \pi) = 0,67 \text{ m}$$

$$a_{out} / d_{eff} = 3,53$$

d.h. Durchstanzbewehrung erforderlich bis ~

$$(a_{out} / d_{eff} - 1,5) = 2,03 \cdot d_{eff}$$

**EC2-1-1, 9.4.3 (1) immer mind. 2 Bewehrungsreihen**



**Gewählte Randabstände vom Stützenanschnitt:**

1. Bewehrungsreihe bei  $0,5 d_{eff}$
2. Bewehrungsreihe bei  $1,25 d_{eff}$  ( $s_r = 0,75d$ )
3. Bewehrungsreihe bei  $2,0 d_{eff}$  ( $s_r = 0,75d$ )



#### Grundbewehrungs je Reihe:

$$f_{ywd} = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ywd,ef} = \text{MIN}(250 + 0,25 * d_{eff} * 10^3; f_{ywd}) = 298 \text{ N/mm}^2$$

**Vorgabe des Abstandes (Faktor \*  $d_{eff}$ ):**

$$\text{gew. } s_r = 0,75 * d_{eff} = 0,1425$$

$$A_{sw} = (v_{Ed} - 0,75 * v_{Rd,c}) * s_r * u_1 / (1,5 * f_{ywd,ef}) * 10^4 = \mathbf{5,62 \text{ cm}^2}$$

1. Bewehrungsreihe im Abstand  $0,5 d_{eff}$  vom Stützenrand:

$$\kappa_{sw,1} = 2,5$$

$$\text{erf\_}A_{sw,1} = \kappa_{sw,1} * A_{sw} = 14,05 \text{ cm}^2$$

2. Bewehrungsreihe im Abstand  $1,25 d_{eff}$  vom Stützenrand:

$$\kappa_{sw,2} = 1,4$$

$$\text{erf\_}A_{sw,2} = \kappa_{sw,2} * A_{sw} = 7,87 \text{ cm}^2$$

3. Bewehrungsreihe im Abstand  $1,25 d_{eff}$  vom Stützenrand:

$$\kappa_{sw,3} = 1,0$$

$$\text{erf\_}A_{sw,3} = \kappa_{sw,3} * A_{sw} = 5,62 \text{ cm}^2$$

#### Konstruktionsregeln der Durchstanzbewehrung:

maximaler tangentialer Abstand der Bügelschenkel

- innerhalb des kritischen Rundschnitt

$$s_{ti} = 1,5 * d_{eff} = 0,28 \text{ m}$$

- außerhalb des kritischen Rundschnitt

$$s_{ta} = 2,0 * d_{eff} = 0,38 \text{ m}$$

Mindestanzahl der Bügelschenkel im Schnittumfang

$$\text{Abstand zu } u_{s1} \dots a_{us1} = 0,5 * d_{eff} = 0,095 \text{ m}$$

$$u_{s1} = 2 * (b_x + b_y + \pi * a_{us1}) = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{min } n1 = u_{s1} / (1,5 * d_{eff}) = \mathbf{8,4 \text{ Bügelschenkel}}$$

$$\text{Abstand zu } u_{s2} \dots a_{us2} = 1,25 * d_{eff} = 0,237 \text{ m}$$

$$u_{s2} = 2 * (b_x + b_y + \pi * a_{us2}) = 3,29 \text{ m}$$

$$\text{min } n2 = u_{s2} / (1,5 * d_{eff}) = \mathbf{11,5 \text{ Bügelschenkel}}$$

$$\text{Abstand zu } u_{s3} \dots a_{us3} = 2,0 * d_{eff} = 0,380 \text{ m}$$

$$u_{s3} = 2 * (b_x + b_y + \pi * a_{us3}) = 4,19 \text{ m}$$

$$\text{min } n3 = u_{s3} / (1,5 * d_{eff}) = \mathbf{14,7 \text{ Bügelschenkel}}$$

Mindestdurchstanzbewehrung:

$$A_{sw,min} = 0,08 / 1,5 * \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} * s_r * s_{ti} * 10^4 = 0,25 \text{ cm}^2 \text{ je Schenkel}$$

$$\text{max } \varnothing_{sw} = 0,05 * d_{eff} * 10^3 = 9,5 \text{ mm}$$

### Gewählt: Durchstanzbewehrung Innenstütze

Bewehrungsreihe 1

(Schenkel mit  $s_t \leq 1,5d$  im Schnitt verteilt)

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s,\text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; n \geq n_1; A_s \geq \text{erf\_} A_{s_w,1}) = 18 \text{ } \varnothing 10$$

$$A_{s1,\text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; } A_s; \text{Bez}=A_{s,\text{gew}}) = 14,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf\_} A_{s_w,1} / A_{s1,\text{vorh}} = \underline{\underline{0,99 \leq 1}}$$

Bewehrungsreihe 2

(Schenkel mit  $s_t \leq 1,5d$  im Schnitt verteilt)

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s,\text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; n > n_2; A_s \geq \text{erf\_} A_{s_w,2}) = 14 \text{ } \varnothing 10$$

$$A_{s2,\text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; } A_s; \text{Bez}=A_{s,\text{gew}}) = 11,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf\_} A_{s_w,2} / A_{s2,\text{vorh}} = \underline{\underline{0,72 \leq 1}}$$

Bewehrungsreihe 3

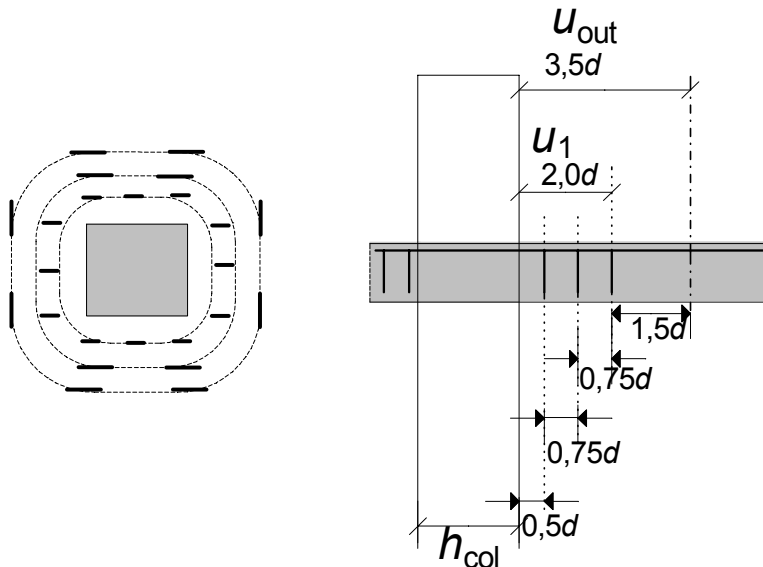
(Schenkel mit  $s_t \leq 1,5d$  im Schnitt verteilt)

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s,\text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; n > n_3; A_s \geq \text{erf\_} A_{s_w,3}) = 16 \text{ } \varnothing 10$$

$$A_{s3,\text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; } A_s; \text{Bez}=A_{s,\text{gew}}) = 12,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf\_} A_{s_w,3} / A_{s3,\text{vorh}} = \underline{\underline{0,45 \leq 1}}$$



### Mindestmomente je Längeneinheit

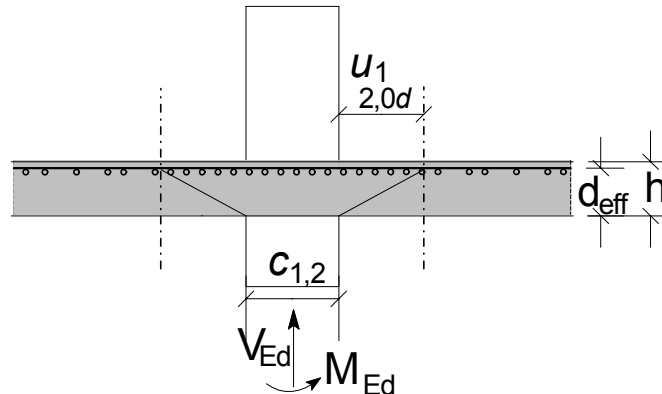
$$\eta_x = 0,125$$

$$\eta_y = 0,125$$

$$\min m_{\text{Ed},x} = \text{ABS}(\eta_x * V_{\text{Ed}}) = 101 \text{ kNm}$$

### Durchstanznachweis rechteckige Innenstütze mit einachsiger Ausmitte

EC2-1-1, 6.4



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C30/37
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie, Bewehrung

Decke h =	0,30 m	
Stütze $c_1$ =	0,60 m	
Stütze $c_2$ =	0,40 m	
Nutzhöhe Bewehrung $d_z$ =	0,24 m	
Nutzhöhe Bewehrung $d_y$ =	0,26 m	
$\Rightarrow d_{eff} =$	$(d_z + d_y) / 2$	= 0,25 m
Bewehrungsgrad der 2 Richtungen z und y		
vorh. Biegezugbewehrung $a_{sz}$ =	25,00 cm <sup>2</sup> /m	
vorh. Biegezugbewehrung $a_{sy}$ =	25,00 cm <sup>2</sup> /m	

#### Belastung

$V_{Ed}$ =	1100 kN
$M_{Ed}$ =	135 kNm

#### Mindestmomente

$\rho_{1z}$ =	$a_{sz} / (100 * d_z * 100)$	=	0,0104
$\rho_{1y}$ =	$a_{sy} / (100 * d_y * 100)$	=	0,0096
$\Rightarrow \rho_1$ =	$\text{MIN}(\sqrt{\rho_{1z} * \rho_{1y}}; 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd})$	=	0,0100
(Betonnormalspannung: $\sigma_{cp} = 0$ ( $N_{Ed} = 0$ ))			
$\eta_x$ =			0,125
$\eta_y$ =			0,125
$\min m_{Ed,x}$ =	$\eta_x * V_{Ed}$	=	137,5 kNm
$\min m_{Ed,y}$ =	$\eta_y * V_{Ed}$	=	137,5 kNm
$M_{Eds}$ =	$\text{MAX}(m_{Ed,x}; m_{Ed,y})$	=	137,5 kNm
$\mu_{Eds}$ =	$\frac{M_{Eds} / 1000}{1 * d_{eff}^2 * f_{cd}}$	=	0,1294



Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\begin{aligned}\omega_1 &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{omega}; \text{my}=\mu_{\text{Eds}}) &= & 0,139 \\ \sigma_{\text{sd}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{sigmasd}; \text{my}=\mu_{\text{Eds}}) &= & 449 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$\min_{\text{a}_{\text{sl}}} = \frac{1}{\sigma_{\text{sd}}} * (\omega_1 * 1 * d_{\text{eff}} * f_{\text{cd}}) * 10^4 = 13,2 \text{ cm}^2$$

Die Mindestbewehrung ist auf einer Breite  $b_x = 0,3 * l_x$  zu überprüfen

$$\min_{\text{a}_{\text{sl}}} / \text{MIN}(\text{a}_{\text{sz}}; \text{a}_{\text{sy}}) = \underline{\underline{0,53 \leq 1}}$$

### Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung



### Bestimmung des Durchstanzwiderstandes

Rundschnitt für Lasteinleitung

$$\begin{aligned}u_0 &= 2 * (c_1 + c_2) &= & 2,00 \text{ m} \\ u_0 / d_{\text{eff}} & &= & 8,00 \\ C_{\text{Rdc}} &= \text{WENN}(u_0/d_{\text{eff}} \geq 4; 0,18 / \gamma_C; (0,18 / \gamma_C) * (0,1 * u_0/d_{\text{eff}} + 0,6)) &= & 0,12 \\ k &= \text{MIN}(1 + \sqrt{(200/(d_{\text{eff}} * 10^3))}; 2) &= & 1,89 \\ \kappa &= \text{WENN}(d_{\text{eff}} \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d_{\text{eff}} > 0,8; 0,0375; \text{interpoliert})) &= & 0,0525 \\ \text{Mindestquerkrafttragfähigkeit:} \\ \Rightarrow v_{\text{min}} &= (\kappa / \gamma_C) * k^{3/2} * f_{\text{ck}}^{1/2} &= & 0,498 \text{ MN/m}^2\end{aligned}$$

Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung:

$$v_{\text{Rd,c}} = \text{MAX}((0,18 / \gamma_C) * k * (100 * \rho_l * f_{\text{ck}})^{1/3}; v_{\text{min}}) = \underline{\underline{0,705 \text{ MN/m}^2}}$$

$$\text{Verhältnis} = v_{\text{Ed}} / v_{\text{Rd,c}} = \underline{\underline{1,40 \leq 1}}$$

$$\text{Bedingung} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg"}; \text{Erg}; v=\text{bed}) = \underline{\underline{\text{nicht erfüllt!!}}}$$

⇒ sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, wird Durchstanzbewehrung erforderlich, ansonsten keine Durchstanzbewehrung erforderlich!

Tragfähigkeit der Betondruckstreben:

$$v_{\text{Rd,max}} = 1,4 * v_{\text{Rd,c}} = 0,987 \text{ MN/m}^2$$

$$v_{\text{Ed}} / v_{\text{Rd,max}} = \underline{\underline{1,00 \leq 1}}$$

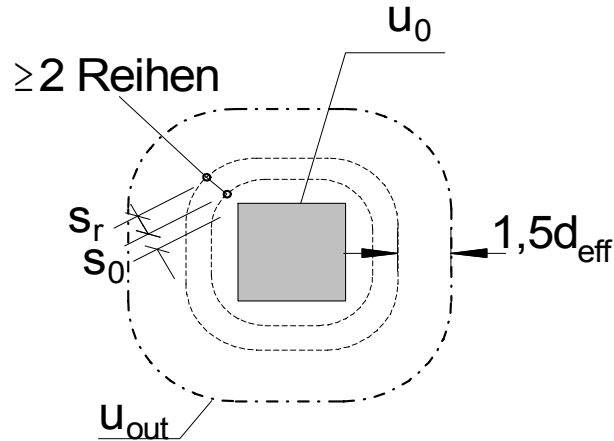
$v_{\text{Ed}}$  kann mit Durchstanzbewehrung aufgenommen werden!

### Bestimmung der erforderlichen Durchstanzbewehrung

Grundbewehrung je Reihe:

$$f_{ywd} = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ywd,ef} = \text{MIN}(250 + 0,25 * d_{eff} * 10^{-3}; f_{ywd}) = 313 \text{ N/mm}^2$$



gewählter radialer Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen

$$\text{gewählt } s_0 = 0,50 * d_{eff} = 0,125 \text{ m}$$

$$\text{gewählt } s_r = 0,75 * d_{eff} = 0,188 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{sw} = (V_{Ed} - 0,75 * V_{Rd,c}) * d_{eff} * u_1 / (1,5 * (d_{eff} / s_r) * f_{ywd,ef}) * 10^4 = 9,4 \text{ cm}^2$$

1. Bewehrungsreihe:

$$\text{erf\_}A_{sw,1} = 2,5 * A_{sw} = 23,50 \text{ cm}^2$$

2. Bewehrungsreihe:

$$\text{erf\_}A_{sw,2} = 1,4 * A_{sw} = 13,2 \text{ cm}^2$$

Überprüfung, ob 2 Bewehrungsreihen ausreichen:

$$u_{out} = 2 * (c_1 + c_2) + ((s_0/d_{eff} + s_r/d_{eff}) + 1,5) * 0,25 * 2 * \pi = 6,32 \text{ m}$$

die einwirkende Querkraft entlang des Rundschnitts  $u_{out}$  beträgt:

$$V_{Ed,out} = \beta * V_{Ed} / (u_{out} * d_{eff}) * 10^{-3} = 0,801 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,out} = (0,15 / \gamma_C) * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} = 0,587 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Verhältnis} = V_{Ed} / V_{Rd,c,out} = 1,68 \leq 1$$

Bedingung =  $TAB("EC2\_de/erg";Erg;v=bed)$  = **nicht erfüllt!!**

⇒ sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, ist eine weitere Durchstanzbewehrungsreihe erforderlich!

3. Bewehrungsreihe:

$$\text{erf\_}A_{sw,3} = 1,0 * A_{sw} = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$u_{out} = 2 * (c_1 + c_2) + ((s_0/d_{eff} + 2*s_r/d_{eff}) + 1,5) * 0,25 * 2 * \pi = 7,50 \text{ m}$$

die einwirkende Querkraft entlang des Rundschnitts  $u_{out}$  beträgt:

$$V_{Ed} = \beta * V_{Ed} / (u_{out} * d_{eff}) * 10^{-3} = 0,675 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Verhältnis} = V_{Ed} / V_{Rd,c,out} = 1,15 \leq 1$$

Bedingung =  $TAB("EC2\_de/erg";Erg;v=bed)$  = **nicht erfüllt!!**

⇒ sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, ist eine weitere Durchstanzbewehrungsreihe erforderlich!

4. Bewehrungsreihe:

$$\text{erf\_}A_{sw,4} = 1,0 * A_{sw} = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$u_{out} = 2 * (c_1 + c_2) + ((s_0/d_{eff} + 3*s_r/d_{eff}) + 1,5) * 0,25 * 2 * \pi = 8,69 \text{ m}$$

die einwirkende Querkraft entlang des Rundschnitts  $u_{out}$  beträgt:

$$V_{Ed} = \beta * V_{Ed} / (u_{out} * d_{eff}) * 10^{-3} = 0,582 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Verhältnis} = V_{Ed} / V_{Rd,c,out} = 0,99 \leq 1$$

Bedingung =  $TAB("EC2\_de/erg";Erg;v=bed)$  = **erfüllt!**

⇒ sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, ist eine weitere Durchstanzbewehrungsreihe erforderlich!



### Minstdurchstanzbewehrung

$$\begin{aligned}u_{1,1} &= 2 \cdot (c_2 + c_1) + 2 \cdot \pi \cdot s_0 &= & 2,79 \text{ m} \\u_{1,2} &= 2 \cdot (c_2 + c_1) + 2 \cdot \pi \cdot (s_0 + s_r) &= & 3,97 \text{ m} \\u_{1,3} &= 2 \cdot (c_2 + c_1) + 2 \cdot \pi \cdot (s_0 + s_r + s_r) &= & 5,15 \text{ m} \\u_{1,4} &= 2 \cdot (c_2 + c_1) + 2 \cdot \pi \cdot (s_0 + s_r + s_r + s_r) &= & 6,33 \text{ m} \\A_{sw,min,1} &= 0,08 / 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \cdot (s_r / d_{eff}) \cdot d_{eff} \cdot u_{1,1} \cdot 10^4 &= & 3,06 \text{ cm}^2 \\A_{sw,min,2} &= 0,08 / 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \cdot (s_r / d_{eff}) \cdot d_{eff} \cdot u_{1,2} \cdot 10^4 &= & 4,36 \text{ cm}^2 \\A_{sw,min,3} &= 0,08 / 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \cdot (s_r / d_{eff}) \cdot d_{eff} \cdot u_{1,3} \cdot 10^4 &= & 5,66 \text{ cm}^2 \\A_{sw,min,4} &= 0,08 / 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \cdot (s_r / d_{eff}) \cdot d_{eff} \cdot u_{1,4} \cdot 10^4 &= & 6,95 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

### Notfallbewehrung

zur Bestimmung der Notfallbewehrung darf mit  $y_F=1,0$  gerechnet werden:

$$\text{Belastung, } V_k = 786 \text{ kN}$$

$$A_{sl,min} = V_k / f_{yk} \cdot 10 = 15,72 \text{ kN}$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; As \geq A_{sl,min}) = 8 \text{ } \varnothing 16$$

$$A_{s,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{s,gew}) = 16,08 \text{ cm}^2$$

### Konstruktionsregeln der Durchstanzbewehrung:

maximaler tangentialer Abstand der Bügelschenkel

- innerhalb des kritischen Rundschnitt

$$s_{ti} = 1,5 \cdot d_{eff} = 0,38 \text{ m}$$

- außerhalb des kritischen Rundschnitt

$$s_{ta} = 2,0 \cdot d_{eff} = 0,50 \text{ m}$$

Mindestanzahl der Bügelschenkel im Schnittumfang

$$\min n_1 = u_{1,1} / (1,5 \cdot d_{eff}) = 7,4$$

$$\min n_2 = u_{1,2} / (1,5 \cdot d_{eff}) = 10,6$$

$$\min n_3 = u_{1,3} / (1,5 \cdot d_{eff}) = 13,7$$

$$\min n_4 = u_{1,4} / (1,5 \cdot d_{eff}) = 16,9$$

Minstdurchstanzbewehrung:

$$A_{sw,min} = 0,08 / 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \cdot s_r \cdot s_{ti} \cdot 10^4 = 0,42 \text{ cm}^2 \text{ je Bügelschenkel}$$

$$\max \varnothing_{sw} = 0,05 \cdot d_{eff} \cdot 10^3 = 12,5 \text{ mm}$$

gewählt:

1. Reihe 26 $\varnothing$ 12

2. Reihe 22 $\varnothing$ 12

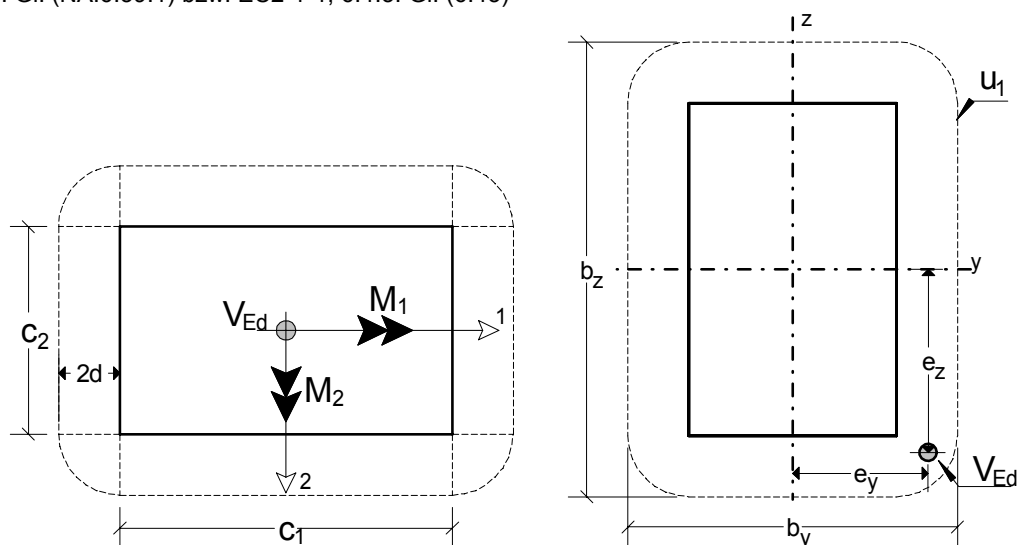
3. Reihe 18 $\varnothing$ 12

4. Reihe 22 $\varnothing$ 12



### Bestimmung des Lasterhöhungsfaktors

Für Innenstützen bei Decken - Stützen - Knoten mit zweiachsiger Lastausmitte  
 EC2-1-1, 6.4.3: Gl. (NA.6.39.1) bzw. EC2-1-1, 6.4.3: Gl. (6.43)



EC2-1-1, 6.4.3: Gl. (NA.6.39.1)

#### Bauteilmaße

Innenstütze $c_1$ =	0,60 m
Innenstütze $c_2$ =	0,40 m
statische Nutzhöhe $d$ =	0,24 m

#### resultierende Schnittgrößen

Deckenquerkraft $V_{Ed}$ =	800 kN
Momente infolge ungleicher Spannweiten:	
$M_{Ed,1}$ =	50 kNm
$M_{Ed,2}$ =	100 kNm



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

$$v_2 = c_1 / c_2 = 1,50$$

$$k_2 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/k\_Lastfläche"}; k; v_2=v_2) = 0,65$$

$$\beta = \text{MAX}\left(1 + \sqrt{\left(k_1 \cdot \frac{M_{Ed,1}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,1}}\right)^2 + \left(k_2 \cdot \frac{M_{Ed,2}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,2}}\right)^2}; 1,10\right) = 1,17$$



Alternativ darf bei rechteckigen Innenstützen mit zweiachsiger Last,  $\beta$  auch vereinfachend mit EC2-1-1, 6.4.3: Gl. (6.43) bestimmt werden.

#### Bauteilmaße

$$\text{Innenstütze } c_1 = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Innenstütze } c_2 = 0,40 \text{ m}$$

$$\text{statische Nutzhöhe } d = 0,24 \text{ m}$$

Lastausmitten bezogen auf y- bzw. z-Achse:

$$e_y = M_{Ed,2} / V_{Ed} = 0,13 \text{ m}$$

$$e_z = M_{Ed,1} / V_{Ed} = 0,06 \text{ m}$$

Abmessungen des betrachteten Rundschnitts (siehe EC2-1-1, Bild 6.13):

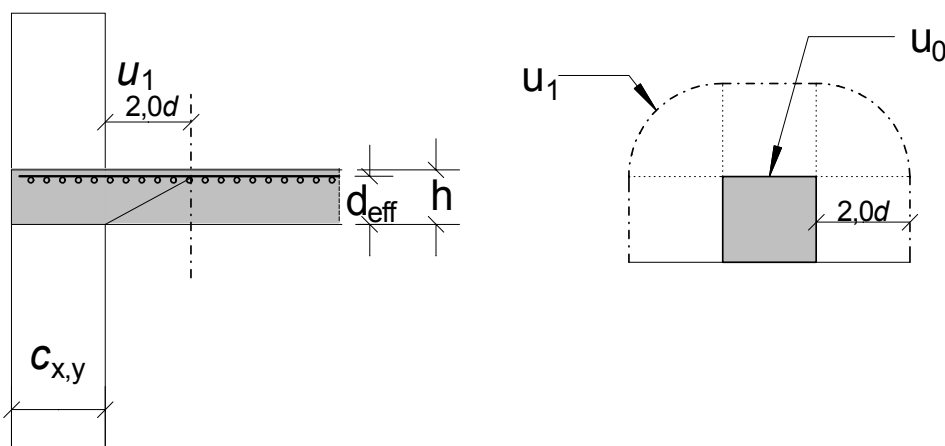
$$b_z = 2 * (2 * d) + c_1 = 1,56 \text{ m}$$

$$b_y = 2 * (2 * d) + c_2 = 1,36 \text{ m}$$

$$\beta = \text{MAX}\left(1 + 1,8 * \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}; 1,10\right) = 1,17$$

### Randstütze (Rechteck)

EC2-1-1, 6.4



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	19,80 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie, Bewehrung

Decke h =		0,24 m
Stütze $c_x$ =		0,45 m
Stütze $c_y$ =		0,45 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_x$ =		0,20 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_y$ =		0,18 m
$\Rightarrow d_{eff} =$	$(d_x + d_y) / 2$	= 0,19 m

vorhandene verankerte Zugbewehrung:

parallel zum Rand $a_{sx}$ =	20,11 cm <sup>2</sup> /m
rechtwinklig zum Rand $a_{sy}$ =	31,42 cm <sup>2</sup> /m

Rundschnitt Lasteinleitung

$$u_0 = 2 * c_x + c_y = 1,35 \text{ m}$$

kritischer Rundschnitt um Lasteinleitungsfläche

$$u_1 = c_x + 2 * c_y + \pi * 2 * d_{eff} = 2,54 \text{ m}$$

#### Belastung

$$V_{Ed} = 319 \text{ kN}$$

maximal aufnehmbare Querkraft

$$\beta = 1,40$$

$$V_{Ed} = \beta * V_{Ed} / (u_1 * d_{eff}) * 10^{-3} = 0,925 \text{ MN/m}^2$$



### Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

$$\begin{aligned} C_{Rdc} &= (0,18 / \gamma_C) &= & 0,12 \\ k &= \text{MIN}(1 + \sqrt{(200/(d_{\text{eff}} * 10^3))}; 2) &= & 2,0 \\ \kappa &= \text{WENN}(d_{\text{eff}} \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d_{\text{eff}} > 0,8; 0,0375; \text{interpoliert})) &= & 0,0525 \\ \Rightarrow v_{\text{min}} &= (\kappa / \gamma_C) * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} &= & 0,586 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

*⇒ sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, wird Durchstanzbewehrung erforderlich, ansonsten keine Durchstanzbewehrung erforderlich!*

### Platte mit Durchstanzbewehrung

Tragfähigkeit der Betondruckstreben:

$$V_{Rd,max} = 1,4 * V_{Rd,c} = 1,208 \text{ MN/m}^3$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} = \underline{\underline{0,77 \leq 1}}$$

*V<sub>Ed</sub> kann mit Durchstanzbewehrung aufgenommen werden!*

### gewählte Bügelbewehrung 90°:

Abgrenzung durchstanzbewehrter Bereich ⇒ äußerer Rundschnitt:

Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung:

$$\begin{aligned} C_{Rdc} &= (0,15 / \gamma_C) &= & 0,10 \\ k &= \text{MIN}(1 + \sqrt{(200/d_{\text{eff}})}; 2) &= & 2,0 \\ \kappa &= \text{WENN}(d_{\text{eff}} \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d_{\text{eff}} > 0,8; 0,0375; \text{interpoliert})) &= & 0,0525 \\ \Rightarrow v_{\text{min}} &= (\kappa / \gamma_C) * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} &= & 0,586 \text{ MN/m}^2 \\ V_{Rdc} &= \text{MAX}(C_{Rdc} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}; v_{\text{min}}) &= & \mathbf{0,719 \text{ MN/m}^2} \end{aligned}$$

$$u_{\text{out}} = \beta * V_{Ed} / (V_{Rdc} * d_{\text{eff}}) * 10^{-3} = 3,27 \text{ m}$$

Abstand äußerer Rundschnitt von  $A_{\text{load}}$ :

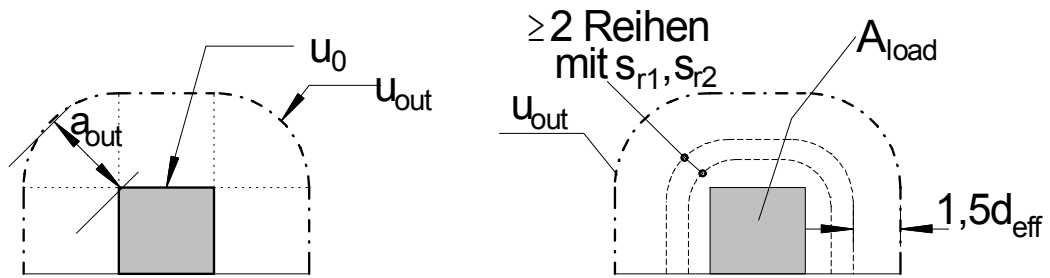
$$a_{\text{out}} = (u_{\text{out}} - u_0) / \pi = 0,61 \text{ m}$$

$$a_{\text{out}} / d_{\text{eff}} = 3,21$$

d.h. Durchstanzbewehrung erforderlich bis ~

$$(a_{\text{out}} / d_{\text{eff}} - 1,5) = 1,71 * d_{\text{eff}}$$

EC2-1-1, 9.4.3 (1) immer mind. 2 Bewehrungsreihen



**Gewählte Randabstände vom Stützenanschnitt:**

1. Bewehrungsreihe bei  $0,5 d_{eff}$
2. Bewehrungsreihe bei  $1,1 d_{eff}$  ( $s_r = 0,6d < 0,75d$ )
3. Bewehrungsreihe bei  $1,7 d_{eff}$  ( $s_r = 0,6d < 0,75d$ )

**Grundbewehrung je Reihe:**

Software zur Dokumentation und Berechnung

# master

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

Konstruktionsregeln der Durchstanzbewehrung:

maximaler tangentialer Abstand der Bügelschenkel

- innerhalb des kritischen Rundschnitt

$$s_{ti} = 1,5 * d_{eff} = 0,28 \text{ m}$$

- außerhalb des kritischen Rundschnitt

$$s_{ta} = 2,0 * d_{eff} = 0,38 \text{ m}$$

Mindestanzahl der Bügelschenkel im Schnittumfang

Abstand zu  $u_{s1} \dots$   $a_{us1} = 0,5 * d_{eff} = 0,095 \text{ m}$

$$u_{s1} = 2 * c_x + c_y + \pi * a_{us1} = 1,65 \text{ m}$$

$$\min n1 = u_{s1} / (1,5 * d_{eff}) = \mathbf{5,8 \text{ Bügelschenkel}}$$

Abstand zu  $u_{s2} \dots$   $a_{us2} = 1,1 * d_{eff} = 0,209 \text{ m}$

$$u_{s2} = 2 * c_x + c_y + \pi * a_{us2} = 2,01 \text{ m}$$

$$\min n2 = u_{s2} / (1,5 * d_{eff}) = \mathbf{7,1 \text{ BÜgelschenkel}}$$

Abstand zu  $u_{s3} \dots$   $a_{us3} = 1,7 * d_{eff} = 0,323 \text{ m}$

$$u_{s3} = 2 * c_x + c_y + \pi * a_{us3} = 2,36 \text{ m}$$

$$\min n3 = u_{s3} / (1,5 * d_{eff}) = \mathbf{8,3 \text{ Bügelschenkel}}$$

Mindestdurchstanzbewehrung:

$$A_{sw,min} = 0,08 / 1,5 * \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} * s_r * s_{ti} * 10^4 = 0,20 \text{ cm}^2 \text{ je Schenkel}$$

$$\max \varnothing_{sw} = 0,05 * d_{eff} * 10^3 = 9,5 \text{ mm}$$

### Gewählt: Durchstanzbewehrung Randstütze

#### Bewehrungsreihe 1

(Schenkel mit  $s_t \leq 1,5d$  im Schnitt verteilt)

$$\begin{aligned} \text{gew. } d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds ;) &= & 10 \text{ mm} \\ A_{s,\text{gew}} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_s; n>n1; As \geq \text{erf\_}A_{sw,1}) &= & 6 \varnothing 10 \\ A_{s1,\text{vorh}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s,\text{gew}}) &= & 4,71 \text{ cm}^2 \\ \text{erf\_}A_{sw,1} / A_{s1,\text{vorh}} & &= & \underline{0,96 \leq 1} \end{aligned}$$

#### Bewehrungsreihe 2

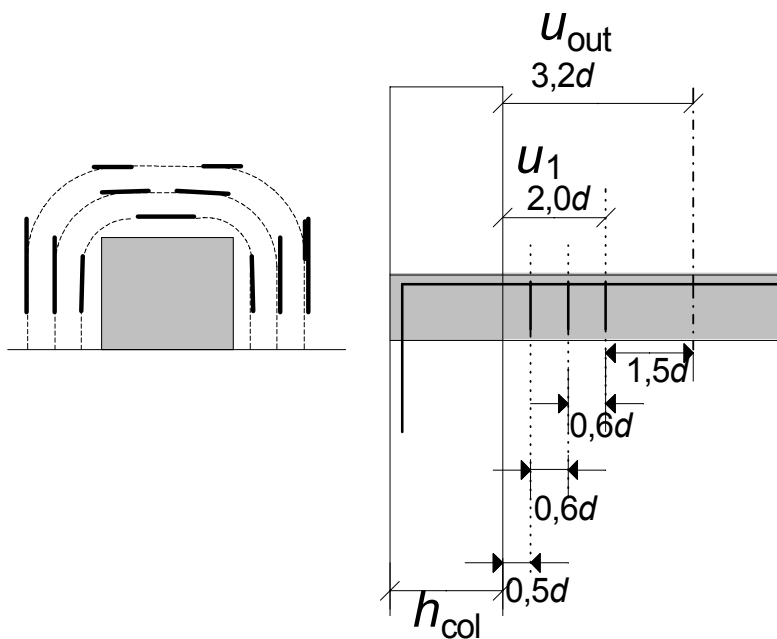
(Schenkel mit  $s_t \leq 1,5d$  im Schnitt verteilt)

$$\begin{aligned} \text{gew. } d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds ;) &= & 10 \text{ mm} \\ A_{s,\text{gew}} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_s; n>n2; As \geq \text{erf\_}A_{sw,2}) &= & 8 \varnothing 10 \\ A_{s2,\text{vorh}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s,\text{gew}}) &= & 6,28 \text{ cm}^2 \\ \text{erf\_}A_{sw,2} / A_{s2,\text{vorh}} & &= & \underline{0,40 \leq 1} \end{aligned}$$

#### Bewehrungsreihe 3

(Schenkel mit  $s_t \leq 1,5d$  im Schnitt verteilt)

$$\begin{aligned} \text{gew. } d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds ;) &= & 10 \text{ mm} \\ A_{s,\text{gew}} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_s; n>n3; As \geq \text{erf\_}A_{sw,3}) &= & 9 \varnothing 10 \\ A_{s3,\text{vorh}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s,\text{gew}}) &= & 7,07 \text{ cm}^2 \\ \text{erf\_}A_{sw,3} / A_{s3,\text{vorh}} & &= & \underline{0,25 \leq 1} \end{aligned}$$





#### Mindestmomente je Längeneinheit

$$\eta_x = 0,250$$

Anzusetzende Verteilungsbreite rechtwinklig zum Plattenrand der Momente  $m_{Ed,x}$ :  $b_y = 0,15 l$

$$\min m_{Ed,x} = \eta_x * V_{Ed} = 80 \text{ kNm}$$

Die anzusetzende Verteilungsbreite rechtwinklig zum Plattenrand der Momente  $m_{Ed,y}$  wird ingenieurmäßig abgeschätzt:

a) mindestens mit dem Durchmesser des äußeren Rundschnitts  $u_{out}$ :

$$d_{2,a} = c_x + 2 * (a_{out} / d_{eff}) * d_{eff} = 1,67 \text{ m}$$

b) mindestens mit der mitwirkenden Breite des Ersatzrahmens für die Ermittlung der Momente der Randstützen rechtwinklig zum Deckenrand, hier:

$$b_m = 3,15 \text{ m}$$

⇒ Verteilungsbreite  $b_x \geq b_m > d_{2,a}$

$$\eta_y = 0,125$$

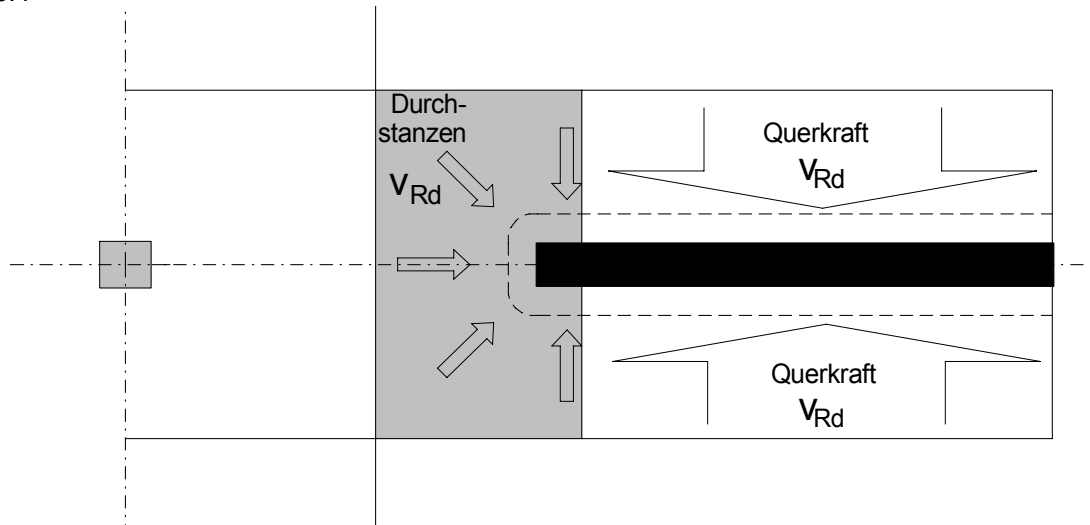
$$\min m_{Ed,y} = \eta_y * V_{Ed} = 40 \text{ kNm}$$

für Zug auf der Plattenoberseite und der Plattenunterseite rechtwinklig zum Rand:

Anzuordnen ist Bewehrung für  $\min m_{Ed,y}$  = analog Bemessung der Feldbewehrung.

### Nachweis am Wandende

EC2-1-1, 6.4



### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

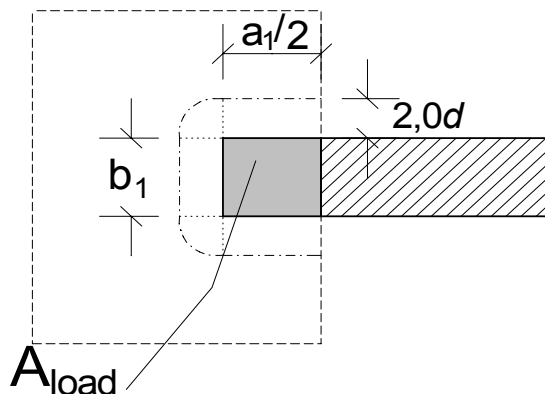
### Geometrie, Bewehrung

Decke h =	0,24 m
Wanddicke b =	0,35 m
Wandlänge a =	2,00 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_x$ =	0,20 m
Nutzhöhe Bewehrung $d_y$ =	0,18 m

$$\Rightarrow d_{eff} = (d_x + d_y) / 2 = 0,19 \text{ m}$$

vorhandene verankerte Zugbewehrung:

$a_{sx}$ =	20,11 cm <sup>2</sup> /m
$a_{sy}$ =	31,42 cm <sup>2</sup> /m







#### Belastung

$$V_{Ed} = 381 \text{ kN}$$

kritischer Rundschnitt um Lasteinleitungsfläche

$$b_1 = \text{MIN}(b; 3 \cdot d_{\text{eff}}) = 0,35 \text{ m}$$

$$a_1 = \text{MIN}(a; 2 \cdot b; 6 \cdot d_{\text{eff}} - b_1) = 0,70 \text{ m}$$

$$u_1 = b_1 + 2 \cdot (a_1 / 2) + \pi \cdot 2 \cdot d_{\text{eff}} = 2,24 \text{ m}$$

Rundschnitt Lasteinleitung

$$u_0 = 2 \cdot (a_1 / 2) + b_1 = 1,05 \text{ m}$$

maximal aufnehmbare Querkraft am Wandende

$$\beta = 1,35$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d_{\text{eff}}) \cdot 10^{-3} = 1,209 \text{ MN/m}^2$$

#### Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung



$$v_{Rd,c} = \text{MAX}((0,18 / \gamma_C) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{\text{min}}) = 0,863 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Verhältnis} = v_{Ed} / v_{Rd,c} = 1,40 \leq 1$$

$$\text{Bedingung} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg"; Erg; v=bed}) \quad \text{nicht erfüllt!!}$$

⇒ sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, wird Durchstanzbewehrung erforderlich, ansonsten keine Durchstanzbewehrung erforderlich!

#### Platte mit Durchstanzbewehrung

Tragfähigkeit der Betondruckstreben:

$$v_{Rd,max} = 1,4 \cdot v_{Rd,c} = 1,208 \text{ MN/m}^2$$

$$v_{Ed} / v_{Rd,max} = 1,00 \leq 1$$

$v_{Ed}$  kann mit Durchstanzbewehrung aufgenommen werden!

gewählte Bügelbewehrung 90°:

Abgrenzung durchstanzbewehrter Bereich ⇒ äußerer Rundschnitt:

$$u_{\text{out}} = \beta \cdot v_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d_{\text{eff}}) \cdot 10^{-3} = 3,14 \text{ m}$$

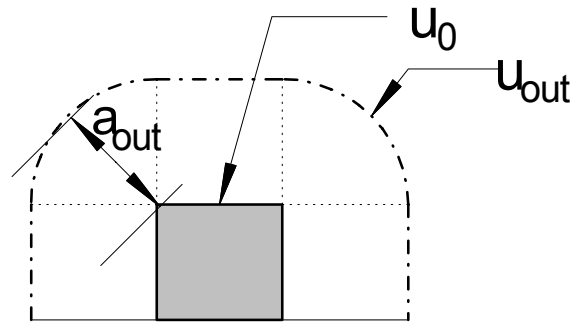
Abstand äußerer Rundschnitt von  $A_{\text{load}}$ :

$$a_{\text{out}} = (u_{\text{out}} - u_0) / \pi = 0,67 \text{ m}$$

$$a_{\text{out}} / d_{\text{eff}} = 3,53$$

d.h. Durchstanzbewehrung erforderlich bis ~

$$(a_{\text{out}} / d_{\text{eff}} - 1,5) = 2,03 \cdot d_{\text{eff}}$$



### Gewählte Randabstände vom Anschnitt:

1. Bewehrungsreihe bei  $0,5 d_{eff}$
2. Bewehrungsreihe bei  $1,0 d_{eff}$  ( $s_r = 0,5d < 0,75d$ )

### Grundbewehrung je Reihe:

$f_{ywd} =$	$f_{yd}$	=435 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ywd,ef} =$	$\text{MIN}(250 + 0,25 * d_{eff} * 10^3; f_{ywd})$	=298 N/mm <sup>2</sup>
gew. $s_r =$	<b>0,50</b> * $d_{eff}$ = 0,0950	
$A_{sw} =$	$(v_{Ed} - 0,75 * v_{Rd,c}) * s_r * u_1 / (1,5 * f_{ywd,ef}) * 10^4$	= <b>2,67 cm<sup>2</sup></b>

### 1. Bewehrungsreihe im Abstand $0,5 d_{eff}$ vom Stützenanschnitt:

$\kappa_{sw,1} =$		2,5
$erf\_A_{sw,1} =$	$\kappa_{sw,1} * A_{sw}$	= <b>6,67 cm<sup>2</sup></b>

### 2. Bewehrungsreihe im Abstand $1,0 d_{eff}$ vom Stützenanschnitt:

$\kappa_{sw,2} =$		1,4
$erf\_A_{sw,2} =$	$\kappa_{sw,2} * A_{sw}$	= <b>3,74 cm<sup>2</sup></b>

### Konstruktionsregeln der Durchstanzbewehrung:

maximaler tangentialer Abstand der Bügelschenkel

- innerhalb des kritischen Rundschnitt

$s_{ti} =$	$1,5 * d_{eff}$	= 0,28 m
------------	-----------------	----------

- außerhalb des kritischen Rundschnitt

$s_{ta} =$	$2,0 * d_{eff}$	= 0,38 m
------------	-----------------	----------

Mindestanzahl der Bügelschenkel im Schnittumfang

Abstand zu $u_{s1} \dots$	$a_{us1} = 0,5 * d_{eff}$	= 0,095 m
---------------------------	---------------------------	-----------

$u_{s1} =$	$2 * (a_1 / 2) + b_1 + \pi * a_{us1}$	= 1,35 m
------------	---------------------------------------	----------

$\min n1 =$	$u_{s1} / (1,5 * d_{eff})$	= 4,7
-------------	----------------------------	-------

Abstand zu $u_{s2} \dots$	$a_{us2} = 1,0 * d_{eff}$	= 0,190 m
---------------------------	---------------------------	-----------

$u_{s2} =$	$2 * (a_1 / 2) + b_1 + \pi * a_{us2}$	= 1,65 m
------------	---------------------------------------	----------

$\min n2 =$	$u_{s2} / (1,5 * d_{eff})$	= 5,8
-------------	----------------------------	-------

Mindestdurchstanzbewehrung:

$A_{sw,min} =$	$0,08 / 1,5 * \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} * s_r * s_{ti} * 10^4$	= 0,17 cm <sup>2</sup> je Bügelschenkel
----------------	---	---

$\max \varnothing_{sw} =$	$0,05 * d_{eff} * 10^3$	= 9,5 mm
---------------------------	-------------------------	----------



### Gewählt: Durchstanzbewehrung Randstütze

Bewehrungsreihe 1

Schenkel mit  $s_t \leq 280$  mm im Schnitt verteilt)

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; d_s ; ) = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s,\text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s=d_s; A_s \geq \text{erf\_}A_{s_w,1}) = 9 \text{ } \varnothing 10$$

$$A_{s1,\text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=A_{s,\text{gew}}) = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf\_}A_{s_w,1} / A_{s1,\text{vorh}} = \underline{\underline{0,94 \leq 1}}$$

Bewehrungsreihe 2

Schenkel mit  $s_t \leq 280$  mm im Schnitt verteilt)

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; d_s ; ) = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s,\text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s=d_s; A_s \geq \text{erf\_}A_{s_w,2}) = 6 \text{ } \varnothing 10$$

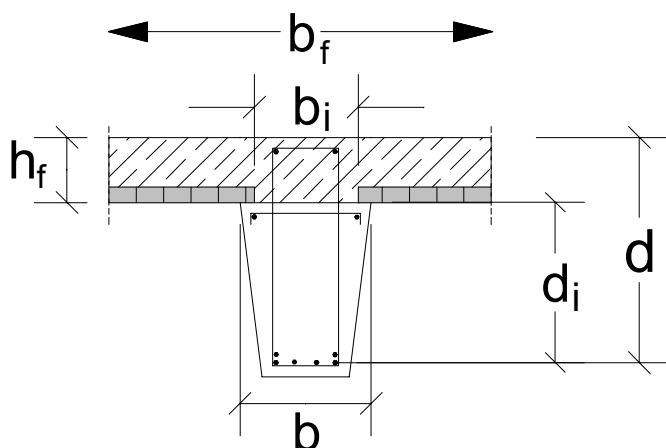
$$A_{s2,\text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=A_{s,\text{gew}}) = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf\_}A_{s_w,2} / A_{s2,\text{vorh}} = \underline{\underline{0,79 \leq 1}}$$

## Kapitel Schubübertragung

### Schubkraftübertragung in Fugen

EC2-1-1, 6.2



#### Material

Ortbeton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C30/37
$f_{ck,a}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Ortbeton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd,a}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Ortbeton)	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005,a}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Ortbeton)	=	2,00 N/mm <sup>2</sup>
Fertigteil =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C35/45
$f_{ck,b}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Fertigteil)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd,b}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Fertigteil)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005,b}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Ortbeton)	=	2,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			1,50
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Querschnitt:

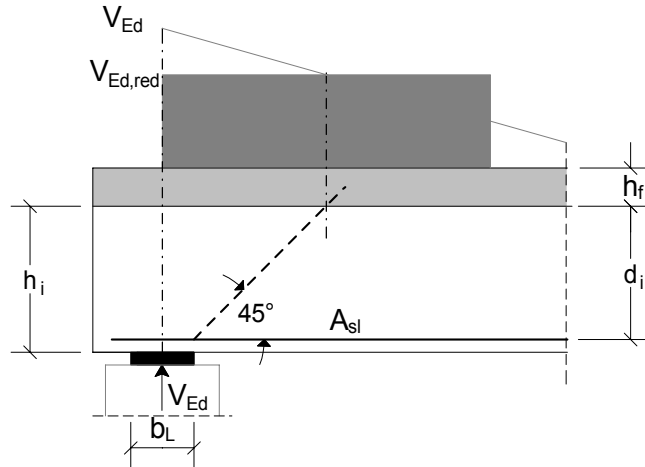
Fugenbreite $b_i$ =	0,28 m
stat. Nutzhöhe $d$ =	0,62 m
stati. Nutzhöhe $d_i$ =	0,55 m
$c_{v,l}$ =	0,030 m

#### Belastung:

max. Auflagerkraft (aus separater Bemessung)	
$V_{Ed}$ =	304,0 kN
direkte Lagerung $\Rightarrow$ Querkraft im Schubkraftdeckungsdiagramm	



Bei Verbundfugen kann gemäß dem Schubkraftdeckungsdiagramm nach EC2-1-1, 6.2.5 (3), Bild 6.10 sinngemäß verfahren werden. Hierbei wird der Abstand des Bemessungsschnittes von der Lage der Schubfuge abhängig gemacht, d.h. statt des Abstandes  $d$  ist der Schnittpunkt einer 45° Geraden vom Auflagerstand mit der Verbundfuge maßgebend (d.h. die statische Nutzhöhe bis zur Verbundfuge).



$$V_{Ed,red} = 275,0 \text{ kN}$$

### Bemessungswert der Schubkraft



### Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft bei Verzicht auf Verbundbewehrung

Fuge	c	$\mu$	$v$ *)
verzahnt	0,50	0,9	0,70
rau	0,40 a)	0,7	0,50
glatt	0,20 a)	0,6	0,20
sehr glatt	0 b)	0,5	0

a) Zug rechtwinklig zur Fuge und bei Fugen zwischen nebeneinanderliegenden Fertigteilen ohne Verbindung durch Mörtel oder Kunstharz gilt:  $c = 0$

b) Höhere Beiwerte müssen durch entsprechende Nachweise begründet sein.

\*) Für Betonfestigkeitsklassen  $\geq C55/67$  sind alle  $v$ -Werte mit  $v_2 = (1,1 - f_{ck} / 500)$  zu multiplizieren.



#### Beiwerte zur Fugenrauigkeit:

$$c = 0,4$$

$$\mu = 0,7$$

$$\alpha_{ct} = 0,85$$

$$f_{ctk,005} = \text{MIN}(f_{ctk,005,a}; f_{ctk,005,b}) = 2,00$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk,005} / \gamma_C = 1,13 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_n = 0$$

$$V_{Rdi,c} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n = 0,452 \text{ MN/m}^2$$

keine Verbundbewehrung, wenn:  $V_{Ed,i} / V_{Rdi,c} = \underline{3,88} \leq 1$   
 $\Rightarrow$  hier: Verbundbewehrung erforderlich!

#### Nachweis der lotrechten Verbundbewehrung

$$\alpha = 90^\circ$$

$$a_s = \frac{V_{Ed,i} - (c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n)}{f_{yd} * (1,2 * \mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha))} * b_i * 10^4 = 9,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2_de/AsFläche"; } ds; ) = 10 \text{ mm}$$

$$a_{s,vorh} = \text{GEW}(\text{"ec2_de/AsFläche"; Bez; } d_s=d_s; a_s \geq a_s / 2) = \varnothing 10 / e = 15$$

$$\text{vorh}_{a_{sw}} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2_de/AsFläche"; } as; \text{Bez}=a_{s,vorh}) = 10,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_s / \text{vorh}_{a_{sw}} = \underline{0,95} < 1$$

**gew. Bü Ø 10 / 15 2-schnittig**

*Konstruktiver Hinweis:*

*Bei der konstruktiven Durchbildung ist zu beachten, dass wegen der gegenüber dem Steg schmalere Verbundfuge ggf. zusätzliche Kappenbügel o.Ä. im Fertigteil erforderlich werden.*

#### Aufnehmbare Schubkraft $v_{Rdi}$ mit lotrechter Verbundbewehrung

*z.B. Ermittlung der aufnehmbaren Querkraft für ausgewählte, zweckmäßige Bügelbewehrungen*



Verbundbewehrung Bügel 2-schnittig  
aufnehmbare Querkraft nach Gl. (6.24)

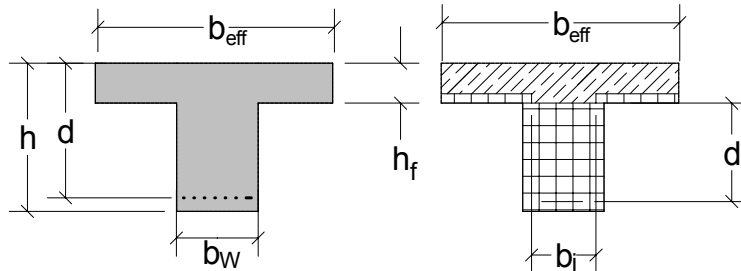
$$V_{Rd} = V_{Rdi} * z * b_i = 0,392 \text{ MN}$$

### Schub- und Verbundfugen parallel zur Systemachse

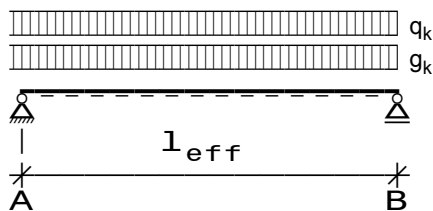
EC2-1-1: 2011-01; 6.2

**Nachweis (nur für Endzustand) der maßgebenden Querkraft eines Plattenbalkens:**

- monolithisch hergestellter Träger
- Fertigteillösung mit schmaler Verbundfuge



#### Statisches System



#### Material

Ortbeton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C20/25
$f_{ck,a}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Ortbeton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd,a}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Ortbeton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005,a}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Ortbeton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
Fertigteil =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C30/37
$f_{ck,b}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Fertigteil)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd,b}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Fertigteil)	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005,b}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Ortbeton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			1,50
Stahl =			B 500
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Querschnitt

Stegbreite $b_w$ =	0,38 m	
Gesamthöhe $h$ =	0,45 m	
statische Nutzhöhe $d$ =	0,40 m	
statische Nutzhöhe $d_i$ =	0,25 m	
mitwirkende Breite $b_{eff}$ =	2,20 m	
Fugenbreite $b_i$ =	0,28 m	
$c_{v,l}$ =		0,030 m



#### System

$$\begin{aligned} \text{lichte Stützweite } l_n &= 7,30 \text{ m} \\ \text{Auflagertiefe } t &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

Ermittlung der effektiven Stützweite:

$$\begin{aligned} a_i &= \text{MIN}(0,5 \cdot h ; 0,5 \cdot t) &= & 0,10 \text{ m} \\ l_{\text{eff}} &= l_n + 2 \cdot a_i &= & 7,50 \text{ m} \end{aligned}$$

#### Belastung

$$\begin{aligned} \text{Streckenlast } g_k &= 20,00 \text{ kN/m} \\ \text{Streckenlast } q_k &= 12,50 \text{ kN/m} \\ \Rightarrow f_d &= 1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k &= & 45,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### a) Bemessung für den monolithisch hergestellten Träger

$$V_{\text{Ed},0} = 0,5 \cdot f_d \cdot l_{\text{eff}} = 172 \text{ kN/m}$$

direkte Lagerung  $\Rightarrow$  im Abstand  $d$  vom Auflagerrand



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$V_{\text{Rd,cc}} = 0,5 \cdot 0,48 \cdot f_{\text{ck}}^{(1/3)} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{\text{cd}}}{f_{\text{cd}}}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot 10^3 = 84,2 \text{ kN}$$
$$\cot \Theta = \frac{(1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{\text{cd}} / f_{\text{cd}})}{(1 - V_{\text{Rd,cc}} / V_{\text{Ed}})} = 2,76 < 3,0$$

Der Winkel  $\Theta$  ist zu begrenzen auf  $1 \leq \cot \Theta \leq 3,0!$

$$\begin{aligned} \cot \Theta &= \text{WENN}(\cot \Theta < 1; 1; \text{WENN}(\cot \Theta > 3; 3; \cot \Theta)) &= & 2,76 \\ \Theta &= \text{ATAN}(1 / \cot \Theta) &= & 20^\circ \end{aligned}$$

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{\text{Rd,max}}$ :

$$V_{\text{Rd,max}} = 1000 \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{\text{cd}} / (1/\text{TAN}(\Theta) + \text{TAN}(\Theta)) = 352 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Ed},0} / V_{\text{Rd,max}} = \underline{\underline{0,49 \leq 1}}$$

(a.2) Nachweis der Zugstrebe (Querkraftbewehrung)  $V_{\text{Rd,s}}$  bzw.  $a_{\text{sw}}$ :

$$f_{\text{ywd}} = f_{\text{yk}} / 1,15 = 435 \text{ kN}$$

$$a_{\text{sw}} = 10 \cdot \frac{V_{\text{Ed}}}{f_{\text{ywd}} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta)} \cdot z} = 3,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbewehrung (bei Balken immer erforderlich)

$$f_{\text{ctm}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{\text{ctm}}; \text{Bez=Ortbeton}) = 2,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{w,min}} = 0,16 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} = 0,70 \cdot 10^{-3}$$





gewählt: Bügel 90°

$$\min_{a_{sw}} = \rho_{w,min} * 10^4 * b_w = 2,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} = \text{MAX}(a_{sw}; \min_{a_{sw}}) = 3,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } d_s; ) = 8,00 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s=d_s; a_s \geq a_{sw,erf} / 2) = \text{Ø } 8 / e = 25$$

$$a_{sw,vorh} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } a_s; \text{Bez}=a_s) = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} / a_{sw,vorh} = \underline{0,91 \leq 1}$$

**gew. Bü Ø 8 / 25 2-schnittig**

### b) Bemessung für den Fertigteilträger mit Ortbetoneergänzung

$$V_{Ed,0} = 0,5 * f_d * l_{eff} = 172 \text{ kN/m}$$

direkte Lagerung  $\Rightarrow$  im Abstand  $d_i$  vom Auflagerrand

$$V_{Ed} = V_{Ed,0} - f_d * (a_i + d_i) = 156 \text{ kN/m}$$

#### aufzunehmende Bemessungsschubkraft

$$\beta = 1,0$$

$$V_{Ed,0} = \beta * V_{Ed,0} / (b_i * z) * 10^{-3} = 1,807 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Ed,i} = \beta * V_{Ed} / (b_i * z) * 10^{-3} = 1,639 \text{ MN/m}^2$$

#### Nachweis der der Druckstrebe (max. Schubtragfähigkeit in der Fuge)

$$v = 0,5$$

$$f_{cd} = \text{MIN}(f_{cd,a}; f_{cd,b}) = 11,33$$

$$V_{Rdi,max} = 0,5 * v * f_{cd} = 2,833$$

$$V_{Ed,0} / V_{Rdi,max} = \underline{0,64 \leq 1}$$

#### Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft bei Verzicht auf Verbundbewehrung

Fuge	c	$\mu$	v *)
verzahnt	0,50	0,9	0,70
rau	0,40 a)	0,7	0,50
glatt	0,20 a)	0,6	0,20
sehr glatt	0 b)	0,5	0

#### **Vorgabe der Werte:**

$$c = 0,4$$

$$\mu = 0,7$$

$$\alpha_{ct} = 0,85$$

$$f_{ctk,005} = \text{MIN}(f_{ctk,005,a}; f_{ctk,005,b}) = 1,50$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk,005} / \gamma_C = 0,85 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_n = 0$$

$$V_{Rdi,c} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n = 0,340 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{keine Verbundbewehrung, wenn: } V_{Ed,i} / V_{Rdi,c} = \underline{4,82 \leq 1}$$

 $\Rightarrow$  hier: Verbundbewehrung erforderlich!



### Nachweis der lotrechten Verbundbewehrung

$$\alpha = 90^\circ$$
$$a_s = \frac{V_{Ed,i} - C * f_{ctd}}{f_{yd} * (1,2 * \mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha))} * b_i * 10^4 = 9,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; ds; }) = 10 \text{ mm}$$
$$a_{s,vorh} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq a_s / 2) = \varnothing 10 / e = 15$$
$$a_{s,vorh} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez} = a_{s,vorh}) = 10,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$
$$a_s / a_{s,vorh} = \underline{\underline{0,95 \leq 1}}$$

**gew. Bü Ø 10 / 15 2-schnittig**

#### Konstruktiver Hinweis:

Bei der konstruktiven Durchbildung ist zu beachten, dass wegen der gegenüber dem Steg schmalere Verbundfuge ggf. zusätzliche Kappenbügel o.Ä. im Fertigteil erforderlich werden.



### Fugen senkrecht zur Systemachse

Fugen *senkrecht zur Systemachse* sind in ihrer Wirkungsweise mit Biegerissen vergleichbar, so dass ein "normaler" Querkraftnachweis nach EC2-1-1 geführt wird. Allerdings sind dabei  $V_{Rd,c}$  und  $V_{Rd,ct}$  in Abhängigkeit von der Rauigkeit abzumindern. Die Fugen sind mindestens rau auszuführen!



Bei verzahnten Fugen liegt quasi-monolithisches Verhalten vor, so dass die Querkraftbemessung ohne Einschränkung wie für monolithische Bauteile durchgeführt werden kann (ergibt sich automatisch mit  $c = 0,5$  für die verzahnte Fuge). Bei rauen Fugen mit  $c = 0,4$  erfolgt eine Abminderung um 20%, glatte und sehr glatte Fugen sind nicht zulässig.

Die o. g. Gleichungen lauten dann:

= Platten ohne Querkraftbewehrung

$$V_{Rd,c} = (c/0,50) * (C_{Rd,c} * k * 3 * \sqrt{100 * \rho_1 * f_{ck} + 0,12 * \sigma_{cp}}) * b_w * d = \# 0,0$$

= Bauteile mit Querkraftbewehrung

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,max}$ :

$$V_{Rd,max} = \left( \frac{c}{0,50} \right) * \frac{b_w * z * v_1 * f_{cd}}{1 + \tan(\Theta)} = \# 0,0$$

bzw. bei geneigter Querkraftbewehrung

$$V_{Rd,max} = \left( \frac{c}{0,50} \right) * b_w * z * v_1 * f_{cd} * \frac{(1/\tan(\Theta) + 1/\tan(\alpha))}{(1 + (1/(\tan(\Theta))^2))} = \# 0,0$$

mit der Druckstrebenneigung

$$\cot\Theta = \frac{(1,2 + 1,4 * \sigma_{cd}/f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed})} = \# 0,00$$

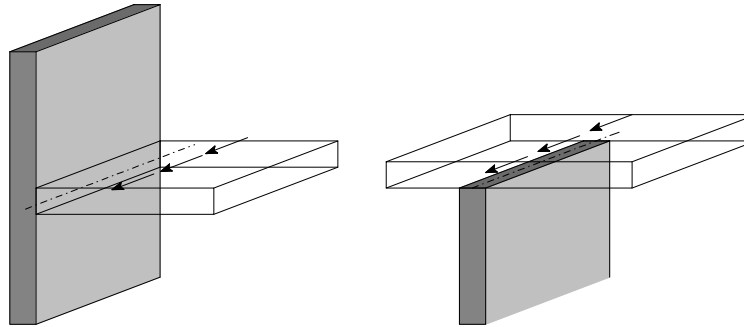
jedoch mit

$$V_{Rd,cc} = \left( \frac{c}{0,50} \right) * 0,24 * f_{ck}^{(1/3)} * \left( 1 - 1,2 * \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) * b_w * z = \# 0,0$$

Diese Abminderungen gelten - entsprechend der Ausdehnung des Druckstrebenfeldes - mindestens bis zu einem Abstand  $(0,5 * \cot\Theta * d)$ .

### Schub- und Verbundfugen bei Teilfertigdecken

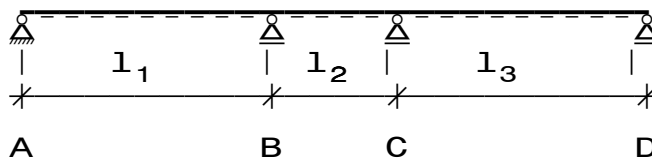
EC2-1-1: 2011-01; 6.2



Schubkraft längs zur Verbundfuge

**Nachweis der Verbundfuge einer Teilfertigdecke über 3 Felder; 6cm Fertigplatte, 12 cm Aufbeton  
die Bemessungsschnittgrößen werden als bekannt vorausgesetzt!**

#### Statisches System



#### Material

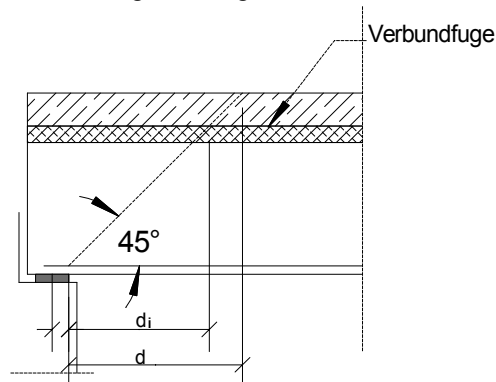
Ortbeton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C20/25
$f_{ctk,005,a}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005; Bez=Ortbeton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
Fertigplatte =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C30/37
$f_{ctk,005,b}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005; Bez=Fertigplatte)	=	2,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_C$ =			1,50

#### Querschnittswerte

Nutzhöhe Gesamtquerschnitt  $d = 0,15$  m

#### Nachweis an Stütze A

##### Bemessungsschnittgrößen



direkte Lagerung:  $d_i$  = Nutzhöhe bis zur Verbundfuge

$V_{Ed,A}$ =		34,25 kN/m
direkte Lagerung $\Rightarrow$ im Abstand $d_i$ vom Auflagerrand:		
$V_{Ed}$ =		31,40 kN/m



In der Kontaktfuge zu übertragende Gurtlängskraft

Fugenbreite  $b_f = 1,0 \text{ m/m}$

(NCI) 6.2.5 (1) Für den inneren Hebelarm darf  $z = 0,9d$  angesetzt werden. Ist die Verbundfuge jedoch gleichzeitig Querkraftbewehrung, muss die Ermittlung des inneren Hebelarms nach (NCI) 6.2.3 (1) erfolgen  $\Rightarrow z = 0,9d \leq z = \max \{d - c_{V,i} - 30 \text{ mm}; d - 2c_{V,i}\}$

Hebelarm Gesamtquerschnitt,  $z = 0,9 * d = 0,14 \text{ m}$

Verbundfuge in einer Zugzone:  $\beta = 1,0$

Verbundfuge in einer Druckzone:  $\beta = F_{cdi} / F_{cd} \leq 1,0$

gesamte Gurtlängskraft muss durch die Verbundfuge übertragen werden:

$\beta = 1,0$

$V_{Ed,i} = \beta * V_{Ed} / (z * b_f) * 10^{-3} = 0,224 \text{ MN/m}^2$

Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft bei Verzicht auf Verbundbewehrung

Fuge	c	$\mu$	$v^*)$
verzahnt	0,50	0,9	0,70
rau	0,40 <sup>a)</sup>	0,7	0,50
glatt	0,20 <sup>a)</sup>	0,6	0,20
sehr glatt	0 <sup>b)</sup>	0,5	0

a) Zug rechtwinklig zur Fuge und bei Fugen zwischen nebeneinanderliegenden Fertigteilen ohne Verbindung durch Mörtel oder Kunstharz gilt:  $c = 0$

b) Höhere Beiwerte müssen durch entsprechende Nachweise begründet sein.

\*) Für Betonfestigkeitsklassen  $\geq C55/67$  sind alle  $v$ -Werte mit  $v_2 = (1,1 - f_{ck} / 500)$  zu multiplizieren.

Beiwerte in Abhängigkeit der Fugenrauigkeit

$c = 0,2$

$\mu = 0,6$

Bemessungswert der Betonzugfestigkeit nach EC2-1-1, 3.1.6 (2)



$\Rightarrow$  hier: Verbundbewehrung erforderlich!

Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft bei Anordnung von Verbundbewehrung

**Gitterträger** als Verbundbewehrung mit einer Neigung  $\alpha$  für die die Fuge kreuzende Bewehrung  $\alpha = 45^\circ$

Streckgrenze mit  $f_{yk} = 420 \text{ MN/m}^2$  (nach Zulassung, Diagonalen aus B500 glatt)

$f_{yd} = 420 / 1,15 = 365 \text{ MN/m}^2$

$a_s = \frac{V_{Ed,i} - c * f_{ctd}}{f_{yd} * (1,2 * \mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha))} * 10^4 = 1,22 \text{ cm}^2/\text{m}$



## Nachweis an Stütze B<sub>links</sub>

### Bemessungsschnittgrößen

$$V_{Ed,Bl} = 47,69 \text{ kN}$$

direkte Lagerung  $\Rightarrow$  im Abstand  $d_i$  vom Auflagerend

$$V_{Ed} = 44,80 \text{ kN/m}$$

### In der Kontaktfuge zu übertragende Gurtlängskraft

$$b_i = 1,0 \text{ m/m}$$

$$z = 0,9 * d = 0,14 \text{ m}$$

$$\beta = 1,0$$

$$V_{Ed,i} = \beta * V_{Ed} / (z * b_i) * 10^{-3} = 0,320 \text{ MN/m}^2$$

### ohne Verbundbewehrung aufnehmbare Schubkraft

$$c = 0,2$$

$$\mu = 0,6$$

$$\alpha_{ct} = 0,85$$

$$f_{ctk,005} = \text{MIN}(f_{ctk,005,a}; f_{ctk,005,b}) = 1,50$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk,005} / \gamma_C = 0,85 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_n = 0$$

$$V_{Rd1,c} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n = 0,170 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{keine Verbundbewehrung, wenn: } V_{Ed,i} / V_{Rd1,c} = \underline{\underline{1,88 \leq 1}}$$

$\Rightarrow$  hier: Verbundbewehrung erforderlich!

### Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft bei Anordnung von Verbundbewehrung

$$\alpha = 45^\circ$$

$$f_{yd} = 420 / 1,15 = 365 \text{ MN/m}^2$$

$$a_s = \frac{V_{Ed,i} - c * f_{ctd}}{f_{yd} * (1,2 * \mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha))} * 10^4 = 3,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$



## Nachweis an Stütze B<sub>rechts</sub>

### Bemessungsschnittgrößen

$$V_{Ed,Br} = 27,30 \text{ kN}$$

direkte Lagerung  $\Rightarrow$  im Abstand  $d_i$  vom Auflagerrand

$$V_{Ed} = 24,40 \text{ kN/m}$$

### In der Kontaktfuge zu übertragende Gurtlängskraft

$$b_i = 1,0 \text{ m/m}$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,14 \text{ m}$$

$$\beta = 1,0$$

$$V_{Ed,i} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i) \cdot 10^{-3} = 0,174 \text{ MN/m}^2$$

### ohne Verbundbewehrung aufnehmbare Schubkraft



$$\text{keine Verbundbewehrung, wenn: } V_{Ed,i} / V_{Rd,i,c} = \underline{1,02} \leq 1$$

$\Rightarrow$  hier: Verbundbewehrung erforderlich!

### Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft bei Anordnung von Verbundbewehrung

$$\alpha = 45^\circ$$

$$f_{yd} = 420 / 1,15 = 365 \text{ MN/m}^2$$

$$a_s = \frac{V_{Ed,i} \cdot c \cdot f_{ctd}}{f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha))} \cdot 10^4 = 0,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### *Konstruktiver Hinweis:*

*Falls am Endauflager keine Wandauflasten vorhanden sind, in in jedem Falle eine Verbundsicherungsbewehrung in einer Größe von 6 cm<sup>2</sup>/ m auf einer Randstreifenbreite von 75 cm entlang der Endauflagerlinie anzuordnen (ggf. sind zusätzlich bauaufsichtliche Zulassungen, Brandschutz u.a. zu beachten); vgl. EC2-1-41/NA, 10.9.3(17) Konstruktiver Hinweis: siehe Stütze A*

## Kapitel Querkraft und Torsion

### Rechteckquerschnitt ohne Querkraftbewehrung nach EC2-1-1:2011-01



#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C20/25
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctm;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie, Bewehrung

Auflagertiefe $t =$	0,24 m
Querschnittsbreite $b_w =$	0,30 m
Balkenhöhe $h =$	0,40 m
statische Nutzhöhe $d =$	0,37 m
Biegezugbewehrung $A_{s1} =$	2,85 cm <sup>2</sup>
lichte Stützweite $l_n =$	4,28 m

Ermittlung der effektiven Stützweite:

$a_1 =$	MIN( $1/2 \cdot h$ ; $1/2 \cdot t$ )	=	0,12 m
$l_{eff} =$	$l_n + 2 \cdot a_1$	=	4,52 m

#### Belastung

Streckenlast $g_k =$	6,50 kN/m
Streckenlast $q_k =$	5,00 kN/m
$\gamma_G =$	1,35
$\gamma_Q =$	1,50

#### Bemessungsquerkraft:

$V_{Ed} =$	$0,5 \cdot (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k) \cdot l_{eff}$	=	36,78 kN
$V_{Ed,red} =$	$V_{Ed} - (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k) \cdot (a_1 + d)$	=	28,81 kN



**Bemessung:**

Betondruckspannung im Schwerpunkt infolge Normalkraft und/oder Vorspannung; hier  $N_{Ed} = 0$ ;

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 10^3}}; 2\right) = 1,74$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{A_{s1}}{b_w \cdot d \cdot 10^4}; 0,02\right) = 2,6 \cdot 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C = 0,1000$$

a) Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot 10^3 = 33,46 \text{ kN}$$

b) Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$ :



Eine Querkraftbewehrung ist nicht erforderlich wenn der Nachweis erfüllt ist!

**Mindestbewehrung unter  $\alpha = 90^\circ$ :**

$$\rho_{w,min} = 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,70 \cdot 10^{-3}$$

$$\min_{a_{sw}} = \rho_{w,min} \cdot 10^4 \cdot b_w \cdot \text{SIN}(90) = 2,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; ds;) = 8 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; d_s = d_s; a_s \geq \min_{a_{sw}} / 2) = \text{Ø } 8 / e = 25$$

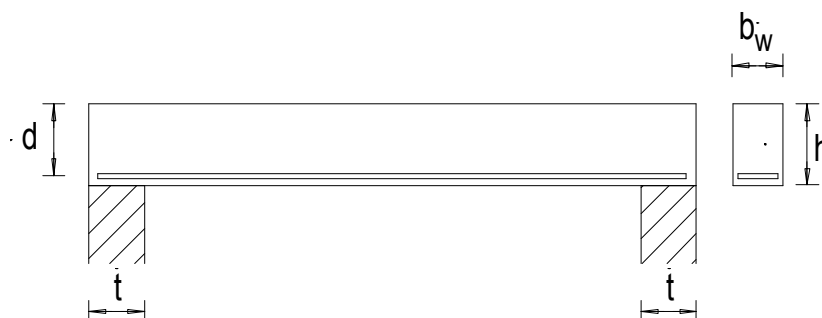
$$a_{sw,vorh} = 2 \cdot \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=a_s) = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\min_{a_{sw}} / a_{sw,vorh} = \underline{0,52} < 1$$

**gew.: Bü Ø 8-25 2-schnittig**

### Rechteckquerschnitt mit lotrechter Querkraftbewehrung

nach EC2-1-1:2011-01; 6.2.3 lotrechte Querkraftbewehrung



#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C20/25
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}$ /0,85	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie, Bewehrung

Auflagertiefe t =		0,20 m
Querschnittsbreite $b_w$ =		0,30 m
Balkenhöhe h =		0,60 m
Betonquerschnitt $A_c$ =	$h * b_w$	= 0,18 m <sup>2</sup>
statische Nutzhöhe d =		0,55 m
Biegezugbewehrung $A_{s1}$ =		2,85 cm <sup>2</sup>
lichte Stützweite $l_n$ =		6,80 m
$c_{v,l}$ =		0,030 m

Ermittlung der effektiven Stützweite:

$a_1$ =	MIN( $1/2 * h$ ; $1/2 * t$ )	=	0,10 m
$l_{eff}$ =	$l_n + 2 * a_1$	=	7,00 m

#### Belastung

Streckenlast $g_k$ =	30,00 kN/m
Streckenlast $q_k$ =	20,00 kN/m
Normalkraft $N_{Ed}$ =	0,0 kN

$\gamma_G$ =	1,35
$\gamma_Q$ =	1,50

#### Bemessungsquerkraft

$V_{Ed}$ =	$0,5 * (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k) * l_{eff}$	=	246,8 kN
$V_{Ed,red}$ =	$V_{Ed} - (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k) * (a_1 + d)$	=	201,0 kN



#### Erforderliche senkrechte Querkraftbewehrung

a) Nachweis der Druckstrebe:

$$\begin{aligned}\sigma_{cd} &= 10^{-3} \cdot N_{Ed} / A_c &= & 0,00 \text{ MN/m}^2 \\ c_{v,l} &= c_{v,l} &= & 0,030 \text{ m} \\ z &= \text{MIN}(0,9 \cdot d; d - c_{v,l} - 0,03; d - 2 \cdot c_{v,l}) &= & 0,49 \text{ m} \\ v_1 &= \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 \cdot (1,1 - f_{ck} / 500)) &= & 0,75\end{aligned}$$

Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$V_{Rd,cc} = 0,5 \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{(1/3)} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot 10^3 = 95,8 \text{ kN}$$

Der Winkel  $\Theta$  ist zu begrenzen auf  $1 \leq \cot\Theta \leq 3,0$

$$\begin{aligned}\cot\Theta &= \frac{(1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed})} &= & 1,96 \leq 3 \\ \cot\Theta &= \text{WENN}(\cot\Theta < 1; 1; \text{WENN}(\cot\Theta > 3; 3; \cot\Theta)) &= & 1,96 \\ \Theta &= \text{ATAN}(1 / \cot\Theta) &= & 27^\circ\end{aligned}$$

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,max}$ :



b) Nachweis der Zugstrebe (Querkraftbewehrung):

$$\begin{aligned}f_{ywd} &= f_{yk} / 1,15 &= & 434,8 \text{ kN} \\ a_{sw} &= 10 \cdot \frac{V_{Ed,red}}{f_{ywd} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta)} \cdot z} &= & 4,81 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

Mindestbewehrung (bei Balken immer erforderlich)

$$\begin{aligned}f_{ctm} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{ctm}; \text{Bez=Beton}) &= & 2,20 \text{ N/mm}^2 \\ \rho_{w,min} &= 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} &= & 0,70 \cdot 10^{-3}\end{aligned}$$

gewählt: Bügel  $90^\circ$  mit  $\sin \alpha = 1$

$$\begin{aligned}\min_{a_{sw}} &= \rho_{w,min} \cdot 10^4 \cdot b_w &= & 2,10 \text{ cm}^2/\text{m} \\ a_{sw,erf} &= \text{MAX}(a_{sw}; \min_{a_{sw}}) &= & 4,81 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

gewählt:

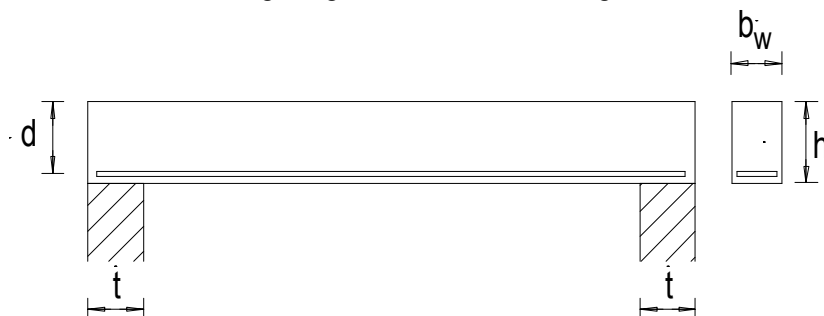
$$\begin{aligned}d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; d_s; ) &= & 8 \text{ mm} \\ a_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; d_s = d_s; a_s \geq a_{sw,erf} / 2) &= & \varnothing 8 / e = 20 \\ a_{sw,vorh} &= 2 \cdot \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; a_s; \text{Bez}=a_s) &= & 5,02 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

$$a_{sw,erf} / a_{sw,vorh} = \underline{\underline{0,96 < 1}}$$

**gew. Bü  $\varnothing 8 / 20$  2-schnittig**

### Rechteckquerschnitt mit geneigter Querkraftbewehrung

nach EC2-1-1:2011-01; 6.2.3; geneigte Querkraftbewehrung



#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C20/25
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton) * $\alpha_{cc} / 0,85$	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie, Bewehrung

Auflagertiefe $t =$	0,20 m
Querschnittsbreite $b_w =$	0,30 m
Balkenhöhe $h =$	0,60 m
Betonquerschnitt $A_c =$	$h * b_w = 0,18 \text{ m}^2$
statische Nutzhöhe $d =$	0,55 m
Biegezugbewehrung $A_{s1} =$	2,85 cm <sup>2</sup>
lichte Stützweite $l_n =$	6,80 m
$c_{v,l} =$	0,030 m

Ermittlung der effektiven Stützweite:

$a_1 =$	$\text{MIN}(1/2 * h ; 1/2 * t)$	=	0,10 m
$l_{eff} =$	$l_n + 2 * a_1$	=	7,00 m

#### Belastung

Streckenlast $g_k =$	30,00 kN/m
Streckenlast $q_k =$	20,00 kN/m
Normalkraft $N_{Ed} =$	0,0 kN

$\gamma_G =$	1,35
$\gamma_Q =$	1,50

#### Bemessungsquerkraft

$V_{Ed} =$	$0,5 * (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k) * l_{eff}$	=	246,8 kN
$V_{Ed,red} =$	$V_{Ed} - (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k) * (a_1 + d)$	=	201,0 kN



#### Erforderliche (unter Winkel $\alpha$ geneigte) Querkraftbewehrung

gewählt:

$$\alpha = 60^\circ$$

a) Nachweis der Druckstrebe:

$$\sigma_{cd} = 0,001 * N_{Ed} / A_c = 0,00 \text{ MN/m}^2$$

$$c_{v,l} = c_{v,l} = 0,030 \text{ m}$$

$$z = \text{MIN}(0,9 * d; d - c_{v,l} - 0,03; d - 2 * c_{v,l}) = 0,49 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$V_{Rd,cc} = 0,5 * 0,48 * f_{ck}^{(1/3)} * \left(1 - 1,2 * \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) * b_w * z * 10^3 = 95,8 \text{ kN}$$

$$\cot \theta = \frac{(1,2 + 1,4 * \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed})} = 1,96$$

$$\cot \theta = \text{WENN}(\cot \theta < 0,58; 0,58; \text{WENN}(\cot \theta > 3; 3; \cot \theta)) = 1,96$$

$$\theta = \text{ATAN}(1 / \cot \theta) = 27^\circ$$

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,max}$ :

$$V_{Rd,max} = 1000 * b_w * z * v_1 * f_{cd} * \frac{(1 / \tan(\theta) + 1 / \tan(\alpha))}{\left(1 + \left(1 / (\tan(\theta))^2\right)\right)} = 653,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} = \underline{0,38 < 1}$$

Verhältnis zum Bemessungswert der Querkraft

$$V_{Ed,red} / V_{Rd,max} = \underline{0,31 < 1}$$

b) Nachweis der Zugstrebe (Querkraftbewehrung):

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s = 435 \text{ MN/m}^2$$

$$a_{sw} = \frac{V_{Ed,red} * 10}{f_{ywd} * z * (1 / \tan(\theta) + 1 / \tan(\alpha)) * \sin(\alpha)} = 4,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbewehrung (bei Balken immer erforderlich)



gewählt:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } ds; ) = 10,00 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq a_{sw,erf} / 2) = \varnothing 10 / e = 25$$

$$a_{sw,vorh} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez} = a_s) = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} / a_{sw,vorh} = \underline{0,68 < 1}$$

gew.:Bü  $\varnothing 10 / 25$  2-schnittig

### Balken mit Streckenlast und auflagnaher Einzellast

nach EC2-1-1:2011-01; 6.2.3



#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C25/30
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	25,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	14,17 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie, Bewehrung

Auflagertiefe t =		0,30 m
Querschnittsbreite $b_w =$		0,30 m
Balkenhöhe h =		0,60 m
Betonquerschnitt $A_c =$	$h * b_w =$	0,18 m <sup>2</sup>
statische Nutzhöhe d =		0,55 m
Biegezugbewehrung $A_{s1} =$		2,85 cm <sup>2</sup>
lichte Stützweite $l_n =$		5,70 m
$c_{v,l} =$		0,035 m

Ermittlung der effektiven Stützweite:

$a_1 =$	$\text{MIN}(1/2 * h ; 1/2 * t)$	=	0,15 m
$l_{\text{eff}} =$	$l_n + 2 * a_1$	=	6,00 m

#### Bemessungslasten

Normalkraft $N_{Ed} =$	0,0 kN
Streckenlast $f_d =$	28,0 kN/m
auflagnaher Einzellast $F_d =$	240,0 kN

 Bedingung für auflagnaher Einzellast  $0,5d \leq a_v < 2d$ :

 lichter Abstand der Einzellast  $a_v =$  0,60 m

 Bedingung = TAB("EC2\_de/erg";Erg;v=bed) = **erfüllt!**

 falls  $a_v < 0,5d$  wird  $a_v = 0,5d$  angesetzt:

 $\Rightarrow a_v =$  MAX( $a_v; 0,5 * d$ ) = 0,60 m



#### Bemessungsquerkraft

$$\begin{aligned} \text{aus Streckenlast } V_{Ed,f} &= 0,5 * f_d * l_{eff} &= 84,0 \text{ kN} \\ \text{aus Einzellast } V_{Ed,F} &= F_d * (l_{eff} - a_v - a_1) / l_{eff} &= 210,0 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,f} + V_{Ed,F} &= 294,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### Nachweis der Druckstrebe



Der Winkel  $\Theta$  ist zu begrenzen auf  $1 \leq \cot\Theta \leq 3,0!$

$$\cot\Theta = \frac{(1,2 + 1,4 * \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed})} = 1,83 \leq 3$$

$$\cot\Theta = \text{WENN}(\cot\Theta < 1; 1; \text{WENN}(\cot\Theta > 3; 3; \cot\Theta)) = 1,83$$

**Es wird hier ein steilerer Druckstrebenneigungswinkel gewählt, der zur Lastabtragung der Einzellast erforderlich ist.**

$$\begin{aligned} \cot\Theta &= 1,50 \\ \Theta &= \text{ATAN}(1 / \cot\Theta) = 34^\circ \\ V_{Rd,max} &= 1000 * b_w * z * v_1 * f_{cd} / (1/\text{TAN}(\Theta) + \text{TAN}(\Theta)) = 709 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} = \underline{0,41 < 1}$$

#### Nachweis der Zugstrebe (senkrechte Querkraftbewehrung):

##### Bewehrungsanteil für Streckenlast

$$\begin{aligned} f_{ywd} &= f_{yd} = 435,0 \text{ kN} \\ V_{Ed,f,red} &= V_{Ed,f} - f_d * (a_1 + d) = 64,4 \text{ kN} \\ \text{erf\_}a_{sw,f} &= 10 * \frac{V_{Ed,f,red}}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\Theta)} * z} = 2,08 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

gewählt:

$$\begin{aligned} d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } ds; ) = 8 \text{ mm} \\ a_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq \text{erf\_}a_{sw,f} / 2) = \varnothing 8 / e = 20 \\ a_{sw,vorh} &= 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } as; \text{Bez} = a_s) = 5,02 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{erf\_}a_{sw,f} / a_{sw,vorh} = \underline{0,41 < 1}$$

**gew.: Bü  $\varnothing 8 / 20$  2-schnittig**

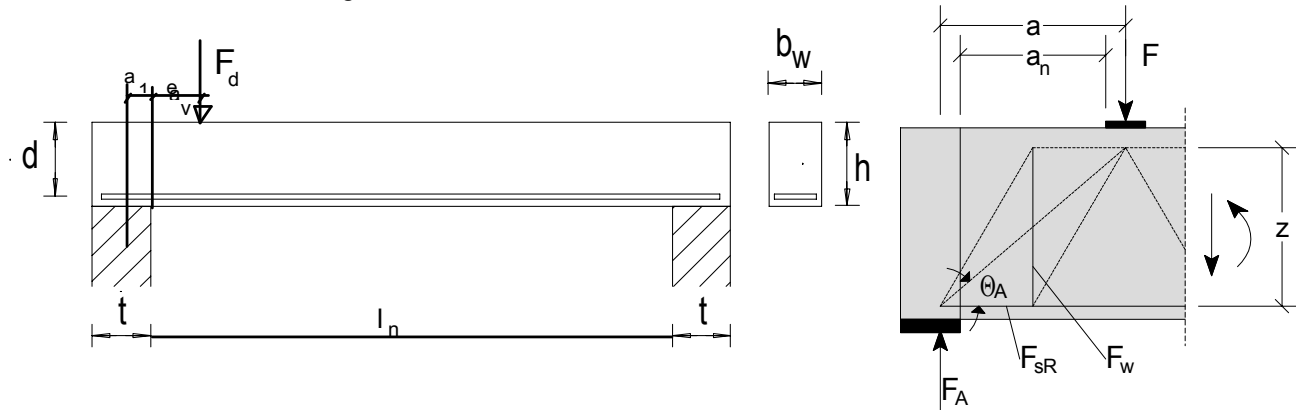
##### Bewehrungsanteil für Einzellast

$$\begin{aligned} \beta &= a_v / (2 * d) = 0,545 \\ V_{Ed,F,red} &= \beta * V_{Ed,F} = 114,5 \text{ kN} \\ \text{erf\_}A_{sw,F} &= 10 * V_{Ed,F,red} / f_{yd} = 2,63 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

erf  $A_{sw,F}$  ist auf  $0,75 * a_v$  anzuordnen!

### Balken mit Streckenlast und auflagernahe Einzellast (Stabwerksmodell)

nach EC2-1-1:2011-01 / Vergleich konventioneller Nachweis und Stabwerkmodell



einfaches Strebenmodell nach [Schäfer/Schlaich]

#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C35/45
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton) * $\alpha_{cc} / 0,85$	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie, Bewehrung

Auflagertiefe t =			0,30 m
Querschnittsbreite $b_w =$			0,40 m
Balkenhöhe h =			1,05 m
Betonquerschnitt $A_c =$	$h * b_w$	=	0,42 m <sup>2</sup>
statische Nutzhöhe d =			1,00 m
Biegezugbewehrung $A_{s1} =$			2,85 cm <sup>2</sup>
lichte Stützweite $l_n =$			3,70 m
Ermittlung der effektiven Stützweite:			
$a_1 =$	MIN( $1/2 * h$ ; $1/2 * t$ )	=	0,15 m
$l_{eff} =$	$l_n + 2 * a_1$	=	4,00 m

#### Bemessungslasten

Normalkraft $N_{Ed} =$			0,0 kN
Streckenlast $f_d =$			0,0 kN/m
auflagernahe Einzellast $F_d =$			2340 kN

Bedingung für auflagernahe Einzellast  $0,5d \leq a_v < 2d$ :

lichter Abstand der Einzellast $a_v =$			0,85 m
Bedingung =	TAB("EC2_de/erg"; Erg; v=bed)	=	<b>erfüllt!</b>
falls $a_v < 0,5d$ wird $a_v = 0,5d$ angesetzt:			
$\Rightarrow a_v =$	MAX( $a_v$ ; $0,5 * d$ )	=	0,85

#### Bemessungsquerkraft

aus Streckenlast $V_{Ed,f} =$	$0,5 * f_d * l_{eff}$	=	0,0 kN
aus Einzellast $V_{Ed,F} =$	$F_d * (l_{eff} - a_v - a_1) / l_{eff}$	=	1755,0 kN
$V_{Ed} =$	$V_{Ed,f} + V_{Ed,F}$	=	1755,0 kN





### a) Querkraftnachweis gemäß EC2

#### Nachweis der Druckstrebe:

$$\sigma_{cd} = 0,001 * N_{Ed} / A_c = 0,00 \text{ MN/m}^2$$

$$c_{v,l} = 0,065 \text{ m}$$

$$z = \text{MIN}(0,9 * d; d - c_{v,l} - 0,03; d - 2 * c_{v,l}) = 0,87 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

$$V_{Rd,cc} = 0,5 * 0,48 * f_{ck}^{\left(\frac{1}{3}\right)} * \left(1 - 1,2 * \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) * b_w * z * 10^3 = 273,2 \text{ kN}$$

$$\cot \theta = \frac{(1,2 + 1,4 * \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed})} = 1,42$$

Der Winkel  $\theta$  ist zu begrenzen auf  $1 \leq \cot \theta \leq 3,0$

$$\cot \theta = \text{WENN}(\cot \theta < 1; 1; \text{WENN}(\cot \theta > 3; 3; \cot \theta)) = 1,42$$

$$\theta = \text{ATAN}(1 / \cot \theta) = 35^\circ$$



Überprüfung der Lage der Druckstrebe;  $x \leq (a_1 + a_v)$

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} = \underline{\underline{0,68 < 1}}$$

#### Nachweis der Zugstrebe (senkrechte Querkraftbewehrung):

##### Bewehrungsanteil für Streckenlast

$$f_{ywd} = f_{yd} = 435,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,f,red} = V_{Ed,f} - f_d * (a_1 + d) = 0,0 \text{ kN}$$

$$\text{erf}_{a_{sw,f}} = 10 * \frac{V_{Ed,f,red}}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\theta)} * z} = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

##### Bewehrungsanteil für Einzellast

$$\beta = a_v / (2 * d) = 0,425$$

$$V_{Ed,F,red} = \beta * V_{Ed,F} = 745,9 \text{ kN}$$

$$\text{erf}_{A_{sw,F}} = 10 * V_{Ed,F,red} / f_{yd} = 17,15 \text{ cm}^2$$

$\text{erf}_{A_{sw,F}}$  ist auf  $l = 0,75 * a_v$  anzuordnen!

$$l_w = 0,75 * a_v = 0,64 \text{ m}$$

$$a_{sw,erf} = \text{erf}_{A_{sw,F}} / l_w = 26,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt Bügel 2-schnittig:

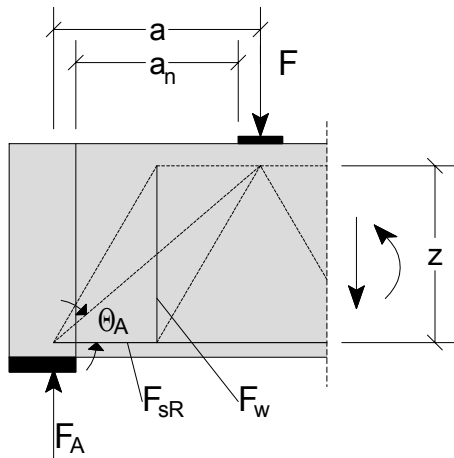
$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } d_s; ) = 12 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq a_{sw,erf} / 2) = \varnothing 12 / e = 8$$

$$a_{sw,vorh} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } a_s; \text{Bez} = a_s) = 28,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**gew.: Bü Ø12 / 8; 2-schnittig**

### b) Querkraftnachweis mittels Stabwerkmodell



einfaches Strebenmodell nach [Schäfer/Schlaich]

### Nachweis der Querkraftbewehrung

Grenzabstand der Last nach [DAfStb Heft 425] ab dem Horizontalbewehrung erforderlich wird:

$$\begin{aligned}
 a_{\min} &= z / 2 &= & 0,44 \text{ m} \\
 a &= a_1 + a_v &= & 1,00 \text{ m} \\
 a_{\min} / a & &= & \underline{\underline{0,44 \leq 1}}
 \end{aligned}$$

d.h. vertikale Bügelbewehrung erforderlich; nach [Schäfer / Schlaich] gilt vereinfacht unter der Randbedingung  $z/2 \leq a \leq 2z$ :

$$\begin{aligned}
 F_A &= V_{Ed,F} &= & 1755 \text{ kN} \\
 F_w &= 0,33 * (2 * a / z - 1,0) * V_{Ed,F} &= & 752 \text{ kN} \\
 F_w &= \text{WENN}(a \geq z/2 \text{ UND } a \leq 2 * z; F_w; \text{WENN}(a > 2 * z; F_d; 0)) &= & 752 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{erf}_{A_{sw}} = 10 * F_w / f_{yd} = 17,29 \text{ cm}^2$$

Verlegebereich der Bügel (hier nach [Schäfer/Schlaich]  $a_w = a_n$ ):

$$\begin{aligned}
 a_w &= a_v &= & 0,85 \text{ m} \\
 a_{sw,erf} &= \text{erf}_{A_{sw}} / a_w &= & 20,34 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{gewählt Bügel 2-schnittig:} \\
 d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } d_s; ) &= & 12 \text{ mm} \\
 a_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq a_{sw,erf} / 2) &= & \text{Ø 12 / e = 10} \\
 a_{sw,vorh} &= 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } a_s; \text{Bez} = a_s) &= & 22,62 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 a_{sw,erf} / a_{sw,vorh} & &= & \underline{\underline{0,90 \leq 1}}
 \end{aligned}$$

**gew.: 8Bü Ø12 / 10; 2-schnittig**



### Verankerung der Biegezugbewehrung

Biegebewehrung $A_{s,vorh}$ =		<b>49,10 cm<sup>2</sup></b>
vorh. $d_s$ =	GEW("EC2_de/As"; $d_s$ ;) =	<b>25 mm</b>
$F_{sR}$ =	$(a/z) * (F_A - 0,5 * F_w)$	= 1585 kN
$A_{s,erf}$ =	$F_{sR} / f_{yd} * 10$	= 36,44 cm <sup>2</sup>
Verbund; Verankerung		
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	= 2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	= 1,47 N/mm <sup>2</sup>
Verbundbedingung $\eta_1$ =		<b>1,0</b>
Beiwert $\eta_2$ =	WENN ( $d_s \leq 32; 1,0; (132-d_s) / 100$ )	= 1,0
Grundwerte:		
Verbundfestigkeit $f_{bd}$ =	$2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$	= 3,31 N/mm <sup>2</sup>
Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ =	$(d_s / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$	= 821 mm
Ausnutzung $\eta$ =	$A_{s,erf} / A_{s,vorh}$	= 0,74
Verankerungsart $\alpha_1$ =		<b>0,7</b>
$l_{b,eq}$ =	$\alpha_1 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}$	= 427 mm
$l_{b,min}$ =	$MAX(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_s)$	= 250 mm
$l_{bd}$ =	$MAX(l_{b,eq}; l_{b,min})$	= 427 mm
direkte Lagerung:		
$\alpha_5$ =	2 / 3	= 0,667
$l_{bd,dir}$ =	$\alpha_5 * l_{bd}$	= <b>285 mm</b>

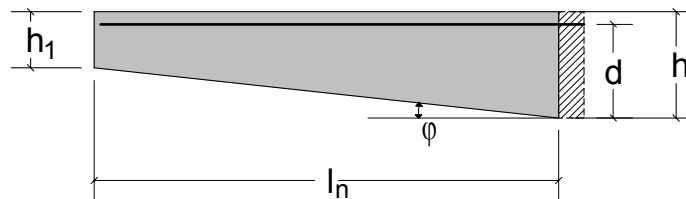
### Nachweis der Druckstrebe



$$V_{Rd,max} = 10^3 * b_w * z * v_1 * f_{cd} / (1/TAN(\Theta) + TAN(\Theta)) = 2574 \text{ kN}$$
$$V_{Ed}/V_{Rd,max} = \underline{\underline{0,68 \leq 1}}$$

### Querkraftbemessung eines Bauteils mit veränderlicher Höhe

nach EC2-1-1:2011-01; 6.2.3 lotrechte Querkraftbewehrung



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C25/30
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	25,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	14,17 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie, Bewehrung

Querschnittsbreite $b_w =$	0,38 m
Balkenhöhe Anfang $h =$	1,50 m
Balkenhöhe Ende $h_1 =$	1,00 m
stat. Nutzhöhe $d =$	1,43 m
lichte Stützweite $l_n =$	3,35 m
$c_{v,l} =$	0,045 m

#### Bemessungskräfte

Querkraft in der Auflagerachse:	
$V_{Ed,A} =$	803 kN
maßgebende Querkraft bei direkter Lagerung im Abstand $d$ vom Auflagerrand:	
$V_{Ed} =$	543 kN
zugehöriges Moment	
$M_{Ed} =$	893 kNm

#### Erforderliche senkrechte Querkraftbewehrung:

vorhandene Steigung:

$$\tan\varphi = \frac{(h - h_1)}{l_n} = 0,1493$$

##### a) Nachweis der Druckstrebe:

Betondruckspannung im Schwerpunkt infolge Normalkraft und/oder Vorspannung; hier  $N_{Ed} = 0$ ;

$\sigma_{cd} =$		=	0,00 MN/m <sup>2</sup>
$c_{v,l} =$	$c_{v,l}$	=	0,045 m
$z =$	$\text{MIN}(0,9 * d; d - c_{v,l} - 0,03;)$	=	1,29 m
$v_1 =$	$\text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500))$	=	0,75
$V_{ccd} =$	$\tan\varphi * M_{Ed} / z$	=	103 kN
$V_{td} =$		=	0 kN
$V_{Ed,red} =$	$V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$	=	440 kN



Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$V_{Rd,cc} = 0,5 * 0,48 * f_{ck}^{(1/3)} * \left( 1 - 1,2 * \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) * b_w * z * 10^3 = 344,0 \text{ kN}$$

$$\cot\theta = \frac{(1,2 + 1,4 * \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed})} = 3,27$$

Der Winkel  $\theta$  ist zu begrenzen auf  $1 \leq \cot\theta \leq 3,0$

$$\cot\theta = \text{WENN}(\cot\theta < 1; 1; \text{WENN}(\cot\theta > 3; 3; \cot\theta)) = 3,00$$

$$\theta = \text{ATAN}(1 / \cot\theta) = 18^\circ$$

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,max}$ :



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

$$a_{sw} = 10 * \frac{V_{Ed,red}}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\theta)} * z} = 2,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbewehrung (bei Balken immer erforderlich)

$$f_{ctm} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{ctm}; \text{Bez}=\text{Beton}) = 2,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{w,min} = 0,16 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,83 * 10^{-3}$$

gewählt: Bügel  $90^\circ$  mit  $\sin \alpha = 1$

$$\min_{a_{sw}} = \rho_{w,min} * 10^4 * b_w = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow a_{sw,erf} = \text{MAX}(a_{sw}; \min_{a_{sw}}) = 3,15 \text{ cm}^2$$

gewählt:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; d_s; ) = 10 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; d_s = d_s; a_s \geq a_{sw,erf} / 2) = \varnothing 10 / e = 25$$

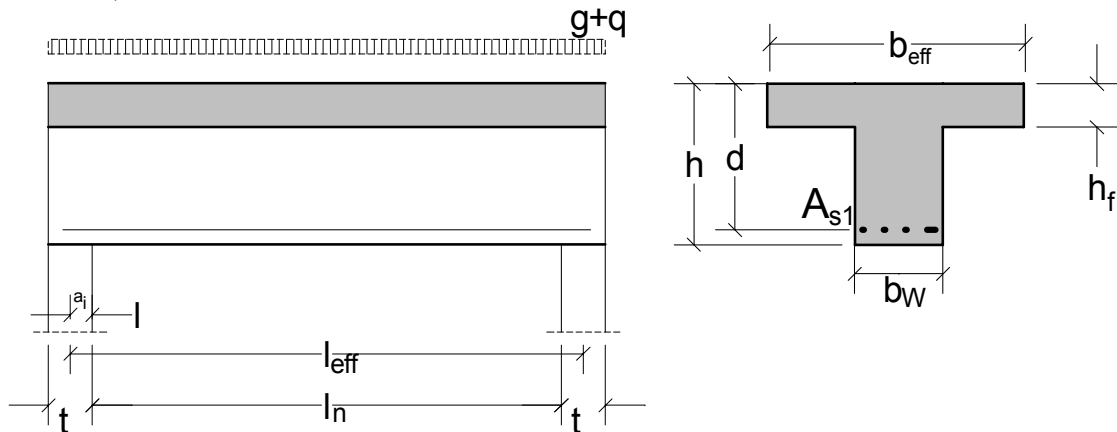
$$a_{sw,vorh} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; a_s; \text{Bez} = a_s) = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} / a_{sw,vorh} = 0,50 < 1$$

**gew. Bü  $\varnothing 10 / 25$  2-schnittig**

### Schubbemessung eines Plattenbalkens

EC2-1-1: 2011-01; 6.2



#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	= C20/25
$\gamma_C =$		1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	= 20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$		0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	= 11,33 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =		B 500
$\gamma_S =$		1,15
$f_{yk} =$		500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	= 435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie, Bewehrung

Stegbreite $b_w =$	0,30 m
Balkenhöhe $h =$	0,60 m
Flanschhöhe $h_f =$	0,15 m
statische Nutzhöhe $d =$	0,55 m
mitwirkende Breite $b_{eff} =$	2,30 m
Biegezugbewehrung $A_{s1} =$	2,85 cm <sup>2</sup>
$c_{v,l} =$	0,030 m
lichte Stützweite $l_n =$	6,80 m
Auflagertiefe $t =$	0,20 m

Ermittlung der effektiven Stützweite:

$a_i =$	MIN( $0,5 \cdot h$ ; $0,5 \cdot t$ )	= 0,10 m
$l_{eff} =$	$l_n + 2 \cdot a_i$	= 7,00 m

#### Belastung

Streckenlast $g_k =$	30,00 kN/m
Streckenlast $q_k =$	20,00 kN/m
$\gamma_G =$	1,35
$\gamma_Q =$	1,50

#### Bemessungsquerkraft

$V_{Ed} =$	$0,5 \cdot (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k) \cdot l_{eff}$	= 246,8 kN
$V_{Ed,red} =$	$V_{Ed} - (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k) \cdot (a_i + d)$	= 201,0 kN



### Bemessung des Balkenstegs

a) Nachweis der Druckstrebe:

$$\text{Betonquerschnitt } A_c = h * b_w = 0,18 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd} = 0,00 \text{ MN/m}^2$$

$$z = \text{MIN}(0,9 * d; d - c_{v,l} - 0,03; d - 2 * c_{v,l}) = 0,49 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$V_{Rd,cc} = 0,5 * 0,48 * f_{ck}^{(1/3)} * \left(1 - 1,2 * \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) * b_w * z * 10^3 = 95,8 \text{ kN}$$

$$\cot \theta = \frac{(1,2 + 1,4 * \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed})} = 1,96$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# Cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

$$a_{sw} = 10 * \frac{V_{Ed,red}}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\theta)} * z} = 4,81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbewehrung (bei Balken immer erforderlich)

$$f_{ctm} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{ctm}; \text{Bez}=\text{Beton}) = 2,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{w,min} = 0,16 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,70 * 10^{-3}$$

gewählt: Bügel 90° mit  $\sin \alpha = 1$

$$\min_{a_{sw}} = \rho_{w,min} * 10^4 * b_w = 2,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} = \text{MAX}(a_{sw}; \min_{a_{sw}}) = 4,81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt:

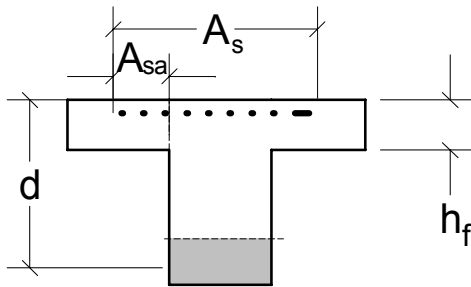
$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; d_s; ) = 8 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; d_s = d_s; a_s \geq a_{sw,erf} / 2) = \emptyset 8 / e = 20$$

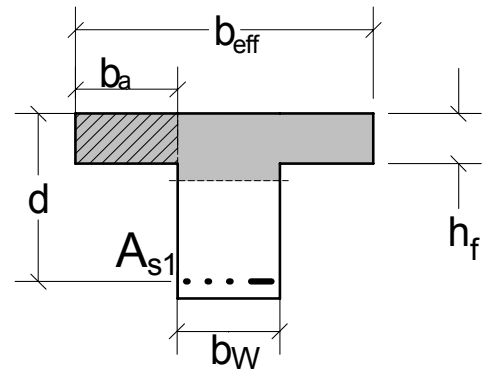
$$a_{sw,vorh} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; a_s; \text{Bez}=a_s) = 5,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} / a_{sw,vorh} = \underline{\underline{0,96 < 1}}$$

**gew. Bü Ø 8 / 20 2-schnittig**



Bezeichnungen Zuggurt



Bezeichnungen Druckgurt

### Schub zwischen Balkensteg und Druckgurt

aufzunehmender Schub (Bemessungswert)

die einwirkende Längsschubkraft  $V_{Ed}$  wird ermittelt aus  $V_{Ed} = \Delta F_d$

Längskraftdifferenz  $\Delta F_d$  auf der Länge  $\Delta x$ :  $\Delta F_d = F_{d,2} - F_{d,1}$

Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

aufzunehmender Schub (Bemessungswert)

Druckstrebenachweis

$$\cot \Theta_f =$$

1,2

$$\Theta_f = \text{ATAN}(1 / \cot \Theta_f)$$

= 40 °

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500))$$

= 0,75

$$V_{Rd,max} = 1000 * h_f * \Delta x * v_1 * f_{cd} / (1/\text{TAN}(\Theta_f) + \text{TAN}(\Theta_f))$$

= 1098,4 kN

$$\Delta F_d / V_{Rd,max}$$

= **0,26 ≤ 1**

Zugstrebenachweis

$$V_{Rd,s} = a_{sf} * f_{yd} * \Delta x * \cot \Theta \geq \Delta F_d$$

$$a_{sf} = \Delta F_d / (f_{yd} * \Delta x * \cot \Theta) * 10$$

= 3,14 cm<sup>2</sup>/m

gewählt:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } d_s; )$$

= 8 mm

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq a_{sf} / 2)$$

= Ø 8 / e = 25

$$a_{sf,vorh} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } a_s; \text{Bez} = a_s)$$

= 4,02 cm<sup>2</sup>/m

$$a_{sf} / a_{sf,vorh}$$

= **0,78 < 1**

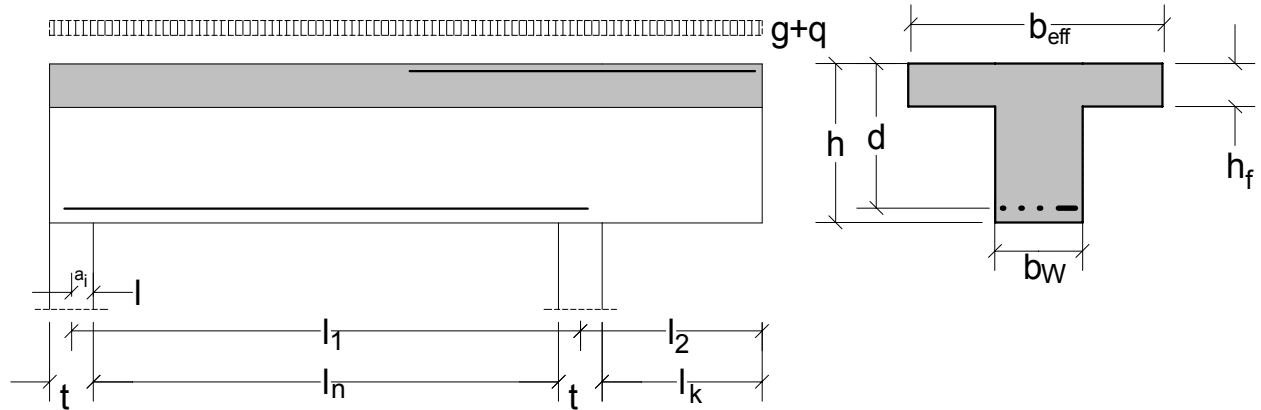
**gew. Ø 8 / 25 oben und unten**

Die erforderliche Bewehrung ist jeweils zu Hälfte auf der Plattenober- und -unterseite zu verteilen, eine Bewehrung aus Querbiegung ist zusätzlich anzuordnen

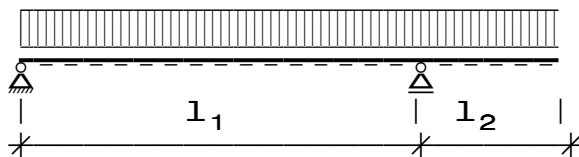


### Schubbemessung eines Plattenbalkens mit Kragarm

EC2-1-1: 2011-01; 6.2



#### Statische System:



#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C30/37
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Querschnitt

Stegbreite $b_w$ =	0,30 m
Balkenhöhe $h$ =	0,70 m
Flanschhöhe $h_f$ =	0,20 m
statische Nutzhöhe $d$ =	0,65 m
mitwirkende Breite $b_{eff}$ =	0,60 m

#### System

lichte Stützweite $l_n$ =	6,70 m
Kragarm $l_k$ =	1,95 m
Auflagertiefe $t$ =	0,30 m
Ermittlung der effektiven Stützweite:	
$a_i$ =	MIN(0,5*h ; 0,5*t) = 0,15 m
$l_1$ =	$l_n + 2*a_i$ = 7,00 m
$l_2$ =	$l_k + a_i$ = 2,10 m

#### Belastung

Streckenlast $g_k$ =	40,0 kN/m
Streckenlast $q_k$ =	25,0 kN/m
$\gamma_G$ =	1,35
$\gamma_Q$ =	1,50



### Bemessung am Auflager B

#### Querkraftbemessung für den Balkensteg

aufzunehmende Querkraft  $V_{Ed}$

$$V_{Ed,Bl} = ABS(-0,5 * (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k) * l_1 - (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k) * l_2^2 / (2 * l_1)) = 349 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed,Bl} - (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k) * (a_i + d) = 276 \text{ kN}$$

#### a) Nachweis der Druckstrebe:

$$\sigma_{cd} = 0,00 \text{ MN/m}^2$$

$$c_{v,l} = 0,030 \text{ m}$$

$$z = \text{MIN}(0,9 * d; d - c_{v,l} - 0,03; d - 2 * c_{v,l}) = 0,58 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$V_{Rd,cc} = 0,5 * 0,48 * f_{ck}^{(1/3)} * \left(1 - 1,2 * \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) * b_w * z * 10^3 = 130 \text{ kN}$$

$$\cot \Theta = \frac{(1,2 + 1,4 * \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed,Bl})} = 1,91$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

#### b) Nachweis der Zugstrebe (Querkraftbewehrung) $V_{Rd,s} = a_{sw} * f_{yd} * z * \cot \Theta$ :

$$f_{ywd} = f_{yk} / 1,15 = 434,8 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = 10 * \frac{V_{Ed,red}}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\Theta)} * z} = 5,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbewehrung (bei Balken immer erforderlich)

$$f_{ctm} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{ctm}; \text{Bez}=\text{Beton}) = 2,90 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{w,min} = 0,16 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,93 * 10^{-3}$$

gewählt: Bügel 90° mit  $\sin \alpha = 1$

$$\min_{a_{sw}} = \rho_{w,min} * 10^4 * b_w = 2,79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} = \text{MAX}(a_{sw}; \min_{a_{sw}}) = 5,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt:

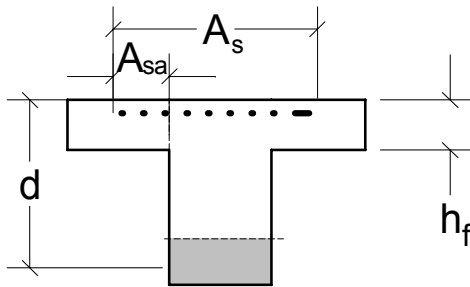
$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; d_s; ) = 8 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; d_s = d_s; a_s \geq a_{sw,erf} / 2) = \text{Ø } 8 / e = 15$$

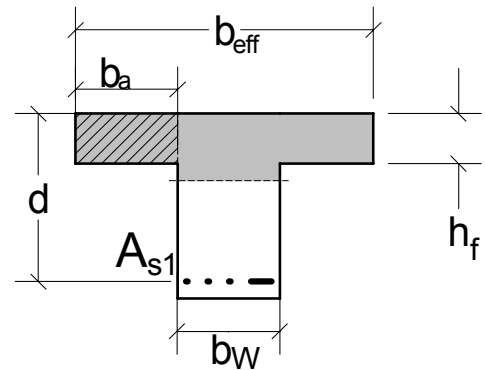
$$a_{sw,vorh} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; a_s; \text{Bez}=a_s) = 5,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} / a_{sw,vorh} = 0,98 \leq 1$$

**gew. Bü Ø 8 / 15 2-schnittig**



Bezeichnungen Zuggurt



Bezeichnungen Druckgurt

### Schub zwischen Balkensteg und Zuggurt

aufzunehmender Längsschub  $V_{Ed}$

die einwirkende Längsschubkraft  $V_{Ed}$  wird ermittelt aus  $V_{Ed} = \Delta F_{sd}$

Längskraftdifferenz  $\Delta F_{sd}$  auf der Länge  $\Delta x$ :

$$M_{Ed,B} = (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k) \cdot l_2^2 / 2 = 202 \text{ kNm}$$

**Werte entsprechend vorgeben...hier vorhanden oben: 4 x Ø16 (je 1 Ø16 ausgelagert)**

$$A_{sa} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\Delta F_{sd} = (M_{Ed,B} / z) \cdot (A_{sa} / A_s) = 87,1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \Delta F_{sd} = 87,1 \text{ kN}$$

### aufnehmbarer Längsschub

Druckstrebenachweis

$$\cot \Theta_f = 1,0$$

$$\Theta_f = \text{ATAN}(1 / \cot \Theta_f) = 45^\circ$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 \cdot (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

$$\Delta x = 0,63 \text{ m}$$

$$V_{Rd,max} = 1000 \cdot h_f \cdot \Delta x \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (1/\text{TAN}(\Theta_f) + \text{TAN}(\Theta_f)) = 803 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} = \underline{\underline{0,11 \leq 1}}$$

Zugstrebenachweis

$$V_{Rd,s} = a_{sf} \cdot f_{yd} \cdot \Delta x \cdot \cot \Theta_f \geq \Delta F_d$$

$$a_{sf} = \Delta F_{sd} / (f_{yd} \cdot \Delta x \cdot \cot \Theta_f) \cdot 10 = 3,18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

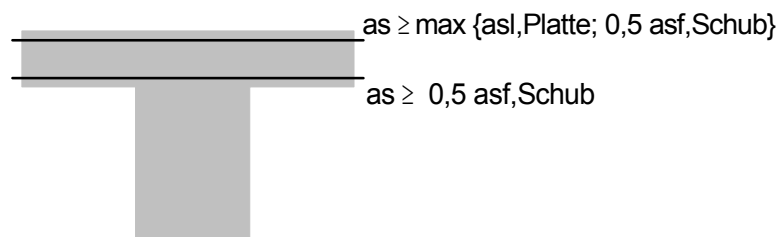
$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s=d_s; a_s \geq a_{sf} / 2) = \text{Ø } 8 / e = 25$$

$$a_{sf,vorh} = 2 \cdot \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } as; \text{Bez}=a_s) = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sf} / a_{sf,vorh} = \underline{\underline{0,79 \leq 1}}$$

**gew. Ø 8 / 25 oben und unten**

Die erforderliche Bewehrung ist jeweils zu Hälfte auf der Plattenober- und -unterseite zu verteilen, eine Bewehrung aus Querbiegung ist zusätzlich anzuordnen



Interaktion der Bewehrung aus Plattenbiegung und Scheibenschub

### Bemessung am Auflager A

#### Querkraftbemessung für den Balkensteg

Bemessungswert der Querkraft  $V_{Ed}$

$$V_{Ed,A} = 0,5 * (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k) * l_1 - \gamma_G * g_k * l_2^2 / (2 * l_1) = 303 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed,A} - (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k) * (a_i + d) = 230 \text{ kN}$$

Bemessungswerte der aufnehmbaren Querkraft (für lotrechte Bügel, d.h.  $\alpha = 90^\circ$ )

#### a) Nachweis der Druckstrebe

$$\sigma_{cd} = 0,00 \text{ MN/m}^2$$

$$c_{v,l} = 0,030 \text{ m}$$

$$z = \text{MIN}(0,9 * d; d - c_{v,l} - 0,03; d - 2 * c_{v,l}) = 0,58 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$V_{Rd,cc} = 0,5 * 0,48 * f_{ck}^{(1/3)} * \left(1 - 1,2 * \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) * b_w * z * 10^3 = 130 \text{ kN}$$

$$\cot \theta = \frac{(1,2 + 1,4 * \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed,A})} = 2,10$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

gewählt:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } ds;) = 8 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq a_{sw,erf} / 2) = \varnothing 8 / e = 20$$

$$a_{sw,vorh} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } as; \text{Bez} = a_s) = 5,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} / a_{sw,vorh} = \underline{\underline{0,85 \leq 1}}$$

**gew. Bü Ø 8 / 20 2-schnittig**



#### Schub zwischen Balkensteg und Druckgurt

##### aufzunehmender Schub (Bemessungswert)

die einwirkende Längsschubkraft  $V_{Ed}$  wird ermittelt aus  $V_{Ed} = \Delta F_{cd}$

Längskraftdifferenz  $\Delta F_{cd}$  auf der Länge  $\Delta x$ :  $\Delta F_{cd} = F_{d,2} - F_{d,1}$

hier: Stelle 1 an Auflagerlinie

$$F_{d,1} = 0,00 \text{ kN}$$

hier: Stelle 2 bei halbem Abstand zwischen  $M = 0$  und  $M_{max}$

$F_{d,2} = (M_{Ed,x} / z) * (F_{ca} / F_{cd})$  wobei  $F_{ca} / F_{cd} \approx b_a / b_{eff}$  (Lage der Nulllinie in der Platte ( $x \leq h_f$ ))

$$\Delta x = 1,66 \text{ m}$$

$$M_{Ed,x} = V_{Ed,A} * \Delta x - (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k) * \Delta x^2 / 2 = 377 \text{ kNm}$$

$$b_a = 0,5 * (b_{eff} - b_w) = 0,15 \text{ m}$$

$$b_a / b_{eff} = 0,25$$

$$F_{d,2} = (M_{Ed,x} / z) * b_a / b_{eff} = 163 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{cd} = F_{d,2} - F_{d,1} = 163 \text{ kN}$$

##### aufnehmbarer Längsschub

- Druckstrebenachweis

$$\cot \theta_f = 1,2$$

$$\theta_f = \text{ATAN}(1 / \cot \theta_f) = 40^\circ$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

$$V_{Rd,max} = 1000 * h_f * \Delta x * v_1 * f_{cd} / (1/\text{TAN}(\theta_f) + \text{TAN}(\theta_f)) = 2084 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{cd} / V_{Rd,max} = 0,08 \leq 1$$

- Zugstrebenachweis

$$V_{Rd,s} = a_{sf} * f_{yd} * \Delta x * \cot \theta \geq \Delta F_d$$

$$a_{sf} = \Delta F_{cd} / (f_{yd} * \Delta x * \cot \theta_f) * 10 = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez;d}_s=d_s;a_s \geq a_{sf} / 2) = \emptyset 8 / e = 25$$

$$a_{sf,vorh} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez=a}_s) = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

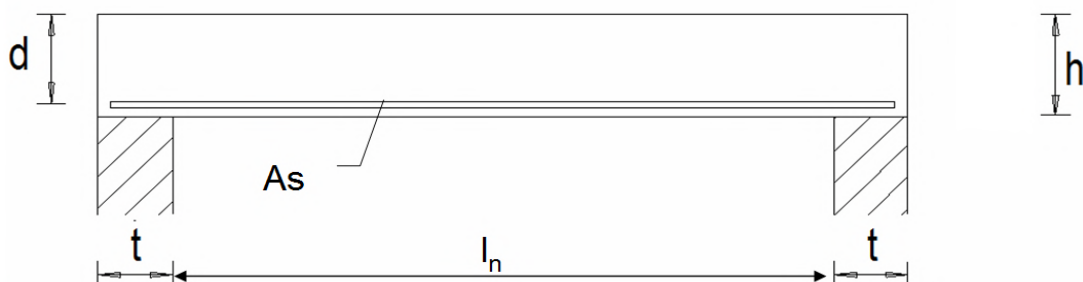
$$a_{sf} / a_{sf,vorh} = 0,47 \leq 1$$

**gew.  $\emptyset 8 / 25$  oben und unten**

Die erforderliche Bewehrung  $a_{sf}$  ist jeweils zu Hälfte auf der Plattenober- und -unterseite zu verteilen, eine Bewehrung aus Querbiegung ist zusätzlich anzuordnen

### Platte ohne Querkraftbewehrung

nach EC2-1-1:2011-01



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C20/25
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie, Bewehrung

Auflagertiefe $t$ =	0,24 m
Plattenhöhe $h$ =	0,21 m
statische Nutzhöhe $d$ =	0,18 m
Biegezugbewehrung $A_s$ =	2,85 cm <sup>2</sup>
lichte Stützweite $l_n$ =	4,34 m

Ermittlung der effektiven Stützweite:

$a_1$ =	$\text{MIN}(1/2 \cdot h ; 1/2 \cdot t)$	=	0,11 m
$l_{\text{eff}}$ =	$l_n + 2 \cdot a_1$	=	4,56 m

#### Belastung

ständige Last $g_k$ =	6,50 kN/m <sup>2</sup>
Verkehrslast $q_k$ =	5,00 kN/m <sup>2</sup>

$\gamma_G$ =	1,35
$\gamma_Q$ =	1,50

#### Bemessungsquerkraft

$V_{\text{Ed}}$ =	$0,5 \cdot (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k) \cdot l_{\text{eff}}$	=	37,11 kN/m
$V_{\text{Ed,red}}$ =	$V_{\text{Ed}} - (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k) \cdot (a_1 + d)$	=	32,39 kN/m



### Bemessung

Betondruckspannung im Schwerpunkt infolge Normalkraft und/oder Vorspannung; hier  $N_{Ed} = 0$ ;

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 10^3}}; 2\right) = 2,00$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{A_s}{1 \cdot d \cdot 10^4}; 0,02\right) = 1,6 \cdot 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C = 0,1000$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# master

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

b) Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$  :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{min} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) * \sqrt{k^3} * \sqrt{f_{ck}} = 0,4427 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0,12 * \sigma_{cp}) * d * 10^3 = 79,7 \text{ kN/m}$$

c) für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 79,7 \text{ kN/m}$$

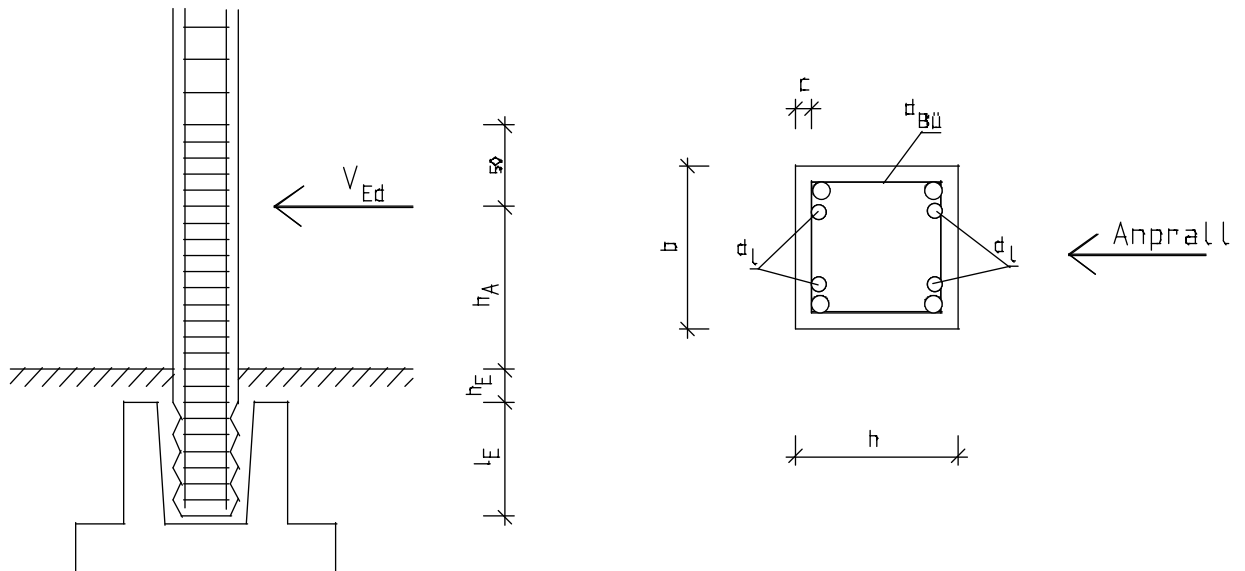
$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \underline{0,47} \leq 1$$

$$V_{Ed,red} / V_{Rd,c} = \underline{0,41} \leq 1$$

Eine Querkraftbewehrung ist nicht erforderlich wenn der Nachweis erfüllt ist!

### Nachweis einer Stütze auf Anprall

siehe auch EC1-1-7: 4.3 und 4.4 und zug. NDP



⇒ siehe auch EC1-1-7: 4.3 und 4.4 und zug. NDP

Nach DIN 1055 ist zur Berücksichtigung eines möglichen Anpralls bei

a) Lastkraftwagen  $h_A=1.20\text{m}$   $H_A= 100\text{ KN}$

b) Gabelstapler  $h_A=0.75\text{m}$   $H_A= 5x$  zul. Gesamtgewicht anzunehmen.  
(Regelfahrzeuge: 2.5 To, 3.5 To, 7 To, 13 To, )

#### Eingabe der Lasten und der Geometrie :

Anzusetzender Stapler G =	35,0 kN
Anzusetzender LKW =	100,0 kN
Stützenbreite b =	0,40 m
Stützendicke h =	0,45 m
Einspanntiefe Stütze $l_E$ =	0,80 m
Betondeckung c =	0,030 m
Bügeldurchmesser $d_{Bü}$ =	8 mm

Durchmesser Zulageeisen aus Anprall:

Durchmesser Längseisen $d_{sl}$ =	25 mm
Erdüberschüttung Fundament $h_E$ =	0,30 m

Vorhandene Stützenbewehrung (gesamt):

$A_{sl}$ =	12,10 cm <sup>2</sup>
------------	-----------------------

evtl. vorhandene Normalkraft (Druck positiv):

$N_{Ed}$ =	0,00 kN
------------	---------





#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$\gamma_C$ =		=	1,3
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =		=	1,0
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton) * $\alpha_{cc}$ / 0,85	=	13,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	1,5 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{ct}$ =		=	1,0
$f_{ctd}$ =	$\alpha_{ct} * f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,15 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctm;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =		=	B 500
$f_{yk}$ =		=	500,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =		=	1,00
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	500 N/mm <sup>2</sup>

#### Maßgebende Anpralllast

$V_{Ek}$ =	MAX(5*G;100)	=	175,0 kN
$\gamma_A$ =		=	1,00
$V_{Ed}$ =	$\gamma_A * V_{Ek}$	=	<b>175,0 kN</b>

#### Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

$A_c$ =	$b * h$	=	0,180 m <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$ =	MIN( $N_{Ed} / A_c$ ; 0,2 * $f_{cd}$ )	=	0,00 N/mm <sup>2</sup>
$b_w$ =	$b$	=	0,40 m
$d$ =	$h - c - \frac{d_{b\ddot{u}}}{10^3} - \frac{d_{sl}}{2 * 10^3}$	=	0,400 m
$k$ =	MIN( $1 + \sqrt{\frac{200}{d * 10^3}}$ ; 2)	=	1,71
$\rho_1$ =	MIN( $\frac{A_{sl}}{b_w * d * 10^4} * 0,5$ ; 0,02)	=	$3,8 * 10^{-3}$
$C_{Rd,c}$ =	$0,15 / \gamma_C$	=	0,1154

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} * k^3 * \sqrt{100 * \rho_1 * f_{ck}} + 0,12 * \sigma_{cp}) * b_w * d * 10^3 = 62,08 \text{ kN}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$ :

$\kappa_1$ =	WENN( $d \leq 0,6$ ; 0,0525; WENN( $d > 0,8$ ; 0,0375; zwischenwert))	=	0,0525
$v_{min}$ =	$\left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) * \sqrt{k^3} * \sqrt{f_{ck}}$	=	0,4039 MN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,min}$ =	$(v_{min} + 0,12 * \sigma_{cp}) * b_w * d * 10^3$	=	64,6 kN

⇒ für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 64,6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \underline{\underline{2,71 \leq 1}}$$

⇒ Schubbewehrung erforderlich!!

**Erforderliche senkrechte Querkraftbewehrung:**Nachweis der Druckstrebe:

$$\begin{aligned}\sigma_{cd} &= 10^{-3} \cdot N_{Ed} / A_c &= & 0,00 \text{ MN/m}^2 \\ z &= \text{MIN}(0,9 \cdot d; d - c - 0,03; d - 2 \cdot c) &= & 0,34 \text{ m} \\ v_1 &= \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 \cdot (1,1 - f_{ck} / 500)) &= & 0,75\end{aligned}$$

Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$\begin{aligned}V_{Rd,cc} &= 0,5 \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{(1/3)} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot 10^3 &= & 88,6 \text{ kN} \\ \cot\theta &= \frac{(1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed})} &= & 2,43\end{aligned}$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

Nachweis der Zugstrebe (Querkraftbewehrung):

$$\begin{aligned}f_{ywd} &= f_{yk} / \gamma_s &= & 500,0 \text{ kN} \\ a_{sw} &= 10 \cdot \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot \frac{1}{\tan(\theta)} \cdot z} &= & 4,16 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

Mindestbewehrung unter  $\alpha = 90^\circ$ :

$$\begin{aligned}\rho_{w,min} &= 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} &= & 0,70 \cdot 10^{-3} \\ a_{sw,min} &= \rho_{w,min} \cdot 10^4 \cdot b_w \cdot \text{SIN}(90) &= & 2,80 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

maßgebende Querkraftbewehrung

$$a_{sw,erf} = \text{MAX}(a_{sw}; a_{sw,min}) = 4,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq a_{sw,erf} / 2) = \varnothing 8 / e = 15$$

$$\text{vorh\_}a_{sw} = 2 \cdot \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez=}a_s) = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} / \text{vorh\_}a_{sw} = \underline{\underline{0,62 < 1}}$$

**gew.: Bü Ø 8-15 ; 2-schnittig**Länge der erhöhten Verbügelung:(gemessen ab Stützenfuß)

$$l_{ges} = 0,50 + \text{WENN}(LKW > 0; 1,20; 0,75) + l_E + h_E = 2,80 \text{ m}$$



#### Nachweis der Verankerungslängen (Zulageeisen infolge Anprall)

Ermittlung der Grundwerte:

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 1,0$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN}(d_{sl} \leq 32; 1,0; (132 - d_{sl}) / 100) = 1,0$$

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_{sl} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 1207 \text{ mm}$$

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt, mit ( $A_{s,erf} / A_{s,vorh} = 1$ ):

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{sl}) = 362 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

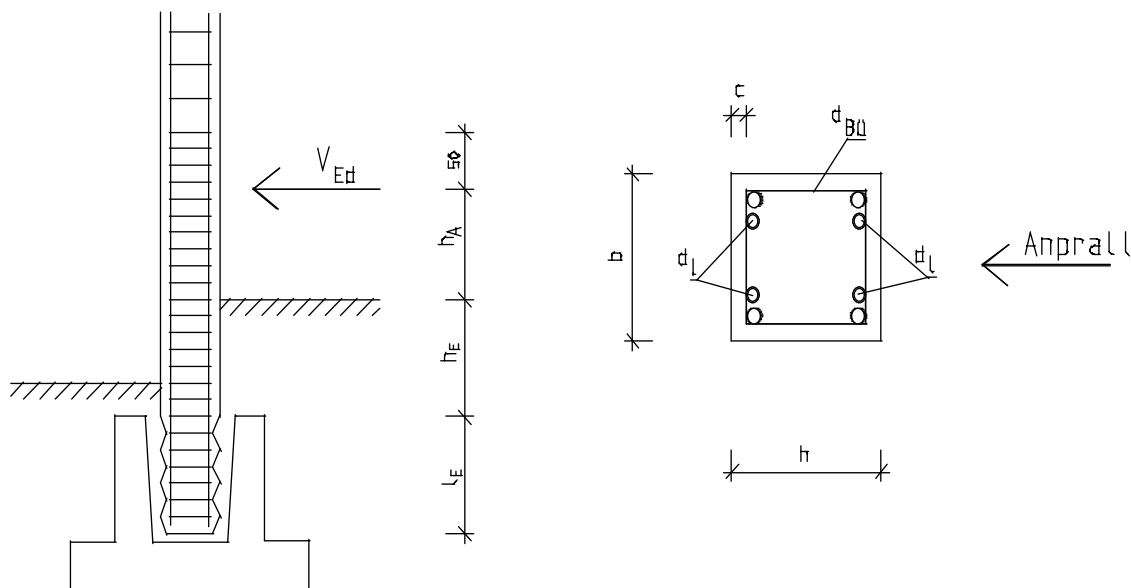
$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd}; l_{b,min}) = 1207 \text{ mm}$$

Länge der Zulageeisen infolge Anprall:  $l_{ge}$  (gemessen ab Stützenfuß)

$$l_{ge} = l_E + h_E + \text{WENN}(LKW > 0; 1,20; 0,75) * l_{bd} * 10^{-3} = \underline{\underline{3,51 \text{ m}}}$$

### Nachweis einer Stütze auf Anprall und Erddruck

siehe auch EC1-1-7: 4.3 und 4.4 und zug. NDP



⇒ siehe auch EC1-1-7: 4.3 und 4.4 und zug. NDP

Nach DIN 1055 ist zur Berücksichtigung eines möglichen Anpralls bei

a) Lastkraftwagen  $h_A=1.20\text{m}$   $H_A= 100\text{ kN}$

b) Gabelstapler  $h_A=0.75\text{m}$   $H_A= 5\text{x zul. Gesamtgewicht anzunehmen.}$

(Regelfahrzeuge: 2.5 To, 3.5 To, 7 To, 13 To, )

### Eingabe der Lasten und der Geometrie

Anzusetzender Stapler G =	35,0 kN
Anzusetzender LKW =	100,0 kN
Stützenbreite b =	0,40 m
Stützendicke h =	0,45 m
Einspanntiefe Stütze $l_E$ =	0,80 m
Betondeckung c =	0,035 m
Bügeldurchmesser $d_{b\ddot{u}}$ =	8 mm
Durchmesser Zulageeisen aus Anprall:	
Durchmesser Längseisen $d_{sl}$ =	25 mm
Erdüberschüttung Fundament $h_E$ =	1,50 m
Vorhandene Stützenbewehrung (gesamt):	
$A_{sl}$ =	12,10 cm <sup>2</sup>
evtl. vorhandene Normalkraft (Druck positiv):	
$N_{Ed}$ =	0,00 kN
Nutzlast Halle p =	10,00 kN/m <sup>2</sup>



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez; )	=	C20/25
$\gamma_C$ =			1,3
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			1,0
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton) * $\alpha_{cc}$ / 0,85	=	13,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	1,5 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{ct}$ =			1,0
$f_{ctd}$ =	$\alpha_{ct} * f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,15 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctm;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$f_{yk}$ =			500,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,00
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	500 N/mm <sup>2</sup>

#### Berechnung der maßgebenden Horizontallast

Auf der sicheren Seite wird ein Erddruckanteil von der 3 - fachen Stützenbreite b für die Schubbemessung der Stütze angesetzt:

Einflussbereich Erddr. e =	3 * b	=	1,20 m
Gewicht Erdreich $\gamma$ =			19,00 kN/m <sup>3</sup>
Erddruckbeiwert $k_{ah}$ =			0,33

$V_{Ek}$ =	$MAX(5*G;100)+k_{ah} * h_E * (p * e + \gamma * e * h_E / 2)$	=	189,40 kN
$\gamma_A$ =			1,00
$V_{Ed}$ =	$\gamma_A * V_{Ek}$	=	<b>189,40 kN</b>

#### Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

$A_c$ =	b * h	=	0,180 m <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$ =	$MIN(N_{Ed} / A_c; 0,2 * f_{cd})$	=	0,00 N/mm <sup>2</sup>
$b_w$ =	b	=	0,40 m
d =	$h - c - \frac{d_{b\ddot{u}}}{10^3} - \frac{d_{sl}}{2 * 10^3}$	=	0,395 m
k =	$MIN(1 + \sqrt{\frac{200}{d * 10^3}}; 2)$	=	1,71
$\rho_1$ =	$MIN(\frac{A_{sl}}{b_w * d * 10^4} * 0,5; 0,02)$	=	$3,8 * 10^{-3}$
$C_{Rd,c}$ =	$0,15 / \gamma_C$	=	0,1154

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} * k^3 * \sqrt{100 * \rho_1 * f_{ck}} + 0,12 * \sigma_{cp}) * b_w * d * 10^3 = 61,30 \text{ kN}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$  :

$\kappa_1$ =	WENN( $d \leq 0,6$ ; $0,0525$ ; WENN( $d > 0,8$ ; $0,0375$ ; zwischenwert))	=	0,0525
$v_{min}$ =	$(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}) * \sqrt{k^3} * \sqrt{f_{ck}}$	=	0,4039 MN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,min}$ =	$(v_{min} + 0,12 * \sigma_{cp}) * b_w * d * 10^3$	=	63,8 kN
$V_{Rd,c}$ =	$MAX(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min})$	=	63,8 kN
$V_{Ed} / V_{Rd,c}$		=	<b><u>2,97 ≤ 1</u></b>

⇒ Schubbewehrung erforderlich!!



#### Erforderliche senkrechte Querkraftbewehrung:

Nachweis der Druckstrebe:

$$\begin{aligned}\sigma_{cd} &= 10^{-3} \cdot N_{Ed} / A_c &= 0,00 \text{ MN/m}^2 \\ z &= \text{MIN}(0,9 \cdot d; d - c - 0,03; d - 2 \cdot c) &= 0,33 \text{ m} \\ v_1 &= \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 \cdot (1,1 - f_{ck} / 500)) &= 0,75\end{aligned}$$

Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$\begin{aligned}V_{Rd,cc} &= 0,5 \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{(1/3)} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot 10^3 &= 86,0 \text{ kN} \\ \cot\theta &= \frac{(1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed})} &= 2,20\end{aligned}$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

Nachweis der Zugstrebe (Querkraftbewehrung):

$$\begin{aligned}f_{ywd} &= f_{yk} / \gamma_s &= 500,0 \text{ kN} \\ a_{sw} &= 10 \cdot \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot \tan(\theta) \cdot z} &= 5,11 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

Mindestbewehrung unter  $\alpha = 90^\circ$ :

$$\begin{aligned}\rho_{w,min} &= 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} &= 0,70 \cdot 10^{-3} \\ a_{sw,min} &= \rho_{w,min} \cdot 10^4 \cdot b_w \cdot \text{SIN}(90) &= 2,80 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

maßgebende Querkraftbewehrung

$$a_{sw,erf} = \text{MAX}(a_{sw}; a_{sw,min}) = 5,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq a_{sw,erf} / 2) = \varnothing 8 / e = 15$$

$$\text{vorh\_}a_{sw} = 2 \cdot \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } as; \text{Bez} = a_s) = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} / \text{vorh\_}a_{sw} = \underline{\underline{0,76 < 1}}$$

**gew.: Bü  $\varnothing$  8-15 ; 2-schnittig**

Länge der erhöhten Verbügelung: (gemessen ab Stützenfuß)

$$l_{ges} = 0,50 + \text{WENN}(LKW > 0; 1,20; 0,75) + l_E + h_E = 4,00 \text{ m}$$



#### Nachweis der Verankerungslängen (Zulageeisen infolge Anprall)

Ermittlung der Grundwerte:

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 1,0$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN}(d_{sl} \leq 32; 1,0; (132 - d_{sl}) / 100) = 1,0$$

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_{sl} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 1207 \text{ mm}$$

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt, mit ( $A_{s,erf} / A_{s,vorh} = 1$ ):

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{sl}) = 362 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

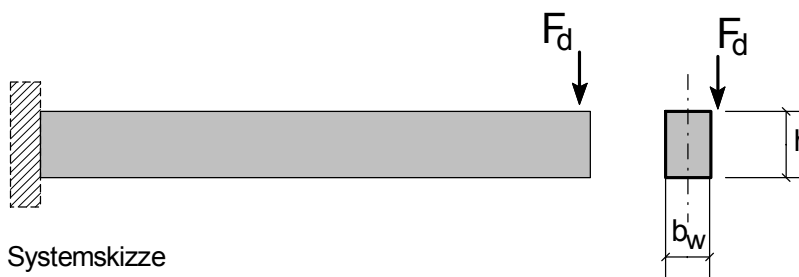
$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd}; l_{b,min}) = 1207 \text{ mm}$$

Länge der Zulageeisen infolge Anprall: (gemessen ab Stützenfuß)

$$l_{ge} = l_E + h_E + \text{WENN}(LKW > 0; 1,20; 0,75) + l_{bd} * 10^{-3} = \underline{\underline{4,71 \text{ m}}}$$

### Kragbalken mit Biegung, Querkraft und Torsion

cot© nach EC2-1-1. (NDP) 6.2.3: (2) Gl. (6.7a.DE)



Systemskizze

#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C20/25
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### System, Bauteilmaße

Balkenbreite $b_w =$	0,30 m
Balkenhöhe $h =$	0,70 m
statische Nutzhöhe $d =$	0,65 m

#### Bemessungsschnittgrößen

$V_{Ed} =$	175 kN
$M_{Ed} =$	350 kNm
$T_{Ed} =$	35 kNm

#### Biegebemessung:

$M_{Eds} =$	$M_{Ed}$	=	350,0 kNm
$k_d =$	$\frac{M_{Ed}}{d \cdot 100}$	=	1,90
$k_s =$	TAB("ec2_de/kd"; ks1; Bez=Beton; kd=kd)	=	2,70
$\zeta =$	TAB("ec2_de/kd"; zeta; Bez=Beton; kd=kd)	=	0,85
$A_{s1} =$	$\frac{M_{Eds}}{d \cdot 100} \cdot k_s$	=	<b>14,54 cm<sup>2</sup></b>

#### Bemessung für Querkraft und Torsion

##### Bemessung für Querkraft

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,max}$ :

gewählt: senkrechte Querkraftbewehrung

$c_{v,l} =$		=	0,05 m
$z =$	MIN(0,9 * d; d- $c_{v,l}$ - 0,03; d-2* $c_{v,l}$ )	=	0,55 m
$v_1 =$	MIN(0,75 * (1,1 - $f_{ck} / 500$ ); 0,75)	=	0,75





Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$V_{Rd,cc} = \frac{0,5 * 0,48 * f_{ck}^{(1/3)} * b_w * z * 10^3}{1,2} = 107 \text{ kN}$$

$$\cot\Theta = \frac{1,2}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed})} = 3,09$$



erforderliche Querkraftbewehrung

$$f_{ywd} = f_{yd} = 435 \text{ kN}$$

$$\text{erf } a_{sw,V} = 10 * \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\Theta)} * z} = 2,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestquerkraftbewehrung (bei Balken immer erforderlich)

$$f_{ctm} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{ctm}; \text{Bez}=\text{Beton}) = 2,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{w,min} = 0,16 * f_{ctm} / f_{yk} = 0,70 * 10^{-3}$$

gewählt: Bügel 90° mit  $\sin \alpha = 1$

$$a_{sw,V,min} = \rho_{w,min} * 10^4 * b_w = 2,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tragfähigkeit der Mindestquerkraftbewehrung  $V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = a_{sw,V,min} * 0,1 * z * f_{ywd} * \cot\Theta = 151 \text{ kN}$$

### Bemessung für Torsion

Nachweis am dünnwandigen, geschlossenen Ersatzquerschnitt

Achsabstand der Längsbewehrung  $a =$

$$= 0,05 \text{ m}$$

$$t_{ef,i} = 2 * a = 0,10 \text{ m}$$

$$b = b_w = 0,30 \text{ m}$$

$$A_k = (h - t_{ef,i}) * (b - t_{ef,i}) = 0,120 \text{ m}^2$$

$$u_k = 2 * (h - t_{ef,i}) + 2 * (b - t_{ef,i}) = 1,60 \text{ m}$$

⇒ erforderliche Torsionsbügelbewehrung

vereinfachend darf die Bewehrung für Torsion allein unter der Annahme von  $\Theta = 45^\circ$  ( $\cot\Theta = 1,0$ ) ermittelt und zu der unabhängig ermittelten Querkraftbewehrung addiert werden.

$$\cot\Theta = 1,00$$

$$\Theta = \text{ATAN}(1 / \cot\Theta) = 45^\circ$$

$$v = 0,525$$

$$T_{Rd,max} = 2 * v * f_{cd} * A_k * t_{ef,i} * \text{SIN}(\Theta) * \text{COS}(\Theta) * 10^3 = 71 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} = 0,49 \leq 1$$

Nachweis der Betondruckstreben­tragfähigkeit für die Einwirkungskombination Querkraft und Torsion

$$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}}\right)^2 = \left(\frac{35}{71}\right)^2 + \left(\frac{175}{412}\right)^2 = 0,42 \leq 1$$



⇒ erforderliche Torsionsbügelbewehrung

$$\text{erf } a_{\text{sw},T} = \frac{T_{\text{Ed}} \cdot \tan(\Theta) / (f_{\text{yd}} \cdot 2 \cdot A_k) \cdot 10^4 \cdot 10^{-3}}{=} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ erforderliche Torsionslängsbewehrung

$$\text{erf } A_{\text{sl},T} = \frac{T_{\text{Ed}} \cdot u_k \cdot 1 / \tan(\Theta) / (f_{\text{yd}} \cdot 2 \cdot A_k) \cdot 10^4 \cdot 10^{-3}}{=} = 5,36 \text{ cm}^2$$

### Bewehrung für Querkraft und Torsion

$$\text{gesamt erf } a_{\text{sw}} = 2 \cdot a_{\text{sw},T} + a_{\text{sw},V} = 9,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt Bügel 2-schnittig

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; ds; }) = 10 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; ds=d_s; a_s \geq a_{\text{sw}} / 2}) = \varnothing 10 / e = 15$$

$$\text{vorh\_} a_{\text{sw}1} = 2 \cdot \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez=a_s}) = 10,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**gew. Bü Ø 10 / 15 2-schnittig**

größter Längsabstand von Querkraftbügel:

$$s_{l,\text{max}} = 300 \text{ mm (bzw. } 0,5 h)$$

größter Längsabstand der Torsionsbügel:

$$\text{Außenumfang } u = 2 \cdot h + 2 \cdot b_w = 2,00 \text{ m}$$

$$s_{l,\text{max}} = u / 8 = 0,25 \text{ m}$$

### Bewehrung für Biegung und Torsion

z.B. Verteilung über  $u_k$

$$\text{oben gesamt erf } A_{\text{so}} = A_{\text{s1}} + (b - t_{\text{ef},i}) / u_k \cdot A_{\text{sl},T} = 15,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds; }) = 20 \text{ mm}$$

$$A_{\text{s,gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds=d_s; A_s \geq A_{\text{so}}}) = 5 \varnothing 20$$

$$\text{vorh\_} A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez=A_{\text{s,gew}}}) = 15,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{unten erf } A_{\text{su}} = (b - t_{\text{ef},i}) \cdot A_{\text{sl},T} / u_k = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds; }) = 16 \text{ mm}$$

$$A_{\text{s,gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds=d_s; A_s \geq A_{\text{su}}}) = 2 \varnothing 16$$

$$\text{vorh\_} A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez=A_{\text{s,gew}}}) = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{seitlich erf } A_{\text{ss}} = (h - t_{\text{ef},i}) \cdot A_{\text{sl},T} / u_k = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds; }) = 12 \text{ mm}$$

$$A_{\text{s,gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds=d_s; A_s \geq A_{\text{su}}}) = 2 \varnothing 12$$

$$\text{vorh\_} A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez=A_{\text{s,gew}}}) = 2,26 \text{ cm}^2$$

oben (hier alternativ)	gew. 4 Ø 20 + 2 Ø 16
unten	gew. 2 Ø 16
seitlich	gew. je 2 Ø 12

### Kragbalken mit Biegung, Querkraft und Torsion (bis C50/60)

cot $\Theta$  = näherungsweise nach EC2-1-1, (NDP) 6.2.3: (2); bis C50/60



Systemskizze

#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C20/25
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton) * $\alpha_{cc}$ / 0,85	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### System, Bauteilmaße

Balkenbreite $b_w$ =	0,30 m
Balkenhöhe $h$ =	0,70 m
statische Nutzhöhe $d$ =	0,65 m

#### Bemessungsschnittgrößen

$V_{Ed}$ =	175 kN
$M_{Ed}$ =	350 kNm
$T_{Ed}$ =	35 kNm

#### Biegebemessung

$M_{Eds}$ =	$\frac{M_{Ed}}{d * 100}$	=	350,0 kNm
$k_d$ =	$\frac{1}{\sqrt{M_{Eds} / b_w}}$	=	1,90
$k_s$ =	TAB("ec2_de/kd"; ks1; Bez=Beton; kd=kd)	=	2,70
$\zeta$ =	TAB("ec2_de/kd"; zeta; Bez=Beton; kd=kd)	=	0,85
$A_{s1}$ =	$\frac{M_{Eds}}{d * 100} * k_s$	=	<b>14,54 cm<sup>2</sup></b>

#### Bemessung für Querkraft

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,max}$ :

gewählt: senkrechte Querkraftbewehrung

$z$ =	$\zeta * d$	=	0,55 m
$v_1$ =	MIN(0,75 * (1,1 - $f_{ck} / 500$ ); 0,75)	=	0,75
cot $\Theta$ =			1,20
$\Theta$ =	ATAN(1 / cot $\Theta$ )	=	40 °

$V_{Rd,max}$ =	$1000 * b_w * z * v_1 * f_{cd} / (1/TAN(\Theta) + TAN(\Theta))$	=	690 kN
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$		=	<b><u>0,25 ≤ 1</u></b>



erforderliche Querkraftbewehrung

$$f_{ywd} = f_{yd} = 435 \text{ kN}$$
$$\text{erf } a_{sw,V} = 10 \cdot \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot \tan(\Theta) \cdot z} = 6,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestquerkraftbewehrung (bei Balken immer erforderlich)



### Bemessung für Torsion

Nachweis am dünnwandigen, geschlossenen Ersatzquerschnitt

Achsabstand der Längsbewehrung  $a = 0,05 \text{ m}$

$$t_{ef,i} = 2 \cdot a = 0,10 \text{ m}$$
$$b = b_w = 0,30 \text{ m}$$
$$A_k = (h - t_{ef,i}) \cdot (b - t_{ef,i}) = 0,120 \text{ m}^2$$
$$u_k = 2 \cdot (h - t_{ef,i}) + 2 \cdot (b - t_{ef,i}) = 1,60 \text{ m}$$

⇒ erforderliche Torsionsbügelbewehrung

vereinfachend darf die Bewehrung für Torsion allein unter der Annahme von  $\Theta = 45^\circ$  ( $\cot\Theta = 1,0$ ) ermittelt und zu der unabhängig ermittelten Querkraftbewehrung addiert werden.

$$\cot\Theta = 1,00$$
$$\Theta = \text{ATAN}(1 / \cot\Theta) = 45^\circ$$
$$v = 0,525$$
$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin(\Theta) \cdot \cos(\Theta) \cdot 10^3 = 71 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} = \underline{0,49 < 1}$$

Nachweis der Betondruckstreben tragfähigkeit für die Einwirkungskombination Querkraft und Torsion

$$\left( \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right)^2 + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right)^2 = \left( \frac{35}{71} \right)^2 + \left( \frac{175}{690} \right)^2 = \underline{0,31 \leq 1}$$

⇒ erforderliche Torsionsbügelbewehrung

$$\text{erf } a_{sw,T} = \frac{T_{Ed} \cdot \tan(\Theta)}{f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k} \cdot 10^4 \cdot 10^{-3} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ erforderliche Torsionslängsbewehrung

$$\text{erf } A_{sl,T} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k \cdot 1 / \tan(\Theta)}{f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k} \cdot 10^4 \cdot 10^{-3} = 5,36 \text{ cm}^2$$



### Bewehrung für Querkraft und Torsion

$$\text{gesamt erf } a_{sw} = 2 * a_{sw,T} + a_{sw,V} = 12,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt Bügel 2-schnittig

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; ds; ) = 12 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=ds; a_s \geq a_{sw} / 2) = \text{Ø } 12 / e = 15$$

$$\text{vorh\_}a_{sw1} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=a_s) = 15,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**gew. Bü Ø 12 / 15 2-schnittig**

größter Längsabstand von Querkraftbügeln:

$$s_{l,max} = 300 \text{ mm (bzw. } 0,7 h)$$

größter Längsabstand der Torsionsbügel:

$$\text{Außenumfang } u = 2 * h + 2 * b_w = 2,00 \text{ m}$$

$$s_{l,max} = u / 8 = 0,25 \text{ m}$$

### Bewehrung für Biegung und Torsion

z.B. Verteilung über  $u_k$

$$\text{oben gesamt erf } A_{s0} = A_{s1} + (b-t_{ef,i}) / u_k * A_{sl,T} = 15,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds; ) = 20 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=ds; As \geq A_{s0}) = 5 \text{ Ø } 20$$

$$\text{vorh\_}A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s,gew}) = 15,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{unten erf } A_{su} = (b-t_{ef,i}) * A_{sl,T} / u_k = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds; ) = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=ds; As \geq A_{su}) = 2 \text{ Ø } 16$$

$$\text{vorh\_}A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s,gew}) = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{seitlich erf } A_{ss} = (h-t_{ef,i}) * A_{sl,T} / u_k = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds; ) = 12 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=ds; As \geq A_{su}) = 2 \text{ Ø } 12$$

$$\text{vorh\_}A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s,gew}) = 2,26 \text{ cm}^2$$

oben (hier alternativ)	gew. 4 Ø 20 + 2 Ø 16
unten	gew. 2 Ø 16
seitlich	gew. je 2 Ø 12

### Kragbalken mit für Biegung, Querkraft, Normalkraft und Torsion



Systemskizze

#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C20/25
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton) * $\alpha_{cc} / 0,85$	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### System, Bauteilmaße

Balkenbreite $b_w =$		0,30 m
Balkenhöhe $h =$		0,70 m
statische Nutzhöhe $d =$		0,65 m
Betonquerschnitt $A_c =$	$h * b_w =$	0,21 m <sup>2</sup>
Achsabstand Längsbewehrung $a =$		0,05 m
für Torsionsbemessung:		
$t_{ef,i} =$	$2 * a$	= 0,10 m
$A_k =$	$(h - t_{ef,i}) * (b_w - t_{ef,i})$	= 0,120 m <sup>2</sup>
$u_k =$	$2 * (h - t_{ef,i}) + 2 * (b_w - t_{ef,i})$	= 1,60 m

#### Bemessungsschnittgrößen

$V_{Ed} =$	175 kN
$M_{Ed} =$	350 kNm
$T_{Ed} =$	35 kNm
$N_{Ed} =$	0 kN

#### Biegebemessung:

innere Hebelarm $z_s =$	$d - h / 2$	=	0,30 m
$M_{Eds} =$	$M_{Ed} - N_{Ed} * z_s$	=	350,0 kNm
$\mu_{Eds} =$	$\frac{M_{Eds} / 1000}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{350,0 / 1000}{0,30 * 0,65^2 * 11,33}$	=	0,244
$\omega_1 =$	TAB("ec2_de/omega1"; omega; my= $\mu_{Eds}$ )	=	0,286
$\zeta =$	TAB("ec2_de/omega1"; zeta; my= $\mu_{Eds}$ )	=	0,853
$\sigma_{sd} =$	TAB("ec2_de/omega1"; sigmasd; my= $\mu_{Eds}$ )	=	439 N/mm <sup>2</sup>
$z =$	$\zeta * d$	=	0,554 m
erforderliche Biegezugbewehrung:			
$A_{sl} =$	$\frac{1}{\sigma_{sd}} * \left( \omega_1 * b_w * d * f_{cd} + \frac{N_{Ed}}{1000} \right) * 10^4$	=	14,4 cm <sup>2</sup>



### Bemessung für Querkraft und Torsion

Notwendigkeit von Querkraft- und Torsionsbewehrung

$$T_{Ed,grenz} = V_{Ed} * b_w / 4,5 = 11,67 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} / T_{Ed,grenz} = \underline{3,00 \leq 1}$$

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d * 10^3}}; 2\right) = 1,55$$

Fläche der verankerten Zugbewehrung; hier 50% von  $A_{S1}$ :

$$A_{S1} = 0,5 * A_{S1} = 7,20 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{A_{S1}}{b_w * d * 10^4}; 0,02\right) = 0,0037$$

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C = 0,10$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k^3 * \sqrt{100 * \rho_1 * f_{ck}} * b_w * d * 10^3 = 59 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,grenz} = V_{Ed} * \left(1 + \frac{4,5 * T_{Ed}}{V_{Ed} * b_w}\right) = 700 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,grenz} / V_{Rd,c} = \underline{11,86 \leq 1}$$

⇒ sofern die Bedingungen nicht erfüllt sind, müssen Querkraft- und Torsionsbewehrung nachgewiesen werden!

### - Querkraft ( $V_{Ed}$ ) -

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,max}$ :

gewählt: senkrechte Querkraftbewehrung

$$\sigma_{cd} = 0,001 * N_{Ed} / A_c = 0,00 \text{ MN/m}^2$$

$$z = \zeta * d = 0,55 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{MIN}(0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500); 0,75) = 0,75$$

Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$V_{Rd,cc} = 0,5 * 0,48 * f_{ck}^{(1/3)} * \left(1 - 1,2 * \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) * t_{ef,i} * z * 10^3 = 36 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,T} = T_{Ed} * z / (2 * A_k) = 80 \text{ kN}$$

Querkraftanteil, der auf einer Wand des gedachten Hohlquerschnitts wirkt

$$V_{Ed,V} = V_{Ed} * t_{ef,i} / b_w = 58 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,T,V} = V_{Ed,T} + V_{Ed} * t_{ef,i} / b_w = 138 \text{ kN}$$

$$\cot\theta = \frac{(1,2 + 1,4 * \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed,T,V})} = 1,62$$

Der Winkel  $\theta$  ist zu begrenzen auf  $1 \leq \cot\theta \leq 3,0$

$$\cot\theta = \text{WENN}(\cot\theta < 1; 1; \text{WENN}(\cot\theta > 3; 3; \cot\theta)) = 1,62$$

$$\theta = \text{ATAN}(1 / \cot\theta) = 32^\circ$$

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,max}$ :

$$V_{Rd,max} = 1000 * b_w * z * v_1 * f_{cd} / (1/\text{TAN}(\theta) + \text{TAN}(\theta)) = 630 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} = \underline{0,28 < 1}$$



#### - Torsion -

Nachweis am dünnwandigen, geschlossenen Ersatzquerschnitt

$$b = b_w = 0,30 \text{ m}$$

$$v = 0,525$$

$$T_{Rd,max} = 2 * v * f_{cd} * A_k * t_{ef,i} * \sin(\Theta) * \cos(\Theta) * 10^3 = 64 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} = \underline{0,55} < 1$$

#### - Querkraft und Torsion ( $V_{Ed} + T_{Ed}$ )-

Nachweis der Betondruckstreben­tragfähigkeit für die Einwirkungskombination Querkraft und Torsion

$$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}}\right)^2 = \left(\frac{35}{64}\right)^2 + \left(\frac{175}{630}\right)^2 = 0,38 \leq 1$$

#### Bewehrung für Querkraft und Torsion

erforderliche Querkraftbewehrung

$$f_{ywd} = f_{yd} = 435 \text{ kN}$$

$$\text{erf } a_{sw,v} = 10 * \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\Theta)} * z} = 4,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestquerkraftbewehrung (bei Balken immer erforderlich)



$$\Rightarrow \text{gesamt erf } a_{sw} = 2 * a_{sw,T} + a_{sw,V} = 8,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Bewerungswahl, Querkraft und Torsion

gewählt Bügel 2-schnittig

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; d_s; ) = 10 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; \text{Bez}; d_s = d_s; a_s \geq a_{sw} / 2) = \text{Ø } 10 / e = 15$$

$$\text{vorh\_}a_{sw1} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"}; a_s; \text{Bez}=a_s) = 10,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**gew. Bü Ø 10 / 15 2-schnittig**

größter Längsabstand von Querkraftbügeln:  $s_{l,max} = 300 \text{ mm}$  (bzw.  $0,5 h$ )

größter Längsabstand der Torsionsbügel:

$$\text{Außenumfang } u = 2 * h + 2 * b_w = 2,00 \text{ m}$$

$$s_{l,max} = u / 8 = 0,25 \text{ m}$$





### Bewehrungswahl, Biegung und Torsion

z.B. Verteilung über  $u_k$  ...

$$\text{oben gesamt erf } A_{s0} = A_{sl} + (b-t_{ef,i}) / u_k * A_{sl,T} = 8,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds ;) = 20 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_s; As \geq A_{s0}) = 6 \text{ } \varnothing 20$$

$$\text{vorh\_} A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s,gew}) = 18,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{unten erf } A_{su} = (b-t_{ef,i}) * A_{sl,T} / u_k = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds ;) = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_s; As \geq A_{su}) = 2 \text{ } \varnothing 16$$

$$\text{vorh\_} A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s,gew}) = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{seitlich erf } A_{ss} = (h-t_{ef,i}) * A_{sl,T} / u_k = 3,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds ;) = 12 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_s; As \geq A_{su}) = 2 \text{ } \varnothing 12$$

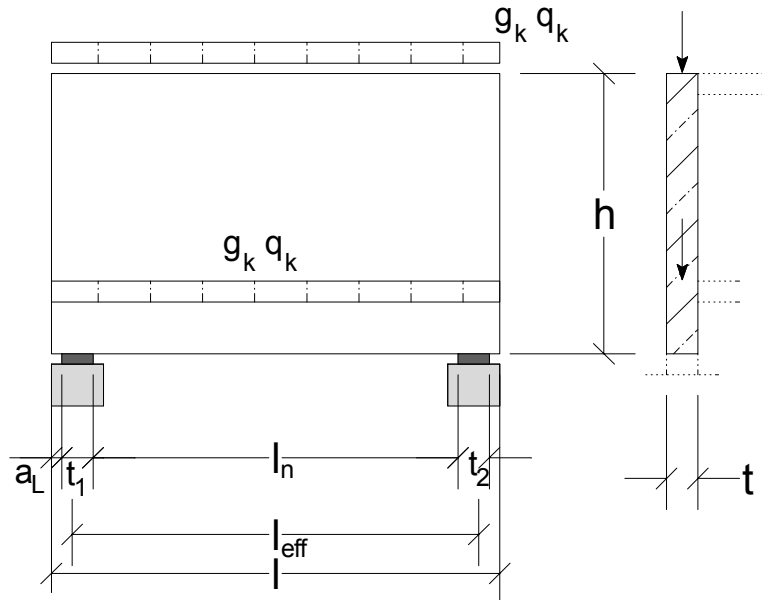
$$\text{vorh\_} A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s,gew}) = 2,26 \text{ cm}^2$$

oben	gew. 4 $\varnothing$ 20 + 2 $\varnothing$ 20
unten	gew. 2 $\varnothing$ 16
seitlich	gew. je 2 $\varnothing$ 12

## Kapitel Wände

### Einfeldriger wandartiger Träger

Ermittlung der Zugkräfte nach [DAfStb-H240-91] und nach der Plastizitätstheorie [Schlaich/Schäfer]



#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C35/45
$\gamma_C$ =		=	1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =		=	0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctm;Bez=Beton)	=	3,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,47 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =		=	B 500
$\gamma_S$ =		=	1,15
$f_{yk}$ =		=	500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### System

Wanddicke $t_w$ =	0,30 m	
Wandhöhe $h$ =	3,80 m	
Wandlänge $l$ =	5,10 m	
Auflagertiefe $t_1$ =	0,30 m	
Auflagertiefe $t_2$ =	0,30 m	
lichte Stützweite $l_n$ =	4,30 m	
Lagerüberstand $a_L$ =	$(l / 2 - l_n / 2 - t_1) * 10^3$	= 100 mm
Ermittlung der effektiven Stützweite:		
$a_1$ =	MIN( $1/2 * h$ ; $1/2 * t_1$ )	= 0,15 m
$a_2$ =	MIN( $1/2 * h$ ; $1/2 * t_2$ )	= 0,15 m
$l_{eff}$ =	$l_n + a_1 + a_2$	= 4,60 m

### Belastung

Sicherheitsbeiwerte:

$\gamma_G =$	1,35
$\gamma_Q =$	1,50

Ständige Last oben $g_{ko} =$	200,0 kN/m
Ständige Last unten $g_{ku} =$	55,0 kN/m
Verkehrslast oben $q_{ko} =$	100,0 kN/m
Verkehrslast unten $q_{ku} =$	25,0 kN/m

### Bemessungslasten

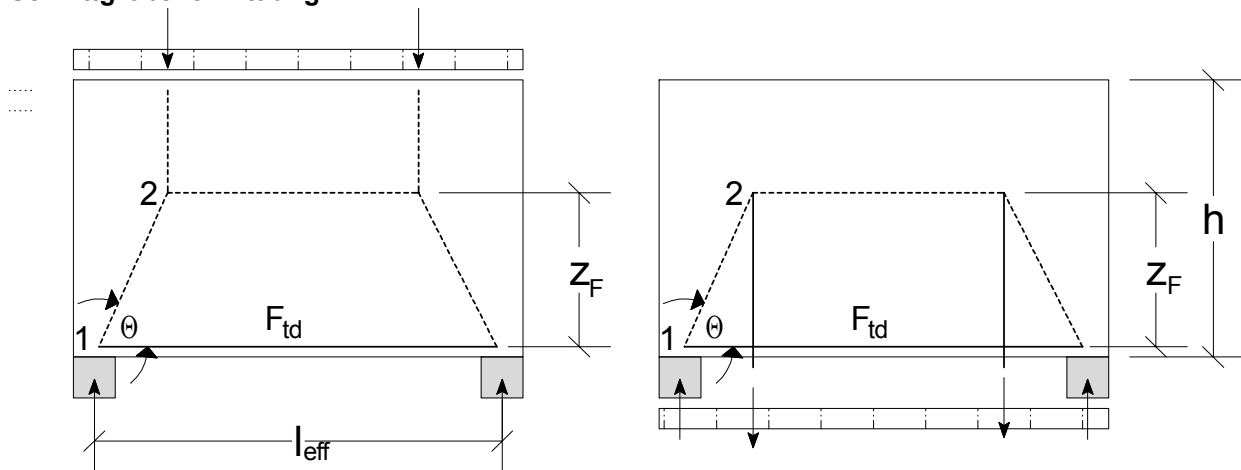
angehängte Lasten:

Wand eigenlast $g_W =$	$t_w \cdot h \cdot 25$	=	28,50 kN/m
$g_{du} =$	$\gamma_G \cdot (g_{ku} + g_W)$	=	112,7 kN
$q_{du} =$	$\gamma_Q \cdot q_{ku}$	=	37,5 kN

Lasten von oben:

$g_{do} =$	$\gamma_G \cdot g_{ko}$	=	270,0 kN/m
$q_{do} =$	$\gamma_Q \cdot q_{ko}$	=	150,0 kN/m

### Schnittgrößenermittlung



wandartiger Träger:

$$l_{\text{eff}} / h = 1,21 < 2$$

a) Resultierende Zugkräfte näherungsweise nach [DAfStb-Heft 240]

$$M_{\text{Ed},F} = (g_{do} + g_{du} + q_{do} + q_{du}) \cdot l_{\text{eff}}^2 / 8 = 1508 \text{ kNm}$$

$$z_F = \begin{cases} \text{WENN}(h/l_{\text{eff}} > 0,5 \text{ UND } h/l_{\text{eff}} < 1; 0,3 \cdot h \cdot (3 - h/l_{\text{eff}}); \\ \text{WENN}(h/l_{\text{eff}} \geq 1; 0,6 \cdot l; 0) \end{cases} = 2,48 \text{ m}$$

$$F_{\text{td},F} = M_{\text{Ed},F} / z_F = 608,1 \text{ kN}$$

b) Ermittlung der resultierenden Zugkräfte nach der Plastizitätstheorie (Stabwerksmodell)

nähere Hinweise siehe z.B. [Schäfer, Schlaich Betonkalender 2001]

$$z_F = 2,50 \text{ m}$$

Auflagerkräfte

$$F_{\text{Ed},A} = (g_{do} + q_{do} + g_{du} + q_{du}) \cdot l_{\text{eff}} / 2 = 1311,5 \text{ kN}$$

Neigungswinkel der Druckstrebe

$$\tan \theta = z_F / (l_{\text{eff}} / 4) = 2,17$$

$$\theta = \text{ATAN}(\tan \theta) = 65,3^\circ$$

$$F_{\text{td}} = F_{\text{Ed},A} / \tan \theta = 604,4 \text{ kN}$$

$$F_{\text{cd}} = F_{\text{Ed},A} / \text{SIN}(\theta) = 1443,6 \text{ kN}$$

### Bemessung im GZT

#### Nachweis Betondruckspannungen

Lagerpressungen  $\sigma_{cA}$

$$\sigma_{cA} = F_{Ed,A} \cdot 10^{-3} / (t_1 \cdot t_w) = 14,6 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \cdot f_{cd} = 14,9 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{cA} / \sigma_{Rd,max} = \underline{\underline{0,98 \leq 1}}$$

#### Nachweis der Betondruckspannungen am Strebenanfang $\sigma_{c2}$

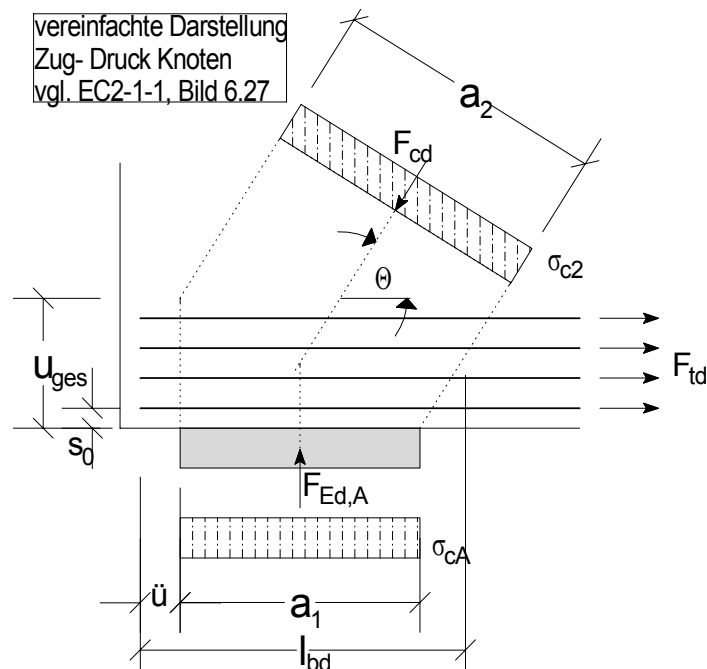
(Druck - Zug - Knoten)

**Zusätzliche Angaben:**

Betondeckung  $c = 35 \text{ mm}$

Zugbewehrung  $d_{s1} = 14 \text{ mm}$

Bügel  $d_{s4} = 10 \text{ mm}$



Bemessungswert der Druckstreben­tragfähigkeit:



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

Mindestabstand der Längseisen untereinander:

$$s = \text{MAX}(20; d_{s1}) = 20 \text{ mm}$$

$$u = \text{WENN}(\ddot{u}_{\text{vorh}} \geq \ddot{u}_{\text{grenz}} ; 2 \cdot s_0 + s ; s + d_{s1}) = 34 \text{ mm}$$



Anzahl der Bewehrungslagen im Verlegebereich der Zuggurtbew. (bei min. Abstand):

$$n_E = 4,0 \text{ Stück}$$

$$u_{ges} = \text{MIN}((n_E - 1) * u + s_0; 0,1 * h * 10^3) = 154 \text{ mm}$$

$$a_2 = (a_1 + u_{ges} * 10^{-3} * 1 / \tan\theta) * \text{SIN}(\theta) = 0,34 \text{ m}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{10^{-3} * F_{cd}}{a_2 * t_w} = 14,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{Rd,max}} = \underline{\underline{0,95 < 1}}$$

### Nachweis Zuggurt

$$A_{s1,erf} = F_{td} / (f_{yd} * 10^{-1}) = 13,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; ds;) = 14 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; ds=d_s; As \geq A_{s1,erf}) = 10 \text{ } \varnothing 14$$

$$\text{vorh\_}A_{s1} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; As; \text{Bez}=A_{s,gew}) = 15,39 \text{ cm}^2$$

**gew. 10  $\varnothing$  14**

### Horizontale Querbewehrung

$$F_{td,2} = 0,25 * F_{cd} = 360,9 \text{ kN}$$

$$A_{s2} = F_{td,2} / (f_{yd} * 10^{-1}) = 8,30 \text{ cm}^2$$

Bei einem Knotenabstand von ca.  $z_F$  ergibt sich je Seite:

$$a_{s2,erf} = 0,5 * A_{s2} / z_F = \underline{\underline{1,66 \text{ cm}^2/\text{m}}}$$

### Aufhängebewehrung

je Seite:

$$a_{s,erf} = 0,5 * (g_{du} + q_{du}) / (f_{yd} * 10^{-1}) = 1,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Bewehrungsführung

#### Mindestbewehrung

$$\text{Betonquerschnitt } A_c = 100 * t_w * 10^2 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,dbmin} = \text{MAX}(0,00075 * A_c; 1,5) = \underline{\underline{2,25 \text{ cm}^2/\text{m}}}$$

$$\text{Matten} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/Matten"}; \text{Bez}; ) = \text{Q335 A}$$

$$a_{s,vorh} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Matten"}; \text{asx}; \text{Bez}=\text{Matten}) = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Abstand Querstäbe } s_q = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Matten"}; \text{sy}; \text{Bez}=\text{Matten}) = 150 \text{ mm}$$

$$\text{längs } d_s = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Matten"}; \text{dsx}; \text{Bez}=\text{Matten}) = 8 \text{ mm}$$

#### Übergreifung der Matten

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = \underline{\underline{1,0}}$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN}(d_s \leq 32; 1,0; (132-d_s) / 100) = 1,0$$

Grundwerte:

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 3,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Grundwert der Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_s / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 263 \text{ mm}$$

erforderliche Übergreifungslänge der Längsrichtung

$$a_{s,erf} = A_{s,dbmin} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\alpha_7 = \text{WENN}((0,4 + a_{s,vorh}/8) < 1; 1,0; \text{MIN}((0,4 + a_{s,vorh}/8); 2,0)) = 1,00$$

$$l_{0,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_7 * l_{b,rqd}; s_q; 200) = 200 \text{ mm}$$

$$l_0 = \text{MAX}(\alpha_7 * (a_{s,erf} / a_{s,vorh}) * l_{b,rqd}; l_{0,min}) = 200 \text{ mm}$$



## Verankerung der Zuggurtbewehrung

Grundwert der Verankerungslänge:

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Grundwert der Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_{s1} / 4) * (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 460 \text{ mm}$$

Verankerungsart der Stäbe unter Annahme ausreichender Betondeckung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$



Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * \alpha_5 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s1}) = 140 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_5 * l_{b,rqd} * A_{s1,erf} / \text{vorh\_}A_{s1}; l_{b,min}) = 291 \text{ mm}$$

vorhanden Verankerungslänge:

$$b_{sup} = a_1 * 10^3 + \ddot{u}_{vorh} = 365 \text{ mm}$$

$$l_{bd} / b_{sup} = 0,80 \leq 1$$

## Randefassung

Einfassung des freien Randes mit U-Steckbügeln

**gew. Kappen  $\varnothing 8 / 15$**

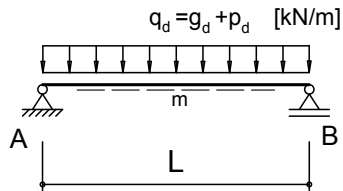
$$\text{Schenkellänge} = 2 * t_w = 0,60 \text{ m}$$

(Verankerung  $l_0$  prüfen)

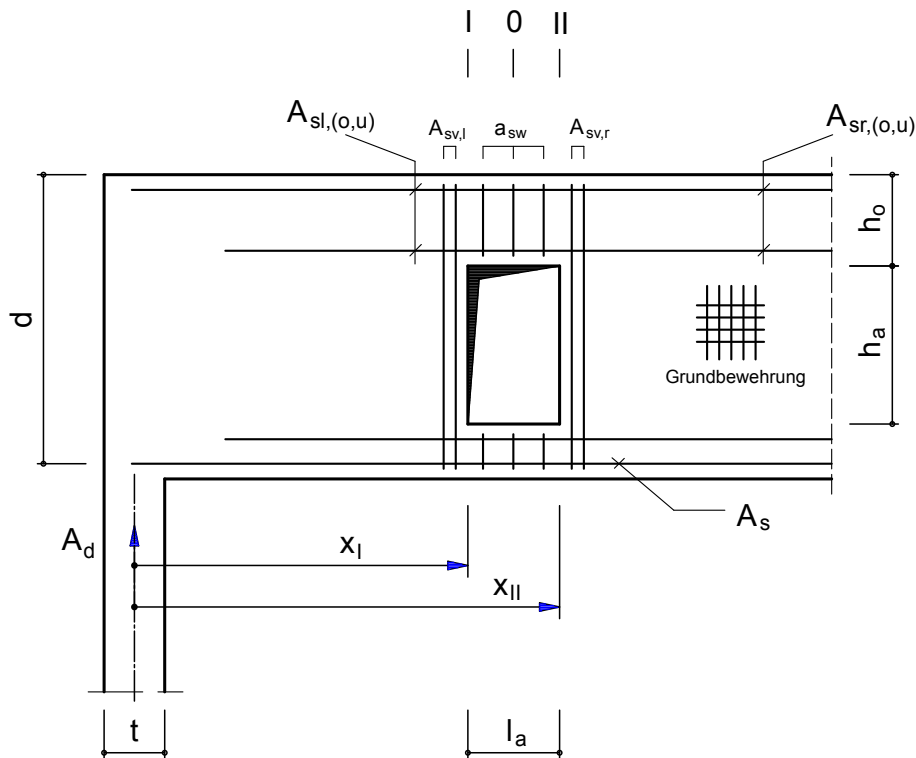
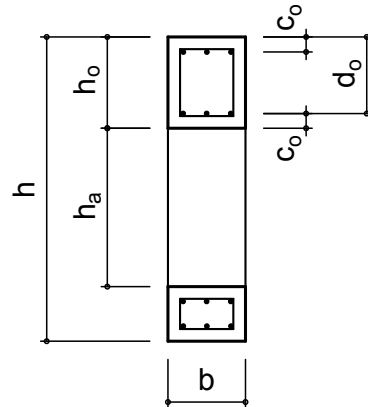
(Steckbügel am unteren Rand wegen anzuhängender Last konstr. verstärken)

## Wandartiger Träger mit Türöffnung

System



Querschnitt



### Geometrie

Trägerbreite $b =$	40,0 cm
Trägerhöhe $h =$	350,0 cm
Höhe der Öffnung $h_a =$	230,0 cm
Länge der Öffnung $l_a =$	120,0 cm
Obergurtdicke $h_o =$	100,0 cm
Lage der Öffnung $x_I =$	250,0 cm
Auflagertiefe $t =$	40,0 cm
Statische Höhe Wand $d =$	342,0 cm
Statische Höhe Obergurt $d_o =$	95,0 cm

**Sicherheitsbeiwerte:**

$$\begin{aligned}\gamma_G &= 1,35 \\ \gamma_Q &= 1,50\end{aligned}$$

**Material**

$$\begin{aligned}\text{Beton} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/beton\_ec2"}; \text{Bez}; f_{ck} \leq 50) &= \text{C20/25} \\ \gamma_C &= 1,50 \\ f_{ck} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{ck}; \text{Bez}=\text{Beton}) &= 20,00 \text{ N/mm}^2 \\ f_{cd} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/beton\_ec2"}; f_{cd}; \text{Bez}=\text{Beton}) &= 11,33 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctk,005} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{ctk005}; \text{Bez}=\text{Beton}) &= 1,50 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctd} &= f_{ctk,005} / \gamma_C &= 1,00 \text{ N/mm}^2 \\ \\ \text{Betonstahl} &= \text{B500} \\ f_{yk} &= 500 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_S &= 1,15 \\ f_{yd} &= f_{yk} / \gamma_S &= 435 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

**Belastung**

$$\begin{aligned}\text{Gesamtlast } q_d &= 140,00 \text{ kN/m} \\ \text{Auflagerkraft } A_d &= 700,00 \text{ kN} \\ \text{Feldmoment } M_{d,\text{feld}} &= 1750,00 \text{ kNm}\end{aligned}$$

**BEMESSUNG****Biegebemessung Feldquerschnitt**

$$\begin{aligned}k_d &= \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{d,\text{feld}} \cdot 100}{b}}} &= 5,17 \\ k_s &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; k_{s1}; \text{Bez}=\text{Beton}; kd=kd) &= 2,35 \\ \text{erforderliche Biegezugbewehrung} \\ A_{s,\text{erf}} &= \frac{M_{d,\text{feld}} \cdot k_s}{d} &= \mathbf{12,02 \text{ cm}^2} \\ \text{gewählte Biegezugbewehrung} \\ \text{gew. } d_s &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; d_s; ) &= 16 \text{ mm} \\ A_{s,\text{gew}} &= \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s=d_s; A_s \geq A_{s,\text{erf}}) &= 7 \text{ } \varnothing 16 \\ A_{s,\text{vorh}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=A_{s,\text{gew}}) &= 14,07 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

**gew.: 7  $\varnothing$  16**

$$A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}} = \mathbf{0,85 \leq 1}$$

**Querkraftbemessung:**

$$\begin{aligned}V_{Ed,\text{red}} &: \text{ Bemessungsquerkraft im Abstand } a_1 + d/2 \text{ (sichere Seite) für Querkraftbewehrung} \\ a_1 &= t / 200 &= 0,20 \text{ m} \\ V_{Ed,\text{red}} &= A_d - q_d \cdot \left( a_1 + \frac{d}{200} \right) &= 432,60 \text{ kN} \\ \text{Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand } V_{Rd,c} : \\ k &= \text{MIN} \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{d}}; 2 \right) &= 1,24\end{aligned}$$





$$\begin{aligned} \rho_1 &= \text{MIN}\left(\frac{A_{s,vorh}}{d \cdot 100}; 0,02\right) &= & 0,00041 \\ C_{Rd,c} &= 0,15 / \gamma_C &= & 0,10 \\ V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot d \cdot 10 &= & 396,9 \text{ kN} \end{aligned}$$



Software zur Dokumentation und Berechnung

# master

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$ :

$$\begin{aligned} V_{Ed,red} / V_{Rd,c} &= \underline{\underline{0,82 < 1,0}} \\ \Rightarrow & \text{keine Schubbewehrung erforderlich!!} \end{aligned}$$

Mindestbewehrung (bei Balken immer erforderlich)

$$f_{ctm} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{ctm}; \text{Bez}=\text{Beton}) = 2,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{w,min} = 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,70 \cdot 10^{-3}$$

$$a_{sw,min} = \rho_{w,min} \cdot 10^4 \cdot b \cdot 10^{-2} = 2,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt: Bügel 90° mit  $\sin \alpha = 1$ 

$$b_w = b \cdot 10^{-2} = 0,40 \text{ m}$$

$$c_{v,l} = 0,030 \text{ m}$$

$$z = \text{MIN}(0,9 \cdot d; d - c_{v,l} - 0,03; d - 2 \cdot c_{v,l}) \cdot 10^{-2} = 3,08 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 \cdot (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

$$\cot \Theta = 1,2$$

$$\Theta = \text{ATAN}(1 / \cot \Theta) = 40^\circ$$

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,max}$ :

$$V_{Rd,max} = 1000 \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (1/\text{TAN}(\Theta) + \text{TAN}(\Theta)) = 5154,9 \text{ kN}$$

$$A_d / V_{Rd,max} = \underline{\underline{0,14 < 1}}$$

Querkraftbewehrung:

$$f_{ywd} = f_{yk} / 1,15 = 434,8 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = 10 \cdot \frac{V_{Ed,red}}{f_{ywd} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta)} \cdot z} = 2,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

maßgebende Querkraftbewehrung

$$a_{sw,erf} = \text{MAX}(a_{sw}; a_{sw,min}) = \underline{\underline{2,80 \text{ cm}^2/\text{m}}}$$

**gewählt: 2 x Q 257 A + Steckbügel  $\varnothing 6 / 15$**



### Bemessung im Bereich der Türöffnung



Wegen der geringen Steifigkeit des Untergurtes (Plattendicke), wird die gesamte Querkraft über den Obergurt geleitet !!

$$\Delta M_{od} = V_{0d} \cdot \frac{l_a}{200} = 159,60 \text{ kNm}$$

#### Obergurt links, Schnitt I

$$M_{ld} = A_d \cdot x_l - q_d \cdot x_l^2 / 2 = 1312,50 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{ld} \cdot 100}{b}}} = 5,97$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$\zeta =$	TAB("ec2_de/kd"; zeta; Bez=Beton; kd=kd)	=	0,98
$\xi =$	TAB("ec2_de/kd"; xi; Bez=Beton; kd=kd)	=	0,05
$x =$	$\xi \cdot d$	=	17,10 cm
$z =$	$\zeta \cdot d$	=	335,16 cm
$x/h_o$		=	<b>0,171 &lt; 1,0</b>

$$N_{ld} = \frac{M_{ld} \cdot 100}{z} = 391,60 \text{ kN}$$

$$M_{bl,d} = \Delta M_{od} + (d - z - (h_o - d_o)) \cdot \frac{N_{ld}}{100} = 166,81 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{d_o}{\sqrt{\frac{M_{bl,d} \cdot 100}{b}}} = 4,65$$

$k_s =$	TAB("ec2_de/kd"; ks1; Bez=Beton; kd=kd)	=	2,36
$A_{sl,o} =$	MAX(( $k_s \cdot M_{bl,d} / d_o - N_{ld} / (f_{yd} \cdot 10^{-2})$ ); 0)	=	<b>0,00 cm<sup>2</sup></b>

gewählte Bewehrung

gew. $d_s =$	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	=	16 mm
--------------	------------------------	---	-------

$A_{s,gew} =$	GEW("ec2_de/As"; Bez; ds= $d_s$ ; $A_s \geq A_{sl,o}$ )	=	2 Ø 16
---------------	---	---	--------

$A_{s,vorh} =$	TAB("ec2_de/As"; $A_s$ ; Bez= $A_{s,gew}$ )	=	4,02 cm <sup>2</sup>
----------------	---	---	----------------------

**gew.: 2 Ø 16**

$A_{sl,o} / A_{s,vorh}$		=	<b><u>0,00 ≤ 1</u></b>
-------------------------	--	---	------------------------



### Obergurt rechts, Schnitt II

$$M_{Ild} = \frac{A_d \cdot x_{II} - q_d \cdot x_{II}^2 / 2}{d} = 1631,70 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{\sqrt{M_{Ild} \cdot 100}}{b} = 5,35$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\begin{aligned} \zeta &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; \text{zeta}; \text{Bez=Beton}; \text{kd=kd}) &= 0,98 \\ \xi &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; \text{xi}; \text{Bez=Beton}; \text{kd=kd}) &= 0,06 \\ x &= \xi \cdot d &= 20,52 \text{ cm} \\ z &= \zeta \cdot d &= 335,16 \text{ cm} \\ x/h_o & &= \mathbf{0,205 < 1,0} \end{aligned}$$

$$N_{Ild} = \frac{M_{Ild} \cdot 100}{z} = 486,84 \text{ kN}$$

$$M_{br,d} = \frac{\Delta M_{od} + (d_o - (d - z)) \cdot N_{Ild}}{d_o} = 588,80 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{\sqrt{M_{br,d} \cdot 100}}{b} = 2,48$$

$$k_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/kd"}; \text{ks1}; \text{Bez=Beton}; \text{kd=kd}) = 2,50$$

$$A_{sr,u} = k_s \cdot \frac{M_{br,d}}{d_o} \cdot \frac{N_{Ild}}{f_{yd} \cdot 10^{-1}} = \mathbf{4,30 \text{ cm}^2}$$

gewählte Bewehrung

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{ds};) = 14 \text{ mm}$$

$$A_{s, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; \text{ds}=d_s; \text{As} \geq A_{sr,u}) = 3 \text{ } \varnothing 14$$

$$A_{s, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{As}; \text{Bez}=A_{s, \text{gew}}) = 4,62 \text{ cm}^2$$

**gew.: 3  $\varnothing$  14**

$$A_{sr,u} / A_{s, \text{vorh}} = \mathbf{0,93 \leq 1}$$

### Bemessung für Querkraft

Obergurt:

$$V_{Ed} = \text{MAX}(V_{ld}; V_{Ild}) = 350,00 \text{ kN}$$

$$b_w = b \cdot 10^{-2} = 0,40 \text{ m}$$

$$c_{v,l} = 0,030 \text{ m}$$

$$z = \text{MIN}(0,9 \cdot d_o; d_o - c_{v,l} - 0,03; d_o - 2 \cdot c_{v,l}) \cdot 10^{-2} = 0,85 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 \cdot (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

$$\cot \Theta = 1,2$$

$$\Theta = \text{ATAN}(1 / \cot \Theta) = 40^\circ$$

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd, \text{max}}$ :

$$V_{Rd, \text{max}} = 1000 \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / ((1/\text{TAN}(\Theta)) + \text{TAN}(\Theta)) = 1422,6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd, \text{max}} = \mathbf{0,25 < 1}$$



Querkraftbewehrung: Bügel,  $\alpha = 90^\circ$

$$f_{ywd} = f_{yk} / 1,15 = 434,8 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = 10 * \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\Theta)} * z} = 7,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

maßgebende Querkraftbewehrung

$$a_{sw,erf} = \text{MAX}(a_{sw}; a_{sw,min}) = 7,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } ds; ) = 10 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s=d_s; a_s \geq a_{sw} / 2) = \varnothing 10 / e = 15$$

$$\text{vorh\_}a_{sw} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } a_s; \text{Bez}=a_s) = 10,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / \text{vorh\_}a_{sw} = 0,76 < 1$$

**gew. Bü Ø 10 / 15 ; 2-schnittig**

**Seitliche, senkrechte Zusatzbewehrung nach Heft 399 Abschnitt 6.3**

$$D_d = N_{IId} = 486,84 \text{ kN}$$

$$Z_{u,M,d} = \text{MAX}(0,4 * D_d * \frac{x - h_o}{d}; 0) = 0,00 \text{ kN}$$

rechts der Öffnung:

$$Z_{Q,\Delta Mr,d} = V_{0d} * \left( 1 + 0,1 * \frac{l_a}{d} + 0,33 * \frac{l_a}{h_o} \right) = 380,67 \text{ kN}$$

$$Z_{v,r,d} = Z_{u,M,d} + Z_{Q,\Delta Mr,d} = 380,67 \text{ kN}$$

$$A_{sv,r} = \frac{Z_{v,r,d}}{f_{yd} * 10^{-1}} = 8,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds; ) = 14 \text{ mm}$$

$$A_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } d_s=d_s; A_s \geq A_{sv,r} / 2) = 3 \varnothing 14$$

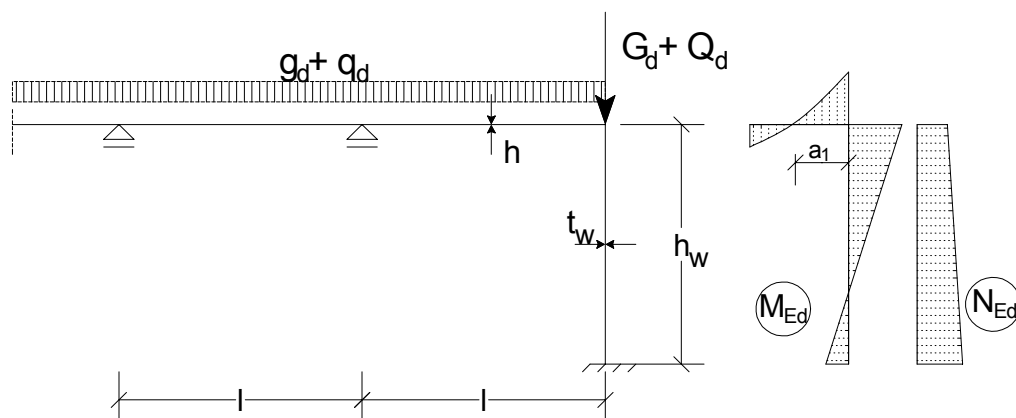
$$A_{s,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; } A_s; \text{Bez}=A_s) * 2 = 9,24$$

**gew.: 3 x Bü Ø 14**

$$A_{sv,r} / A_{s,vorh} = 0,95 \leq 1$$

### Giebelwand mit Deckeneinspannung

Giebelwand biegesteif mit Deckenplatte verbunden. OG Aussenwand in MW. Aussenwand kann als unverschieblich betrachtet werden.



### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C30/37
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctm;Bez=Beton)	=	2,90 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,33 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

### System

Wanddicke $t_w$ =	0,20 m
Wandhöhe $h_w$ =	3,50 m
stat. Nutzhöhe Wand $d_w$ =	0,15 m
Spannweite Decke $l$ =	5,00 m
Deckenstärke $h$ =	0,18 m
stat. Nutzhöhe Decke $d$ =	0,15 m
betrachtet wird ein Meterstreifen	
$b$ =	1,0 m

### Belastung

Sicherheitsbeiwerte:	
$\gamma_G$ =	1,35
$\gamma_Q$ =	1,50
Ständige Last Decke $g_k$ =	6,0 kN/m <sup>2</sup>
Verkehrslast Decke $q_k$ =	5,0 kN/m <sup>2</sup>
Ständige Last aus OG $G_k$ =	175,0 kN/m
Verkehrslast aus OG $Q_k$ =	75,0 kN/m



### Bemessungslasten

$$g_d = \gamma_G \cdot g_k = 8,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d = \gamma_Q \cdot q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k = 236,3 \text{ kN/m}$$

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k = 112,5 \text{ kN/m}$$

### Schnittgrößenermittlung



### Bemessung im GZT

#### Biegebemessung der Deckenplatte in der Rahmenecke

für die Bemessung wird näherungsweise und auf der sicheren Seite das Moment in der theoretischen Auflagerlinie berücksichtigt.

$$M_{E_{ds}} = \text{ABS}(M_b) = 26,5 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{E_{ds}} = \frac{M_{E_{ds}} / 10^3}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{26,5 / 10^3}{1,0 \cdot 0,15^2 \cdot 17,00} = 0,0693$$

$$\omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; omega; my}=\mu_{E_{ds}}) = 0,0721$$

$$\zeta = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; zeta; my}=\mu_{E_{ds}}) = 0,962$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$a_{sx} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot (\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) \cdot 10^4 = 4,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Biegezugbewehrung:

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ; ) = 8 \text{ mm}$$

$$a_{s, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } ds=d_s; as \geq a_{sx}) = \emptyset 8 / e = 10$$

$$\text{vorh. } a_{sx} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez}=\text{a}_{s, \text{gew}}) = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**gew. Ø 8 / 10**



#### Bemessung der Deckenplatte für Querkraft

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= (g_d + q_d) \cdot l / 2 &= 39,0 \text{ kN/m} \\ A_s &= \text{vorh\_}a_{sx} &= 5,03 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \sigma_{cp} &= &= 0,00 \text{ N/mm}^2 \\ k &= \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 10^3}}; 2\right) &= 2,00 \\ \rho_1 &= \text{MIN}\left(\frac{A_s}{b \cdot d \cdot 10^4}; 0,02\right) &= 3,4 \cdot 10^{-3} \\ C_{Rd,c} &= 0,15 / \gamma_C &= 0,1000 \end{aligned}$$

a) Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot 10^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d \cdot 10^3 = 65,1 \text{ kN/m}$$

b) Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$ :



#### Nachweis für die Außenwand

Schlankheit und Grenzschlankheit

Ermittlung der Knicklänge  $l_0$  (*Bauwerk ausgesteift und unverschieblich*)

$$\begin{aligned} \beta &= &= 0,70 \\ l_0 &= \beta \cdot h_w &= 2,45 \text{ m} \\ \text{Trägheitsradius } i &= \sqrt{((1 \cdot t_w^3 / 12) / (1 \cdot t_w))} &= 0,058 \text{ m} \\ \Rightarrow \text{Schlankheit } \lambda_{eff} &= l_0 / i &= 42 \\ A_c &= b \cdot t_w &= 0,20 \text{ m}^2 \\ N_{Ed} &= \text{ABS}(N_{Ed,u}) &= 412 \text{ kN/m} \\ n &= N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd} \cdot 10^3) &= 0,121 \\ \lambda_{lim} &= \text{WENN}(\text{ABS}(n \geq 0,41); 25; 16 / \sqrt{n}) &= 46 \end{aligned}$$

$$\lambda_{eff} / \lambda_{lim} = \underline{0,91 \leq 1}$$

sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, ist der Einfluss nach Th.II.O. zu untersuchen.

Bemessungsschnittgrößen (hier maßgebend am Wandkopf):

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,o} &= -388 \text{ kN/m} \\ M_{Ed} &= \text{ABS}(M_b) &= 26,5 \text{ kNm/m} \\ (t_w - d_w) / t_w &= &= 0,25 \\ v_{Ed} &= N_{Ed} \cdot 10^{-3} / (b \cdot t_w \cdot f_{cd}) &= -0,114 \\ \mu_{Ed} &= M_{Ed} \cdot 10^{-3} / (b \cdot t_w^2 \cdot f_{cd}) &= 0,039 \\ \omega_{tot} &= &= 0,050 \\ A_{s,tot} &= \omega_{tot} \cdot (f_{cd} / f_{yd}) \cdot b \cdot t_w \cdot 10^4 &= 3,91 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$



### Mindestbewehrung

$$A_{s,vmin,a} = 0,0015 * A_c * 10^4 = 3,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,vmin,b} = 0,003 * A_c * 10^4 = 6,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{s,vmin,b}$  gilt auch bei schlanken Wänden mit  $\lambda \geq \lambda_{lim}$

$$A_{s,vmin} = \text{WENN}(\text{ABS}(N_{Ed}) / (f_{cd} * A_c) \geq 0,3; 0,003 * A_c * 10^4; 0,0015 * A_c * 10^4) = 6,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,vmax} = 0,04 * A_c * 10^4 = 80,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sv,erf} = \text{MAX}(A_{s,tot}; A_{s,vmin}) = 6,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt vertikal:

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds;) = 8 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } ds=d_s; as \geq A_{sv,erf} * 0,5) = \emptyset 8 / e = 10$$

$$\text{ges. } a_{sv,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez}=a_s) * 2 = 10,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

vertikal gew.  $\emptyset 8 / 10$  je Seite

### Bemessung im GZG

#### Mindestbewehrung für Zwang

Annahme: Außenwand auf großer Länge fugenlos; Fundament bereits erhärtet --> Rißbildung im jungen Betonalter infolge abfließender Hydratationswärme

#### a) Nachweis mit Gl. (7.1) EC2-1-1, 7.3.2



$$A_s = k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct} / \sigma_s * 10^4 = 8,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt horizontal:

$$A_{sH,erf} = \text{MAX}(A_s; 0,5 * a_{sv,vorh}) = 8,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds;) = 8 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } ds=d_s; as \geq A_{sH,erf} * 0,5) = \emptyset 8 / e = 10$$

$$\text{ges. } a_{sH,vorh} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez}=a_s) * 2 = 10,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Nachweis de gewählten Durchmessers

$$\text{zul } w_k = 0,30 \text{ mm}$$

$$d_s' = w_k * 3,48 * 10^6 / \sigma_s^2 = 15,44 \text{ mm}$$

$$f_{ct0} = 2,90 \text{ MN/m}^2$$

modifizierter Grenzdurchmesser:

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$d_{s,lim} = \text{MAX}(d_s' * (\sigma_s * a_{sH,vorh} * 10^{-4}) / (4 * (t_w - d_w) * b * f_{ct0}); d_s' * f_{ct,eff} / f_{ct0}) = 7,72 \text{ mm}$$

$$d_s / d_{s,lim} = 1,04 \leq 1$$





### Bewehrungsführung

#### **Anschluss der Deckenbewehrung an die Wandbewehrung**

Abstand Momentennullpunkt zur Auflagerlinie

$$x_0 = 1,00 \text{ m}$$

Betondeckung

$$c_{\text{nom}} = 0,04 \text{ m}$$

Versatzmaß

$$a_1 = d = 0,15 \text{ m}$$

Ermittlung der Grundwerte für Verankerung:

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 1,0$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN } (d_s \leq 32; 1,0; (132 - d_s) / 100) = 1,0$$

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{\text{bd}} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{\text{ctd}} = 2,99 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verankerungslänge } l_{\text{b,rqd}} = (d_s / 4) * (f_{\text{yd}} / f_{\text{bd}}) = 291 \text{ mm}$$

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{\text{b,min}} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{\text{b,rqd}}; 10 * d_s) = 87 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{\text{bd}} = l_{\text{b,min}} * 10^{-3} = 0,09 \text{ m}$$

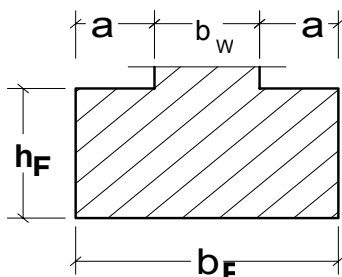
$$l_h = x_0 + (t_w / 2 - c_{\text{nom}}) + a_1 + l_{\text{bd}} = 1,30 \text{ m}$$

**gew.  $l_h = 145\text{cm}$**

## Kapitel Fundamente

### Unbewehrtes Streifenfundament

nach EC2-1-1; 12.9.3



#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/Beton_ec2"; Bez; fck≤35)	=	C20/25
$\gamma_C$ =			1,50
$\alpha_{ct}$ =			0,85
$f_{ctk0,05}$ =	TAB("ec2_de/Beton_ec2"; fctk005; Bez=Beton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0,05} / \gamma_C$	=	0,85 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Belastung $N_{Gk}$ =			89,00 kN/m
Belastung $N_{Qk}$ =			70,00 kN/m
$N_{Ed}$ =	$1,35 \cdot N_{Gk} + 1,5 \cdot N_{Qk}$	=	225,2 kN

#### Fundament

Fundamentbreite $b_F$ =			0,70 m
Wanddicke $b_W$ =			0,30 m
$a$ =	$0,5 \cdot (b_F - b_W)$	=	0,20 m
Bodenpressung $zul_\sigma$ =			350,00 kN/m <sup>2</sup>
Bodenpressung $\sigma_{gd}$ =	$N_{Ed} / b_F$	=	321,71 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_{gd} / zul_\sigma$		=	<u>0,92 ≤ 1</u>

erforderliche Mindestfundamenthöhe:

$$h_{F,req} = \text{MAX}\left(\sqrt{\frac{3 \cdot \sigma_{gd}}{f_{ctd} \cdot 1000} \cdot \frac{a}{0,85}}; a\right) = 0,25 \text{ m}$$

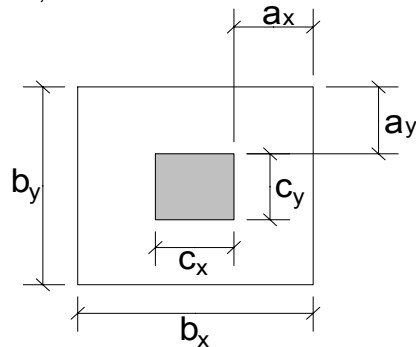
gewählte Fundamenthöhe:

$$h_F = 0,65 \text{ m}$$



### Unbewehrtes Einzelfundament

nach EC2-1-1; 12.9.3



#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/Beton_ec2"; Bez; fck≤35)	=	C20/25
f <sub>ctk0,05</sub> =	TAB("ec2_de/Beton_ec2"; fctk005; Bez=Beton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ctd</sub> =	α <sub>ct</sub> * f <sub>ctk0,05</sub> / γ <sub>C</sub>	=	0,85 N/mm <sup>2</sup>

#### Belastung

Belastung N <sub>Gk</sub> =			150,00 kN
Belastung N <sub>Qk</sub> =			100,00 kN
N <sub>Ed</sub> =	1,35 * N <sub>Gk</sub> + 1,5 * N <sub>Qk</sub>	=	352,5 kN

#### Fundament

Fundamentbreite b <sub>x</sub> =			1,00 m
Fundamentbreite b <sub>y</sub> =			1,00 m
Bodenpressung zul <sub>σ</sub> =			450,00 kN/m <sup>2</sup>
Bodenpressung σ <sub>gd</sub> =	N <sub>Ed</sub> / (b <sub>x</sub> * b <sub>y</sub> )	=	352,50 kN/m <sup>2</sup>
σ <sub>gd</sub> / zul <sub>σ</sub>		=	<u>0,78 &lt; 1</u>

Momentenkonzentration unter der Stütze:



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

erforderliche Mindestfundamenthöhe:

$$h_{F,req,x} = \text{MAX}\left(\sqrt{\frac{3 * \sigma_{gd}}{f_{ctd} * 1000}} * f_x * \frac{a_x}{0,85}; a_x\right) = 0,58 \text{ m}$$

$$h_{F,req,y} = \text{MAX}\left(\sqrt{\frac{3 * \sigma_{gd}}{f_{ctd} * 1000}} * f_y * \frac{a_y}{0,85}; a_y\right) = 0,58 \text{ m}$$

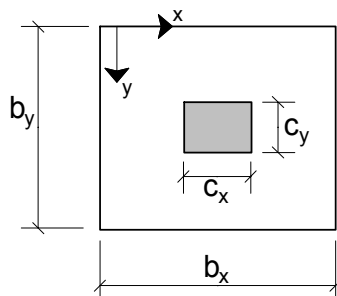
$$\Rightarrow h_{f,req} = \text{MAX}(h_{F,req,x}; h_{F,req,y}) = 0,58$$

gewählte Fundamenthöhe:

$$h_F = 0,60 \text{ m}$$

### Einzelfundament

nach EC2-1-1;



### Material

Beton =	GEW("ec2_de/Beton_ec2"; Bez; fck≤35)	=	C20/25
$\gamma_C$ =		=	1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{ct}$ =		=	0,85
$f_{ctk0,05}$ =	TAB("ec2_de/Beton_ec2"; fctk005; Bez=Beton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$\alpha_{ct} * f_{ctk0,05} / \gamma_C$	=	0,85 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =		=	0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =		=	B 500
$\gamma_S$ =		=	1,15
$f_{yk}$ =		=	500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

### Geometrie

Fundamentbreite $b_x$ =	3,00 m
Fundamentbreite $b_y$ =	2,30 m
Fundamenthöhe $h$ =	0,60 m
Stützendicke $c_x$ =	0,60 m
Stützendicke $c_y$ =	0,40 m
stat. Nutzhöhe $d_x$ =	0,54 m
stat. Nutzhöhe $d_y$ =	0,52 m
$c_{nom}$ =	55 mm

### Belastung

Belastung $N_{Gk}$ =	1000,0 kN
Belastung $N_{Qk}$ =	500,0 kN
Bodenpressung $zul_{\sigma}$ =	400 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_G$ =	1,35
$\gamma_Q$ =	1,50
für Bemessung im GZG:	
Kombinationsfaktor $\psi_2$ =	0,30
$zul_{w_k}$ =	0,30 mm

### Nachweis Sohldruck

Bodenpressung $\sigma_{gd}$ =	$(\gamma_G * N_{Gk} + \gamma_Q * N_{Qk}) / (b_x * b_y)$	=	304 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_{gd} / zul_{\sigma}$		=	<u>0,76 &lt; 1</u>



### Grenzzustand der Tragfähigkeit

Biegung

$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot N_{Gk} + \gamma_Q \cdot N_{Qk} = 2100,0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = N_{Ed} \cdot \frac{b_x}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_x}{b_x}\right) = 630 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = N_{Ed} \cdot \frac{b_y}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_y}{b_y}\right) = 499 \text{ kNm}$$

Momentenkonzentration unter der Stütze (nach DAfStb Heft 240):

$$c_x / b_x = 0,20$$

$$c_y / b_y = 0,17$$

$$\text{Verteilungswert } v_x = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Vert\_Mx";f;c/b=cx/bx}) = 18,0 \%$$

$$\text{Verteilungswert } v_y = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Vert\_Mx";f;c/b=cy/by}) = 18,3 \%$$

$$\text{gemittelt } v = (v_x + v_y) / 2 = 18 \%$$

#### Bemessung in x- Richtung

In Fundamentmitte ergibt sich mit obiger Verteilung auf einer Breite b/8

$$M_{Eds} = v_y \cdot 1/100 \cdot M_{Ed,x} = 115,3 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds} / 10^3}{\frac{b_y}{8} \cdot d_y^2 \cdot f_{cd}} = 0,1309$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; omega; my}=\mu_{Eds}) = 0,1412$$

$$\zeta = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; zeta; my}=\mu_{Eds}) = 0,9275$$

$$\sigma_{sd} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; sigmasd; my}=\mu_{Eds}) = 448,5 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \left( \omega_1 \cdot \frac{b_y}{8} \cdot d_y \cdot f_{cd} \right) \cdot 10^4 = 5,33 \text{ cm}^2$$

Gesamtbewehrung in x-Richtung:

$$A_{s,x} = A_s / (v_y \cdot 1/100) = 29,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s,\text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds}=d_s; A_s \geq A_{s,x}) = 16 \text{ } \varnothing 16$$

$$A_{s,x,\text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{s,\text{gew}}) = 32,17 \text{ cm}^2$$

Bewehrung verteilt gemäß Näherung:

in Fundamentmitte	10 $\varnothing$ 16 - 12 cm
außen	2 x 3 $\varnothing$ 16 - 18 cm

#### Bemessung in y- Richtung

In Fundamentmitte ergibt sich mit obiger Verteilung auf einer Breite b/8

$$M_{Eds} = v_x \cdot 1/100 \cdot M_{Ed,y} = 89,8 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds} / 10^3}{\frac{b_x}{8} \cdot d_x^2 \cdot f_{cd}} = 0,0725$$



Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\begin{aligned}\omega_1 &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{omega}; \text{my}=\mu_{\text{Eds}}) &= & 0,0755 \\ \zeta &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{zeta}; \text{my}=\mu_{\text{Eds}}) &= & 0,9605 \\ \sigma_{\text{sd}} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{sigmasd}; \text{my}=\mu_{\text{Eds}}) &= & 456,5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_{\text{sd}}} * \left( \omega_1 * \frac{b_x}{8} * d_x * f_{\text{cd}} \right) * 10^4 = 3,79 \text{ cm}^2$$

Gesamtbewehrung in y-Richtung:

$$A_{s,y} = A_s / (v_x * 1/100) = 21,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{ds};) = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s,\text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; \text{ds}=d_s; \text{As} \geq A_{s,x}) = 16 \text{ } \varnothing 16$$

$$A_{s,y,\text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{As}; \text{Bez}=A_{s,\text{gew}}) = 32,17 \text{ cm}^2$$

Bewehrung verteilt gemäß Näherung:

in Fundamentmitte	10 $\varnothing$ 16 - 12 cm
außen	2 x 3 $\varnothing$ 16 - 18 cm

### Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen

$$\begin{aligned}a_\lambda &= \text{MIN}((b_x - c_x) * 0,5; (b_y - c_y) * 0,5) &= & 0,95 \text{ m} \\ \Rightarrow d_{\text{eff}} &= (d_x + d_y) / 2 &= & 0,530 \text{ m}\end{aligned}$$

Geometrische Randbedingungen

$$c_x / c_y = 1,50 \leq 2$$

$$u_0 = 2 * (c_x + c_y) = 2,00 \text{ m}$$

$$u_0 / d_{\text{eff}} = 3,77 \leq 12$$

Maßgebender Nachweisschnitt



$$\lambda_f = a_\lambda / d_{\text{eff}} = 1,79$$

bei Schlankheit  $\lambda \leq 2,0 \Rightarrow a_{\text{crit}}$  ist iterativ im Bereich  $\leq 2d$  zu bestimmen!

für  $\lambda > 2,0 \Rightarrow$  wird  $a_{\text{crit}} = 1,0$  gesetzt (Rechnung mit konstantem Rundschnitt)

reduzierte Schubspannung aus mittiger Belastung

$$\beta = 1,10$$

$$u_1 = 2 * c_x + 2 * c_y + 2 * \pi * a_{\text{crit}} = 4,70 \text{ m}$$

$$v_{\text{Ed}} = \beta * V_{\text{Ed,red}} / (u_1 * d_{\text{eff}}) = 0,702 \text{ MN/m}^2$$



#### Querkräfttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

$$b_{x,crit} = \text{MIN}(b_x; c_x + 3,0 * d_{eff}) = 2,19 \text{ m}$$

$$b_{y,crit} = \text{MIN}(b_y; c_y + 3,0 * d_{eff}) = 1,99 \text{ m}$$

$$\rho_{lx} = A_{sx,vorh} / (b_{y,crit} * d_{eff} * 10^4) = 0,00305$$

$$\rho_{ly} = A_{sy,vorh} / (b_{x,crit} * d_{eff} * 10^4) = 0,00277$$

$$\Rightarrow \rho_l = \text{MIN}(\sqrt{\rho_{lx} * \rho_{ly}}; 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}) = 0,00291$$

$$k = \text{MIN}(1 + \sqrt{(200 / (d_{eff} * 10^3))}; 2) = 1,61$$

$$C_{Rdc} = (0,15 / \gamma_C) = 0,10$$

$$\kappa = \text{WENN}(deff \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(deff > 0,8; 0,0375; \text{interpoliert})) = 0,0525$$

$$\Rightarrow v_{min} = (\kappa / \gamma_C) * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} * (2 * d_{eff} / a_{crit}) = 0,788 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(C_{Rdc} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} * (2 * d_{eff} / a_{crit}); v_{min}) = \underline{0,788 \text{ MN/m}^2}$$

$$V_{Rd,c} / V_{Ed} = \underline{1,1225}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \underline{0,891 \leq 1}$$

$\Rightarrow$  sofern das Verhältnis nicht erfüllt wird, wird Durchstanzbewehrung erforderlich, ansonsten keine Durchstanzbewehrung erforderlich!

#### Iterationstabelle:

$a_{crit}$	$V_{Ed}$	$V_{Rd,c}$	$\Rightarrow V_{Rd,c} / V_{Ed} = \text{min}$
0,38	0,743	0,892	1,2005
0,43	0,657	0,788	1,1994
0,48	0,578	0,706	1,2215

#### Mindestbiegezugbewehrung

$$A_{load} = c_x * c_y = 0,24 \text{ m}^2$$

$$N_{Ed,red} = N_{Ed} - \sigma_{gd} * A_{load} = 2027 \text{ kN}$$

$$\eta = 0,125$$

$$\text{min } m_{Ed} = \eta * N_{Ed,red} = 253,4 \text{ kNm/m}$$

nach Heft 600 DAfStb ist bei Fundamenten mindestens der Bereich des kritischen Rundschnitts mit der Mindestlängsbewehrung abzudecken. Verteilungsbreite:

$$b_m = c_x + 2 * a_{crit} = 1,46 \text{ m}$$

$$\text{min } M_{Ed} = m_{Ed} * b_m * 10^{-3} = 0,370 \text{ MNm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b_m * d_{eff}^2 * f_{cd}} = \frac{0,370}{1,46 * 0,530^2 * 11,33} = 0,0796$$

$$\omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{omega}; \text{my}=\mu_{Eds}) = 0,0832$$

$$\sigma_{sd} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{sigmasd}; \text{my}=\mu_{Eds}) = 456,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{min } A_s = \frac{1}{\sigma_{sd}} * (\omega_1 * b_m * d_{eff} * f_{cd}) * 10^4 = \underline{16,0 \text{ cm}^2}$$

vgl. gewählte Bewehrung oben!!



### Nachweise im GZG

#### Beschränkung der Rissbreite für die Lastbeanspruchung

$$N_{\text{perm}} = N_{\text{Gk}} + \psi_2 * N_{\text{Qk}} = 1150 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Ed,y}} = N_{\text{perm}} * \frac{b_y}{8} * \left(1 - \frac{c_y}{b_y}\right) = 273 \text{ kNm}$$

Momentenkonzentration:



Stahlspannung unter reiner Biegung

$$z = 0,9 * d_{\text{eff}} = 0,48 \text{ m}$$

**konzentrierte Bewehrung (s.o)**

$$A_{\text{s,vorh}} = 16,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = m_{\text{perm}} * 10^{-3} / (z * A_{\text{s,vorh}} * 10^{-4}) = 215,66 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis de gewählten Durchmessers

$$d_s' = w_k * 3,48 * 10^6 / \sigma_s^2 = 22,45 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ct0}} = 2,90 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{\text{ct,eff}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; \text{fctm}; \text{Bez=Beton}) = 2,20 \text{ MN/m}^2$$

modifizierte Grenzdurchmesser:

$$b = 1,00 \text{ m}$$

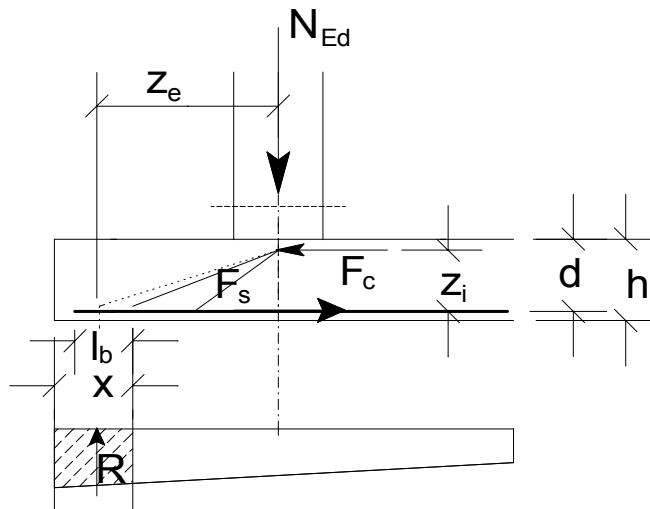
$$d_{\text{s,lim}} = \text{MAX}(d_s' * (\sigma_s * A_{\text{s,vorh}} * 10^{-4}) / (4 * (h - d_y) * b * f_{\text{ct0}}); d_s' * f_{\text{ct,eff}} / f_{\text{ct0}}) = 17,03 \text{ mm}$$

$$d_s / d_{\text{s,lim}} = \underline{\underline{0,94 \leq 1}}$$



### Bewehrungsführung und bauliche Durchbildung

Verankerung der Biegezugbewehrung



**EC2-1-1, Bild 9.13 - Modell der Zugkraft unter Berücksichtigung geneigter Risse**

a) Nachweis exemplarisch für x-Richtung (gerade Stabenden):

$\sigma_0 =$	$N_{Ed} / b_x$	=	700 kN/m
$x_{min} =$	$h / 2$	=	0,30 m
$x =$	$x_{min}$	=	0,30 m
$R =$	$\sigma_0 * x$	=	210 kN/m
$z_e =$	$b_x / 2 - c_x / 2$	=	1,20 m
$z_i =$	$0,9 * d_x$	=	0,49 m

$F_s =$	$R * z_e / z_i$	=	514 kN
$A_{s,erf} =$	$F_s / (f_{yd} * 10^{-1})$	=	11,82 cm <sup>2</sup>

Ermittlung der Grundwerte:

Verbundbedingung $\eta_1 =$		<b>1,0</b>
Beiwert $\eta_2 =$	WENN ( $d_s \leq 32; 1,0; (132-d_s) / 100$ )	= 1,0
$d_s =$	$d_s$	= 16 mm
Verbundfestigkeit $f_{bd} =$	$2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$	= 1,91 N/mm <sup>2</sup>
Verankerungslänge $l_{b,rqd} =$	$(d_s / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$	= 911 mm

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$\alpha_1 =$	1,0
$\alpha_2 =$	1,0

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$l_{b,min} =$	$MAX(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_s)$	= 273 mm
---------------	---	----------

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$l_{bd} =$	$MAX(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min})$	= 335 mm
------------	--	----------

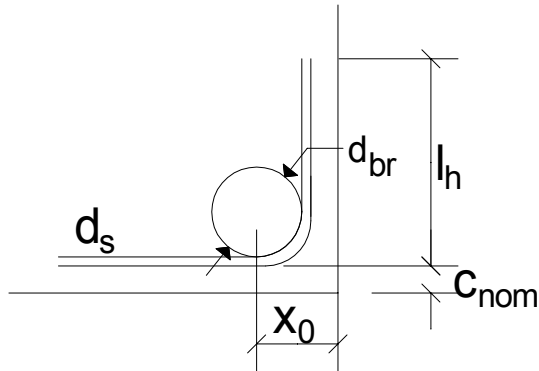
aus der Geometrie maximal vorhandene Verankerungslänge:

$l_{bd,max} =$	$x * 10^3 - c_{nom}$	= 245 mm
----------------	----------------------	----------

$l_{bd} / l_{bd,max}$		= <u><b>1,37 ≤ 1</b></u>
-----------------------	--	--------------------------

--> generell Anordnung von Winkelhaken vorsehen!!

b) Anordnung von Winkelhaken:



Krümmungsbeginn bei:  $x_0 = c_{nom} + d_s + d_{br} / 2$

$$d_{br} = 4 * d_s * 10^{-3} = 0,064 \text{ m}$$

$$c_{nom} = c_{nom} * 10^{-3} = 0,055 \text{ m}$$

$$d_s = d_s * 10^{-3} = 0,016 \text{ m}$$

$$x_0 = c_{nom} + d_s + d_{br} / 2 = 0,10 \text{ m}$$

an dieser Stelle wird die zu verankernde Zugkraft aus der um das Versatzmaß  $a_1 = d$  verschobenen  $M_{Ed}$  / z -Linie bestimmt:

$$a_1 = d_x = 0,54 \text{ m}$$

$$M_{Ed,x0} = \frac{N_{Ed} * (x_0 + a_1)^2}{b_x * 2} = 143 \text{ kNm}$$

$$\approx z = d_x = 0,54 \text{ m}$$

$$F_{sd} = M_{Ed,x0} / z = 265 \text{ kN}$$

$$A_{s,erf} = F_{sd} / (f_{yd} * 10^{-1}) = 6,09 \text{ cm}^2$$

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

cmaster

Software zur Dokumentation und Berechnung

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

aus der Geometrie maximal vorhandene Verankerungslänge:

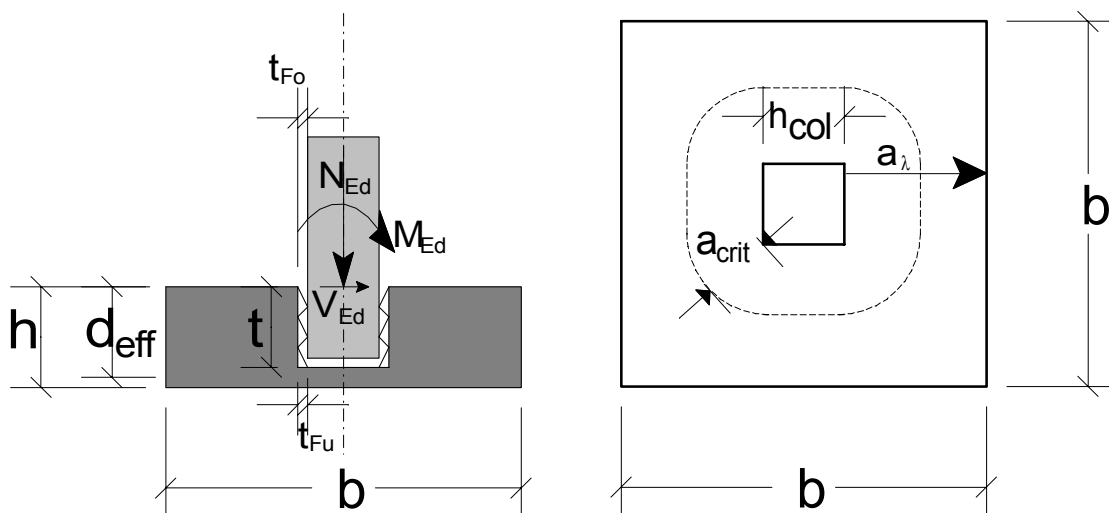
$$l_h = l + (d_{br} / 2 + d_s) * 10^3 = 298 \text{ mm}$$

$$l_{bd} / l_h = \underline{\underline{0,92 \leq 1}}$$

zusätzlich konstr. an den Rändern im Verankerungsbereich einen Querstab  $\varnothing 8$  anordnen.

### Blockfundament

Fundament und Stütze quadratisch



### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C30/37
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	30,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton) * $\alpha_{cc} / 0,85$	=	17,00 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

### Geometrie

Fundament h =	0,80 m		
Fundament b =	3,00 m		
Stütze $h_{col} =$	0,40 m		
Stützelänge $l_{col} =$	6,00 m		
Nutzhöhe Bewehrung $d_x =$	0,750 m		
Nutzhöhe Bewehrung $d_y =$	0,738 m		
$\Rightarrow d_{eff} =$	$(d_x + d_y) / 2$	=	0,74 m

### Belastung

$N_{Ed} =$	4,073 MN
$M_{Ed} =$	0,061 MNm
$V_{Ed} =$	0,000 MN

Fundamenteigengewicht

$$G_d = 1,35 * (b * b * h) * 25 = 243 \text{ kN}$$

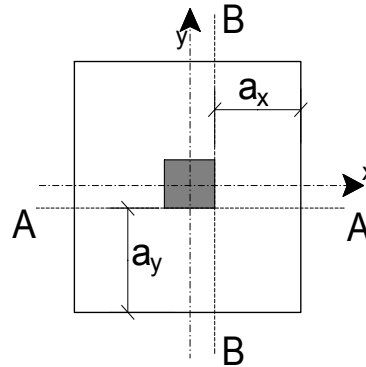
### Schnittgrößenermittlung

in der Fundamentsohle des Blockfundamentes, mit:

$A_F =$	$b * b$	=	9,00 m <sup>2</sup>
$W_F =$	$b * b^2 / 6$	=	4,50 m <sup>4</sup>
$I_F =$	$b * b^3 / 12$	=	6,75 m <sup>4</sup>
$a_x =$	$0,5 * (b - h_{col})$	=	1,30 m
$a_y =$	$a_x$	=	1,30 m



Biegemomente am Stützenanschnitt ( $N_{Ed0}$ ,  $V_{Ed0}$ ,  $M_{Ed0}$  an Fundamentunterkante)



Software zur Dokumentation und Berechnung

# cmaster

Urheberrechtlich geschütztes Material. Für die kostenfreie Ansicht wurde an dieser Stelle ein Bereich entfernt.

### Bemessung für Biegung

$$M_{Eds} = \text{MAX}(M_{Ed,A}, M_{Ed,B}) = 1,171 \text{ MNm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d_{eff}^2 \cdot f_{cd}} = 0,0419$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{omega}; \text{my}=\mu_{Eds}) = 0,0430$$

$$\sigma_{sd} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{sigmasd}; \text{my}=\mu_{Eds}) = 456,5 \text{ N/mm}^2$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$\text{erf } A_s = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot (\omega_1 \cdot b \cdot d_{eff} \cdot f_{cd}) \cdot 10^4 = 35,5 \text{ cm}^2$$

### Bemessung für Querkraft

$$a_\lambda = (b - h_{col}) \cdot 0,5 = 1,30 \text{ m}$$

$$\lambda_f = a_\lambda / d_{eff} = \underline{\underline{1,76 < 2}}$$

Schlankheit  $\lambda < 2,0 \Rightarrow a_{crit}$  ist iterativ im Abstand  $\leq 2d$  zu bestimmen

$\Rightarrow$  **Iterative Ermittlung von  $a_{crit}$ :**

**Vorgabe der Faktoren:**

$$a_{crit} = 0,70 \cdot d_{eff} = 0,52 \text{ m}$$

Einwirkung  $v_{Ed}$ :

$$\sigma_0 = N_{Ed} / b^2 = 0,453 \text{ MN/m}^2$$

$$A_{crit} = h_{col}^2 + 4 \cdot (h_{col} \cdot a_{crit}) + \pi \cdot a_{crit}^2 = 1,84 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_0 \cdot A_{crit} = 0,834 \text{ MN}$$

$$V_{Ed,red} = N_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 3,239 \text{ MN}$$



reduzierte Schubspannung aus mittiger Belastung

$$\begin{aligned}
 u &= 4 \cdot h_{\text{col}} + 2 \cdot \pi \cdot a_{\text{crit}} &= & 4,87 \text{ m} \\
 W &= 0,5 \cdot h_{\text{col}}^2 + h_{\text{col}} \cdot h_{\text{col}} + 2 \cdot h_{\text{col}} \cdot a_{\text{crit}} + 4 \cdot a_{\text{crit}}^2 + \pi \cdot h_{\text{col}} \cdot a_{\text{crit}} &= & 2,391 \text{ m}^3 \\
 k &= & & 0,6 \\
 \beta &= \text{MAX}((1 + k \cdot (M_{\text{Ed}} \cdot u) / (V_{\text{Ed,red}} \cdot W)); 1, 10) &= & 1,10 \\
 v_{\text{Ed}} &= \beta \cdot V_{\text{Ed,red}} / (u \cdot d_{\text{eff}}) &= & 0,989 \text{ MN/m}^2
 \end{aligned}$$

### Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

**Bewehrungsgrad der 2 Richtungen x und y; vorhandene Biegezugbewehrung in einer Plattenbreite + 3d je Seite:**

$$\begin{aligned}
 a_{\text{sx}} &= 32,80 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 a_{\text{sy}} &= 32,80 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 b_{\text{crit}} &= \text{MIN}(b; h_{\text{col}} + 3,0 \cdot d_{\text{eff}}) &= & 2,62 \text{ m} \\
 \rho_{1x} &= a_{\text{sx}} / (b_{\text{crit}} \cdot d_x \cdot 10^4) &= & 0,0017 \\
 \rho_{1y} &= a_{\text{sy}} / (b_{\text{crit}} \cdot d_y \cdot 10^4) &= & 0,0017 \\
 \Rightarrow \rho_l &= \text{MIN}(\sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}}; 0,02; 0,5 \cdot f_{\text{cd}} / f_{\text{yd}}) &= & 0,0017 \\
 k &= \text{MIN}(1 + \sqrt{200 / (d_{\text{eff}} \cdot 10^3)}; 2) &= & 1,52 \\
 C_{\text{Rdc}} &= (0,15 / \gamma_C) &= & 0,10 \\
 \kappa &= \text{WENN}(d_{\text{eff}} \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d_{\text{eff}} > 0,8; 0,0375; \text{interpoliert})) &= & 0,0420 \\
 \Rightarrow v_{\text{min}} &= (\kappa / \gamma_C) \cdot k^{3/2} \cdot f_{\text{ck}}^{1/2} \cdot (2 \cdot d_{\text{eff}} / a_{\text{crit}}) &= & 0,818 \text{ MN/m}^2 \\
 v_{\text{Rd,c}} &= \text{MAX}(C_{\text{Rdc}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} \cdot (2 \cdot d_{\text{eff}} / a_{\text{crit}}); v_{\text{min}}) &= & 0,818 \text{ MN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$v_{\text{Ed}} / v_{\text{Rd,c}} = \underline{1,21} \leq 1$$

⇒ sofern die Bedingung nicht erfüllt wird, wird Durchstanzbewehrung erforderlich, ansonsten keine Durchstanzbewehrung erforderlich!

...Tabellenwerte aus der iterativen Ermittlung des maßgebenden kritischen Rundschnitts u:

$$\begin{aligned}
 \beta \cdot V_{\text{Ed,red}} &= 3,563 \text{ MN} \\
 v_{\text{Rd,c}} &= V_{\text{Rd,c}} \cdot d_{\text{eff}} \cdot u = 2,948 \text{ MN} \\
 \frac{V_{\text{Rd,c}}}{1 - \frac{A_{\text{crit}}}{A_{\text{F}}}} &= 3,71 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

$a_{\text{crit}} / d_{\text{eff}}$	u	$A_{\text{crit}}$	$v_{\text{Rd,c}}$	$V_{\text{Rd,c}}$	$V_{\text{Rd,c}} / (1 - A_{\text{crit}} / A_{\text{F}})$
-	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN]	[MN]
0,60	4,36	1,47	0,967	3,120	3,729
0,65	4,62	1,65	0,886	3,029	3,709
<b>0,70</b>	<b>4,87</b>	<b>1,84</b>	<b>0,818</b>	<b>2,948</b>	<b>3,706</b>
0,75	5,12	2,04	0,760	2,879	3,723
0,80	5,31	2,20	0,721	0,837	3,750

### Fundament mit Durchstanzbewehrung

maximal Tragfähigkeit der Druckstreben:

$$V_{Rd,max} = 1,4 \cdot V_{Rd,c} = 4,127 \text{ MN}$$

$$\beta \cdot V_{Ed,red} / V_{Rd,max} = \underline{0,86 \leq 1}$$

### Mindestbewehrung zur Sicherstellung der Querkrafttragfähigkeit



### Begrenzung des durchstanzbewehrten Bereichs

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}) = 0,818 \text{ MN/m}^2$$

$$u_{out} = \beta \cdot V_{Ed,red} / (V_{Rd,c} \cdot d_{eff}) = 5,89 \text{ m}$$

#### Annahme: 2. Bewehrungsreihe bei 0,8d (bei Einzelfundamenten)

$$a_{out} = (0,8 + 1,5) \cdot d_{eff} = 1,70 \text{ m}$$

$$a\lambda / a_{out} = \underline{0,76 \leq 1}$$

⇒ der äußere Rundschnitt der zu  $a_{out}$  gehört liegt bereits außerhalb des Fundamentes; das bedeutet, dass wegen des (fast) vollständigen Abzugswertes des Sohldrucks keine Querkraftbewehrung mehr erforderlich ist.

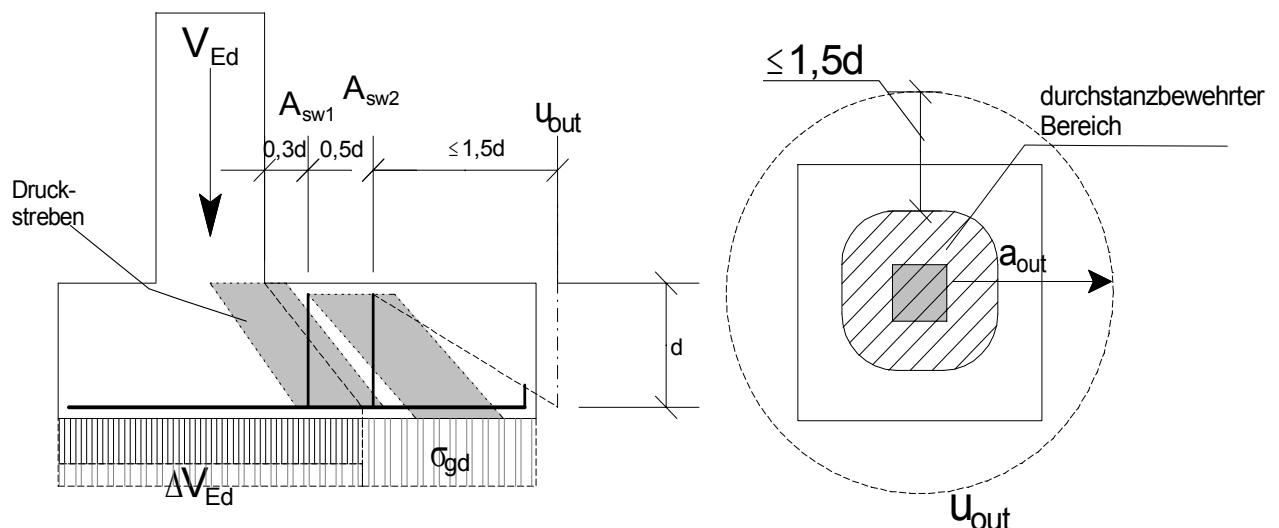
#### Gewählte Randabstände vom Stützenanschnitt:

$$1. \text{ Bewehrungsreihe bei } s_0 = 0,30 \cdot d_{eff} = 0,222 \text{ m}$$

$$\text{gewählt } s_r = 0,50 \cdot d_{eff} = 0,370 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 2. \text{ Bewehrungsreihe bei } s_{0,1} = (s_0 + s_r) = 0,592 \text{ m}$$

$$\text{das entspricht: } 1 / d_{eff} \cdot (s_0 + s_r) = 0,80 \cdot d_{eff}$$





**Bemessung für die Bewehrungsreihen 1 + 2 (gesamt); Bügelbewehrung unter 90°**



**Gewählt: Durchstanzbewehrung**

Bewehrungsreihe 1 (gleichmäßig im Schnitt verteilt)		
Bügel $\emptyset$ , gew. $d_s$ =	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	= 14 mm
Anzahl $n_{B\ddot{u}}$ =	GEW("ec2_de/As"; Bez; ds= $d_s$ ; $A_{s\geq erf\_A_{sw,1}} * 0,5$ )	= 14 $\emptyset$ 14
vorh_ $A_s$ =	TAB("ec2_de/As"; As; Bez= $n_{B\ddot{u}}$ ) * 2	= 43,10 cm <sup>2</sup>
Bewehrungsreihe 2 (gleichmäßig im Schnitt verteilt)		
Bügel $\emptyset$ , gew. $d_s$ =	GEW("ec2_de/As"; ds ;)	= 14 mm
Anzahl $n_{B\ddot{u}}$ =	GEW("ec2_de/As"; Bez; ds= $d_s$ ; $A_{s\geq erf\_A_{sw,2}} * 0,5$ )	= 14 $\emptyset$ 14
vorh_ $A_s$ =	TAB("ec2_de/As"; As; Bez= $n_{B\ddot{u}}$ ) * 2	= 43,10 cm <sup>2</sup>

**Bauzustand**

⇒ Situation des Einstellens der Fertigteilstütze auf den Montageboden des Blockfundamentes bis zur Erhärtung des Vergussbetons!  
Wegen des sehr dünnen Montagebodens wird der Nachweis wie bei Flachdecken mit den kritischen Rundschnitt im Abstand 2,0  $d$  geführt.



$$V_{Rd,c} = C_{Rdc} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} = 0,413 \text{ MN/m}^2$$
$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(C_{Rdc} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}; v_{\min}) = \mathbf{0,542 \text{ MN/m}^2}$$
$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \mathbf{0,23 \leq 1}$$

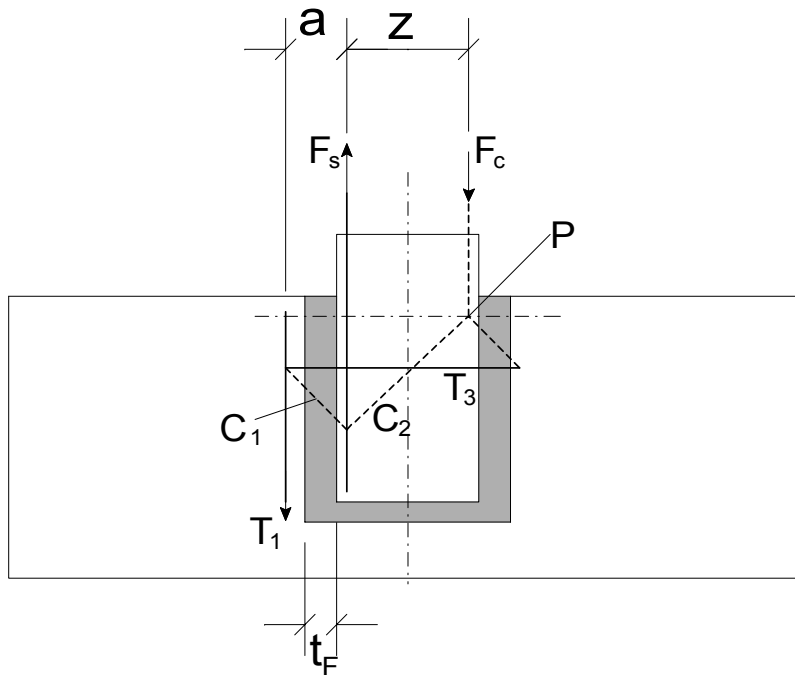
Für den Bauzustand ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich!

⇒ Kraftübertragung von der Stütze auf das Blockfundament, siehe separate Vorlage!

### Kraftübertragung Stütze - Blockfundament

Bemessung der Bügel des Blockfundamentes mit

Beschreibung der Übertragung der im Stützenfuß wirkenden Kräfte in das Blockfundament und den Baugrund mittels Stabwerkmodellen. Für die erforderlichen Nachweise ist die Kenntnis der Stützenkräfte, insbesondere in der Stützenlängsbewehrung erforderlich. Zur Abschätzung von  $T_1$  wird eine Gleichgewichtsbetrachtung im Schnitt durch den Punkt P der resultierenden Betondruckkräfte (Stütze) gewählt.



#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C40/50
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	40,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	22,67 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005; Bez=Beton)	=	2,5 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd} =$	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,67 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Geometrie

Stütze $h_{col} =$	400 mm
Stütze $c_{nom,St} =$	30 mm
Stützenbügel $d_{s,Bü,St} =$	10 mm
Längseisen Stütze $d_{s,l,St} =$	20 mm
Einbindetiefe Stütze $t =$	600 mm
Fundament $c_{nom,F} =$	35 mm
Fundament $d_{s,l,F} =$	12 mm
Vergussfuge max $t_F =$	75 mm

#### Bemessungsschnittgrößen aus Stützenbemessung

$V_{Ed} =$	0,000 MN
Stützenbewehrung je Seite:	
$A_{s,erf} =$	7,36 cm <sup>2</sup>
$A_{s,vorh} =$	18,85 cm <sup>2</sup>



### Bemessung der Bügel des Blockfundamentes

Stabwerkmodell: Die Zugkraft  $T_1$  steht im Gleichgewicht mit den Vertikalkomponenten der Druckstreben C1 und C2. die Neigung der Druckstreben und damit die Aufteilung der Kraftkomponenten ist zunächst unbestimmt und könnte über Grenzwertbetrachtungen weiter untersucht werden. Üblicherweise ist die Annahme von  $45^\circ$  Winkeln ausreichend.

Versatz Bewehrung:

$$d_1 = c_{\text{nom,St}} + d_{\text{s,Bü,St}} + d_{\text{s,l,St}} / 2 = 50 \text{ mm}$$

$$a = d_1 + t_F + c_{\text{nom,F}} + d_{\text{s,l,F}} / 2 = 166 \text{ mm}$$

innerer Hebelarm:

$$\approx z = \text{MAX}(0,9 * (h_{\text{col}} - d_1); h_{\text{col}} - 2 * d_1) = 315 \text{ mm}$$

Stützenszugkraft:

$$F_s = A_{\text{s,erf}} * 10^{-4} * f_{\text{yd}} = 0,320 \text{ MN}$$

Gleichgewicht:

$$T_1 = F_s * z / (a + z) = 0,210 \text{ MN}$$

Bewehrung Stehbügel:

$$\text{erf.}A_{\text{sZ}} = T_1 * 10^4 / f_{\text{yd}} = 4,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ;) = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Anzahl } n_{\text{Bü}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; As \geq \text{erf.}A_{\text{sZ}}) = 6 \text{ } \varnothing 12$$

$$A_{\text{sZ,vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=n_{\text{Bü}}) = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{\text{sZ}} / A_{\text{sZ,vorh}} = \underline{\underline{0,71 \leq 1}}$$

Bewehrung Horizontalbügel (Querbewehrung Übergreifungsstoß):

$$T_3 = T_1 = 0,210 \text{ MN}$$

$$\text{erf.}A_{\text{sX}} = T_3 * 10^4 / f_{\text{yd}} = 4,83 \text{ cm}^2$$

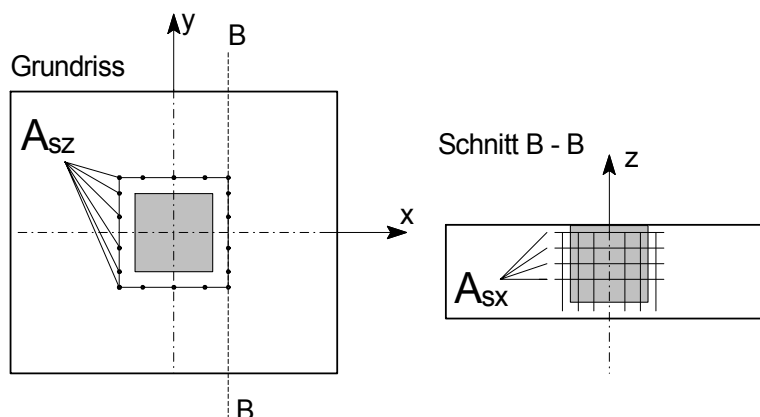
$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; } ds ;) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Anzahl } n_{\text{Bü}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; } ds=d_s; As \geq \text{erf.}A_{\text{sX}} * 0,5) = 4 \text{ } \varnothing 10$$

$$A_{\text{sX,vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=n_{\text{Bü}}) * 2 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{\text{sX}} / A_{\text{sX,vorh}} = \underline{\underline{0,77 \leq 1}}$$

<b>vertikal:</b>	<b>parallel y- Achse</b>	<b>einschnittige Stehbügel 6 <math>\varnothing</math> 12</b>
	<b>parallel x- Achse</b>	<b>einschnittige Stehbügel 3 <math>\varnothing</math> 12 konstruktiv</b>
<b>horizontal:</b>		<b>zweischrittige Umfassungsbügel 4 <math>\varnothing</math> 10</b> gleichmäßig über Einbindetiefe verteilt (DAfStb-Heft 399)





## Verankerung der Stützenlängsbewehrung

Ermittlung der Grundwerte:

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 1,0$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN } (d_s \leq 32; 1,0; (132-d_s) / 100) = 1,0$$

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 3,76 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_{s,l,St} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 578 \text{ mm}$$

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 2 / 3 = 0,667$$

a) Verankerung Biegezugbew.:



Die Stützenlängsstäbe werden zunächst mit der erforderlichen Verankerungslänge für die Stäbe  $d_{s,l,St}$  im Köcherbereich verankert.

a) Verankerung Druckbewehrung (bei entsprechendem Lastfall)

$$l_{b,min,Druck} = \text{MAX}(0,6 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s,l,St}) = 347 \text{ mm}$$

$$l_{b,dir} = \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}); l_{b,min,Druck}) = 347 \text{ mm}$$

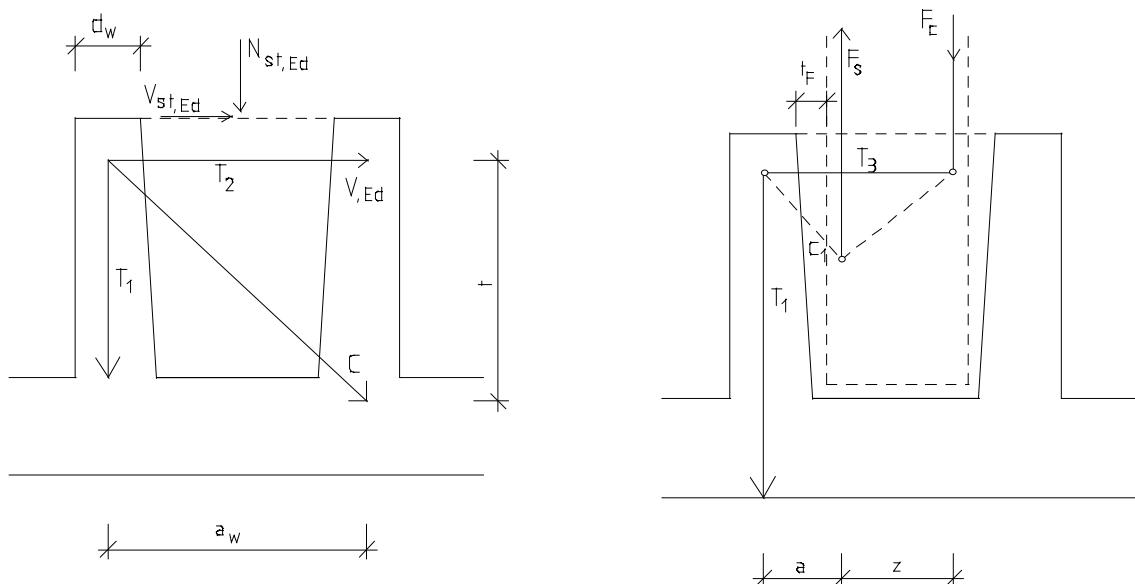
aus der Geometrie maximal vorhandene Verankerungslänge:

$$l_{bd,max} = t - c_{nom,St} = 570 \text{ mm}$$

$$l_{bd,dir} / l_{bd,max} = 0,61 < 1$$

### Kraftübertragung Stütze - Köcherfundament

Es werden Schnittgrößen (design) aus dem maßgebenden Stützenlastfall auf den Fundamentköcher angesetzt. Die Bemessung erfolgt über Stabwerksmodelle analog " Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2"



#### Material

Köcher:

Beton1 =	GEW("ec2_de/Beton_ec2"; Bez; fck≤35)	=	C25/30
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton1)	=	25,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton1)	=	1,8 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,20 N/mm <sup>2</sup>

Stütze:

Beton2 =	GEW("ec2_de/Beton_ec2"; Bez; )	=	C45/55
$f_{ck,St}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton2)	=	45,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005,St}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton2)	=	2,7 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd,St}$ =	$f_{ctk,005,St} / \gamma_C$	=	1,80 N/mm <sup>2</sup>

Stahl =

$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	B 500 435 N/mm <sup>2</sup>
------------	---------------------	---	--------------------------------

#### Geometrie, Bewehrung

Köchergeometrie:

Köcherhöhe t =	1,00 m
Köcherbreite b =	1,30 m
Köcherwand $d_w$ =	0,25 m
Fundament $c_{nom,F}$ =	30 mm

Stütze  $c_{nom}$  = 30 mm

Stützenbügel  $d_{s,Bü}$  = 10 mm

Längseisen Stütze  $d_{s,l}$  = 25 mm

Vergussfuge  $t_F$  = 10,0 cm

Nivellierhöhe n = 5,0 cm

vorhandene Stützenabmessung in Momentenrichtung :

$h_{St}$  = 60,0 cm

Stützenbewehrung je Seite : (aus Bemessung der Stütze)

erf.As = 20,70 cm<sup>2</sup>

vorh.As = 29,40 cm<sup>2</sup>



### Belastung

$$V_{st,Ed} = 82,5 \text{ kN}$$

### Bemessung der horizontalen und lotrechten Bügel des Köchers

#### Erforderliche Bewehrung aus Zurückhängen der Querkraft $V_{Ed}$

$$T_2 = V_{st,Ed} = 82,5 \text{ kN}$$
$$\text{erf.} A_{s,x1} = 10 \cdot \frac{T_2}{f_{yd}} = 1,90 \text{ cm}^2$$

#### Erforderliche Bewehrung aus Lotrechter Zugkraft $T_1$

a) Anteil der Zugkraft  $T_1$  aus der Umlenkung von  $T_2$ :

$$a_w = b - d_w = 1,05 \text{ m}$$
$$T_{1.1} = T_2 \cdot \frac{t}{a_w} \cdot 10^{-3} = 0,079 \text{ MN}$$

b) Anteil der Zugkraft  $T_1$  aus dem Versatz der Bewehrungen :



erforderliche Bewehrung Stehbügel:

$$\text{erf.} A_{s,z} = \frac{T_1 \cdot 10^4}{f_{yd}} = \underline{\underline{15,06 \text{ cm}^2}}$$

#### Aufnahme der Horizontalkomponente der Druckstreben mit Zugkraft $T_3$

Maßgebend für die Sprengwirkung der Druckstreben  $C_1$  ist der Druckstrebenwinkel bei der Zugkraftumlagerung von  $F_s$  auf  $T_1$ . Dieser hängt von der Rauigkeit der Vergussfuge und von der Übergreifungslänge  $l_0$  ab. Je steiler der mögliche Druckstrebenwinkel umso geringer die Zugkraft  $T_3$ .

#### Annahme:

$$\text{Druckstrebenwinkel } \Theta = 45^\circ$$

- Fugenrauigkeit: Verzahnung nach EC2-1-1, 6.2.5, Bild 6.9
- geometrische Randbedingungen bei  $45^\circ$ :  
 $t - c_{\text{nom,col}} - c_{\text{nom,F}} = \text{vorh } l_{s,z1} \geq a + \text{erf } l_{s,z1}$

Bei der baulichen Durchbildung ist der Druckstrebenwinkel ggf. anzupassen. Die erforderlichen horizontalen Bügel für  $T_3$  sind über die Übergreifungslänge erf  $l_{s,z1}$  zu verteilen.

Aus Gleichgewichtsbedingungen :

$$C_{1,x} = \frac{T_{1.2}}{\tan(\Theta)} = 0,576 \text{ MN}$$
$$T_3 = C_{1,x} = 0,576 \text{ MN}$$

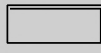
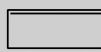


Bügelbewehrung:

$$\text{erf.}A_{s,x2} = \frac{T_3 \cdot 10^4}{f_{yd}} = \underline{\underline{13,24 \text{ cm}^2}}$$

$$\text{erf.}A_{s,x} = \text{erf.}A_{s,x1} + \text{erf.}A_{s,x2} = \underline{\underline{15,14 \text{ cm}^2}}$$

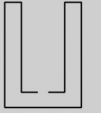
gewählte Köcherbewehrung:

	<b>Je Seite <math>n_1</math> Bügel <math>\varnothing d_{s1}</math> Diese Bügel sind über die Übergreifungslänge <math>l_{s,z1}</math> zu verteilen</b>	<b>Pos 1</b>
	<b>Je Seite Schlaufen <math>\varnothing 10</math> gleichmässig über restliche Köcherhöhe verteilt. (konstruktiv)</b>	<b>Pos 2</b>

Anzahl und Durchmesser der Horizontalbewehrung je Köcherwand:

$$\begin{aligned} d_{s1} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) &= & 12 \text{ mm} \\ \text{Bez1} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } A_s \geq \text{erf.}A_{s,x}/4; d_s = d_{s1}) &= & 4 \varnothing 12 \\ \text{vorh.}A_{s,x} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } A_s; \text{Bez} = \text{Bez1}) \cdot 4 &= & 18,08 \text{ cm}^2 \\ \frac{\text{erf.}A_{s,x}}{\text{vorh.}A_{s,x}} & &= & \underline{\underline{0,84 < 1}} \end{aligned}$$

gewählte Vertikalbügelbewehrung:

	<b><math>n_2</math> Stehbügel <math>\varnothing d_{s2}</math> Anordnung siehe Skizze Die Vertikalbewehrung wird in den Ecken konzentrierter angeordnet</b>	<b>Pos 3</b>
---	--	--------------

Anzahl und Durchmesser der Stehbügel :

$$\begin{aligned} d_{s2} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; } ds; ) &= & 12 \text{ mm} \\ \text{Bez2} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/As"; Bez; } A_s \geq \text{erf.}A_{s,z}/2; d_s = d_{s2}) &= & 8 \varnothing 12 \\ \text{vorh.}A_{s,z} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/As"; } A_s; \text{Bez} = \text{Bez2}) \cdot 2 &= & 18,10 \text{ cm}^2 \\ \frac{\text{erf.}A_{s,z}}{\text{vorh.}A_{s,z}} & &= & \underline{\underline{0,83 < 1}} \end{aligned}$$

### **Bewehrungsführung, bauliche Durchbildung**

#### **Verankerung der Stützenlängsbewehrung**

Ermittlung der Grundwerte:

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = \underline{\underline{1,0}}$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN } (d_{s,l} \leq 32; 1,0; (132 - d_{s,l}) / 100) = \underline{\underline{1,0}}$$

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd,St} = \underline{\underline{4,05 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\text{Verankerungslänge } l_{b,rqd,St} = (d_{s,l} / 4) \cdot (f_{yd} / f_{bd}) = \underline{\underline{671 \text{ mm}}}$$

### a) Verankerung Biegezugbew.

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

Betondeckung und Stababstand (im NA in der Regel festgelegt mit 1,0)

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd,St}; 10 * d_{s,l}) = 250 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd,St} * erf.A_s / vorh.A_s; l_{b,min}) = 472 \text{ mm}$$

### b) Verankerung Druckbew.

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 1,0$$

Betondeckung und Stababstand (im NA in der Regel festgelegt mit 1,0)

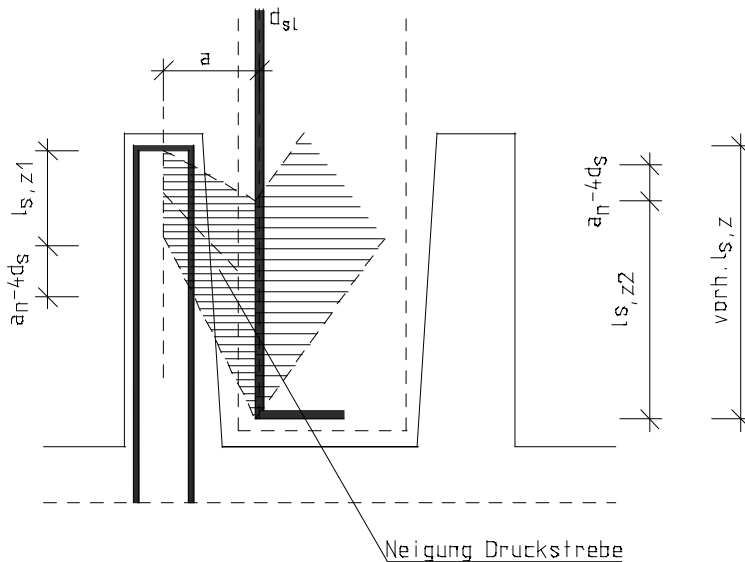
$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,6 * \alpha_1 * l_{b,rqd,St}; 10 * d_{s,l}) = 403 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd,St} * erf.A_s / vorh.A_s; l_{b,min}) = 472 \text{ mm}$$



### **Verankerung der lotrechten Stehbügel**

Ermittlung der Grundwerte:

Verbundbedingung  $\eta_1 = 1,0$

Beiwert  $\eta_2 = \text{WENN}(d_{s2} \leq 32; 1,0; (132 - d_{s2}) / 100) = 1,0$

Verbundfestigkeit  $f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,70$

Verankerungslänge  $l_{b,rqd} = (d_{s2} / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 483 \text{ mm}$

### a) erforderliche Verankerungslänge der Stehbügel:

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$$\alpha_1 = 0,7$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_{s2}) = 120 \text{ mm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{b,eq} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * erf.A_{s,z} / vorh.A_{s,z}; l_{b,min}) = 281 \text{ mm}$$



### **b) Übergreifung der vertikalen Stehbügelschenkel mit der Biegezugbewehrung im Stützenfuß**

Beim Übergreifen von Stäben mit unterschiedlichen Durchmessern ist die grössere erforderliche Übergreifungslänge maßgebend. Die Druckstreben zwischen den in unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen mit  $l_{bd}$  verankerten Stäbe durchlaufen die verzahnte Vergussfuge in der Köcheraussparung. Bei der Ermittlung der Übergreifungslänge der Stützenbewehrung  $d_{s,l}$  darf berücksichtigt werden, dass nur der in der Druckstrebe C1 übertragene Zugkraftanteil über den Übergreifungsstoß auf die Stehbügel zu übertragen ist. Der Ausnutzungsgrad darf weiter reduziert werden.

#### **Köcherbewehrung (Stehbügel):**



$$\text{vorh.}l_s = t \cdot 10^3 - c_{\text{nom},F} - c_{\text{nom},\text{col}} - n = 935 \text{ mm}$$

$$\frac{l_{s,\text{min}}}{\text{vorh.}l_s} = \underline{0,96 < 1}$$

### **c) Kontrolle des möglichen Druckstrebenwinkels wegen obiger Annahme**

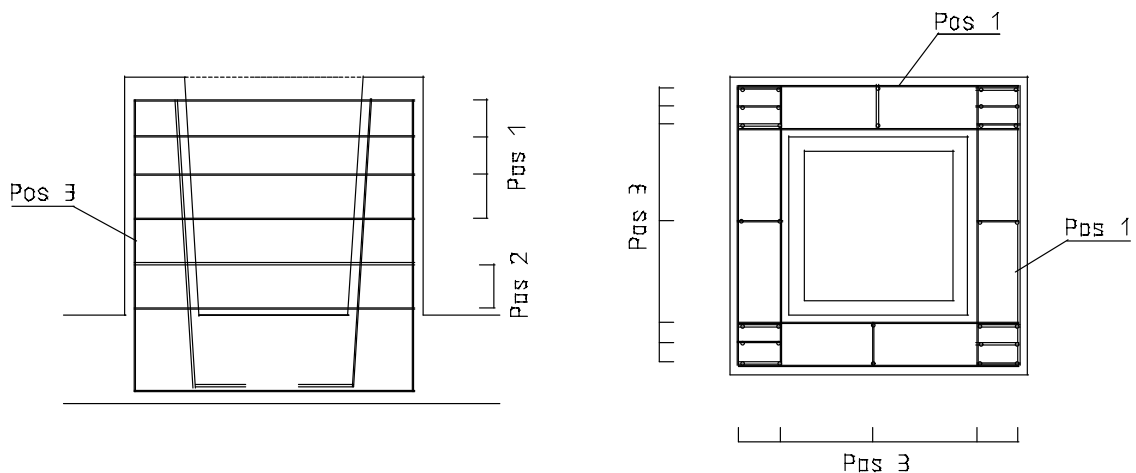
$$\tan\Theta = (\text{vorh.}l_s - 0,5 \cdot (l_{0,z1} + l_{0,z2})) / a = 1,42$$

$$\Theta_{\text{mögl}} = \text{ATAN}(\tan\Theta) = 55^\circ$$

$$\Theta / \Theta_{\text{mögl}} = \underline{0,82 \leq 1}$$

Annahme berechnigt!

#### **BEWEHRUNGSCHEMA:**





## Kapitel Brandschutz

### Heißbemessung von Balken (Tabellenverfahren nach EC2)

vereinfachter Nachweis mit Tabellen (EC2-1-2, 5.1 - 5.7)

#### Vorgaben

Querschnitt und Bewehrung:	
Achsabstand Bew. unten $d_1 =$	42 mm
Achsabstand Bew. seitlich $d_2 =$	60 mm
Balkenbreite $b =$	290 mm
Stegdicke $b_w =$	190 mm
Belastung (charakteristisch):	
Eigenlast $g_k =$	6,00 kN/m
Nutzlast $q_{k,1} =$	5,00 kN/m
Bewehrung aus Biegebemessung:	
vorhandene Bew. $a_{s,prov} =$	5,89 cm <sup>2</sup> /m
erforderliche Bew. $a_{s,req} =$	5,40 cm <sup>2</sup> /m
geforderte Feuerwiderstandsklasse	
R = GEW("ec2_de/Rbalken"; Bez;)	= R90

#### Nachweis mit EC2-1-2, 5.6: Tabelle 5.5

Mindestbreite für die gewählte Feuerwiderstandsklasse:

$$b_{min} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/Rbalken"; bmin; Bez=R;}) = 150 \text{ mm}$$
$$b_{min} / b = 0,52 \leq 1$$

erforderliche Mindestmaße und Mindestachsabstände für die geforderte Feuerwiderstandsklasse R, bei der gegebenen Breite b:

$$a = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/Rbalken"; a; Bez=R; bmin=b}) = 41 \text{ mm}$$
$$a / d_1 = 0,98 \leq 1$$

Mindeststegdicke

$$b_{w,min} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/Rbalken"; bw; Bez=R; bmin=b}) = 100 \text{ mm}$$
$$b_{w,min} / b_w = 0,53 \leq 1$$

seitlicher Achsabstand bei nur einer Bewehrungslage (liefert nicht immer Werte!)

$$a_{sd} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/Rbalken"; asd; Bez=R; bmin=b}) = 51 \text{ mm}$$
$$a_{sd} / d_2 = 0,85 \leq 1$$

$$\text{Mindestachsabstände} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg"; Erg; v=bed}) = \text{erfüllt!}$$

Falls Bedingung nicht erfüllt  $\Rightarrow$  Möglichkeit der Anpassung der Tabellenwerte für den Achsabstand

#### Mechanischen Einwirkungen

Bemessungswert bei Normaltemperatur

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

$$E_d = \gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_{k,1} = 15,6 \text{ kN/m}$$

**... Eine Möglichkeit wählen, anderen können gelöscht werden ...**

##### 1. Möglichkeit

Als Vereinfachung dürfen Beanspruchungen aus der Bemessung für Normaltemperatur über einen Reduktionsfaktor hergeleitet werden gemäß EC2-1-2, 2.4.2 (3), ANMERKUNG 2:

Als Vereinfachung kann der empfohlene Wert  $\eta_{fi} = 0,7$  verwendet werden.

$$\eta_{fi} = 0,7$$

Bemessungswert im Brandfall

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} * E_d = 10,9 \text{ kN/m}$$



### 2. Möglichkeit

Reduktionsfaktor gemäß EC2-1-2, 2.4.2 (3)

$$\begin{aligned} \Psi_{fi} &= && 0,6 \\ \xi &= q_{k,1} / g_k && = 0,833 \\ \gamma_{GA} &= && 1,0 \\ \text{Reduktionsfaktor } \eta_{fi} &= (\gamma_{GA} + \Psi_{fi} * \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q * \xi) && = 0,58 \\ \text{Bemessungswert im Brandfall} &&& \\ E_{d,fi} &= \eta_{fi} * E_d && = 9,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### 3. Möglichkeit

Aussergewöhnliche Kombination im Brandfall:

$$(E_{d,t,fi} = \sum G_{k,j} + A_d + (\psi_{2,1} \text{ bzw. } \psi_{1,1}) * Q_{k,1} + \psi_{2,i} * Q_{k,i} \text{ mit } j \geq 1)$$

$$\begin{aligned} \psi_2 &= && 0,6 \\ \text{Bemessungswert im Brandfall} &&& \\ E_{d,t,fi} &= g_k + \psi_2 * q_{k,1} && = 9,0 \text{ kN/m} \\ E_{d,fi} &= E_{d,t,fi} && = 9,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### Anpassung der Tabellenwerte

Korrektur des Tabellenwertes a:

$$\text{bei } 20^\circ\text{C} \Rightarrow f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_S = 1,15$$

Stahlspannung für die Einwirkung beim Brand

$$\sigma_{s,fi} = (E_{d,fi} / E_d) * (f_{yk} / \gamma_S) * (a_{s,req} / a_{s,prov}) = 230 \text{ N/mm}^2$$

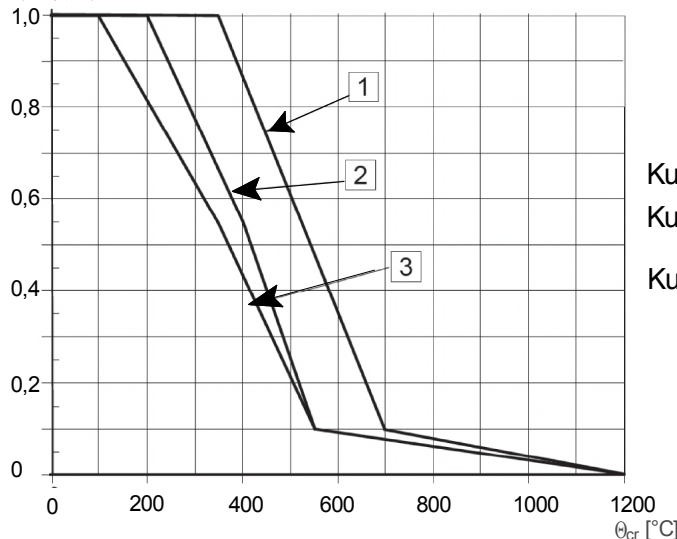
Bestimmung der kritischen Temperatur; mit dem Reduktionsfaktor

$$k_{s(\Theta_{cr})} = \sigma_{s,fi} / f_{yk} = 0,460$$

**erhält man aus EC2-1-2 Bild 5.1 die zugehörige kritische Temperatur**

$$\Theta_{cr} = 560 \text{ }^\circ\text{C}$$

$k_s(\Theta_{cr}), k_p(\Theta_{cr})$



Kurve 1 Betonstahl

Kurve 2 Spannstahl  
(Stäbe EN 10138-4)

Kurve 3 Spannstahl  
(Drähte / Litzen  
EN 10138-2 u.3)

### EC2-1-2 Bild 5.1: Bemessungskurven für die kritische Temperatur von Beton- und Spannstahl

Anpassung an die neue kritische Temperatur

$$\Delta a = 0,1 * (500 - \Theta_{cr}) = -6 \text{ mm}$$

$$a_{korr} = a + \Delta a = 35 \text{ mm}$$

$$a_{sd,korr} = a_{korr} + 10 = 45 \text{ mm}$$

$$\text{Mindestachsabstände} = TAB("EC2\_de/erg";Erg;v=bed) = \text{erfüllt!}$$



## Heißbemessung von einachsig gespannten Platten

vereinfachter Nachweis mit Tabellen (EC2-1-2, 5.1 - 5.7)

Bei Einhaltung der tabellierten Mindestanforderungen gilt  $E_{d,t,fi} / R_{d,t,fi} \leq 1,0$  mit  $E_{d,t,fi}$  - Bemessungswert der Schnittgrößen und  $R_{d,t,fi}$  - Bemessungswert der Tragfähigkeit (Widerstand) beim Brand (fire) hinsichtlich der Tragfähigkeit (Kriterium R). In der Regel wurde bei der Ermittlung der Tabellenwerte eine volle Ausnutzung der Querschnitte bei Normaltemperatur vorausgesetzt, d.h. die aufnehmbare Schnittgröße im Brandfall  $E_{d,t,fi}$  wurde aus der Tragfähigkeit bei Normaltemperatur  $R_d$  durch Reduktion mit dem Faktor  $\eta_{fi} = 0,7$  ermittelt. unter diesen Umständen beträgt die kritische Temperatur von Betonstahl  $\Theta_{cr} = 500$  °C. Hierfür gelten die in den Bemessungstabellen für Balken und platten angegebenen Mindestachsabstände der Zugbewehrung. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die mech. Baustoffkennwerte bei Brandbeanspruchung betragen  $\gamma_{M,fi} = 1,0$ .

### Vorgaben

System, Querschnitt; Lasten:

Achsabstand Bew.  $d_1 =$  24 mm

Plattendicke  $h_s =$  190 mm

Belastung (charakteristisch):

Eigenlast  $g_k =$  6,00 kN/m

Nutzlast  $q_{k,1} =$  5,00 kN/m

Bewehrung aus Biegebemessung:

vorhandene Bew.  $a_{s,prov} =$  5,89 cm<sup>2</sup>/m

erforderliche Bew.  $a_{s,req} =$  5,40 cm<sup>2</sup>/m

geforderte Feuerwiderstandsklasse

REI = GEW("ec2\_de/REIplatte"; Bez;) = REI 90

### Mechanischen Einwirkungen

Bemessungswert bei Normaltemperatur

$\gamma_G =$  1,35

$\gamma_Q =$  1,50

$E_d = \gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_{k,1} =$  15,6 kN/m<sup>2</sup>

#### 1. Möglichkeit

Als Vereinfachung dürfen Beanspruchungen aus der Bemessung für Normaltemperatur über einen Reduktionsfaktor hergeleitet werden gemäß EC2-1-2, 2.4.2 (3), ANMERKUNG 2:

$\eta_{fi} =$  0,7

Bemessungswert im Brandfall

$E_{d,fi} = \eta_{fi} * E_d =$  10,9 kN/m<sup>2</sup>

#### 2. Möglichkeit

Reduktionsfaktor gemäß EC2-1-2, 2.4.2 (3)

$\psi_{fi} =$  0,6

$\xi = q_{k,1} / g_k =$  0,833

$\gamma_{GA} =$  1,0

Reduktionsfaktor  $\eta_{fi} = (\gamma_{GA} + \psi_{fi} * \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q * \xi) =$  0,58

Bemessungswert im Brandfall

$E_{d,fi} = \eta_{fi} * E_d =$  9,0 kN/m<sup>2</sup>

#### 3. Möglichkeit

Aussergewöhnliche Kombination im Brandfall:

$(E_{d,t,fi} = \sum G_{k,j} + A_d + (\psi_{2,1} \text{ bzw. } \psi_{1,1}) * Q_{k,1} + \psi_{2,i} * Q_{k,i} \text{ mit } j \geq 1)$

$\psi_2 =$  0,6

Bemessungswert im Brandfall

$E_{d,t,fi} = g_k + \psi_2 * q_{k,1} =$  9,0 kN/m<sup>2</sup>

$E_{d,fi} = E_{d,t,fi} =$  9,0 kN/m<sup>2</sup>

#### aus EC2-1-2, 5.7.2: Tabelle 5.8

erforderliche Mindestmaße und Mindestachsabstände für geforderte REI

$$h_{s,min} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/REIplatte";hs;Bez=REI;}) = 100 \text{ mm}$$

$$\text{einachs. } a = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/REIplatte";a1;Bez=REI;}) = 30 \text{ mm}$$

#### Nachweis

$$\text{Bedingungen} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \text{nicht erfüllt!}$$

Falls Bedingung nicht erfüllt  $\Rightarrow$  Möglichkeit der Anpassung der Tabellenwerte für den Achsabstand

#### Anpassung der Tabellenwerte

Korrektur des Tabellenwertes a:

$$\text{bei } 20^\circ\text{C} \Rightarrow f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_S = 1,15$$

Stahlspannung für die Einwirkung beim Brand

$$\sigma_{s,fi} = (E_{d,fi} / E_d) * (f_{yk} / \gamma_S) * (a_{s,req} / a_{s,prov}) = 230 \text{ N/mm}^2$$

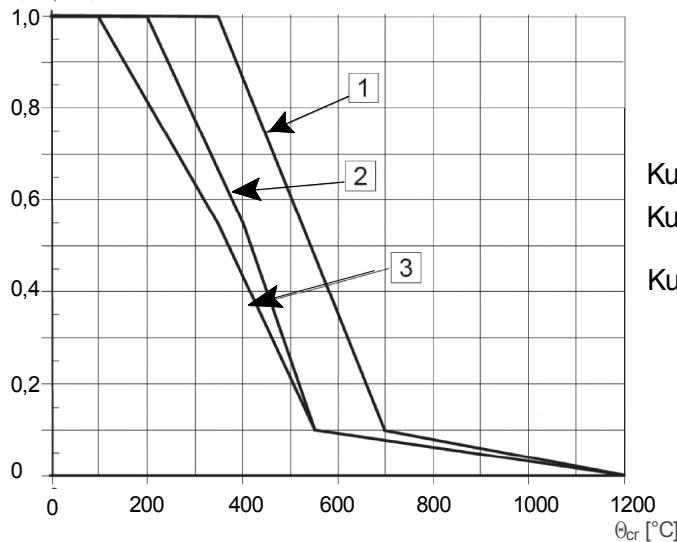
Bestimmung der kritischen Temperatur; mit dem Reduktionsfaktor

$$k_{s(\Theta_{cr})} = \sigma_{s,fi} / f_{yk} = 0,460$$

**erhält man aus EC2-1-2 Bild 5.1 die zugehörige kritische Temperatur**

$$\Theta_{cr} = 560 \text{ }^\circ\text{C}$$

$k_s(\Theta_{cr}), k_p(\Theta_{cr})$



Kurve 1 Betonstahl

Kurve 2 Spannstahl  
(Stäbe EN 10138-4)

Kurve 3 Spannstahl  
(Drähte / Litzen  
EN 10138-2 u.3)

#### EC2-1-2 Bild 5.1: Bemessungskurven für die kritische Temperatur von Beton- und Spannstahl

Anpassung an die neue kritische Temperatur

$$\Delta a = 0,1 * (500 - \Theta_{cr}) = -6 \text{ mm}$$

$$a_{korr} = a + \Delta a = 24 \text{ mm}$$

$$\text{Bedingungen} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \text{erfüllt!}$$



### Heißbemessung von zweiachsig gespannten Platten

vereinfachter Nachweis mit Tabellen (EC2-1-2, 5.1 - 5.7)

Bei Einhaltung der tabellierten Mindestanforderungen gilt  $E_{d,t,fi} / R_{d,t,fi} \leq 1,0$  mit  $E_{d,t,fi}$  - Bemessungswert der Schnittgrößen und  $R_{d,t,fi}$  - Bemessungswert der Tragfähigkeit (Widerstand) beim Brand (fire) hinsichtlich der Tragfähigkeit (Kriterium R). In der Regel wurde bei der Ermittlung der Tabellenwerte eine volle Ausnutzung der Querschnitte bei Normaltemperatur vorausgesetzt, d.h. die aufnehmbare Schnittgröße im Brandfall  $E_{d,t,fi}$  wurde aus der Tragfähigkeit bei Normaltemperatur  $R_d$  durch Reduktion mit dem Faktor  $\eta_{fi} = 0,7$  ermittelt. unter diesen Umständen beträgt die kritische Temperatur von Betonstahl  $\Theta_{cr} = 500$  °C. Hierfür gelten die in den Bemessungstabellen für Balken und platten angegebenen Mindestachsabstände der Zugbewehrung.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die mech. Baustoffkennwerte bei Brandbeanspruchung betragen  $\gamma_{M,fi} = 1,0$ .

#### Vorgaben

System, Querschnitt; Lasten:

wirksame Stützweiten

kurze Spannrichtung  $l_x =$

4,80 m

lange Spannrichtung  $l_y =$

5,20 m >  $l_x$

$v =$

$l_y / l_x$

$=$

1,1 ≤ 2

Achsabstand Bew.  $d_1 =$

19 mm

Plattendicke  $h_s =$

190 mm

Belastung (charakteristisch):

Eigenlast  $g_k =$

6,00 kN/m

Nutzlast  $q_{k,1} =$

5,00 kN/m

Bewehrung aus Biegebemessung:

vorhandene Bew.  $a_{s,prov} =$

5,89 cm<sup>2</sup>/m

erforderliche Bew.  $a_{s,req} =$

5,40 cm<sup>2</sup>/m

geforderte Feuerwiderstandsklasse

REI = GEW("ec2\_de/REIplatte"; Bez;)

$=$

REI 120

#### Mechanischen Einwirkungen

*... Eine Möglichkeit wählen, anderen können gelöscht werden ...*

Bemessungswert bei Normaltemperatur

$\gamma_G =$

1,35

$\gamma_Q =$

1,50

$E_d =$

$\gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_{k,1}$

$=$

15,6 kN/m<sup>2</sup>

##### 1. Möglichkeit

Als Vereinfachung dürfen Beanspruchungen aus der Bemessung für Normaltemperatur über einen Reduktionsfaktor hergeleitet werden gemäß EC2-1-2, 2.4.2 (3), ANMERKUNG 2:

$\eta_{fi} =$

0,7

Bemessungswert im Brandfall

$E_{d,fi} =$

$\eta_{fi} * E_d$

$=$

10,9 kN/m<sup>2</sup>

##### 2. Möglichkeit

Reduktionsfaktor gemäß EC2-1-2, 2.4.2 (3)

$\psi_{fi} =$

0,6

$\xi =$

$q_{k,1} / g_k$

$=$

0,833

$\gamma_{GA} =$

1,0

Reduktionsfaktor  $\eta_{fi} =$

$(\gamma_{GA} + \psi_{fi} * \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q * \xi)$

$=$

0,58

Bemessungswert im Brandfall

$E_{d,fi} =$

$\eta_{fi} * E_d$

$=$

9,0 kN/m<sup>2</sup>

### 3. Möglichkeit

Aussergewöhnliche Kombination im Brandfall:

$$(E_{d,t,fi} = \sum G_{k,j} + A_d + (\psi_{2,1} \text{ bzw. } \psi_{1,1}) * Q_{k,1} + \psi_{2,i} * Q_{k,i} \text{ mit } j \geq 1)$$

$$\psi_2 = 0,6$$

Bemessungswert im Brandfall

$$E_{d,t,fi} = g_k + \psi_2 * q_{k,1} = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{d,fi} = E_{d,t,fi} = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

### aus EC2-1-2, 5.7.2: Tabelle 5.8

erforderliche Mindestmaße und Mindestachsabstände für geforderte REI

$$h_{s,min} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/REIplatte";hs;Bez=REI;}) = 120 \text{ mm}$$

$$2\text{-achs}ig \ a = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/REIplatte";a2;Bez=REI;ly/lx=v}) = 20 \text{ mm}$$

### Nachweis

$$\text{Bedingungen} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \text{nicht erfüllt!}$$

Falls Bedingung nicht erfüllt  $\Rightarrow$  Möglichkeit der Anpassung der Tabellenwerte für den Achsabstand

### Anpassung der Tabellenwerte

Korrektur des Tabellenwertes a:

$$\text{bei } 20^\circ\text{C} \Rightarrow f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_S = 1,15$$

Stahlspannung für die Einwirkung beim Brand

$$\sigma_{s,fi} = (E_{d,fi} / E_d) * (f_{yk} / \gamma_S) * (a_{s,req} / a_{s,prov}) = 230 \text{ N/mm}^2$$

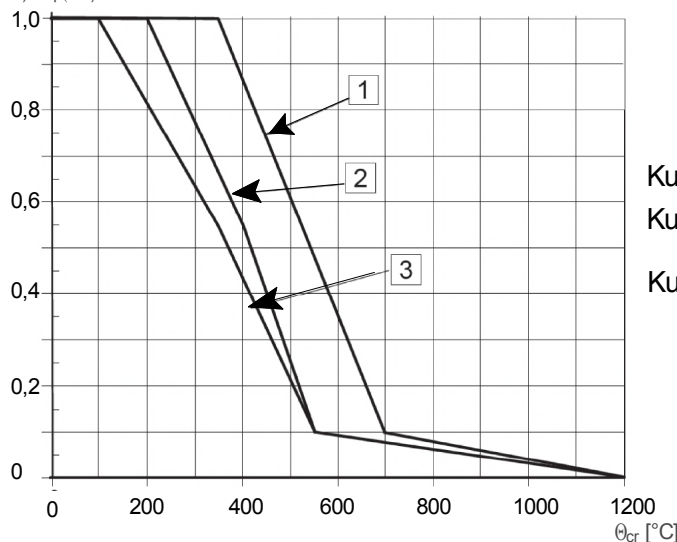
Bestimmung der kritischen Temperatur; mit dem Reduktionsfaktor

$$k_{s(\Theta_{cr})} = \sigma_{s,fi} / f_{yk} = 0,460$$

**erhält man aus EC2-1-2 Bild 5.1 die zugehörige kritische Temperatur**

$$\Theta_{cr} = 560 \text{ }^\circ\text{C}$$

$k_{s(\Theta_{cr})}, k_{p(\Theta_{cr})}$



Kurve 1 Betonstahl  
Kurve 2 Spannstahl  
(Stäbe EN 10138-4)  
Kurve 3 Spannstahl  
(Drähte / Litzen  
EN 10138-2 u.3)

### EC2-1-2 Bild 5.1: Bemessungskurven für die kritische Temperatur von Beton- und Spannstahl

Anpassung an die neue kritische Temperatur

$$\Delta a = 0,1 * (500 - \Theta_{cr}) = -6 \text{ mm}$$

$$a_{korr} = a + \Delta a = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Bedingungen} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \text{erfüllt!}$$



### Brandschutznachweis Stahlbeton-Innenstütze (Tabellenverfahren)

Brandschutznachweis nach EC2-1-2, 5.3.2 Methode A Tabellenverfahren für die genaue Ermittlung von  $N_{Rd}$  sind Interaktionsdiagramme nötig

#### Vorgaben

Querschnitt und Bewehrung:

Bauteildicke $h$ =	300 mm
Bauteildicke $b$ =	$300 \text{ mm} \leq h$
Stützenlänge $l$ =	5,20 m
Achsabstand Bew. $d_1$ =	39 mm

vorhandene Bewehrung:

vorhandene Bew. $A_{s,prov}$ =	4,52 cm <sup>2</sup>
--------------------------------	----------------------

Material:

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck<55 )	=	C20/25
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>

Betonstahl =

$f_{yk}$ =			B500
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

Belastung (charakteristisch):

ständige Last $G_k$ =			338,0 kN
Nutzlast $Q_k$ =			176,0 kN
ungewollte Ausmitte $e_a$ =			13 mm

geforderte Feuerwiderstandsklasse

$R$ =	GEW("ec2_de/Rstuetze-a"; Bez;)	=	R 90
brandbeansprucht =	GEW("ec2_de/Rstuetze-a"; brand;)	=	mehrseitig

#### Randbedingungen

Bewehrungsquerschnitt

$A_c$ =	$h * b * 10^{-2} - A_{s,prov}$	=	895 cm <sup>2</sup>
$A_{s,prov} / (0,04 * A_c)$		=	<u>0,13 ≤ 1</u>

Ersatzlänge der Stütze

$l_{0,fi}$ =	WENN(R="R 30";l;0,5*l)	=	<b>2,60 ≤ 3 m</b>
--------------	------------------------	---	-------------------

#### Beanspruchungen

Bemessungswert bei Normaltemperatur

$\gamma_G$ =			1,35
$\gamma_Q$ =			1,50
$N_{Ed}$ =	$\gamma_G * G_k + \gamma_Q * Q_k$	=	720,3 kN
$M_{Ed}$ =	$N_{Ed} * e_a * 10^{-3}$	=	9,4 kNm



### EC2-1-2, Tabelle 5.2a Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände von Stützen mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt

Feuerwiderstands- klasse	Mindestmaße (mm) Stützenbreite $b_{min}$ / Achsabstand $a$			
	brandbeansprucht auf mehr als einer Seite			brandbeansprucht auf einer Seite
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	-	295/70

\*\* Mindestens 8 Stäbe

Bei vorgespannten Stützen ist die Vergrößerung des Achsabstandes nach 5.2 (5) zu beachten.

ANMERKUNG Tabelle 5.2a berücksichtigt den Wert für  $\alpha_{cc} = 1,0$

#### Nachweis mit EC2-1-2, 5.3.2: Tabelle 5.2a

##### 1. Möglichkeit

Näherungswerte für  $\eta_{fi}$  und  $N_{Rd}$

$$N_{Rd} = N_{Ed} = 720,30 \text{ kN}$$

$$\eta_{fi} = 0,7$$

Bemessungswert im Brandfall

$$N_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Ed} = 504,2 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} = 0,70$$

**$b_{min}$  und  $a_{min}$  aus obiger Tabelle abzulesen:**

$$b_{min} = 350 \text{ mm}$$

$$b_{min} / b = 1,17 \leq 1$$

$$a_{min} = 53 \text{ mm}$$

$$a_{min} / d_1 = 1,36 \leq 1$$

$$\text{Mindestwerte} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \text{nicht erfüllt!!}$$



### 2. Möglichkeit

Reduktionsfaktor gemäß EC2-1-2, 2.4.2 (3)

$$\begin{aligned} \Psi_{fi} &= && 0,8 \\ \xi &= & Q_k / G_k &= & 0,521 \\ \gamma_{GA} &= && 1,0 \\ \text{Reduktionsfaktor } \eta_{fi} &= & (\gamma_{GA} + \Psi_{fi} * \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q * \xi) &= & 0,66 \end{aligned}$$

Bemessungswert im Brandfall

$$\begin{aligned} N_{d,t,fi} &= & \eta_{fi} * N_{Ed} &= & 475,4 \text{ kN} \\ M_{d,t,fi} &= & \eta_{fi} * M_{Ed} &= & 6,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Ermittlung der Tragfähigkeit  $N_{Rd}$  der Stütze mittels Interaktionsdiagramm:

$$\begin{aligned} d_1 / h &= && 0,130 \\ v_{d,t,fi} &= & -N_{d,t,fi} * 10^3 / (b * h * f_{cd} * 1 / 0,85) &= & -0,396 \\ \mu_{d,t,fi} &= & M_{d,t,fi} * 10^3 / (b * h^2 * f_{cd} * 1 / 0,85 * 10^{-3}) &= & 0,017 \\ \omega_{vorh} &= & A_{s,prov} * (f_{yd} / (f_{cd} / 0,85)) / (b * h * 10^{-2}) &= & 0,164 \end{aligned}$$

**Im  $v - \mu$  - Diagramm bildet man eine Linie vom Nullpunkt über den Punkt  $(v_{d,t,fi}; \mu_{d,t,fi})$  hinaus bis zum Schnittpunkt mit  $\omega_{vorh}$  und liest  $v_{d,t,fi,zul}$  ab.**

$$v_{d,t,fi,zul} = -0,86$$

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= & -v_{d,t,fi,zul} * h * b * f_{cd} / 0,85 * 10^{-3} &= & 1031,7 \text{ kN} \\ \mu_{fi} &= & N_{d,t,fi} / N_{Rd} &= & 0,46 \end{aligned}$$

**aus obiger Tabelle abzulesen:**

Abmessung	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,46$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} =$	$\mu_{fi} = 0,7$
-----------	------------------	-------------------	------------------	--------------	------------------

$$b_{min} [\text{mm}] \quad 200 \quad \mathbf{300} \quad 300$$

$$a [\text{mm}] \quad 31 \quad \mathbf{43} \quad 45$$

$$b_{min} = 300 \text{ mm}$$

$$b_{min} / b = \mathbf{1,00 \leq 1}$$

$$a_{min} = 43 \text{ mm}$$

$$a_{min} / d_1 = \mathbf{1,10 \leq 1}$$

$$\text{Mindestwerte} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \mathbf{nicht\ erfüllt!!}$$

des Achsabstandes angesehen werden!





### Rechteckige Stahlbeton-Innenstütze

Brandschutznachweis nach EC2-1-2, 5.3.2 Methode A mit Gleichung (5.7)

#### Vorgaben

Querschnitt und Bewehrung:

Bauteildicke $h$ =	300 mm
Bauteildicke $b$ =	$300 \text{ mm} \leq h$
Stützenlänge $l$ =	5,20 m
Achsabstand Bew. $d_1$ =	39 mm
Anzahl Stäbe $n$ =	$4 \geq 4$

Belastung (charakteristisch):

ständige Last $G_k$ =	338,0 kN
Nutzlast $Q_k$ =	176,0 kN

vorhandene Bewehrung:

vorhandene Bew. $A_{s,prov}$ =	4,52 cm <sup>2</sup> /m
--------------------------------	-------------------------

geforderte Feuerwiderstandsklasse

$R =$ GEW("ec2_de/Rstuetze-a"; Bez;)	=	<b>R 90</b>
--------------------------------------	---	-------------

Nutzungsklasse

$\Psi_2 =$	0,8
------------	-----

#### Beanspruchungen

Bemessungswert bei Normaltemperatur

$\gamma_G =$	1,35	
$\gamma_Q =$	1,50	
$N_{Ed} = \gamma_G * G_k + \gamma_Q * Q_k$	=	720,3 kN

#### Randbedingungen

Achsabstand

$25 / d_1$	=	<u><b>0,64 ≤ 1</b></u>
$d_1 / 80$	=	<u><b>0,49 ≤ 1</b></u>

Ersatzlänge der Stütze (Annahme der Einspannung im Brandfall)

$l_{0,fi} = \text{MAX}(\text{WENN}(R="R 30";l;0,5*l);2)$	=	<b>2,60 ≤ 6 m</b>
$l_{0,fi} / 6$	=	<u><b>0,43 ≤ 1</b></u>

Querschnittsabmessungen

$A_c = h * b - A_{s,prov} * 100$	=	89548,0 mm <sup>2</sup>
$h = \text{MIN}(h; 1,5*b)$	=	300 mm
$b' = \text{WENN}(h=b;b;2* b*h/(b + h))$	=	300 mm

$200 / b'$	=	<u><b>0,67 ≤ 1</b></u>
$b' / 450$	=	<u><b>0,67 ≤ 1</b></u>

Bewehrungsgehalt

$A_{s,prov} / A_c * 100$	=	0,005
$(A_{s,prov} / A_c * 100) / 0,04$	=	<u><b>0,13 ≤ 1</b></u>



## Ermittlung der Einflussfaktoren

Bestimmung des Lastausnutzungsfaktors  $\mu_{fi}$

Reduktionsfaktor gemäß EC2-1-2, 2.4.2 (3)

$$\xi = Q_k / G_k = 0,521$$

$$\gamma_{GA} = 1,0$$

$$\text{Reduktionsfaktor } \eta_{fi} = (\gamma_{GA} + \psi_2 * \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q * \xi) = 0,66$$

Bemessungswert im Brandfall

$$N_{d,t,fi} = \eta_{fi} * N_{Ed} = 475,4 \text{ kN}$$

$$M_{d,t,fi} = \eta_{fi} * M_{Ed} = 6,2 \text{ kNm}$$

auf der sicheren Seite angesetzt:

$$N_{Rd} = N_{Ed} = 720,3 \text{ kN}$$

$$\mu_{fi} = N_{d,t,fi} / N_{Rd} = 0,66$$

## vorhandene Feuerwiderstandsdauer

$$R_a = 1,60 * (d_1 - 30) = 14,40$$

$$R_i = 9,60 * (5 - l_{0,fi}) = 23,04$$

$$R_b = 0,09 * b' = 27,00$$

$$R_n = \text{WENN}(n=4;0;\text{WENN}(n>4;12;0);0) = 0$$

$$R_{\eta_{fi}} = 83 * (1,00 - \mu_{fi}) = 28,22$$

$$R = 120 * ((R_{\eta_{fi}} + R_a + R_i + R_b + R_n) / 120)^{1,8} = \underline{\underline{75 \text{ min}}}$$



### Runde Stahlbeton-Innenstütze

Brandschutznachweis nach EC2-1-2, 5.3.2 Methode A mit Gleichung (5.7)

#### Vorgaben

Querschnitt und Bewehrung:

Bauteildicke  $d_{col}$  = 350 mmStützenlänge  $l$  = 4,00 mAchsabstand Bew.  $d_1$  = 40 mm

Material:

Beton = GEW("EC2\_de/beton\_ec2"; Bez;fck&lt;55 ) = C30/37

 $\gamma_C$  = 1,50 $f_{ck}$  = TAB("ec2\_de/beton\_ec2"; fck;Bez=Beton) = 30,00 N/mm<sup>2</sup> $\alpha_{cc}$  = 0,85 $f_{cd}$  = TAB("ec2\_de/beton\_ec2"; fcd;Bez=Beton)\* $\alpha_{cc}$ /0,85 = 17,00 N/mm<sup>2</sup>

Betonstahl = B500

 $f_{yk}$  = 500 N/mm<sup>2</sup> $\gamma_S$  = 1,15 $f_{yd}$  =  $f_{yk} / \gamma_S$  = 435 N/mm<sup>2</sup>

Belastung (charakteristisch):

ständige Last  $G_k$  = 1284,0 kNNutzlast  $Q_k$  = 374,0 kNungewollte Ausmitte  $e_a$  = 0 mm

vorhandene Bewehrung:

vorhandene Bew.  $A_{s,prov}$  = 31,40 cm<sup>2</sup>/mgeforderte FeuerwiderstandsklasseR = GEW("ec2\_de/Rstuetze-a"; Bez;) = **R120**

Nutzungsklasse

 $\psi_2$  = 0,3

#### Beanspruchungen

Bemessungswert bei Normaltemperatur

 $\gamma_G$  = 1,35 $\gamma_Q$  = 1,50 $N_{Ed}$  =  $\gamma_G * G_k + \gamma_Q * Q_k$  = 2294,4 kN $M_{Ed}$  =  $N_{Ed} * e_a * 10^{-3}$  = 0,0 kNm

#### Randbedingungen

Achsabstand

 $25 / d_1$  = **0,63 ≤ 1** $d_1 / 80$  = **0,50 ≤ 1**

Ersatzlänge der Stütze (Annahme der Einspannung im Brandfall)

 $l_{0,fi}$  = MAX(WENN(R="R 30";l;0,5\*l);2) = **2,00 ≤ 6 m** $l_{0,fi} / 6$  = **0,33 ≤ 1**

Querschnittsabmessungen

 $b'$  =  $d_{col}$  = 350 mm $b'$  = MAX(200;MIN( $d_{col}$ ;450)) = 350 mm $A_c$  =  $b'^2 / 4 * \pi - A_{s,prov} * 10^2$  = 93071,2 mm<sup>2</sup>

Bewehrungsgehalt

 $A_{s,prov} / A_c * 100$  = 0,034 % $(A_{s,prov} / A_c * 100) / 0,04$  = **0,84 ≤ 1**



### Ermittlung der Einflussfaktoren

#### Bestimmung des Lastausnutzungsfaktors $\mu_{fi}$

Reduktionsfaktor gemäß EC2-1-2, 2.4.2 (3)

$$\Psi_{fi} = \Psi_2 = 0,3$$

$$\xi = Q_k / G_k = 0,291$$

$$\gamma_{GA} = 1,0$$

$$\text{Reduktionsfaktor } \eta_{fi} = (\gamma_{GA} + \Psi_{fi} * \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q * \xi) = 0,61$$

#### Bemessungswert im Brandfall

$$N_{d,t,fi} = \eta_{fi} * N_{Ed} = 1399,6 \text{ kN}$$

$$M_{d,t,fi} = \eta_{fi} * M_{Ed} = 0,0 \text{ kNm}$$

Auf der sicheren Seite wird hier  $N_{Rd} = N_{Ed}$  angesetzt

$$N_{Rd} = N_{Ed} = 2294,4 \text{ kN}$$

$$\mu_{fi} = N_{d,t,fi} / N_{Rd} = 0,61$$

#### Bestimmung des Wertes $\omega$

$$A_{s,tot} = A_{s,prov} = 31,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\omega = 10^2 * A_{s,tot} / A_c * f_{yd} / f_{cd} = 0,863$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

#### **vorhandene Feuerwiderstandsdauer**

$$R_a = 1,60 * (d_1 - 30) = 16,00$$

$$R_i = 9,60 * (5 - l_{0,fi}) = 28,80$$

$$R_b = 0,09 * b' = 31,50$$

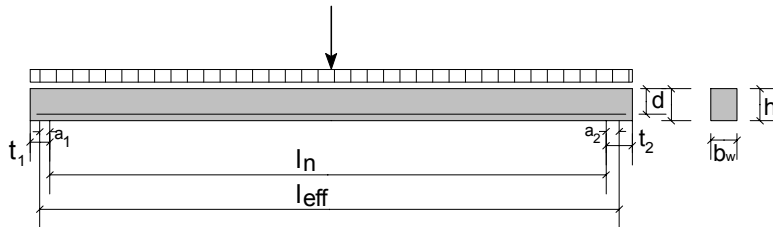
$$R_n = 12$$

$$R_{\eta_{fi}} = 83 * \left( 1,00 - \mu_{fi} * \frac{1 + \omega}{0,85 / \alpha_{cc} + \omega} \right) = 32,37$$

$$R = 120 * ((R_{\eta_{fi}} + R_a + R_i + R_b + R_n) / 120)^{1,8} = \underline{\underline{121 \text{ min}}}$$

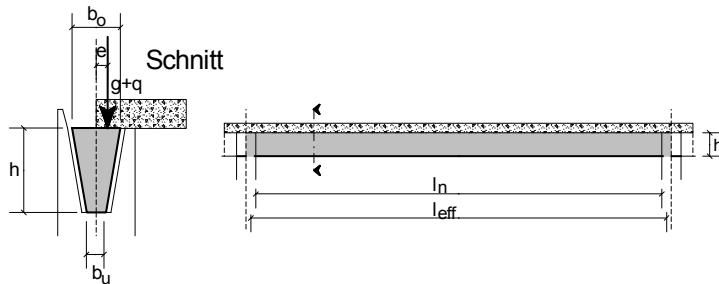
### Kapitel Anwendungsbeispiele

VCmaster-Wiki zur Auswahl und Übersicht (Beispiele nach EC2)



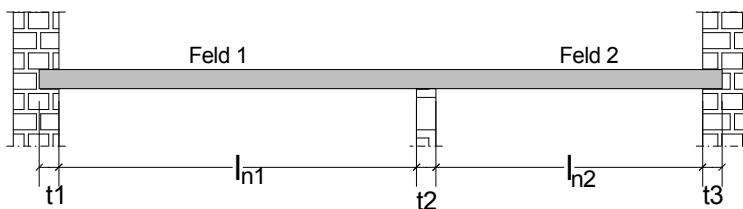
- einfacher Einfeldträger**
- ⇒ Schnittgrößen
  - ⇒ Biegung
  - ⇒ Querkraft
  - ⇒ Verankerung

[öffnen](#)



- Fertigteilrandbinder**
- ⇒ Bemessung im GZT + GZG
  - ⇒ Bauzustand
  - ⇒ Querkraft + Torsion
  - ⇒ seitliches Ausweichen
  - ⇒ Begrenzung der Verformung

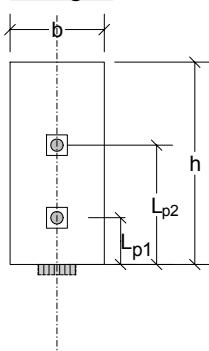
[öffnen](#)



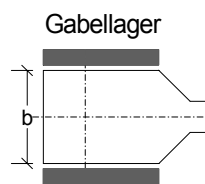
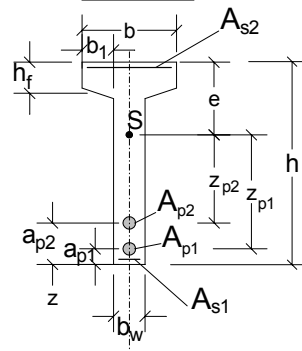
- Vollplatte, einachsig gespannt**
- ⇒ Festigkeitsklasse, Betondeckung
  - ⇒ erforderliche Deckendicke
  - ⇒ Bemessung im GZT + GZG
  - ⇒ Biegung + Querkraft
  - ⇒ Brandschutz
  - ⇒ Verankerung
  - ⇒ Übergreifung
  - ⇒ Mindestbewehrung

[öffnen](#)

**Auflager:**



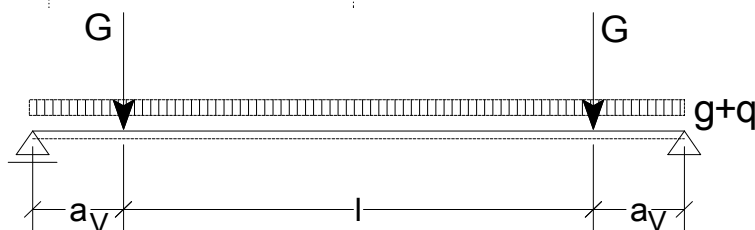
**Feldmitte:**



**Vorgespannter Dachbinder**

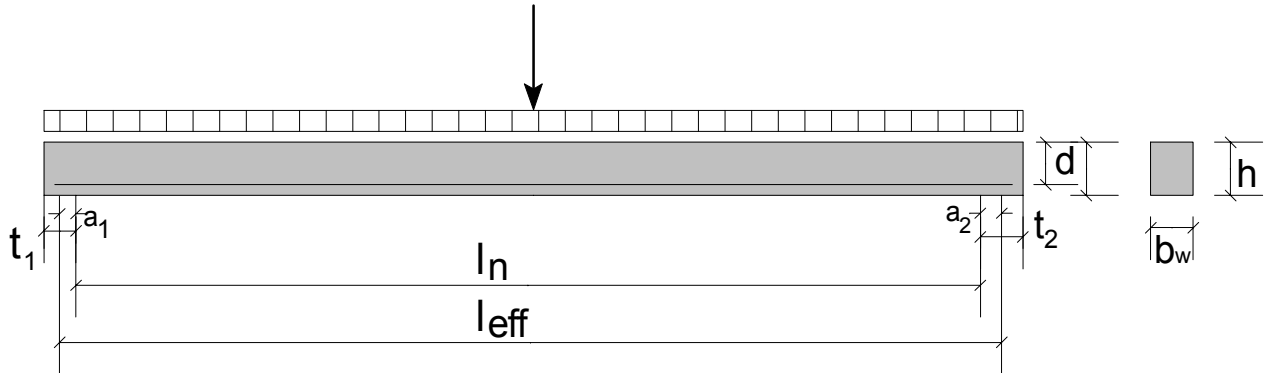
- ⇒ Festigkeitsklasse, Betondeckung
- ⇒ Einwirkungen (ständig, veränderl. Vorspannung)
- ⇒ Schnittgrößen (GZT, GZG)
- ⇒ Bemessung (GZT, GZG)
- ⇒ Biegung + Längskraft,
- ⇒ Querkraft
- ⇒ seitliches Ausweichen
- ⇒ Begrenzung der Spannungen
- ⇒ Grenzzustände Rissbildung
- ⇒ Begrenzung der Verformung

[öffnen](#)



### Einfeldträger mit Gleichlast und Einzellast

Bemessung für Biegung und Querkraft



#### Material

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C20/25
$\gamma_C =$			1,50
$f_{ck} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck; Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$			0,85
$f_{cd} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctm; Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005} =$	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005; Bez=Beton)	=	1,5 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd} =$	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,00 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S =$			1,15
$f_{yk} =$			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### System

Auflagertiefe $t_1 =$	0,20 m
Auflagertiefe $t_2 =$	0,20 m
lichte Stützweite $l_n =$	2,80 m
Balkenbreite $b_w =$	0,24 m
Balkenhöhe $h =$	0,62 m
statische Nutzhöhe $d =$	0,57 m
Balkenende $c_{nom} =$	35 mm

Ermittlung der effektiven Stützweite:

$a_1 =$	$\text{MIN}(1/2 \cdot h ; 1/2 \cdot t_1)$	=	0,10 m
$a_2 =$	$\text{MIN}(1/2 \cdot h ; 1/2 \cdot t_2)$	=	0,10 m
$l_{eff} =$	$l_n + a_1 + a_2$	=	3,00 m

#### Belastung

Sicherheitsbeiwerte:	
$\gamma_G =$	1,35
$\gamma_Q =$	1,50
Streckenlast $g_k =$	12,00 kN/m
Streckenlast $q_k =$	25,00 kN/m
Einzellast $G_k =$	21,0 kN
Einzellast $Q_k =$	9,0 kN
Normalkraft $N_{Ed} =$	0,0 kN



### Auflagerkräfte / Schnittgrößen

$$A_{g,k} = g_k \cdot \frac{l_{\text{eff}}}{2} + \frac{G_k}{2} = 28,5 \text{ kN}$$

$$A_{q,k} = q_k \cdot \frac{l_{\text{eff}}}{2} + \frac{Q_k}{2} = 42,0 \text{ kN}$$

$$M_{g,k} = g_k \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{8} + G_k \cdot \frac{l_{\text{eff}}}{4} = 29,3 \text{ kNm}$$

$$M_{q,k} = q_k \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{8} + Q_k \cdot \frac{l_{\text{eff}}}{4} = 34,9 \text{ kNm}$$

Bemessungswerte:

$$g_d = \gamma_G \cdot g_k = 16,20 \text{ kN/m}$$

$$q_d = \gamma_Q \cdot q_k = 37,50 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max},d} = \gamma_G \cdot M_{g,k} + \gamma_Q \cdot M_{q,k} = 91,91 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = \gamma_G \cdot A_{g,k} + \gamma_Q \cdot A_{q,k} = 101,47 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Ed,red}} = V_{\text{Ed}} - (g_d + q_d) \cdot (\text{MIN}(a_1; a_2) + d) = 65,49 \text{ kN}$$

### Biegebemessung

$$M_{\text{Eds}} = \frac{M_{\text{max},d}}{1000} = 91,9 \text{ kNm}$$

$$\mu_{\text{Eds}} = \frac{M_{\text{Eds}}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{\text{cd}}} = 0,104$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; omega; my}=\mu_{\text{Eds}}) = 0,1103$$

$$\sigma_{\text{sd}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; sigmasd; my}=\mu_{\text{Eds}}) = 454 \text{ N/mm}^2$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$A_{\text{sl}} = \frac{1}{\sigma_{\text{sd}}} \cdot \left( \omega_1 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{\text{cd}} + \frac{N_{\text{Ed}}}{1000} \right) \cdot 10^4 = 3,77 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung:

$$\text{gew. } d_{\text{sl}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; ds ;}) = 14 \text{ mm}$$

$$A_{\text{s,gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds}=d_{\text{sl}}; A_{\text{s}} \geq A_{\text{sl}}) = 3 \text{ } \varnothing 14$$

$$A_{\text{sl,vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez}=A_{\text{s,gew}}) = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sl}} / A_{\text{sl,vorh}} = \underline{\underline{0,82 \leq 1}}$$

**gew. 3  $\varnothing$  14**

### Bemessung für Querkraft

a) Überprüfung ob rechnerisch Querkraftbewehrung notwendig

$$\sigma_{\text{cp}} = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 10^3}}; 2\right) = 1,59$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{A_{\text{sl,vorh}}}{b_w \cdot d \cdot 10^4}; 0,02\right) = 3,4 \cdot 10^{-3}$$

$$C_{\text{Rd,c}} = 0,15 / \gamma_C = 0,1000$$

$$V_{\text{Rd,c}} = (C_{\text{Rd,c}} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{ck}}} + 0,12 \cdot \sigma_{\text{cp}}) \cdot b_w \cdot d \cdot 10^3 = 41,21 \text{ kN}$$



Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,min}$ :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{min} = \left( \frac{\kappa_1}{\gamma_C} \right) * \sqrt{k}^3 * \sqrt{f_{ck}} = 0,3138 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0,12 * \sigma_{cp}) * b_w * d * 10^3 = 42,9 \text{ kN}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 42,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,red} / V_{Rd,c} = \underline{\underline{1,53 \leq 1}}$$

bei > 1 ist Querkraftbewehrung erforderlich, ansonsten entfällt b)!

b) Erforderliche senkrechte Querkraftbewehrung:

$$\sigma_{cd} = 10^{-3} * N_{Ed} / (b_w * h) = 0,00 \text{ MN/m}^2$$

$$c_{v,l} = 0,030 \text{ m}$$

$$z = \text{MIN}(0,9 * d; d - c_{v,l} - 0,03; d - 2 * c_{v,l}) = 0,51 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$V_{Rd,cc} = 0,5 * 0,48 * f_{ck}^{(1/3)} * \left( 1 - 1,2 * \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) * b_w * z * 10^3 = 79,7 \text{ kN}$$

$$\cot \Theta = \frac{(1,2 + 1,4 * \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed})} = 5,59$$

Der Winkel  $\Theta$  ist zu begrenzen auf  $1 \leq \cot \Theta \leq 3,0$

$$\cot \Theta = \text{WENN}(\cot \Theta < 1; 1; \text{WENN}(\cot \Theta > 3; 3; \cot \Theta)) = 3,00$$

$$\Theta = \text{ATAN}(1 / \cot \Theta) = 18^\circ$$

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand)  $V_{Rd,max}$ :

$$V_{Rd,max} = 1000 * b_w * z * v_1 * f_{cd} / (1 / \text{TAN}(\Theta) + \text{TAN}(\Theta)) = 305,7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} = \underline{\underline{0,33 < 1}}$$

$$V_{Ed,red} / V_{Rd,max} = \underline{\underline{0,21 < 1}}$$

Nachweis der Zugstrebe (Querkraftbewehrung):

$$f_{ywd} = f_{yk} / 1,15 = 434,8 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = 10 * \frac{V_{Ed,red}}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\Theta)} * z} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c) Mindestquerkraftbewehrungsgrad  $\rho_{w,min}$  für Normalbeton

$$\rho_{w,min} = 0,16 * f_{ctm} / f_{yk} = 0,70 * 10^{-3}$$

gewählt: Bügel 90° mit  $\sin \alpha = 1$

$$a_{sw,min} = \rho_{w,min} * 10^4 * b_w = 1,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} = \text{MAX}(a_{sw}; a_{sw,min}) = \underline{\underline{1,68 \text{ cm}^2/\text{m}}}$$

gewählt:

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } ds; ) = 8 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq a_{sw,erf} / 2) = \text{Ø } 8 / e = 25$$

$$a_{sw,vorh} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; } as; \text{Bez} = a_s) = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,erf} / a_{sw,vorh} = \underline{\underline{0,42 < 1}}$$

**gew. Bü Ø 8 / 25 2-schnittig**





#### Verankerung am Endauflager

Belastung + Bewehrung (aus obiger Bemessung)

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= V_{Ed} \cdot 10^{-3} &= & 0,101 \text{ MN} \\ \text{erf. Feldbew. } A_{sI} &= A_{sI} &= & 3,77 \text{ cm}^2 \\ \text{Bügel } a_{sw, \text{erf}} &= a_{sw, \text{erf}} &= & 1,68 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{Bügel } a_{sw, \text{vorh}} &= a_{sw, \text{vorh}} &= & 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

#### Verankerung am Endauflager

zu verankernde Zugkraft  $F_{Ed}$  am Auflager nach EC2-1-1-, 9.2.1.4

a) Ermittlung des Versatzmaßes  $a_1$ :

flachstmögliche Druckstrebenneigung bei der Querkraftbemessung

$$\cot\theta = 2,2$$

( $\cot\theta$  kann im Verhältnis erforderlich zu vorhanden  $a_{sw}$  noch verringert werden, d.h. steilerer Druckstrebenwinkel möglich  $\Rightarrow$  geringeres Versatzmaß)

$$\cot\theta_{\text{red}} = \cot\theta \cdot a_{sw, \text{erf}} / a_{sw, \text{vorh}} = 0,9$$

Neigung der Bügel zur Bauteilachse (hier  $\alpha = 90^\circ$ )

$$\cot\alpha = 0,0$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,513 \text{ m}$$

$$\text{Versatzmaß } a_1 = 0,5 \cdot z \cdot (\cot\theta_{\text{red}} - \cot\alpha) = 0,231 \text{ m}$$

b) zu verankernde Zugkraft  $F_{Ed}$

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = \text{MAX}(\text{ABS}(V_{Ed}) \cdot a_1 / z + N_{Ed}; \text{ABS}(V_{Ed}) / 2) \cdot 10^3 = \underline{\underline{50,5 \text{ kN}}}$$

zugehörige erforderliche Bewehrung

$$A_{s, \text{erf}, FE_d} = F_{Ed} \cdot 10 / f_{yd} = 1,16 \text{ cm}^2$$

mind. 25% der (erforderlichen) Feldbewehrung verankern

$$A_{s, \text{erf}, \text{min}} = 0,25 \cdot A_{sI} = 0,94 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s, \text{erf}} = \text{MAX}(A_{s, \text{erf}, \text{min}}; A_{s, \text{erf}, FE_d}) = \underline{\underline{1,16 \text{ cm}^2}}$$

Über das Auflager geführte Biegebewehrung des Stb.-Balkens:

$$\text{Stabdurchm. } d_s = d_{sL} = 14 \text{ mm}$$

$$A_{s, \text{gew}} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"; Bez; ds=d_s; As} \geq A_{s, \text{erf}}) = 3 \text{ } \varnothing 14$$

$$A_{s, \text{vorh}} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"; As; Bez=A_{s, \text{gew}}) = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{erf}} / A_{s, \text{vorh}} = \underline{\underline{0,25 \leq 1}}$$

### Ermittlung der Verankerungslängen

Ermittlung der Grundwerte:

Verbundbedingung  $\eta_1 = 1,0$

Beiwert  $\eta_2 =$  WENN ( $d_s \leq 32; 1,0; (132-d_s) / 100$ ) = 1,0

Verbundfestigkeit  $f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 \text{ N/mm}^2$

Verankerungslänge  $l_{b,rqd} = (d_s / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 677 \text{ mm}$

Beiwerte Verankerung (siehe EC2-1-1, Bild (8.1))

$\alpha_1 = 1,0$

$\alpha_2 = 1,0$

Mindestverankerungslänge, wenn keine andere Begrenzung gilt:

$l_{b,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_s) = 203 \text{ mm}$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$l_{bd} = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}; l_{b,min}) = 203 \text{ mm}$

bei direkter Lagerung

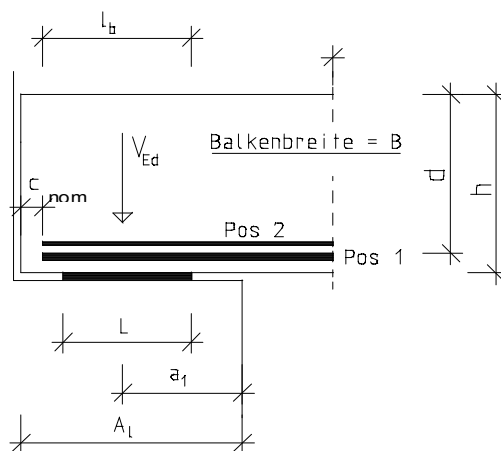
$l_{bd,dir} = \text{MAX}(2 / 3 * (\alpha_1 * \alpha_2 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh}); 6,7 * d_s) = \underline{113 \text{ mm}}$

aus der Geometrie maximal vorhandene Verankerungslänge:

$l_{bd,max} = t_1 * 10^3 - c_{nom} = 165 \text{ mm}$

$l_{bd,dir} / l_{bd,max} = \underline{0,68 < 1}$

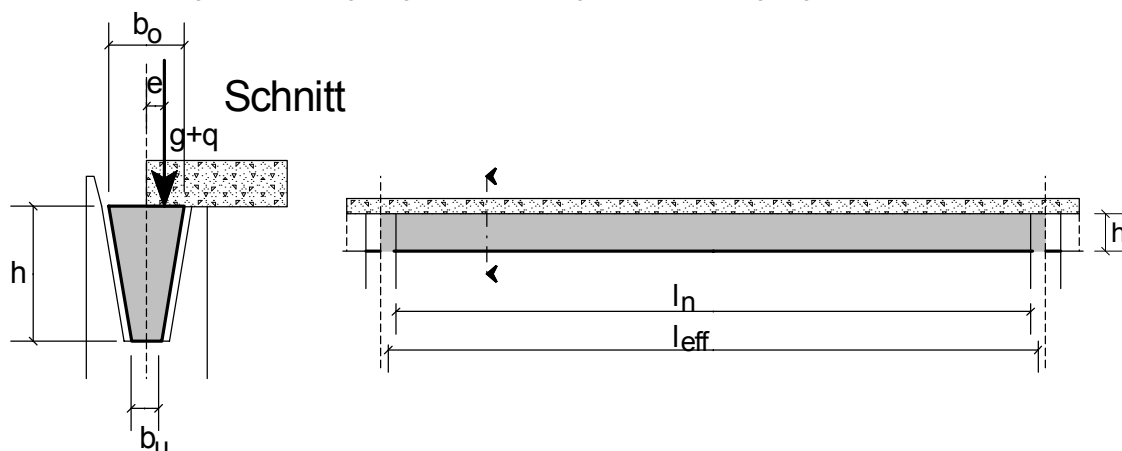
Skizze:



Bei unzureichend vorhandener Verankerungslänge Verankerungsart ändern (Haken, Schlaufen) und / oder Bewehrung  $a_{s,vorh}$  erhöhen (z.B. Zulageeisen, s. Skizze Pos. 2)

### Einfeldbalken als Fertigteil

Fertigteilrandbinder, Einfeldträger, werkmäßig hergestellt, Gabellager (frei drehbar gelagert)



#### Material (Endzustand)

Beton =	GEW("ec2_de/beton_ec2"; Bez;)	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
Stahl =			B 500
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ =			200000 MN/m <sup>2</sup>

#### System, Bauteilmaße, Belastung

Balkenbreite $b_o$ =	0,20 m
Balkenbreite $b_u$ =	0,15 m
Balkenhöhe $h$ =	0,55 m
lichte Stützweite $l_n$ =	8,00 m
effektive Stützweite $l_{eff}$ =	8,00 m
Abstand Auflagerrand $a_i$ =	0,10 m

$$\text{Betonquerschnitt } A_c = 0,5 \cdot (b_o + b_u) \cdot h = 0,096 \text{ m}^2$$

Bemessungswerte Grundkombination:

ständig Last $g_d$ =	10,00 kN/m
veränderliche Last $q_d$ =	5,00 kN/m

$$e_d = \underline{\underline{15,00 \text{ kN/m}}}$$

Bauzustand - Transport des Fertigteilträgers:

$$\text{Eigenlast (Transport) } g_{d,1} = 2,76 \text{ kN/m}$$

Torsionsbelastung = Torsionsmoment / Längeneinheit:

$$\text{Torsionsbelastung } t_{Ed} = 1,53 \text{ kN/m}$$

Bemessungswerte im GZ der Gebrauchstauglichkeit (quasi - ständig):

$$e_{perm} = 10,00 \text{ kN/m}$$



### Schnittgrößenermittlung

Bauzustand / Transport mit Traversen (Einfeldträger mit 2 Kragarmen)

$$\text{Stützmoment Transp. } M_{Ed,s} = -5,52 \text{ kNm}$$

$$\text{Feldmoment Transp. } M_{Ed,F} = 6,90 \text{ kNm}$$

Endzustand:

$$\text{Biegemoment Feldmitte } M_{Ed} = e_d \cdot l_{eff}^2 / 8 = 120 \text{ kNm}$$

$$\text{Querkraft am Auflager } V_{Ed} = e_d \cdot l_{eff} / 2 = 60 \text{ kNm}$$

$$\text{Torsionsmoment am Gabellager } T_{Ed} = t_{Ed} \cdot l_{eff} / 2 = 6,12 \text{ kNm}$$

GZG:

$$\text{Biegemoment } M_{perm} = e_{perm} \cdot \frac{l_{eff}^2}{8} = 80 \text{ kNm}$$

### Bemessung im GZT

#### a) Bauzustand

Annahme : Bei Transport (Herausheben aus Schalung etc.) hat der Beton die Frühfestigkeit eines

$$\text{Beton}_B = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/beton\_ec2"}; \text{Bez}; ) = \text{C16/20}$$

$$f_{ck,trans} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{ck}; \text{Bez}=\text{Beton}_B) = 16,00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd,trans} = 1,0 \cdot f_{ck,trans} / 1,5 = 10,7 \text{ N/mm}^2$$

$$b = b_u = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{stat. Nutzhöhe Transp. } d = 0,51 \text{ m}$$

maßgebend beim Transport mit Traversen ist Bemessung der oberen Biegebewehrung:

$$\mu_{Eds} = \frac{\text{abs}(M_{Ed,s}) \cdot 10^{-3}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd,trans}} = \frac{\text{abs}(-5,52) \cdot 10^{-3}}{0,15 \cdot 0,51^2 \cdot 10,7} = 0,013$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$$\omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \omega; \text{my}=\mu_{Eds}) = 0,013$$

$$\xi = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \xi; \text{my}=\mu_{Eds}) = 0,034$$

$$\sigma_{sd} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \sigma_{sd}; \text{my}=\mu_{Eds}) = 456,50 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{so} = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot 10^4 = 0,43 \text{ cm}^2$$

Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens:

Rißmoment:

$$f_{ctm} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{ctm}; \text{Bez}=\text{Beton}) = 3,20 \text{ N/mm}^2$$

$$b = b_o = 0,20 \text{ m}$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot 10^3 \cdot b \cdot h^2 / 6 = 32,3 \text{ kNm}$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,46$$

$$A_{s,min} = M_{cr} \cdot 10 / (f_{yk} \cdot z) = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf } A_s = \text{MAX}(A_{so}; A_{s,min}) = 1,40 \text{ cm}^2$$

**Längsbewehrung oben gewählt:**

$$\text{gew. } d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; d_s; ) = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s,gew} = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/As"}; \text{Bez}; d_s=d_s; A_s \geq A_{so}) = 2 \text{ } \varnothing 10$$

$$\text{vorh. } A_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/As"}; A_s; \text{Bez}=A_{s,gew}) = 1,57 \text{ cm}^2$$

**gew. 2  $\varnothing$  10**



#### b) Endzustand

statische Nutzhöhe  $d =$  0,48 m

Mittelwert der Breite (geschätzte Druckzone ca:  $\xi = x / d < 0,6$ )

Mittelwert der Breite  $b_m =$  0,185 m

$$\mu_{Eds} = \frac{\text{abs}(M_{Ed}) \cdot 10^{-3}}{b_m \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,142$$

Ablesewerte aus der hinterlegten Tabelle:

$\omega_1 =$  TAB("ec2\_de/omega1"; omega; my= $\mu_{Eds}$ ) = 0,1543

$\xi =$  TAB("ec2\_de/omega1"; xi; my= $\mu_{Eds}$ ) = 0,191

$\sigma_{sd} =$  TAB("ec2\_de/omega1"; sigmasd; my= $\mu_{Eds}$ ) = 446,86 N/mm<sup>2</sup>

$$A_{su} = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \omega_1 \cdot b_m \cdot d \cdot f_{cd} \cdot 10^4 = 6,1 \text{ cm}^2$$

#### Längsbewehrung unten gewählt:

gew.  $d_s =$  GEW("ec2\_de/As"; ds ;) = 25 mm

$A_{s, \text{gew}} =$  GEW("ec2\_de/As"; Bez; ds= $d_s$ ; As $\geq$ A<sub>su</sub>) = 4 Ø 25

vorh\_A<sub>sl</sub> = TAB("ec2\_de/As"; As; Bez=A<sub>s, \text{gew}}) = 19,63 cm<sup>2</sup></sub>

**gew. 4 Ø 25**

#### Bemessung für Querkraft und Torsion

$V_{Ed, \text{red}} =$   $V_{Ed} - (0,5 \cdot a_i + d) \cdot e_d =$  52 kN

Notwendigkeit von Querkraft- und Torsionsbewehrung

$b_w =$   $b_u =$  0,15 m

$T_{Ed, \text{grenz}} =$   $V_{Ed} \cdot b_w / 4,5 =$  2,00 kNm

Verhältnis =  $T_{Ed} / T_{Ed, \text{grenz}} =$  3,06 **≤ 1**

Bedingung = TAB("EC2\_de/erg"; Erg; v=bed) = **nicht erfüllt!!**

$\sigma_{cp} =$  0,00 N/mm<sup>2</sup>

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 10^3}}; 2\right) = 1,65$$

Fläche der verankerten Zugbewehrung; hier 50% von  $A_{s, \text{gew}}$ :

$A_{sl} =$   $0,5 \cdot \text{vorh\_}A_{sl} =$  9,81 cm<sup>2</sup>

$\rho_1 =$   $\text{MIN}\left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d \cdot 10^4}; 0,02\right) =$  0,0136

$C_{Rd, c} =$   $0,15 / \gamma_c =$  0,1000

$V_{Rd, c} =$   $(C_{Rd, c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot 10^3 =$  43 kN

$V_{Rd, c, \text{grenz}} =$   $V_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w}\right) =$  244 kN

Verhältnis =  $V_{Rd, c, \text{grenz}} / V_{Rd, c} =$  5,67 **≤ 1**

Bedingung = TAB("EC2\_de/erg"; Erg; v=bed) = **nicht erfüllt!!**

⇒ Querkraft- und Torsionsbewehrung sind nachzuweisen!

#### a) erforderliche Querkraftbewehrung

Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung für Tragfähigkeit der senkrechten Querkraftbewehrung  $V_{Rd,s}$

$$\begin{aligned} \sigma_{cd} &= && 0,00 \text{ MN/m}^2 \\ c_{v,l} &= && 0,033 \text{ m} \\ z &= \text{MIN}(0,9 * d; d - c_{v,l} - 0,03; d - 2 * c_{v,l}) &= & 0,414 \text{ m} \\ v_1 &= \text{MIN}(0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500); 0,75) &= & 0,75 \\ b_w &= b_u &= & 0,150 \text{ m} \end{aligned}$$

Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$V_{Rd,cc} = 0,5 * 0,48 * f_{ck}^{(1/3)} * \left(1 - 1,2 * \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) * b_w * z * 10^3 = 49 \text{ kN}$$

$$\cot\Theta = \frac{(1,2 + 1,4 * \sigma_{cd} / f_{cd})}{1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed,red}} = 20,80$$

Der Winkel  $\Theta$  ist zu begrenzen auf  $1 \leq \Theta \leq 3,0$

$$\begin{aligned} \cot\Theta &= \text{WENN}(\cot\Theta < 0,58; 0,58; \text{WENN}(\cot\Theta > 3; 3; \cot\Theta)) &= & 3,00 \\ \Theta &= \text{ATAN}(1 / \cot\Theta) &= & 18,4^\circ \end{aligned}$$

$$f_{ywd} = f_{yd} = 435 \text{ kN}$$

$$A_{sw,erf} = 10 * \frac{V_{Ed,red}}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\Theta)} * z} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### b) Mindestquerkraftbewehrung (bei Balken immer erforderlich)

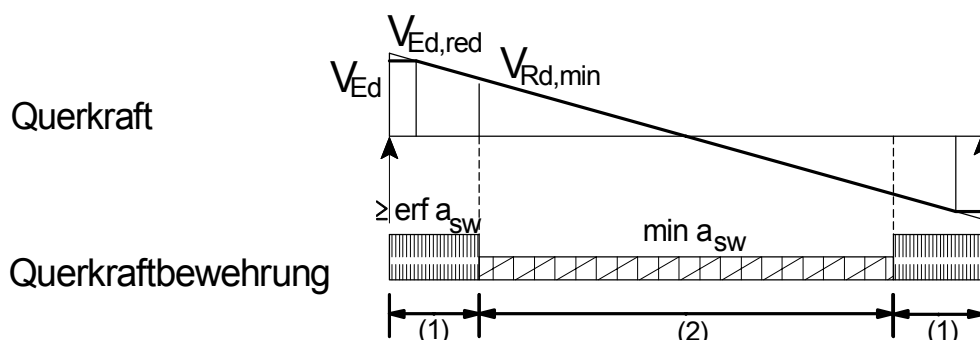
$$\begin{aligned} f_{ctm} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{ctm}; \text{Bez}=\text{Beton}) &= & 3,20 \text{ N/mm}^2 \\ \rho_{w,min} &= 0,16 * f_{ctm} / f_{yk} &= & 1,02 * 10^{-3} \\ b_w &= 0,5 * (b_o + b_u) &= & 0,175 \text{ m} \end{aligned}$$

gewählt: Bügel  $90^\circ$  mit  $\sin \alpha = 1$

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} * 10^4 * b_w = 1,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tragfähigkeit der Mindestquerkraftbewehrung  $V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = A_{sw,min} * 0,1 * z * f_{ywd} * \cot\Theta = 96 \text{ kN}$$



#### c) Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit (Querkraftwiderstand) $V_{Rd,max}$ :

gewählt: senkrechte Querkraftbewehrung

$$\begin{aligned} b_w &= b_u &= & 0,15 \text{ m} \\ V_{Rd,max} &= 1000 * b_w * z * v_1 * f_{cd} / (1/\text{TAN}(\Theta) + \text{TAN}(\Theta)) &= & 277 \text{ kN} \end{aligned}$$



Verhältnis zum Bemessungswert der Querkraft

$$V_{Ed,red} / V_{Rd,max} = \underline{0,19 < 1}$$

⇒ Tab. NA 9.1, Z.2: Bügelabstand längs

$$s_{l,max} = 300 \text{ mm bzw. } 0,5 h = 275 \text{ mm}$$

Da der Grenzwert für Zeile 1 in Tab. NA.9.1 mit  $0,31 V_{Rd,max}$  nur knapp überschritten wird, kann hier die Näherung nach Fußnote 1) verwendet werden, wonach  $V_{Rd,max}$  mit  $\theta = 40^\circ$  ( $\cot\theta = 1,2$ ) für die Einordnung in Tabelle NA.9.1 ermittelt werden darf:

$$\cot\theta = 1,20$$

$$\theta = \text{ATAN}(1 / \cot\theta) = 40^\circ$$

$$V_{Rd,max,1} = 1000 \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (1/\text{TAN}(\theta) + \text{TAN}(\theta)) = 455 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,red} / V_{Rd,max,1} = \underline{0,11 < 1}$$

⇒ Tab. NA 9.1, Z.2: Bügelabstand längs

$$s_{l,max} = 300 \text{ mm bzw. } 0,7 h = 385 \text{ mm}$$

### Bemessung für Querkraft und Torsion

Nachweis am dünnwandigen, geschlossenen Ersatzquerschnitt

**(auf eine genauere Herleitung wird hier verzichtet...siehe EC2-1-1, 6.3.2: Bild 6.11!)**

$$A_k = 0,0416 \text{ m}^2$$

$$u_k = 1,11 \text{ m}$$

⇒ erforderliche Torsionsbügelbewehrung

vereinfachend darf die Bewehrung für Torsion allein unter der Annahme von  $\theta = 45^\circ$  ( $\cot\theta = 1,0$ ) ermittelt und zu der unabhängig ermittelten Querkraftbewehrung addiert werden.

$$\cot\theta = 1,00$$

$$\theta = \text{ATAN}(1 / \cot\theta) = 45^\circ$$

$$\text{erf } A_{sw} = T_{Ed} \cdot \text{TAN}(\theta) / (f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k) \cdot 10^4 \cdot 10^{-3} = \underline{1,69 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

⇒ erforderliche Torsionslängsbewehrung

$$\text{erf Summe } A_{sl} = T_{Ed} \cdot u_k \cdot 1/\text{TAN}(\theta) / (f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k) \cdot 10^4 \cdot 10^{-3} = \underline{1,88 \text{ cm}^2}$$

max aufnehmbares Torsionsmoment bei Torsion allein

$$v = 0,525$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$t_{ef,i} = 0,076 \text{ m}$$

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \text{SIN}(\theta) \cdot \text{COS}(\theta) \cdot 10^3 = 33 \text{ kNm}$$

Nachweis der Betondruckstrebrtragfähigkeit für die Einwirkungskombination Querkraft und Torsion

$$\left( \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right)^2 + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right)^2 = 0,08 \leq \underline{1}$$



### Bewehrung für Querkraft und Torsion

Bereich (1)		
gesamt erf $a_{sw}$	$= 2 * A_{sw} + A_{sw,erf}$	<b>= 4,34 cm<sup>2</sup></b>
gewählt Bügel 2-schnittig		
$d_s$	GEW("ec2_de/AsFläche"; ds; )	= 8 mm
$a_s$	GEW("ec2_de/AsFläche";Bez;ds=ds;as≥a <sub>sw</sub> /2)	<b>∅ 8 / e = 15</b>
vorh_a <sub>sw</sub>	2 * TAB("ec2_de/AsFläche"; as; Bez=a <sub>s</sub> )	= 6,70 cm <sup>2</sup> /m
Bereich (2) mit Mindestquerkraftbew.		
gesamt erf $a_{sw}$	$= 2 * A_{sw} + A_{sw,min}$	<b>= 5,16 cm<sup>2</sup></b>
gewählt Bügel 2-schnittig		
$d_s$	GEW("ec2_de/AsFläche"; ds; )	= 8 mm
$a_s$	GEW("ec2_de/AsFläche";Bez;ds=ds;as≥a <sub>sw</sub> /2)	<b>∅ 8 / e = 15</b>
vorh_a <sub>sw</sub>	2 * TAB("ec2_de/AsFläche"; as; Bez=a <sub>s</sub> )	= 6,70 cm <sup>2</sup> /m

<b>Bereich (1)</b>	<b>Bü ∅ 8 / 14 2-schnittig</b>
<b>Bereich (2)</b>	<b>Bü ∅ 8 / 17 2-schnittig</b>

größter Längsabstand von Querkraftbügeln:

$$s_{l,max} = 300 \text{ mm (bzw. } 0,7 h = 385 \text{ mm)}$$

größter Längsabstand der Torsionsbügel:

$$\text{Außenumfang Querschnitt } u = 2 * h + b_o + b_u = 1,45 \text{ m}$$

$$s_{l,max} = u / 8 = 0,18 \text{ m}$$

### Nachweis seitliches Ausweichen

Möglichkeit des vereinfachten Nachweises

$$\text{Druckgurtbreite } b = b_m = 0,185 \text{ m}$$

$$\text{Länge Druckgurt zwischen seitlicher Abstützung } l_{ot} = l_{eff} = 8,00 \text{ m}$$

Montagezustand  $\Rightarrow h / b < 3,0$  und  $b > b_{soll}$

$$h / b = 2,97 < 3,5$$

$$b_{soll} = \sqrt[4]{\left(\frac{l_{ot}}{70}\right)^3 * h} = 0,169 \text{ m}$$

$\Rightarrow$  genauerer Nachweis ist erforderlich (hier nicht weiter betrachtet)!

alternativ: Druckgurt auf  $b_{soll}$  verbreitern!

### Begrenzung der Verformung

vereinfachter Nachweis durch Begrenzung der Biegeschlankheit aus Biegebemessung im Endzustand und den gewählten Querschnittsabmessungen folgt

$$b = 0,5 * (b_o + b_u) = 0,175 \text{ m}$$

$$\rho = A_{su} * 10^{-2} / (d * b) = 0,73 \%$$

$\Rightarrow$  zulässige Biegeschlankheit:

$$\rho_0 = 10^{-3} * \sqrt{f_{ck}} * 10^2 = 0,59 \%$$

$$K = 1,00$$

$$\rho_{Strich} = 0,00$$

$$l_{zud} = K * \left( 11 + 1,5 * \sqrt{f_{ck}} * \frac{\rho_0}{\rho - \rho_{Strich}} + \frac{1}{12} * \sqrt{f_{ck}} * \sqrt{\frac{\rho_{Strich}}{\rho_0}} \right) = 18,17$$

$$\text{Grenzwert für } l / d: K * 35 = 35$$





Abminderung von  $l/d$  mit  $310 / \sigma_s$  auf der sicheren Seite liegend:

$$A_{s,req} = A_{su} = 6,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,prov} = \text{vorh\_}A_{sl} = 19,63 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 310 * (f_{yk} * A_{s,req} / A_{s,prov}) / 500 = 96 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{zul\_}l_d = 310 / \sigma_s * l_{zud} = 58,7$$

$$\Rightarrow \text{vorh\_}l_d = l_{eff} / d = 16,7$$

$$\text{Verhältnis} = \text{vorh\_}l_d / \text{zul\_}l_d = 0,28 \leq 1$$

Der vereinfachte Nachweis der Begrenzung der Durchbiegung wird somit  
*Bedingung* = `TAB("EC2_de/erg";Erg;v=bed)` = **erfüllt!**

### Verformungsberechnung

vereinfachte Durchbiegungsberechnung auf Basis EC2-1-1 in Verbindung mit Heft 425 unter Berücksichtigung von Kriech- und Schwinden zulässiger Durchhang unter quasi ständiger Last

$$\text{zul\_}f = l_{eff} / 250 = 0,032 \text{ m}$$

#### a) Ausgangswerte

Beton

wirksame Bauteildicke (umgerechnet in mm)

$$h_0 = 2 * A_c / u * 10^3 = 132 \text{ mm}$$

$$\text{relative Luftfeuchte RH} = 80 \%$$

Kriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  ermittelt aus EC2-1-1, 3.1.4: Bild 3.1 b)

$$\varphi_{\infty, t_0} = 1,7$$

effektiver Beton-E-Modul unter Berücksichtigung des Kriechens:

$$E_{cm} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; E_{cm}; \text{Bez}=\text{Beton}) = 34000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi_{\infty, t_0}) = 12593 \text{ N/mm}^2$$

Endschwindmaß (für die Krümmungsberechnung)  $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ :

mit Anteil der Trocknungsschwinddehnung  $\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(\infty, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{ds, \infty, t_s} = 1,0$$

$$k_h = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/kh"}; k_h; h_0=h_0) = 0,95$$

$$\varepsilon_{cd,0} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/epsiloncd0"}; \text{epsiloncd0}; \text{Bez}=\text{Beton}; \text{RH}=\text{RH}) = 0,35 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cd, \infty} = \beta_{ds, \infty, t_s} * k_h * \varepsilon_{cd,0} = 0,33 \text{ ‰}$$

und Anteil Grundswinden:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\beta_{as, \infty} = 1,0$$

$$\varepsilon_{ca, \infty} = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} * 10^3 = 0,06 \text{ ‰}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd, \infty} + \varepsilon_{ca, \infty} = 0,39 \text{ m}^{-1}$$

Rißmoment:

$$M_{cr} = f_{ctm} * b * h^2 / 6 * 10^3 = 28 \text{ kNm}$$

Betonstahl

$$E_s = 200000 \text{ MN/m}^2$$

Verhältnis der E-Module

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff} = 15,9$$

Extremales Biegemoment (unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination)

$$M_{perm} = M_{perm} = 80 \text{ kNm}$$



### b) Durchbiegungsberechnung

Rechenwert der Durchbiegung vorh  $f = k \cdot (1/r)_m \cdot l_{\text{eff}}^2$

$$\begin{aligned}
 k &= && 0,104 \\
 l_{\text{eff}} &= l_{\text{eff}} && = 8,00 \text{ m} \\
 k_1 &= && 1,490
 \end{aligned}$$

Berechnung der Krümmungen, **Zustand I** infolge Biegemoment und Kriechen  $(1/r)_{I,M} = M_{\text{perm}} / EI_I$ :

$$\begin{aligned}
 I_I &= k_1 \cdot b \cdot h^3 / 12 && = 0,00362 \text{ m}^4 \\
 E &= E_{c,\text{eff}} && = 12593 \text{ MN/m}^2 \\
 \text{eins\_zu\_r}_{I,M} &= M_{\text{perm}} \cdot 10^{-3} / (E \cdot I_I) && = 1,75 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}
 \end{aligned}$$

- infolge Schwindens  $(1/r)_{I,CS} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot S / I_I$ :

Schwerpunkt hier:

$$\begin{aligned}
 e_0 &= (h/3) \cdot ((b_o + 2 \cdot b_u) / (b_o + b_u)) && = 0,262 \text{ m} \\
 A_s &= \text{vorh\_A}_{sI} && = 19,63 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{eins\_zu\_r}_{I,CS} = 10^{-7} \cdot \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - e_0) / I_I = 0,73 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

rechnerische Gesamtkrümmung im Zustand I:

$$\text{eins\_zu\_r}_I = \text{eins\_zu\_r}_{I,M} + \text{eins\_zu\_r}_{I,CS} = 2,48 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

Berechnung der Krümmungen, **Zustand II** infolge Biegemoment und Kriechen:

$$\begin{aligned}
 k_{xII} &= && 0,552 \\
 x &= k_{xII} \cdot d && = 0,265 \text{ m} \\
 z &= d - x / 3 && = 0,39 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Stahlspannung:

$$\sigma_{s,\text{perm}} = 10 \cdot M_{\text{perm}} / (\text{vorh\_A}_{sI} \cdot z) = 104 \text{ N/mm}^2$$

Krümmung:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s &= \sigma_{s,\text{perm}} / E_s && = 0,520 \cdot 10^{-3} \\
 \text{eins\_zu\_r}_{II,M} &= \varepsilon_s / (d - x) && = 2,42 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}
 \end{aligned}$$

- infolge Schwindens  $(1/r)_{II,CS} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot S / I_{II}$   
 $= \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x) / I_{II}$ :

$$\begin{aligned}
 x / d &= && 0,552 \\
 k_{II} &= && 1,64 \\
 I_{II} &= k_{II} \cdot b \cdot d^3 / 12 && = 2,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \\
 \text{eins\_zu\_r}_{II,CS} &= 10^{-7} \cdot \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x) / I_{II} && = 0,99 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}
 \end{aligned}$$

rechnerische Gesamtkrümmung im Zustand II:

$$\text{eins\_zu\_r}_{II} = \text{eins\_zu\_r}_{II,M} + \text{eins\_zu\_r}_{II,CS} = 3,41 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

⇒ Überlagerung - mittlere Krümmung Zustand I / II:

$$\begin{aligned}
 \beta &= && 1,0 \\
 \text{Versagensbeiwert } \zeta &= 1 - \beta \cdot (M_{cr} / M_{\text{perm}})^2 && = 0,877
 \end{aligned}$$

$$\text{eins\_zu\_r}_m = \zeta \cdot \text{eins\_zu\_r}_{II} + (1 - \zeta) \cdot \text{eins\_zu\_r}_I = 3,30 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

### c) Ermittlung der Durchbiegung

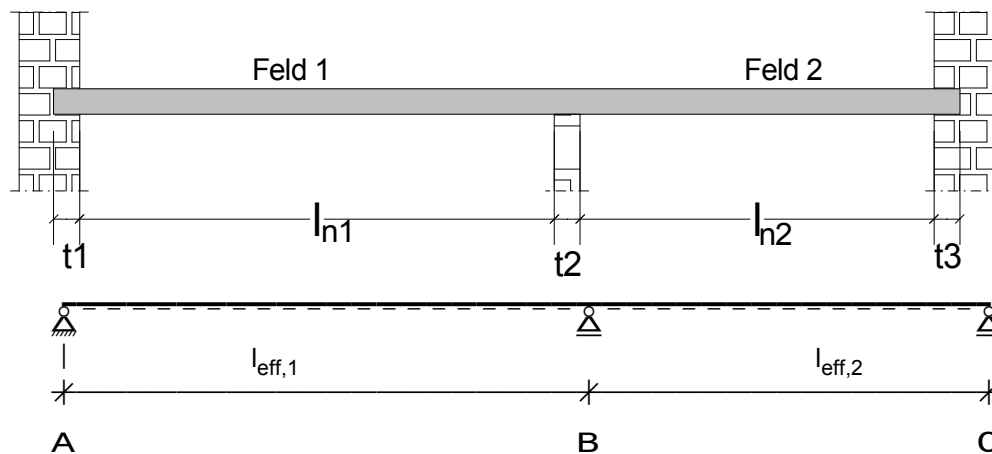
$$\begin{aligned}
 \text{vorh\_f} &= k \cdot \text{eins\_zu\_r}_m \cdot l_{\text{eff}}^2 && = 0,022 \text{ m} \\
 \text{zul\_f} &= l_{\text{eff}} / 250 && = 0,032 \text{ m} \\
 \text{Verhältnis} &= \text{vorh\_f} / \text{zul\_f} && = \underline{\underline{0,69 \leq 1}}
 \end{aligned}$$

$$\text{Nachweis} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \text{erfüllt!}$$

Um den zulässigen Durchhang sicherzustellen, wird eine Schalungsüberhöhung von 25mm ( $< l_{\text{eff}} / 250$ ) vorgesehen.

### Vollplatte, einachsig gespannt

Bemessung einer Stahlbetondecke im Gebäudeinnern, frei drehbar gelagert, vorwiegend ruhende Belastung, Schnittgrößen aus separater Berechnung



#### Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C20/25
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	20,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	11,33 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fctm; Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$ =	$f_{ctk,005} / \gamma_C$	=	1,00 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>

#### Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung

Festlegung der Expositionsklasse nach Tab. 4.1 <sup>1)</sup> :			
Exp.klasse =	GEW("EC2_de/DBV1"; Bez; )	=	XC1
Festlegung größter Stabdurchmesser $\varnothing$ bzw. $\varnothing_n$ :			
Stabdurchmesser $d_s$ =	GEW("EC2_de/DBV1"; ds;)	=	10 mm
Indikative Mindestfestigkeitsklasse nach Tab. E.1DE <sup>2)</sup>			
Mindestfestigkeit =	TAB("EC2_de/DBV1"; fc;Bez=Exp.klasse; ds=ds)	=	C16/20
a) Dauerhaftigkeit <sup>3)</sup> - Mindestbetondeckung und Vorhaltemaß			
$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma}$ =	TAB("EC2_de/DBV1"; cmindur;Bez=Exp.klasse; ds=ds)	=	10 mm
$\Delta c_{dev}$ =	TAB("EC2_de/DBV1"; deltacdev_D;Bez=Exp.klasse; ds=ds)	=	10 mm
Nennmaß			
$c_{nom}$ =	TAB("EC2_de/DBV1"; cnom;Bez=Exp.klasse; ds=ds)	=	<b>20 mm</b>
gewähltes Verlegemaß			
$c_v$ =			25 mm

#### System + Bauteilmaße

Plattenhöhe $h$ =			0,19 m
⇒ statische Nutzhöhe $d$ =	$h - (c_v + d_s/2) \cdot 10^{-3}$	=	0,16 m
geschätzte Längsbewehrung $A_s$ =			5,16 cm <sup>2</sup> /m
lichte Stützweite $l_{n,1}$ =			4,82 m
lichte Stützweite $l_{n,2}$ =			3,82 m
Auflagertiefe $t_1$ =			0,12 m
Auflagertiefe $t_2$ =			0,24 m
Auflagertiefe $t_3$ =			0,12 m



### Einwirkungen

Bemessungswerte Grundkombination:

$$\begin{aligned} \text{ständig Last } g_d &= 8,60 \text{ kN/m} \\ \text{veränderliche Last } q_d &= 7,50 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$e_d = \underline{\underline{16,10 \text{ kN/m}}}$$

### Schnittgrößenermittlung (aus separater Berechnung)

$$\begin{aligned} m_{Ed,F1} &= 34,1 \text{ kNm/m} \\ m_{Ed,F2} &= 19,2 \text{ kNm/m} \\ m_{Ed,B} &= -35,9 \text{ kNm/m} \\ V_{Ed,A} &= 33,1 \text{ kN/m} \\ V_{Ed,Bli} &= -47,4 \text{ kN/m} \\ V_{Ed,Bre} &= 41,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### Ermittlung der effektiven Stützweite

$$\begin{aligned} a_1 &= \text{MIN}(1/2 \cdot h ; 1/2 \cdot t_1) &= 0,06 \text{ m} \\ a_2 &\text{ hier als Zwischenaufleger mit halber Breite angesetzt:} \\ a_2 &= 0,5 \cdot t_2 &= 0,12 \text{ m} \\ a_3 &= \text{MIN}(1/2 \cdot h ; 1/2 \cdot t_3) &= 0,06 \text{ m} \\ l_{eff,1} &= l_{n,1} + a_1 + a_2 &= 5,00 \text{ m} \\ l_{eff,2} &= l_{n,2} + a_2 + a_3 &= 4,00 \text{ m} \end{aligned}$$

### Erforderliche Deckendicke aus Begrenzung der Verformung

$$\begin{aligned} l &= \text{MAX}(l_{eff,1}; l_{eff,2}) &= 5,00 \text{ m} \\ \rho &= A_s / (1,0 \cdot d \cdot 10^4) \cdot 10^2 &= 0,32 \% \\ \rho_0 &= 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^2 &= 0,45 \% \\ \rho_{lim} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/rolim"; ro; fck=fck}) &= 0,24 \% \\ \rho_{Strich} &= 0,00 \\ K &= 1,30 \end{aligned}$$

für  $\rho \leq \rho_0$  gilt EC2-1-1 Gl. (7.16a)

$$\text{Faktor } f = \text{WENN}\left(\frac{\rho_0}{\rho} < 1; 1; \frac{\rho_0}{\rho}\right) = 1,41$$

$$l_{zud_a} = K \cdot \left( 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot f + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{(f-1)^3} \right) = 31,48$$

für  $\rho > \rho_0$  gilt EC2-1-1 Gl. (7.16b)

$$l_{zud_b} = K \cdot \left( 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho_{Strich}} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho_{Strich}}{\rho_0}} \right) = 26,56$$

Maximalwert der Biegeschlankheit  $l/d$ :

$$K \cdot 35 = 46$$

$$l_{zud} = \text{WENN}(\rho \leq \rho_0; \text{MIN}(l_{zud_a}; K \cdot 35); \text{MIN}(l_{zud_b}; K \cdot 35)) = 31,48$$

$$\text{erf}_d = l / l_{zud} = 0,16 \text{ m}$$

$$\text{erf}_d / d = 1,00 \leq 1$$

$$\text{erf}_h = \text{MAX}(\text{erf}_d + (d_s / 2 + c_v) \cdot 10^{-3}; 0,07) = 0,19 \text{ m}$$

$$\text{erf}_h / h = 1,00 \leq 1$$



### Bemessung im GZT

#### a) Bemessung für Biegung am Zwischenaufleger

Ausrundung des Stützmomentes

$$F_{Ed,sup} = (-v_{Ed,Bli} + v_{Ed,Bre}) = 88,60 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta m_{Ed} = F_{Ed,sup} \cdot t_2 / 8 = 2,66 \text{ kNm/m}$$

Bemessungsmoment:

$$m_{Ed,B,red} = m_{Ed,B} + \Delta m_{Ed} = -33,2 \text{ kNm/m}$$

Bemessung:

$$\text{Plattenbreite } b = 1,00 \cdot 1,0 = 1,00 \text{ m}$$

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$m_{Eds} = \text{ABS}(m_{Ed,B,red}) = 33,20 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{m_{Eds} / 1000}{1,0 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,114$$

Ablesewerte aus der hinterlegter Tabelle:

$$\omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; omega; my}=\mu_{Eds}) = 0,1216$$

$$\zeta = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; zeta; my}=\mu_{Eds}) = 0,938$$

$$\xi = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; xi; my}=\mu_{Eds}) = 0,151$$

$$\sigma_{sd} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; sigmasd; my}=\mu_{Eds}) = 452 \text{ N/mm}^2$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$a_s = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \left( \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + \frac{N_{Ed}}{1000} \right) \cdot 10^4 = 4,88 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung:

$$\text{gewählte Matte} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/Matten"; Bez; }) = \text{R524 A}$$

$$a_{s,vorh} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Matten"; asx; Bez=Matte}) = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{längs } d_{s,l} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Matten"; dsx; Bez=Matte}) = 10 \text{ mm}$$

Überprüfung von  $c_{min}$

$$d_{s,l} / d_s = 1,00 \leq 1$$

über Stütze

gew. Matte R524 A

#### b) Bemessung für Biegung in Feld 1

$$\text{Plattenbreite } b = 1,00 \cdot 1,0 = 1,00 \text{ m}$$

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$m_{Eds} = \text{ABS}(m_{Ed,F1}) = 34,10 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{m_{Eds} / 1000}{1,0 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,118$$

Ablesewerte aus der hinterlegter Tabelle:

$$\omega_1 = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; omega; my}=\mu_{Eds}) = 0,1262$$

$$\xi = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; xi; my}=\mu_{Eds}) = 0,156$$

$$\sigma_{sd} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; sigmasd; my}=\mu_{Eds}) = 451 \text{ N/mm}^2$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$a_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \left( \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + \frac{N_{Ed}}{1000} \right) \cdot 10^4 = 5,07 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung:

$$\text{gewählte Matte1} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/Matten"; Bez; }) = \text{R524 A}$$

$$a_{s1,vorh} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Matten"; asx; Bez=Matte1}) = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{längs } d_{s,l1} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Matten"; dsx; Bez=Matte1}) = 10 \text{ mm}$$



### c) Bemessung für Biegung in Feld 2

$$\begin{aligned} \text{Plattenbreite } b &= 1,00 \cdot 1,0 &= 1,00 \text{ m} \\ N_{Ed} &= &= 0,0 \text{ kN} \\ m_{Eds} &= \frac{\text{ABS}(m_{Ed,F2})}{m_{Eds} / 1000} &= 19,20 \text{ kNm/m} \\ \mu_{Eds} &= \frac{1,0 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}{1,0 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} &= 0,066 \end{aligned}$$

Ablesewerte aus der hinterlegter Tabelle:

$$\begin{aligned} \omega_1 &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{omega}; \text{my}=\mu_{Eds}) &= 0,0691 \\ \xi &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{xi}; \text{my}=\mu_{Eds}) &= 0,093 \\ \sigma_{sd} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{sigmasd}; \text{my}=\mu_{Eds}) &= 457 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$$a_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \left( \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + \frac{N_{Ed}}{1000} \right) \cdot 10^4 = 2,74 \text{ cm}^2$$

gewählte Biegezugbewehrung:

$$\begin{aligned} \text{gewählte Matte2} &= \text{GEW}(\text{"EC2\_de/Matten"}; \text{Bez}; ) &= \text{R335 A} \\ a_{s2,\text{vorh}} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Matten"}; \text{asx}; \text{Bez}=\text{Matte2}) &= 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{längs } d_{s,l2} &= \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Matten"}; \text{dsx}; \text{Bez}=\text{Matte2}) &= 8 \text{ mm} \end{aligned}$$

untere Lage Feld 1	gew. Matte R524 A
untere Lage Feld 2	gew. Matte R335 A

### Bemessung für Querkraft

**extremale Querkraft hier anpassen, ebenso die Auflagertiefe  $a_x$  und die Bewehrung  $A_s$ !!**

$$\begin{aligned} \max v_{Ed} &= \text{ABS}(v_{Ed,Bli}) &= 47,4 \text{ kN/m} \\ v_{Ed,\text{red}} &= v_{Ed} - (g_d + q_d) \cdot (a_2 + d) &= \mathbf{42,9 \text{ kN/m}} \\ A_s &= a_{s,\text{vorh}} &= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

$$k = \text{MIN}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 10^3}}; 2\right) = 2,00$$

$$\rho_1 = \text{MIN}\left(\frac{A_s}{1 \cdot d \cdot 10^4}; 0,02\right) = 3,3 \cdot 10^{-3}$$

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C = 0,1000$$

Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$ 

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k^3 \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d \cdot 10^3 = 60,0 \text{ kN/m}$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,\text{min}}$ :

$$\kappa_1 = \text{WENN}(d \leq 0,6; 0,0525; \text{WENN}(d > 0,8; 0,0375; \text{zwischenwert})) = 0,0525$$

$$v_{\text{min}} = \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_C}\right) \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,4427 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,c,\text{min}} = (v_{\text{min}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d \cdot 10^3 = 70,8 \text{ kN/m}$$

für Nachweis maßgebend:

$$V_{Rd,c} = \text{MAX}(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,\text{min}}) = \mathbf{70,8 \text{ kN/m}}$$

$$v_{Ed,\text{red}} / V_{Rd,c} = \underline{\underline{0,61 \leq 1}}$$

Eine Querkraftbewehrung ist nicht erforderlich wenn der Nachweis erfüllt ist!



#### Brandschutztechnischer Nachweis

Die brandschutztechnischen Anforderungen ergeben sich aus den Anforderungen der Landesbauordnungen (ausführlicher Brandschutznachweis für stat. bestimmte Platte --> siehe separate Vorlage)

geforderte Feuerwiderstandsklasse

$$REI = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/REIplatte"; Bez;}) = REI 90$$

aus EC2-1-2, 5.7.2: Tabelle 5.8

erforderliche Mindestmaße und Mindestachsabstände für geforderte REI

$$h_{s,\min} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/REIplatte";hs;Bez=REI;}) * 10^{-3} = 0,100 \text{ m}$$

$$\text{einachsig } a = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/REIplatte";a1;Bez=REI;}) = 30 \text{ mm}$$

$$a_{\text{vorh}} = c_v + d_s / 2 = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Bedingungen} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/erg";Erg;v=bed}) = \text{erfüllt!}$$

#### Nachweise im GZG

##### Begrenzungen der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen

Die Bedingungen nach EC2-1-1, 7.1 (NA.3) werden eingehalten

##### Grenzzustände der Rissbildung

Bei biegebeanspruchten Stahlbeton- oder Spannbetondecken im üblichen Hochbau ohne wesentliche Zugnormalkraft sind bei einer Gesamthöhe von nicht mehr als 200 mm und bei Einhaltung der Bedingungen gemäß 9.3 keine speziellen Maßnahmen zur Begrenzung der Rissbreiten erforderlich.

##### Begrenzung der Verformung

siehe oben Nachweis Begrenzung der Biegeschlankheit

#### Bewehrungsführung und bauliche Durchbildung

##### Verankerung am Endauflager (hier für das maßgebende Auflager)

Ermittlung der Grundwerte:

$$\text{Stabdurchmesser } d_s = \text{MAX}(d_{s,l1}; d_{s,l2}) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Verbundbedingung } \eta_1 = 1,0$$

$$\text{Beiwert } \eta_2 = \text{WENN}(d_s \leq 32; 1,0; (132 - d_s) / 100) = 1,0$$

$$\text{Verbundfestigkeit } f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} = (d_s / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) = 483 \text{ mm}$$

Ersatzverankerungslänge EC2-1-1, 8.4.4.2 (2)

$$\text{Verankerungsart } \alpha_1 = 1,0$$

zu verankernden Zugkraft  $F_{Ed}$  am Auflager nach EC2-1-1-, 9.2.1.4

$$V_{Ed} = V_{Ed,A} = 33,1 \text{ kN/m}$$

$$\text{Versatzmaß } a_1 = 1,0 * d = 0,16 \text{ m}$$

$$z = 0,9 * d = 0,14 \text{ m}$$

$$F_{Ed} = \text{MAX}(\text{ABS}(v_{Ed}) * a_1 / z + N_{Ed}; \text{ABS}(v_{Ed}) / 2) = 37,8 \text{ kN}$$

$$a_{s,\text{erf}} = F_{Ed} * 10 / f_{yd} = 0,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,\text{vorh}} = \text{MAX}(a_{s1,\text{vorh}}; a_{s2,\text{vorh}}) = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$l_{b,\min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * l_{b,rqd}; 10 * d_s) = 144,90 \text{ mm}$$

$$l_{b,\text{eq}} = \alpha_1 * l_{b,rqd} * (a_{s,\text{erf}} / a_{s,\text{vorh}}) = 80 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \text{MAX}(l_{b,\text{eq}}; l_{b,\min}) = 145 \text{ mm}$$

direkte Lagerung:

$$\alpha_5 = 2 / 3 = 0,667$$

$$l_{bd,\text{dir}} = \text{MAX}(\alpha_5 * l_{bd}; 6,7 * d_s) = 97 \text{ mm}$$

$$\text{gewählt } l_{bd,\text{dir}} = 100 \text{ mm}$$



#### Verankerung am Zwischenaufleger

$$\begin{aligned} \text{Stabdurchmesser } d_s &= \text{MAX}(d_{s,1}; d_{s,2}) &= & \mathbf{10 \text{ mm}} \\ \min l_{bd,dir} &= 6 * d_s &= & 60 \text{ mm} \end{aligned}$$

#### Übergreifungslänge über dem Zwischenaufleger

hier als Beispiel: Annahme es gilt EC2-1-1, 9.2.1.5 (3)

Ermittlung der Grundwerte:

$$\begin{aligned} \text{Stabdurchmesser } d_s &= \text{MIN}(d_{s,1}; d_{s,2}) &= & \mathbf{8 \text{ mm}} \\ \text{Verbundbedingung } \eta_1 &= &= & \mathbf{1,0} \\ \text{Beiwert } \eta_2 &= \text{WENN}(d_s \leq 32; 1,0; (132-d_s) / 100) &= & 1,0 \\ \text{Verbundfestigkeit } f_{bd} &= 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} &= & 2,25 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Verankerungslänge } l_{b,rqd} &= (d_s / 4) * (f_{yd} / f_{bd}) &= & 387 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\alpha_1 = \mathbf{1,0}$$

$$\alpha_3 = \mathbf{1,0}$$

$$\alpha_5 = \mathbf{1,0}$$

Stoßanteil einer Bewehrungslage

$$\begin{aligned} \text{Stoßanteil } \rho &= &= & 100 \% \\ \text{lichter Stababstand } a &= &= & 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Randabstand in der Stoßebene

$$c_1 = 40,0 \text{ mm}$$

Wirksamkeit der Stöße

$$\alpha_6 = \text{MAX}(\alpha_{6,1}; \alpha_{6,2}; \alpha_{6,3}; \alpha_{6,4}; \alpha_{6,5}; \alpha_{6,6}; \alpha_{6,7}; \alpha_{6,8}) = 1,0$$

Annahme: 50% der aufnehmbaren Zugkraft aus Feld 2 soll übertragen werden

d.h.  $a_{s,erf} / a_{s,vorh} = 0,5$

$$\text{Abstand Querstäbe } s_q = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Matten"; sy; Bez=Matte2}) = 250 \text{ mm}$$

$$l_{0,min} = \text{MAX}(0,3 * \alpha_1 * \alpha_6 * l_{b,rqd}; 15 * d_s; 200; s_q) = 250 \text{ mm}$$

$$l_0 = \text{MAX}(\alpha_1 * \alpha_3 * \alpha_5 * \alpha_6 * 0,5 * l_{b,rqd}; l_{0,min}) = 250 \text{ mm}$$

#### Verankerung außerhalb der Auflager

$$\begin{aligned} \text{Die Stützbewehrung ist auf beiden Seiten des Zwischenauflegers um} \\ 0,15 * l_{eff,1} &= &= & 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

für die Tragfähigkeit im Brandfall weiter ins Feld zu führen.

#### Stöße der Querbewehrung

Variante Betonstahlmatte: vgl. EC2-1-1, 8.7.5.2: (1), Tab. 8.4

Variante Stabstahl: vgl. EC2-1-1, 8.7.3 (1), Gl. (8.10)

#### Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens

$$\text{Rissmoment } m_{cr} = f_{ctm} * 10^3 * h^2 / 6 = 13,2 \text{ kNm/m}$$

$$\min_{a_s} = m_{cr} / (f_{yk} * 0,9 * d) * 10 = 1,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Einspannbewehrung am Endauflager

Feld 1:

$$\text{erf}_{a_s,E1} = 0,25 * a_{s1,vorh} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Feld 2:

$$\text{erf}_{a_s,E2} = 0,25 * a_{s2,vorh} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

eingebaut auf 0,2 - facher Länge des Endfeldes

$$\text{gewählte Matte3} = \text{GEW}(\text{"EC2\_de/Matten"; Bez; }) = \mathbf{R188 \text{ A}}$$

$$a_{s3,vorh} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/Matten"; asx; Bez=Matte3}) = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Feld 1 + 2  
oben**

**gew. Matte R188 A**

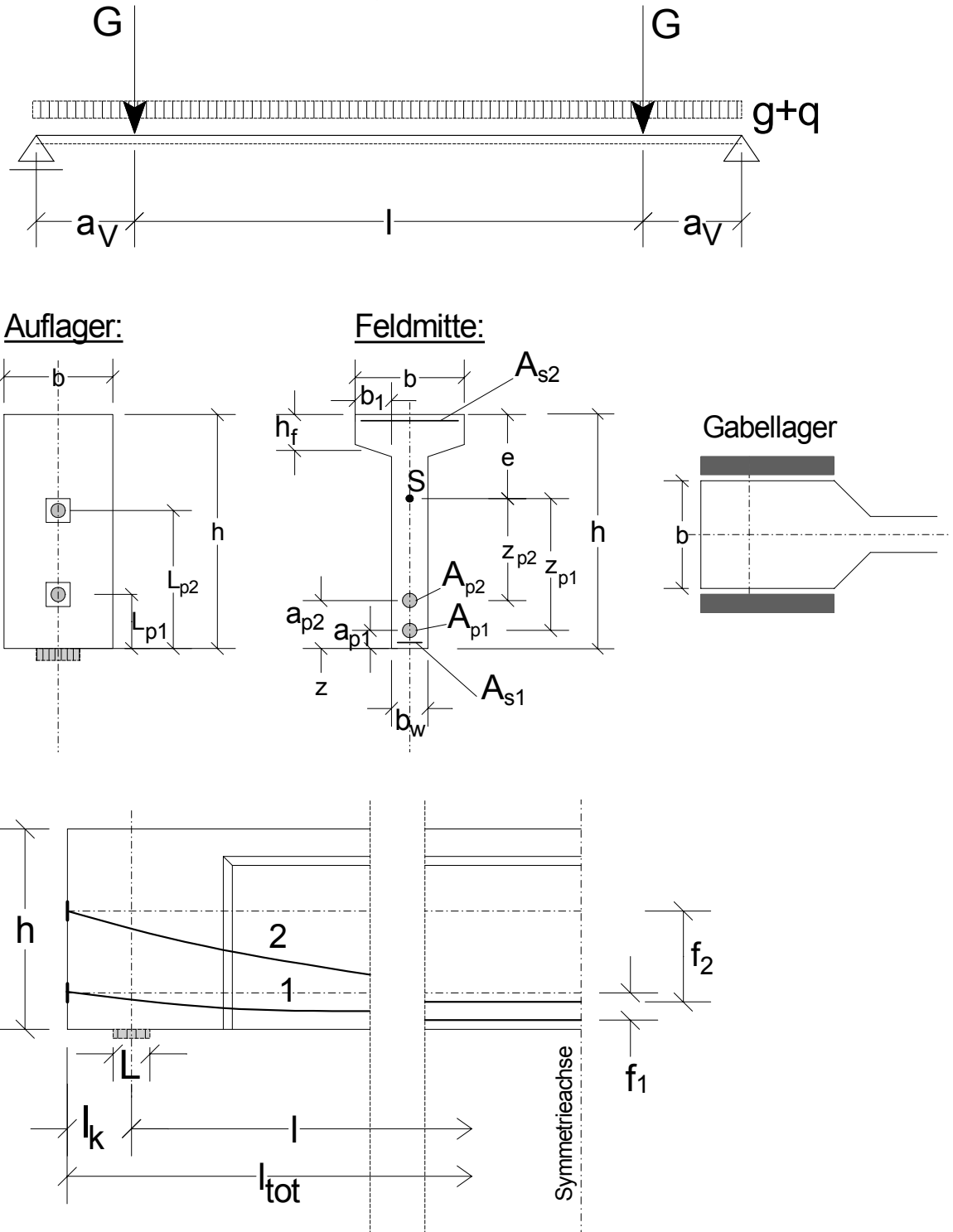
wie untere Lage hinter die Auflagervorderkante führen



### Vorgespannter Dachbinder

Aufgabenstellung: Spannbeton-Dachbinder mit einem Achsabstand zu benachbarten Bindern von 6,0 m. Spannglieder im nachträglichen Verbund, Innenbauteil. Die horizontale Aussteifung des Systems erfolgt durch eingespannte Stützen und die Ausbildung des Daches als Scheibe. Vorwiegend ruhende Einwirkung.

### 1 System, Bauteilmaße, Betondeckung





### 1.1 Material

Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez; )	=	C35/45
$\gamma_C$ =			1,50
$f_{ck}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	35,00 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ =			0,85
$f_{cd}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fcd;Bez=Beton)* $\alpha_{cc}/0,85$	=	19,83 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctm;Bez=Beton)	=	3,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,20 N/mm <sup>2</sup>
$E_{cm}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; Ecm;Bez=Beton)	=	34000 N/mm <sup>2</sup>
Betonstahl =			B500
$f_{yk}$ =			500 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ =			200000 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_S$ =			1,15
$f_{yd}$ =	$f_{yk} / \gamma_S$	=	435 N/mm <sup>2</sup>
Spannstahl =			St 1570/1770
7-drähtige Litzen			
$E_p$ =			195000 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit $f_{pk}$ =			1770 N/mm <sup>2</sup>
Streckgrenze $f_{p0,1k}$ =			1500 N/mm <sup>2</sup>

### Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung

Festlegung der Expositionsklasse nach Tab. 4.1 <sup>1)</sup>:

Exp.klasse = GEW("EC2\_de/DBV1"; Bez; ) = XC1

Festlegung größter Stabdurchmesser  $\varnothing$  bzw.  $\varnothing_n$ :Stabdurchmesser  $d_s$  = GEW("EC2\_de/DBV1"; ds;) = 10 mmIndikative Mindestfestigkeitsklasse nach Tab. E.1DE <sup>2)</sup>

Mindestfestigkeit = TAB("EC2\_de/DBV1"; fc;Bez=Exp.klasse; ds=ds) = C16/20

a) Dauerhaftigkeit <sup>3)</sup> - Mindestbetondeckung und Vorhaltemaß $c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma}$  = TAB("EC2\_de/DBV1"; cmindur;Bez=Exp.klasse; ds=ds) = 10 mm $\Delta c_{dev}$  = TAB("EC2\_de/DBV1"; deltacdev\_D;Bez=Exp.klasse; ds=ds) = 10 mm

Nennmaß

 $c_{nom}$  = TAB("EC2\_de/DBV1"; cnom;Bez=Exp.klasse; ds=ds) = **20 mm****Gewählt: C35/45 XC1, WO Spannbeton**

Betondeckung wegen Expositionsklasse

		Betonstahl	(Spannglieder)
Mindestbetondeckung	$c_{min,dur}$	= 10 mm	(= 20 mm)
+ Vorhaltemaß	$\Delta c_{dev}$	= 10 mm	(= 10 mm)
-> Nennmaß	$c_{nom}$	= 20 mm	(= 30 mm)

Zur Sicherstellung des Verbundes:  $c_{min,b} \geq$  Stabdurchmesser  $\geq$  10 mmSpannglieder  $\varnothing_{duct}$  55:  $c_{min,b} = 55$  mm  $\Delta c_{dev} = 10$  mm  $c_{nom} = 65$  mmLängsbewehrung  $\varnothing$ 28:  $c_{min,b} = 28$  mm  $\Delta c_{dev} = 10$  mm  $c_{nom} = 38$  mmLängsbewehrung  $\varnothing$ 20:  $c_{min,b} = 20$  mm  $\Delta c_{dev} = 10$  mm  $c_{nom} = 30$  mmBügel  $\varnothing$  8:  $c_{min,b} = 10$  mm  $\Delta c_{dev} = 10$  mm  $c_{nom} = 20$  mm



#### gewählte Verlegemaße:

Spannglied $c_{v,duct}$ =			65 mm
gew $d_{s1}$ =	GEW("EC2_de/DBV1"; ds;)	=	20 mm
gew $d_{s2}$ =	GEW("EC2_de/DBV1"; ds;)	=	28 mm
Längseisen $c_{v,l1}$ =			30 mm
Längseisen $c_{v,l2}$ =			40 mm

#### 1.2 Geometrie

eff. Länge $l$ =			25,00 m
Überstand $l_k$ =			0,33 m
Gesamtlänge $l_{tot}$ =			25,66 m
eff. Abst. Einzellast $a_v$ =			2,50 m

Trägerhöhe $h$ =			1,70 m
Platte $h_f$ =			0,165 m
Platte $b$ =			0,45 m
Platte $b_1$ =			0,125 m
Stegbreite $b_w$ =			0,20 m

Spanngliedlage in Feldmitte (von UK gemessen):

1. Hüllrohr $a_{p1}$ =			0,095 m
2. Hüllrohr $a_{p2}$ =			0,235 m

Spanngliedlage Balkenende (von UK gemessen):

1. Hüllrohr $L_{p1}$ =			0,300 m
2. Hüllrohr $L_{p2}$ =			0,900 m

#### 1.3 Querschnittswerte Binder

idealisierter Querschnitt mit

Hüllrohrdurchmesser  $D_{duct}$  = 55 mmSpannstahlquerschnitt  $A_{p1}$  = 7,0 cm<sup>2</sup>Spannstahlquerschnitt  $A_{p2}$  =  $A_{p1}$  = 7,0 cm<sup>2</sup> $\alpha_{E,p}$  =  $E_p / E_{cm}$  = 5,74 $\alpha_{E,s}$  =  $E_s / E_{cm}$  = 5,88

vorgewählte Bewehrung:

oben  $A_{s2}$  = 24,60 cm<sup>2</sup>unten  $A_{s1}$  = 15,70 cm<sup>2</sup>Betonquerschnitt  $A_c$  =  $b_w * h + 2 * b_1 * h_f$  = 0,381 m<sup>2</sup>Nettoquerschnitt  $A_{c,net}$  =  $A_c - (2 * \pi * D_{duct}^2 / 4) * 10^{-6}$  = 0,376 m<sup>2</sup>Schwerpunkt  $e$  =  $(2 * b_1 * h_f^2 + b_w * h^2) / (2 * A_c)$  = 0,767 m $I_y$  =  $(2 * b_1 * h_f^3 + b_w * h^3) / 3 - A_c * e^2$  = 0,104 m<sup>4</sup> $z_u$  =  $h - e$  = 0,933 m $z_{p1,1}$  =  $z_u - a_{p1}$  = 0,838 m $z_{p1,2}$  =  $z_u - a_{p2}$  = 0,698 m



## 2 Ständige und veränderliche Einwirkungen

### 2.1 Charakteristische Werte

Übersicht der Einwirkungen:

Ständig (Eigenlasten)

$$\text{Spannbetontträger } g_{k,1} = A_c \cdot 25 = 9,53 \text{ kN/m}$$

$$\text{Dachkonstr. } g_{k,2} = 10,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Summe } g_k = \underline{\underline{19,53 \text{ kN/m}}}$$

$$\text{Einzellasten } G_{k,3} = 188,0 \text{ kN}$$

Veränderlich (Schneelasten)

$$\text{Schnee } q_{k,1} = 6,00 \text{ kN/m}$$

### 2.2. Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Sicherheitsbeiwerte im GZT, Endzustand

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

$$\gamma_P = 1,00$$

Grundkombination

$$g_{d,1} = \gamma_G \cdot g_{k,1} = 12,9 \text{ kN/m}$$

$$g_{d,2} = \gamma_G \cdot g_{k,2} = 13,5 \text{ kN/m}$$

$$q_d = \gamma_Q \cdot q_{k,1} = 9,0 \text{ kN/m}$$

$$e_d = \underline{\underline{35,4 \text{ kN/m}}}$$

$$G_{d,3} = \gamma_G \cdot G_{k,3} = 253,8 \text{ kN}$$

Bauzustand - Transport des Binders

$$\gamma_G = 1,15$$

$$\gamma_Q = 1,15$$

$$\gamma_P = 1,00$$

$$g_{d,1} = \gamma_G \cdot g_{k,1} = 11,0 \text{ kN/m}$$

### 2.3 Repräsentative Werte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

Kombinationsbeiwerte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit:

Schneelast:

$$\psi_{0,1} = 0,50$$

$$\psi_{1,1} = 0,20$$

$$\psi_{2,1} = 0,00$$

a) seltene Einwirkungskombination (für Spannungen)

$$g_{k,1} + g_{k,2} = 19,5 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,1} = 6,0 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{rare}} = \underline{\underline{25,5 \text{ kN/m}}}$$

$$G_{\text{rare}} = G_{k,3} = 188,0 \text{ kN}$$

b) häufige Einwirkungskombination (für Spannungen und Rissbreiten)

$$g_{k,1} + g_{k,2} = 19,5 \text{ kN/m}$$

$$\psi_{1,1} \cdot q_{k,1} = 1,2 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{frequ}} = \underline{\underline{20,7 \text{ kN/m}}}$$

$$G_{\text{frequ}} = G_{k,3} = 188,0 \text{ kN}$$

c) quasi-ständige Einwirkungskombination (für Spannungen und Verformungen)

$$g_{k,1} + g_{k,2} = 19,5 \text{ kN/m}$$

$$\psi_{2,1} * q_{k,1} = 0,0 \text{ kN/m}$$

$$e_{perm} = \underline{19,5 \text{ kN/m}}$$

$$G_{perm} = G_{k,3} = 188,0 \text{ kN}$$

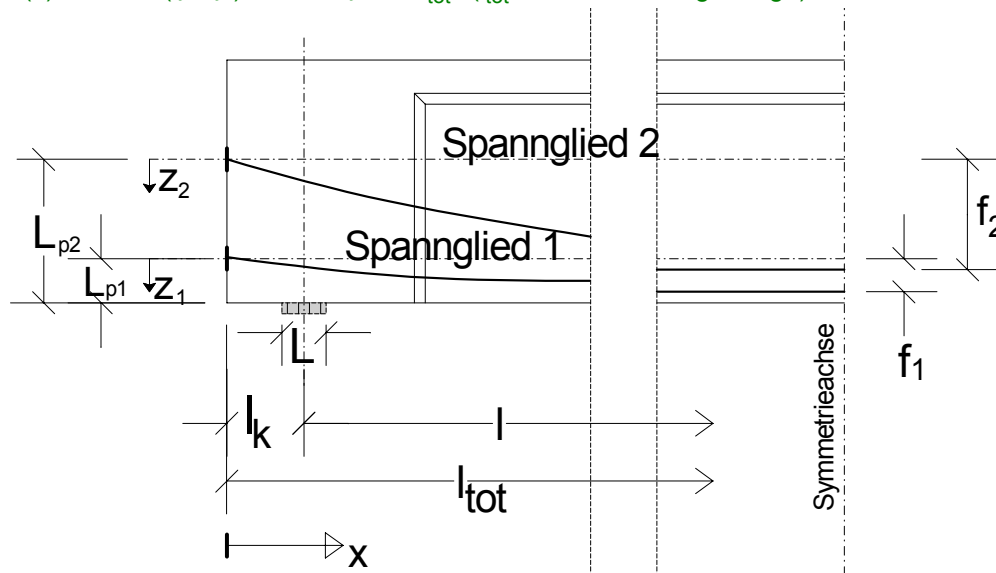
### 3 Einwirkungen infolge Vorspannung

#### 3.1 Spanngliedführung; Kennwerte des Spannverfahrens

Es wird eine parabolische Spanngliedführung in zwei Lagen gewählt.

Die Parabeln lassen sich angeben zu:

$$z_i(x) = 4 * f_i * (\xi - \xi^2) \quad \text{mit } \xi = x / l_{tot} \quad (l_{tot} = \text{Gesamte Trägerlänge})$$



Die Parabelstiche der Spanngliedlagen betragen:

$$\text{Spanngliedlage 1; } f_1 = L_{p1} - a_{p1} = 0,205 \text{ m}$$

$$\text{Spanngliedlage 2; } f_2 = L_{p2} - a_{p2} = 0,665 \text{ m}$$

#### Kennwerte des Spannverfahrens:

$$\text{Reibungsbeiwert } \mu = 0,22$$

$$\text{ungewollter Umlenkwinkel } k = 0,005 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Schlupf Spannanker } \Delta l_{sl} = 3,0 \text{ mm}$$



### 3.2 Charakteristische Werte der Vorspannkraft

#### 3.2.1 Allgemeines

In Abhängigkeit von der Art der Vorspannung sind bei der Ermittlung der Vorspannkraft  $P_{m0}$  folgende Einflüsse zu berücksichtigen:  
 die elastische Trägerverformung,  
 die Kurzzeitrelaxation des Spannstahls,  
 der Reibungsverlust,  
 der Verankerungsschlupf.

#### 3.2.2 Maximale Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = t_0$

Am Spannglied (Spannende) aufgebrachte Höchstkraft während des Spannvorganges

( $P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max}$ ):

$$P_{max} = A_{p1} \cdot 0,80 \cdot f_{pk} \cdot 10^{-4} = 0,991 \text{ MN}$$

$$P_{max} = A_{p1} \cdot 0,90 \cdot f_{p0,1k} \cdot 10^{-4} = 0,945 \text{ MN}$$

Mittelwert der maximalen Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t = t_0$  unmittelbar nach Absetzen der Pressenkraft auf den Anker:  $P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x)$

$$P_{m0} = A_{p1} \cdot 0,75 \cdot f_{pk} \cdot 10^{-4} = 0,929 \text{ MN}$$

$$P_{m0} = A_{p1} \cdot 0,85 \cdot f_{p0,1k} \cdot 10^{-4} = 0,892 \text{ MN}$$

#### 3.2.3 Spannkraftverluste infolge elastischer Trägerverformung

Die Spannglieder werden wechselseitig, d. h. bei  $x = 0$  m (Spannglied 1) bzw.  $x = 25,66$  m (Spannglied 2) schrittweise vorgespannt, dass die Spannkraftverluste infolge elastischer Trägerverformung möglichst klein bleiben (**i. d. R. vernachlässigbar**).

Spannkraftverlust  $\Delta P_{el}$  als Mittelwert in jedem Spannglied:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \Sigma \{j \cdot \Delta \sigma_c(t) / E_{cm}(t)\}$$

$\Delta \sigma_c(t)$  Spannungsänderung im Schwerpunkt der Spannglieder zum Zeitpunkt  $t$ , hier für Zeitpunkt  $t_0$  der Spannkraftübertragung auf beide Spannglieder:

$$\Rightarrow \Delta \sigma_c t_0 = (P_{m0} + P_{m0}) / A_{c,net} = 4,74 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta P_{el} = A_{p1} \cdot 10^{-4} \cdot E_p \cdot 0,5 \cdot \Delta \sigma_c t_0 / E_{cm} = 0,01 \text{ MN}$$

$\Rightarrow$  kann vernachlässigt werden!

#### 3.2.4 Spannkraftverluste infolge Spanngliedreibung

Der Spannkraftverlust aus Reibung  $\Delta P_{\mu}(x)$  in Spanngliedern darf abgeschätzt werden aus:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x)})$$

**Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr**

$$\mu = 0,22$$

Summe der planmäßigen horizontalen und vertikalen Umlenkwinkel über die Länge  $x$  (unabhängig von Richtung und Vorzeichen) ( $i = 1; 2$ ):

$\Theta_i(x) = x \cdot f_i / l_{tot}$  bei parabolischer Spannführung

$$\Theta_{1zux} = 8 \cdot f_1 / l_{tot}^2 = 0,00249$$

$$\Theta_{2zux} = 8 \cdot f_2 / l_{tot}^2 = 0,00808$$

$$k = k = 0,005 \text{ m}^{-1}$$

Verhältnis  $\Delta P_{\mu} / P_{max}$  = Spannkraftverlust infolge Reibung / Spannkraft:

Spannglied 1 in Feldmitte:

$$\begin{aligned}
 x &= l_{\text{tot}} / 2 &= & 12,83 \text{ m} \\
 \Theta &= \Theta_1 z_{ux} * x &= & 0,032 \text{ m}^{-1} \\
 \Delta P_{\mu 1} &= 1 - 2,718281828^{-\mu * (\Theta + k * x)} &= & \mathbf{0,021 \text{ MN}}
 \end{aligned}$$

Spannglied 1 am Ende:

$$\begin{aligned}
 x &= l_{\text{tot}} &= & 25,66 \text{ m} \\
 \Theta &= \Theta_1 z_{ux} * x &= & 0,064 \text{ m}^{-1} \\
 \Delta P_{\mu 12} &= 1 - 2,718281828^{-\mu * (\Theta + k * x)} &= & \mathbf{0,041 \text{ MN}}
 \end{aligned}$$

Spannglied 2 in Feldmitte:

$$\begin{aligned}
 x &= l_{\text{tot}} / 2 &= & 12,83 \text{ m} \\
 \Theta &= \Theta_2 z_{ux} * x &= & 0,104 \text{ m}^{-1} \\
 \Delta P_{\mu 2} &= 1 - 2,718281828^{-\mu * (\Theta + k * x)} &= & \mathbf{0,036 \text{ MN}}
 \end{aligned}$$

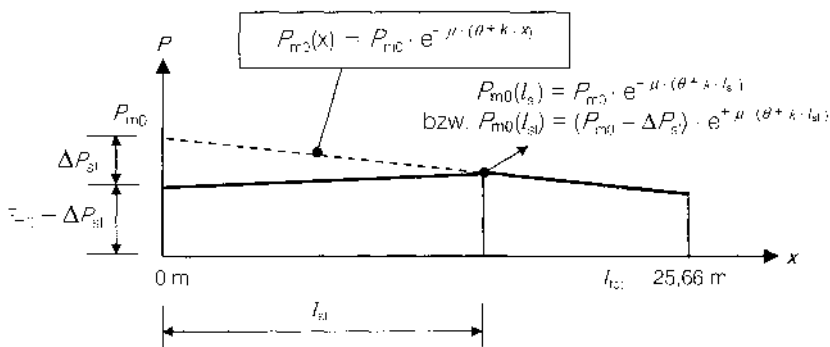
Spannglied 2 am Ende:

$$\begin{aligned}
 x &= l_{\text{tot}} &= & 25,66 \text{ m} \\
 \Theta &= \Theta_2 z_{ux} * x &= & 0,207 \text{ m}^{-1} \\
 \Delta P_{\mu 21} &= 1 - 2,718281828^{-\mu * (\Theta + k * x)} &= & \mathbf{0,071 \text{ MN}}
 \end{aligned}$$

### 3.2.5 Spannkraftverluste infolge Schlupf in den Spannankern

Beim Nachlassen des Spannglieds verringert sich die anfängliche Spannkraft  $P_{m0}$  an der Anspannstelle als Folge des Schlupfes  $\Delta l_{sl}$ , um den Wert  $\Delta P_{sl}$ . Am Ende des Nachlassweges  $l_{sl}$  erhält man wieder die ursprüngliche Spannkraft  $P_{m0(x)}$ . Zur Beschreibung des Spannkraftverlaufs über die Binderlänge ist somit die Kenntnis des Spannkraftverlustes  $\Delta P_{sl}$ , und des Nachlassweges  $l_{sl}$  erforderlich.

Ihrer Berechnung wird ein Schlupf von  $\Delta l_{sl} = 3,0 \text{ mm}$  zugrunde gelegt.



Nachlassweg ergibt sich aus den beiden folgenden Bedingungen:

$$P_{m0} * e^{-\mu * (\Theta + k * l_{sl})} = (P_{m0} - \Delta P_{sl}) * e^{+\mu * (\Theta + k * l_{sl})}$$

oder näherungsweise für kleine Exponenten

$$\mu * (\Theta + k * l_{sl}):$$

$$P_{m0} * (1 - \mu * (\Theta + k * l_{sl})) = (P_{m0} - \Delta P_{sl}) * (1 + \mu * (\Theta + k * l_{sl}))$$

Darüber hinaus ist näherungsweise:

$$\epsilon_{sl} = \Delta l_{sl} / l_{sl} = 0,5 * \Delta \sigma_{psl} / E_p$$

$$\text{d.h. mit } \Delta \sigma_{psl} = \Delta P_{sl} / A_p$$

$$l_{sl} = 2 * \Delta l_{sl} * E_p * A_p / \Delta P_{sl}$$

Durch Umformen dieser Gleichungen und mit dem Exponenten

$$\mu * (\Theta + k * l_{sl}) = \mu * (8 * f_t / l_{\text{tot}}^2 + k) * l_{sl}$$

erhält man für  $l_{sl}$ , die Näherungsbeziehung:

$$l_{sl} = \sqrt{\frac{\Delta l_{sl} \cdot E_p \cdot A_p}{P_{m0} \cdot \mu \cdot \left( \frac{8 \cdot f_t}{l_{\text{tot}}^2} + k \right)}}$$

In dieser Gleichung ist die Spannkraft  $P_{m0}$  noch unbekannt.

Unter der Voraussetzung, dass die Spannkraft  $P_{m0}(l_{sl})$  am Ende des Nachlassweges  $l_{sl}$  gerade den zulässigen Wert nach Abschnitt 3.2.2 erreicht, d. h.

$$P_{m0}(l_{sl}) = P_{m0} = 0,892 \text{ MN}$$

und damit

$$P_{m0} = P_{m0sl} * e^{\mu * (\theta + k * l_{sl})} \text{ wird,}$$

**ergeben sich iterativ aus den vorigen Gleichungen die Werte für  $P_{m0}$ ,  $\Delta P_{sl}$  und  $l_{sl}$ , für die Spanngliedlagen 1 und 2 zum Zeitpunkt  $t = 0$  wie folgt:**

#### Spanngliedlage 1:

beim Anspannen:

$$P_{m0,0} = 0,917 \text{ MN}$$

$$\Delta P_{sl1} = 0,050 \text{ MN}$$

$$l_{sl1} = 16,46 \text{ m}$$

#### Spanngliedlage 2:

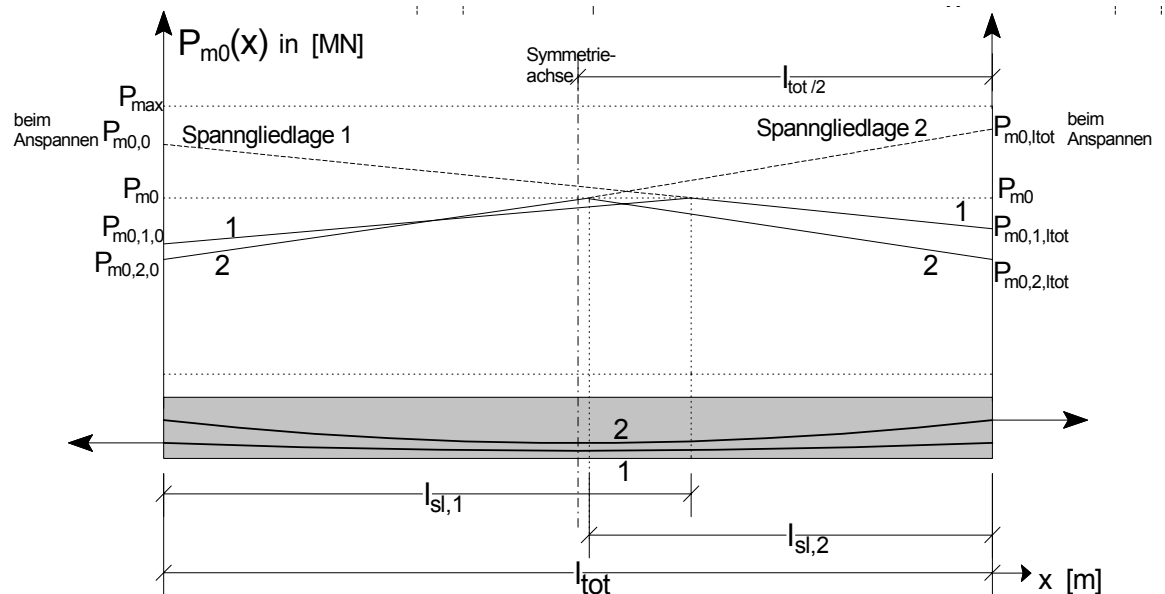
beim Anspannen:

$$P_{m0,tot} = 0,925 \text{ MN}$$

$$\Delta P_{sl2} = 0,066 \text{ MN}$$

$$l_{sl2} = 12,40 \text{ m}$$

Spannkraftverlauf für die Spanngliedlagen 1 und 2 zum Zeitpunkt  $t = \infty$  unter Berücksichtigung der Reibung und des Schlupfes in den Verankerungen (grafisch):



unteres Spannglied 1 bei  $x = 0 \text{ m}$ , oberes Spannglied 2 bei  $x = l_{tot}$  angespannt.

$$P_{max} = A_{p1} * 0,90 * f_{p0,1k} * 10^{-4} = 0,945 \text{ MN}$$

$$P_{m0} = A_{p1} * 0,85 * f_{p0,1k} * 10^{-4} = 0,892 \text{ MN}$$

Spanngliedlage 1:

durch Schlupf nach Ablassen

$$P_{m0,1,0} = P_{m0,0} - \Delta P_{sl1} = 0,867 \text{ MN}$$

durch Spanngliedreibung siehe 3.2.4

$$P_{m0,1,tot} = P_{m0,0} * (1 - \Delta P_{\mu 12}) = 0,879 \text{ MN}$$





Spanngliedlage 2:

durch Schlupf nach Ablassen

$$P_{m0,2,tot} = P_{m0,tot} - \Delta P_{sl2} = 0,859 \text{ MN}$$

durch Spanngliedreibung siehe 3.2.4

$$P_{m0,2,0} = P_{m0,tot} * (1 - \Delta P_{\mu 21}) = 0,859 \text{ MN}$$

### 3.2.6 Zeitabhängige Spannkraftverluste

Zeitabhängige Spannkraftverluste zum Zeitpunkt  $t = \infty$  dürfen für einsträngige Vorspannung im Verbund berechnet werden aus der Spannungsänderung im Spannstahl aus Kriechen und Schwinden des Betons und Relaxation des Spannstahls an der Stelle  $x$ .

a) Querschnittswerte (vgl. Kapitel 3.2.1)

$$E_p = E_p = 195000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = E_{cm} = 34000 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_p = \alpha_{E,p} = 5,74$$

$$A_{p1} = A_{p1} = 7,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{p1} = A_{p1} = 7,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{c,net} = A_{c,net} = 0,376 \text{ m}^2$$

**hier aus Nebenrechnung, unter Berücksichtigung des verschobenen Schwerpunktes:**

$$I_{c,net} = 0,101 \text{ m}^4$$

$$z_{p1} = 0,848 \text{ m}$$

$$z_{p2} = 0,708 \text{ m}$$

$$z_{cp} = (z_{p1} + z_{p2}) * 0,5 = 0,778 \text{ m}$$

b) Gesamtschwinddehnung zum Zeitpunkt  $t = \infty$ :

$$u = 2 * h + b_w + 2 * b_1 + b = 4,30 \text{ m}$$

$$h_0 = 2 * A_c / u * 10^3 = 177 \text{ mm}$$

**Angabe der relativen Luftfeuchte:**

$$\text{relative Luftfeuchte RH} = 50 \%$$

$$\beta_{ds,\infty,ts} = 1,0$$

$$k_h = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/kh";kh;h0=h0}) = 0,88$$

$$\epsilon_{cd,0} = \text{TAB}(\text{"EC2\_de/epsiloncd0";epsiloncd0;Bez=Beton;RH=RH}) = 0,63 \text{ ‰}$$

Endwert Trocknungsschwinddehnung:

$$\epsilon_{cd,\infty} = \beta_{ds,\infty,ts} * k_h * \epsilon_{cd,0} = 0,55 \text{ ‰}$$

und Anteil Grundswinden:

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \epsilon_{ca}(\infty)$$

$$\beta_{as,\infty} = 1,0$$

$$\epsilon_{ca,\infty} = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} * 10^3 = 0,06 \text{ ‰}$$

b) Gesamtschwinddehnung zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$\Rightarrow \epsilon_{cs} = \epsilon_{cd,\infty} + \epsilon_{ca,\infty} = 0,61 \text{ ‰}$$

**c) Endkriechzahl: (aus EC2-1-1, 3.1.4 Bild 3.1 a):**

$$\varphi_{\infty,t0} = 2,5$$

d) Spannungsänderung im Spannstahl an der Stelle  $x$  infolge Relaxation ( $\Delta\sigma_{pr} < 0$ )

$$P_{m0,1} = 0,886 \text{ MN}$$

$$P_{m0,2} = 0,891 \text{ MN}$$

$$\sigma_{p0} = (P_{m0,1} + P_{m0,2}) / ((A_{p1} + A_{p2}) * 10^{-4}) = 1269 \text{ N/mm}^2$$



Relaxationsverlust aus allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung des Spannstahls:  
 $\sigma_{p0} / f_{pk} = 0,72$

Typische Rechenwerte für Spannkraftverluste aus allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) für Spannstahlstützen mit sehr niedriger Relaxation (Beispiel):

-> Rechenwerte für Spannkraftverluste  $\Delta_{Rz,t}$  in % der Anfangsspannung  $R_i$

$R_i / R_m \sim \sigma_{p0} / f_{pk}$	Zeit nach dem Vorspannen	
	$5 \cdot 10^5 \text{ h} \sim 50 \text{ Jahre}$	$10^6 \text{ h} \sim 100 \text{ Jahre}$
0,50	< 1,0 %	
0,55	1,0 %	1,2 %
0,60	2,5 %	2,8 %
0,65	4,5 %	5,0 %
0,70	6,5 %	7,0 %
0,75	9,0 %	10,0 %
0,80	13,0 %	14,0 %

(Hinweis: z. B. für kaltgezogenen Spannstahl mit *normaler* Relaxation in einer Zeitspanne von  $5 \cdot 10^5$  Stunden nach dem Vorspannen würde man ~17% Spannkraftverlust erhalten.)

### Rechenwerte für Spannkraftverluste:

$$\Delta_{Rz,t} = 0,075$$

$$\Delta\sigma_{pr} = -\Delta_{Rz,t} \cdot \sigma_{p0} = -95,2 \text{ N/mm}^2$$

### e) Spannungen $\sigma_{c,QP}$ im Betonquerschnitt:

Betonspannung  $\sigma_{cg}$  in Höhe der Spannglieder infolge der ständigen Einwirkungen mit dem Spannungsanteil aus der Vorspannung  $P_{m0}$ :

Biegemoment in Feldmitte infolge  $e_{perm}$  und  $G_{perm}$ :

$$M_{perm} = e_{perm} \cdot l^2 / 8 + G_{perm} \cdot a_v = 1993 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{c,Q} = (M_{perm} \cdot 10^{-3} / I_{c,net}) \cdot 0,5 \cdot (z_{p1} + z_{p2}) = 15,4 \text{ N/mm}^2$$

Anfangswert der Betonspannung infolge Vorspannung  $\sigma_{c,p}$ :

$$N_{p0} = -(P_{m0,1} + P_{m0,2}) = -1,777 \text{ MN}$$

$$M_{p0} = N_{p0} \cdot 0,5 \cdot (z_{p1} + z_{p2}) = -1,383 \text{ MNm}$$

$$\sigma_{c,P} = (N_{p0} / A_{c,net}) + (M_{p0} / I_{c,net}) \cdot 0,5 \cdot (z_{p1} + z_{p2}) = -15,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,QP} = \sigma_{c,Q} + \sigma_{c,P} = 0,0 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Betondruckspannung nach Vorspannen unter Eigenlasten - Querschnitt gerade überdrückt. keine Zugspannung auf der Oberseite.

### Spannkraftverlust:

$$A_p = A_{p1} + A_{p2} = 14,0 \text{ cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,csr} = (-\varepsilon_{cs} \cdot 10^{-3} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \varphi_{\infty,10} \cdot \sigma_{c,QP}) / (1 + \alpha_p \cdot A_p \cdot 10^{-4} / A_{c,net} \cdot (1 + (A_{c,net} / I_{c,net}) \cdot z_{op}^2) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_{\infty,10})) = -161 \text{ N/mm}^2$$

Spannkraftverlust je Spannglied zum Zeitpunkt  $t = \infty$ :

$$\Delta P_{csr} = \Delta\sigma_{p,csr} \cdot A_{p1} \cdot 10^{-4} = -0,113 \text{ MN}$$

mittlere Spannkraft in den Spanngliedern zum Zeitpunkt  $t = \infty$ :

$$P_{m\infty,1} = P_{m0,1} + \Delta P_{csr} = 0,773 \text{ MN}$$

$$P_{m\infty,2} = P_{m0,2} + \Delta P_{csr} = 0,778 \text{ MN}$$



## 4 Schnittgrößenermittlung

### 4.1 GZT

#### 4.1.1 Ständige und veränderliche Einwirkungen

Feldmoment:

$$M_{Ed,max} = (e_d \cdot l^2 / 8 + G_{d,3} \cdot a_V) \cdot 10^{-3} = 3,400 \text{ MNm}$$

Querkraft:

$$V_{Ed,max} = (e_d \cdot l / 2 + G_{d,3}) \cdot 10^{-3} = 0,696 \text{ MNm}$$

#### 4.1.2 Vorspannkraft

Die Vorspannung wird als einwirkende Schnittgröße betrachtet.

Für die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit werden die Vorspannkraften zum Zeitpunkt  $t = \infty$  als einwirkende Normalkraft behandelt.

a) Bemessungswert der Vorspannkraft in Feldmitte (Biegebemessung)

$$P_{d,\infty 1} = P_{m,\infty 1} \cdot \gamma_P = 0,773 \text{ MNm}$$

$$P_{d,\infty 2} = P_{m,\infty 2} \cdot \gamma_P = 0,778 \text{ MNm}$$

$$\text{Summe } P_d = \underline{\underline{1,551 \text{ MNm}}}$$

$$N_{Ed} = P_d = 1,551 \text{ MNm}$$

b) Bemessungswert der Vorspannkraft am Auflager (Querkraft, Verankerung)

Spanngliedlage 1 ( $x = 0$ ):

$$\tan \alpha_1 = 4 \cdot f_1 / l_{tot} = 0,0320$$

$$\alpha_1 = \text{ATAN}(\tan \alpha_1) = 1,83^\circ$$

Spanngliedlage 2 ( $x = 0$ ):

$$\tan \alpha_2 = 4 \cdot f_2 / l_{tot} = 0,1037$$

$$\alpha_2 = \text{ATAN}(\tan \alpha_2) = 5,92^\circ$$

Spannkraften am Auflagerrand, Zeitpunkt  $t = 0$ , linkes Lager:

$$P_{m,\infty 1} = P_{m0,1,0} + \Delta P_{csr} = 0,754 \text{ MN}$$

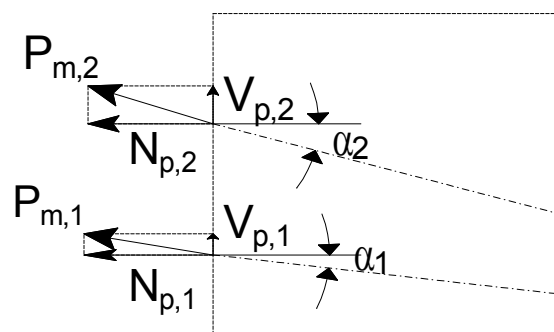
$$P_{m,\infty 2} = P_{m0,2,0} + \Delta P_{csr} = 0,746 \text{ MN}$$

Aufteilung in Komponenten:

			[MN]	[MN]
± Spannglied	P	a	= P * COS(a)	= P * SIN(a)
1	$P_{m,\infty 1}$	$\alpha_1$	0,754	0,024
2	$P_{m,\infty 2}$	$\alpha_2$	0,742	0,077

$$N_p = 1,496$$

$$V_p = 0,101$$





#### 4.2 GZG

##### 4.2.1 Ständige und veränderliche Einwirkungen

a) seltene Einwirkungskomb.

$$M_{\text{rare}} = (e_{\text{rare}} \cdot l^2 / 8 + G_{k,3} \cdot a_V) \cdot 10^{-3} = 2,462 \text{ MNm}$$

b) häufige Einwirkungskomb.

$$M_{\text{frequ}} = (e_{\text{frequ}} \cdot l^2 / 8 + G_{k,3} \cdot a_V) \cdot 10^{-3} = 2,087 \text{ MNm}$$

c) quasi - ständige Einwirkungskomb.

$$M_{\text{perm}} = (e_{\text{perm}} \cdot l^2 / 8 + G_{k,3} \cdot a_V) \cdot 10^{-3} = 1,993 \text{ MNm}$$

##### 4.2.2 Vorspannkraft

Mögliche Streuungen der Vorspannkraft sind zu berücksichtigen.

Streuungsbeiwerte für Spannglieder im nachträglichen Verbund:

$$r_{\text{sup}} = 1,10$$

$$r_{\text{inf}} = 0,90$$

zum Zeitpunkt  $t = 0$ :

oberer charakteristischer Wert der Spannkraft:

$$P_{k,\text{sup},1} = r_{\text{sup}} \cdot P_{m0} = 0,981 \text{ MN}$$

$$P_{k,\text{sup},2} = r_{\text{sup}} \cdot P_{m0} = 0,981 \text{ MN}$$

$$\text{Summe } P_{k,\text{sup}} = \underline{\underline{1,962 \text{ MN}}}$$

unterer charakteristischer Wert der Spannkraft:

$$P_{k,\text{inf},1} = r_{\text{inf}} \cdot P_{m0} = 0,803 \text{ MN}$$

$$P_{k,\text{inf},2} = r_{\text{inf}} \cdot P_{m0} = 0,803 \text{ MN}$$

$$\text{Summe } P_{k,\text{inf}} = \underline{\underline{1,606 \text{ MN}}}$$

zum Zeitpunkt  $t = \infty$ :

oberer charakteristischer Wert der Vorspannkraft in Feldmitte:

$$P_{k,\text{sup},1} = r_{\text{sup}} \cdot P_{m\infty,1} = 0,829 \text{ MN}$$

$$P_{k,\text{sup},2} = r_{\text{sup}} \cdot P_{m\infty,2} = 0,821 \text{ MN}$$

$$\text{Summe } P_{k,\text{sup,unendl}} = \underline{\underline{1,650 \text{ MN}}}$$

unterer charakteristischer Wert der Vorspannkraft in Feldmitte:

$$P_{k,\text{inf},1} = r_{\text{inf}} \cdot P_{m\infty,1} = 0,679 \text{ MN}$$

$$P_{k,\text{inf},2} = r_{\text{inf}} \cdot P_{m\infty,2} = 0,671 \text{ MN}$$

$$\text{Summe } P_{k,\text{inf,unendl}} = \underline{\underline{1,350 \text{ MN}}}$$

## 5 Bemessung im GZT

### 5.1 Material (s.o.)

$$\begin{aligned} \gamma_C &= \gamma_C & &= 1,50 \\ A_{s1} &= A_{s1} & &= 15,70 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

### 5.2 Bemessung für Biegung und Längskraft

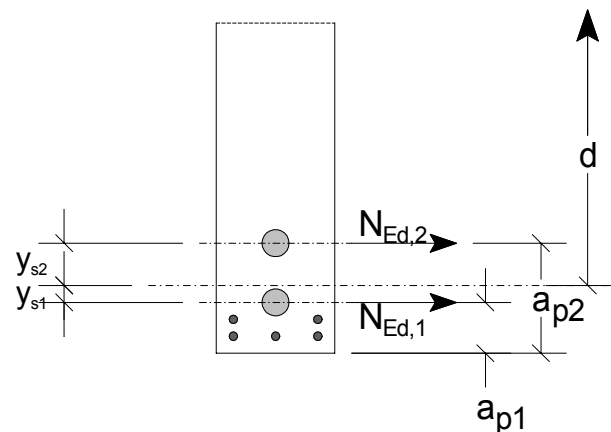
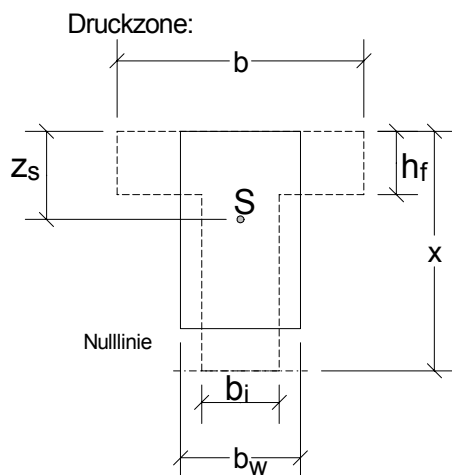
#### 5.2.1 Bemessung des Feldquerschnitts im Endzustand

Die Bemessung vorgespannter Bauteile für Biegung mit Längskraft kann mit unterschiedlichen Berechnungsansätzen vorgenommen werden [Zilch/Zehetmaier].

Im Folgenden werden die Vordehnungen des Spannstahls als einwirkende Normalkraft in Höhe der Spanngliedachsen berücksichtigt und die Bemessung auf den Schwerpunkt der Gesamtbewehrung bezogen. Die Stahldehnungen (die Zusatzdehnung für den Spannstahl und die Dehnung für den Betonstahl) im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergeben mit den Bemessungsspannungen und den Bewehrungsquerschnitten die aufnehmbaren Zugkräfte des Bauteilwiderstandes.

Moment aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen:

$$M_{Ed} = M_{Ed,max} = 3,400 \text{ MNm}$$



#### statische Nutzhöhe

$$d = 1,590 \text{ m}$$

$$b / b_w = 2,25$$

wenn  $< 5$  (gedrungen), ist der Anteil der Betondruckzone im Steg zu berücksichtigen. Vereinfachter Bemessungsquerschnitt = Rechteckquerschnitt:

#### Annahme für die Druckzonenhöhe: $x/d < 0,35$ :

$$x = 0,35 \cdot d = 0,556 \text{ m}$$

Schwerpunkt der Betondruckzone:

$$z_s = \frac{(b_w \cdot x^2 / 2 + 2 \cdot b_1 \cdot h_f^2 / 2)}{(b_w \cdot x + 2 \cdot b_1 \cdot h_f)} = 0,225 \text{ m}$$

Höhe des rechteckigen Ersatzquerschnitts:

$$h_i = 2 \cdot z_s = 0,450 \text{ m}$$

ideelle Ersatzquerschnittsbreite  $b_i$ :

$$b_i = \frac{(h_i \cdot h_f + b_w \cdot (h_i - h_f))}{h_i} = 0,292 \text{ m}$$



Auf die Bewehrungsachse (der gemittelten Gesamtbewehrung) bezogenes Biegemoment mit den Vorspannkraften aus Vordehnung als einwirkende Normalkräfte (Druckkräfte negativ):

$$\begin{aligned}
 y_{s1} &= h - d - a_{p1} &= & 0,015 \text{ m} \\
 y_{s2} &= a_{p2} - (h - d) &= & 0,125 \text{ m} \\
 N_{Ed,1} &= -P_{d,\infty 1} &= & -0,773 \text{ MNm} \\
 N_{Ed,2} &= -P_{d,\infty 2} &= & -0,778 \text{ MNm} \\
 M_{Eds} &= M_{Ed} + N_{Ed,1} * y_{s1} - N_{Ed,2} * y_{s2} &= & 3,486 \text{ MNm}
 \end{aligned}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b_i * d^2 * f_{cd}} = 0,238$$

Lage der Dehnungsnulllinie:

$$\begin{aligned}
 \xi &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; xi; my}=\mu_{Eds}) &= & 0,343 \\
 \zeta_{5,2} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; zeta; my}=\mu_{Eds}) &= & 0,86
 \end{aligned}$$

gemittelte Stahldehnung der Bewehrung

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{s1} &= \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"; epsilons1; my}=\mu_{Eds}) &= & 6,71 \% \\
 x &= \xi * d &= & 0,545 \text{ m} \\
 z &= \zeta_{5,2} * d &= & 1,37 \text{ m}
 \end{aligned}$$

( $\xi = 0.35$  entspricht der Annahme für Ermittlung von  $b_i$ , anderenfalls ist eine iterative Verbesserung notwendig.)

Nachweis:

Aufnehmbare Zugkraft  $N_{Rd} \geq$  Zugkraft aus Einwirkungen  $N_{Ed}$

$$A_{s1} * \sigma_{s1d} + A_{p1} * \Delta \sigma_{p1d} \geq M_{Eds} / z + N_{Ed}$$

mit  $N_{Ed} = A_{p1} * \sigma_{p1d}$  Vorspannkraft als einwirkende Normalkraft

und  $N_{Rd} = A_{p1} * \sigma_{p1d}$  Zuwachs der Vorspannkraft infolge der Zusatzdehnung

$$\sigma_{p1d} = \sigma_{p1}^{(0)} + \Delta \sigma_{p1d} \quad \text{Bemessungswert der Spannstahlspannung}$$

$$\text{erf } A_{s1} \geq (M_{Eds} / z - A_{p1} * \sigma_{p1d}) / \sigma_{s1d}$$

Die Stahlspannungen im Bemessungszustand sind abhängig von den Dehnungen:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{s1} &= \varepsilon_{s1} * 10^{-3} * E_s &= & 1342 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma_{s1d} &= \text{WENN}(\sigma_{s1} > f_{yd}; f_{yd}; \sigma_{s1}) &= & 435 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Gesamtdehnung Spannstahl:

1. Spanngliedlage, Vorverdrehung infolge Vorspannkraft:

$$\varepsilon_{p1,1,0} = \text{ABS}(N_{Ed,1}) / (A_{p1} * 10^{-4} * E_p) * 10^2 = 0,57 \%$$

Zusatzdehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$\Delta \varepsilon_{p1,1} = \varepsilon_{s1} * 10^{-1} * (h - x - a_{p1}) / (h - x - y_{s2}) = 0,69 \% < 2,5$$

Gesamtdehnung:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{p1,ges} &= \varepsilon_{p1,1,0} + \Delta \varepsilon_{p1,1} &= & 1,26 \% \\
 \sigma_{p1,1} &= \varepsilon_{p1,ges} * 10^{-2} * E_p &= & 2457 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{pd} &= f_{p0,1k} / \gamma_s &= & 1304 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma_{p1,1} &= \text{WENN}(\sigma_{p1,1} < f_{pd}; \sigma_{p1,1}; f_{pd}) &= & 1304 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Gesamtdehnung Spannstahl:

2. Spanngliedlage, Vorverdrehung infolge Vorspannkraft:

$$\varepsilon_{p1,2,0} = \text{ABS}(N_{Ed,2}) / (A_{p2} * 10^{-4} * E_p) * 10^2 = 0,57 \%$$

Zusatzdehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$\Delta \varepsilon_{p1,2} = \varepsilon_{s1} * 10^{-1} * (h - x - a_{p2}) / (h - x - y_{s2}) = 0,60 \% < 2,5$$



Gesamtdehnung:

$$\varepsilon_{p2,ges} = \varepsilon_{p1,2,0} + \Delta\varepsilon_{p1,2} = 1,17 \%$$

$$\sigma_{p1,2} = \varepsilon_{p2,ges} \cdot 10^{-2} \cdot E_p = 2282 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p1,2} = \text{WENN}(\sigma_{p1,2} < f_{pd}; \sigma_{p1,2}; f_{pd}) = 1304 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{erf.}A_{s1} = 10^4 \cdot (M_{Eds} / z - A_p \cdot f_{pd} \cdot 10^{-4}) / \sigma_{s1d} = 16,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{s1} / A_{s1} = 1,05 \leq 1$$

**Mit der vereinfachten Annahme der konstanten Bemessungsspannungen der bilinearen Spannungs-Dehnungslinien des Spann- und Betonstahls ist der Nachweis mit den gewählten Bewehrungsquerschnitten nicht erfolgreich.**

Mögliche Zusatzbetrachtungen:

a) Ausnutzung der höheren zulässigen Betonstahlspannung gemäß

bilinearer Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Bemessung bis max

$$f_{tk,cal} = 525 \text{ N/mm}^2$$

$$\max = f_{tk,cal} / \gamma_S = 456,5 \text{ N/mm}^2$$

Fließpunkt der Spannungs-Dehnungs-Linie bei

$$f_{yd} = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_s = f_{yd} / E_s \cdot 10^2 = 0,218 \%$$

Dehnung für die gemittelte Bewehrungslage (die Betonstähle liegen noch unterhalb der gemittelten Bewehrungslage mit etwas größerer Dehnung):

$$\sigma_{s1d} = \max - (\max - f_{yd}) \cdot (2,5 - \varepsilon_{s1} \cdot 10^{-1}) / (2,5 - \varepsilon_s) = 439 \text{ N/mm}^2$$

b) Ausnutzung der höheren zulässigen Spann- und Betonstahlspannung gemäß bilinearer Spannungs-Dehnungs-Linie des Spann- und Betonstahls für die Bemessung Funktion bis

$$\max1 = f_{pk} / \gamma_S = 1539 \text{ N/mm}^2$$

Knickpunkt der Spannungs-Dehnungs-Linie bei

$$f_{pd} = f_{pd} = 1304 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_p = f_{pd} / E_p \cdot 10^2 = 0,67 \%$$

für Spannglied 1:

$$\varepsilon_{p1,1,0} = \varepsilon_{p1,1,0} = 0,57 \%$$

$$\varepsilon_{p01} = \varepsilon_{p1,1,0} + 2,5 = 3,07 \%$$

$$\varepsilon_{p1,ges} = \varepsilon_{p1,ges} = 1,26 \%$$

$$\sigma_{p1,1d} = \max1 - (\max1 - f_{pd}) \cdot (\varepsilon_{p01} - \varepsilon_{p1,ges}) / (\varepsilon_{p01} - \varepsilon_p) = 1362 \text{ N/mm}^2$$

für Spannglied 2:

$$\varepsilon_{p1,2,0} = \varepsilon_{p1,2,0} = 0,57 \%$$

$$\varepsilon_{p02} = \varepsilon_{p1,2,0} + 2,5 = 3,07 \%$$

$$\varepsilon_{p1,ges} = \varepsilon_{p1,ges} = 1,26 \%$$

$$\sigma_{p1,2d} = \max1 - (\max1 - f_{pd}) \cdot (\varepsilon_{p02} - \varepsilon_{p2,ges}) / (\varepsilon_{p02} - \varepsilon_p) = 1353 \text{ N/mm}^2$$

Diese Bemessungsspannungen führen zu:

$$\text{erf.}A_{s1} = 10^4 \cdot (M_{Eds} / z - A_{p1} \cdot 10^{-4} \cdot \sigma_{p1,1d} - A_{p2} \cdot 10^{-4} \cdot \sigma_{p1,2d}) / \sigma_{s1d} = 14,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.}A_{s1} / A_{s1} = 0,93 \leq 1$$



#### 5.2.2 Nachweis der vorgedrückten Zugzone

Im Bauzustand ist nachzuweisen, dass die Tragfähigkeit der vorgedrückten Zugzone unter der Einwirkungskombination aus Eigenlast des Dachbinders  $g_{k,1}$  und der Vorspannung nicht überschritten wird.

#### Teilsicherheitsbeiwerte:

$$\gamma_G = 1,00$$

$$\gamma_P = 1,00$$

Der Nachweis wird in Form einer Bemessung des Feldquerschnitts für Biegung mit Längskraft zum Zeitpunkt  $t = 0$  durchgeführt. Spannkraftverluste infolge Betonstauchungen werden vernachlässigt.

Bemessungswert Feldmoment infolge  $g_{d,1}$

$$M_{Ed} = -\gamma_G \cdot g_{k,1} \cdot l^2 / 8 \cdot 10^{-3} = -0,745 \text{ MNm}$$

Bemessungswert der Normalkraft infolge der Vorspannkraft:

$$\Sigma P_{m0} = \gamma_P \cdot (2 \cdot P_{m0}) = 1,784 \text{ MN}$$

$$N_{Ed,P} = -\Sigma P_{m0} = -1,784 \text{ MN}$$

Bemessungsmoment auf die Bewehrungsachse  $A_{s2}$  bezogen:

$$y_{p1,1} = h - a_{p1} - h_f / 2 = 1,523 \text{ m}$$

$$y_{p1,2} = h - a_{p2} - h_f / 2 = 1,383 \text{ m}$$

$$y_{pm} = (y_{p1,2} + y_{p1,1}) / 2 = 1,453 \text{ m}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - (N_{Ed,P} \cdot y_{pm}) = 1,847 \text{ MNm}$$

Bemessungsquerschnitt (angenommene Zugzone oben):

$$d_1 = h - h_f / 2 = 1,62 \text{ m}$$

Bemessung:

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b_w \cdot d_1^2 \cdot f_{cd}} = 0,177$$

Lage der Dehnungsnulllinie:

$$\zeta = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{zeta}; \text{my}=\mu_{Eds}) = 0,90$$

gemittelte Stahldehnung der Bewehrung

$$\varepsilon_{s1} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{epsilons1}; \text{my}=\mu_{Eds}) = 10,90 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{sd} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/omega1"}; \text{sigmasd}; \text{my}=\mu_{Eds}) = 443 \text{ N/mm}^2$$

$$z = \zeta \cdot d_1 = 1,46 \text{ m}$$

$$\text{erf. } A_{s2} = (M_{Eds} / z - \text{ABS}(N_{Ed,P})) / f_{yd} = -0,00 \text{ cm}^2$$

#### Schlussfolgerungen:

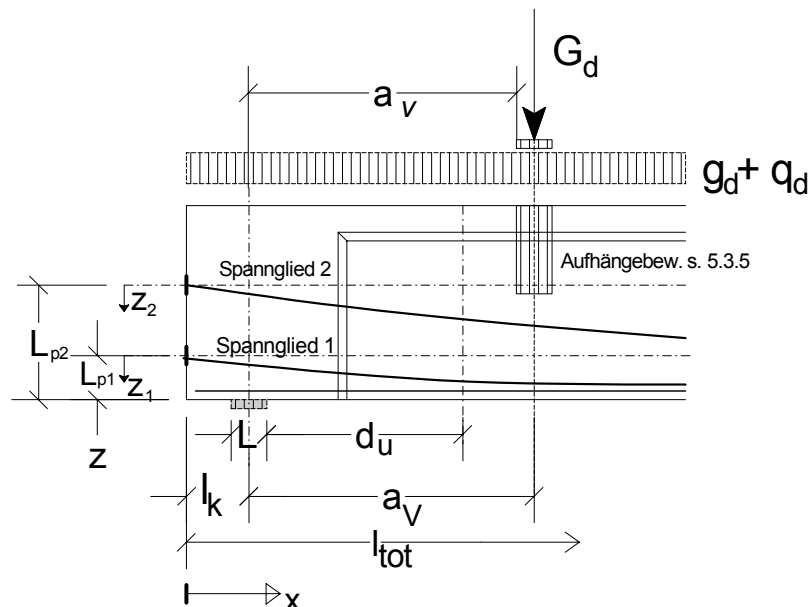
Wegen  $\mu_{Eds} < \mu_{Eds,lim} = 0,40$  ist die Tragfähigkeitsgrenze der vorgedrückten Zugzone nicht erreicht; Eine Betonstahlbewehrung an der Trägeroberseite ist für diesen Grenzzustand nicht erforderlich.



### 5.3 Bemessung für Querkraft

#### 5.3.1 Bemessungswert der aufzunehmenden Querkraft

a) Allgemeines: Bauteil mit geneigter Spanngliedführung



Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit unter Berücksichtigung der geneigten Spanngliedlage:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{pd}$$

mit

$V_{Rd,s}$  - Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung

$V_{pd}$  - Querkraftkomponente der Spannstahlkraft im GZT

#### b) Bemessungswert der Querkraft $V_{Ed}$

Bemessungswert für die Ermittlung der Querkraftbewehrung:

bei gleichmäßig verteilter Belastung und direkter Auflagerung im Abstand  $d$  vom Auflagertrand und bei Einzellast  $G_{d,3}$  **mit lichtem Abstand vom Auflagertrand zum Rand der Lasteinleitung:**

$$a_v = 2,15 \text{ m} > 0,5d$$

$$\text{Lagerbreite } L = 0,20 \text{ m}$$

**Nutzhöhe für untere Betonstahlbewehrungslage**

$$d_u = 1,66 \text{ m}$$

$$\beta = a_v / (2,0 \cdot d_u) = 0,65$$

für den Nachweis der Querkraftbewehrung:

$$V_{Ed,red} = e_d \cdot (l/2 - d_u - L/2) + G_{d,3} \cdot \beta = 545 \text{ kN}$$

Bemessungswert für den Nachweis der Druckstreben:

$$V_{Ed0} = e_d \cdot l/2 + G_{d,3} = 696 \text{ kN}$$

#### c) Querkraftkomponente der Spannstahlkraft

Spanngliedneigungen im Abstand  $d$  vom Auflagertrand:

Die Parabeln der Spanngliedführung lassen sich angeben zu:

$$z_i(x) = 4 \cdot (x/l_{tot} - x^2/l_{tot}^2)$$

Tangentenneigung:

$$z'_i(x) = 4 \cdot f_i \cdot (1/l_{tot} - 2x/l_{tot}^2) = \tan \alpha$$

$$x = l_k + L/2 + d_u = 2,09 \text{ m}$$

Spanngliedlage 1:

$$\tan \alpha_1 = 4 \cdot f_1 \cdot (1/l_{tot} - 2 \cdot x/l_{tot}^2) = 0,0268$$



Spanngliedlage 2:

$$\tan \alpha_2 = 4 * f_2 * (1 / l_{tot} - 2 * x / l_{tot}^2) = 0,0868$$

Spannkräfte im Abstand  $d$  vom Auflagerend:

zum Zeitpunkt  $t = 0$ , linkes Auflager:

$$P_{m0,1,x} = P_{m0,1,0} + (P_{m0} - P_{m0,1,0}) * x / l_{sl1} = 0,870 \text{ MN}$$

$$P_{m0,2,x} = P_{m0,2,0} + (P_{m0} - P_{m0,2,0}) * x / l_{sl2} = 0,865 \text{ MN}$$

zum Zeitpunkt  $t = \infty$  linkes Auflager:

$$P_{m\infty,1} = P_{m0,1,x} + \Delta P_{csr} = \mathbf{0,757 \text{ MN}}$$

$$P_{m\infty,2} = P_{m0,2,x} + \Delta P_{csr} = \mathbf{0,752 \text{ MN}}$$

Querkraftkomponenten unter  $\tan \alpha$  und  $\gamma_p = 1,0$ :

$$V_{pd,1 \text{ und } 2} = P_{m\infty,1} * \tan \alpha_1 + P_{m\infty,2} * \tan \alpha_2 = 0,086 \text{ MN}$$

d) Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

für den Nachweis der Querkraftbewehrung

$$V_{Ed,red} = V_{Ed,red} - V_{pd,1 \text{ und } 2} * 10^3 = \mathbf{459 \text{ kN}}$$

für den Nachweis der Druckstreben

$$V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{pd,1 \text{ und } 2} * 10^3 = 610 \text{ kN}$$

### 5.3.2 Mindestquerkraftbewehrung

Mindestbewehrung (bei Balken immer erforderlich)

$$f_{ctm} = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/beton\_ec2"}; f_{ctm}; \text{Bez}=\text{Beton}) = 3,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{w,min} = 0,16 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 1,02 * 10^{-3}$$

gewählt: Bügel  $90^\circ$  mit  $\sin \alpha = 1$

im Auflagerbereich (hier: verstärkter Querschnitt)

$$\min_{A_{sw,A}} = \rho_{w,min} * 10^4 * b = \mathbf{4,59 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

im Normalbereich

$$\min_{A_{sw}} = \rho_{w,min} * 10^4 * b_w = \mathbf{2,04 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

### 5.3.3 Erforderliche Querkraftbewehrung

gewählt: senkrechte Querkraftbewehrung Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung für Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung  $V_{Rd,s}$ :

Querkrafttraganteil des Betonquerschnitts

$$\sigma_{cd} = P_{m\infty,1} + P_{m\infty,2} / A_c = 2,73 \text{ MN/m}^2$$

$$c_{v,l} = 0,050 \text{ m}$$

$$z = \text{MIN}(0,9 * d_u; d_u - c_{v,l} - 0,03; d_u - 2 * c_{v,l}) = 1,49 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{WENN}(f_{ck} \leq 50; 0,75; 0,75 * (1,1 - f_{ck} / 500)) = 0,75$$

$$V_{Rd,cc} = 0,5 * 0,48 * f_{ck}^{(1/3)} * \left(1 - 1,2 * \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) * b_w * z * 10^3 = 195,3 \text{ kN}$$

$$\cot \Theta = \frac{(1,2 + 1,4 * \sigma_{cd} / f_{cd})}{(1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed})} = 2,05$$

$$\Theta = \text{ATAN}(1 / \cot \Theta) = 26^\circ$$

$$f_{ywd} = f_{yk} / 1,15 = 434,8 \text{ kN}$$

$$\text{erf}_{A_{sw}} = 10 * \frac{V_{Ed,red}}{f_{ywd} * \frac{1}{\tan(\Theta)} * z} = 3,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw,erf} = \text{MAX}(\min_{A_{sw}}, \text{erf}_{A_{sw}}) = \mathbf{3,46 \text{ cm}^2}$$

**gewählt Normalbereich:**

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; ds; }) = 8 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq A_{sw,erf} / 2) = \varnothing 8 / e = 25$$

$$\text{vorh\_}a_{sw} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez=}a_s) = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw,erf} / \text{vorh\_}a_{sw} = \underline{\underline{0,86 < 1}}$$

**gewählt Auflagerbereich:**

$$A_{sw,erf,A} = \text{MAX}(\text{min\_}A_{sw,A}; \text{erf\_}A_{sw}) = \underline{\underline{4,59 \text{ cm}^2}}$$

$$d_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; ds; }) = 10 \text{ mm}$$

$$a_s = \text{GEW}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; Bez; } d_s = d_s; a_s \geq A_{sw,erf,A} / 2) = \varnothing 10 / e = 25$$

$$\text{vorh\_}a_{sw,A} = 2 * \text{TAB}(\text{"ec2\_de/AsFläche"; as; Bez=}a_s) = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw,erf,A} / \text{vorh\_}a_{sw,A} = \underline{\underline{0,73 < 1}}$$

**Normalbereich Bügel  $\varnothing 8 / 20$ , 2- schnittig****Auflagerbereich Bügel  $\varnothing 10 / 20$  2-schnittig**

Kontrolle der Querkraftbewehrung für die direkte Strebenwirkung bei abgemindertem Querkraftanteil aus auflagnaher Einzellast:

$$0,75 * a_v = 1,61 \text{ m}$$

⇒ vorh. Bügel 2-schnittig

$$A_{sw} = \text{vorh\_}a_{sw,A} = 6,28 \text{ cm}^2$$

Reduzierter Querkraftanteil der Einzellast  $G_{d,3}$  an  $V_{Ed}$

$$V_{Edred} = G_{d,3} * \beta = 165 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,max} = A_{sw} * 10^{-1} * f_{ywd} = 273 \text{ kN}$$

$$V_{Edred} / V_{Ed,max} = \underline{\underline{0,60 < 1}}$$

**5.3.4 Nachweis der Druckstrebenfestigkeit des Betons**

$$b_w / 8 = 0,025 \text{ m}$$

$$\Sigma D_{duct} = D_{duct} * 10^{-3} = 0,055 \text{ m}$$

Weil der äußere Hüllrohrdurchmesser  $D_{duct}$  größer als 1/8 der Stegbreite ist, muss für die Ermittlung von  $V_{Rd,max}$  eine Nettostegbreite berücksichtigt werden:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 * \Sigma D_{duct} = 0,172 \text{ m}$$

$$\cot \Theta = 2,00$$

$$\Theta = \text{ATAN}(1 / \cot \Theta) = 27^\circ$$

$$V_{Rd,max} = b_{w,nom} * z * v_1 * f_{cd} / (1/\text{TAN}(\Theta) + \text{TAN}(\Theta)) = 1,542 \text{ MN}$$

$$V_{Ed} * 10^{-3} / V_{Rd,max} = \underline{\underline{0,40 < 1}}$$

Verhältnis zum Bemessungswert der Querkraft

$$V_{Ed,red} * 10^{-3} / V_{Rd,max} = \underline{\underline{0,30 < 1}}$$

**5.3.5 Aufhängebew. der Einzellast**

Einzellast am Untergurt

$$\text{erf.}A_{sw} = G_{d,3} * 10 / f_{yd} = 5,83 \text{ cm}^2$$



## 5.4 Nachweis seitliches Ausweichen

### 5.4.1 Allgemeines

Schlanke Biegeträger, deren gedrückte Querschnittsteile nicht konstruktiv gehalten werden, können seitlich ausweichen (kippen). Der gedrückte Querschnittsteil (z. B. Obergurt) weicht aus der Hauptbiegee Ebene aus. Die Ausbildung eines Daches als horizontale Scheibe (z. B. Massivdach) mit konstruktiver Anbindung des Obergurtes (Ringanker) verhindert das Kippen. Zu beachten sind auch die Bau- und Montagezustände bis zum Wirksamwerden der Scheibe und des Anschlusses.

Möglichkeit des vereinfachten Nachweises:

$$\begin{aligned} \text{Druckgurtbreite } b &= & b &= & 0,450 \text{ m} \\ \text{Länge Druckgurt zwischen seitlicher Abstützung } l_{0t} &= & l &= & 25,00 \text{ m} \end{aligned}$$

ständige Bemessungssituation (Endzustand)  $\Rightarrow h / b < 2,5$  und  $b > b_{\text{soll}}$

$$h / b = \underline{\underline{3,78 < 3,5}}$$

$$b_{\text{soll}} = \sqrt[4]{\left(\frac{l_{0t}}{50}\right)^3} * h = 0,679 \text{ m}$$

Montagezustand  $\Rightarrow h / b < 3,0$  und  $b > b_{\text{soll}}$

$$b_{\text{soll}} = \sqrt[4]{\left(\frac{l_{0t}}{70}\right)^3} * h = 0,528 \text{ m}$$

**$\Rightarrow$  genauerer Nachweis ist erforderlich (hier nicht weiter betrachtet)!**

**siehe z.B. [König, G.; Pauli, W.: Nachweis der Kippstabilität von schlanken Fertigteilträgern aus Stahlbeton und Spannbeton.**

**alternativ: Druckgurt auf  $b_{\text{soll}}$  verbreitern!**

## 6 Nachweis im GZG

### 6.1 Begrenzung der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen

Wegen der Vorspannung des Dachbinders dürfen die Spannungsnachweise unter Gebrauchsbedingungen nicht entfallen. Zu Beginn der Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollte eine Überprüfung stehen, in welchen Bereichen der Dachbinder unter der seltenen Einwirkungskombination die maßgebende Betonzugfestigkeit  $f_{ct} = f_{ctk;0,05}$  überschreitet (und zwar zum Zeitpunkt  $t = t_0$  und  $t = \infty$ ). Dann steht für alle Spannungsnachweise im Gebrauchszustand fest, ob die Nachweise für den ungerissenen oder den gerissenen Querschnitt zu führen sind. In diesem Beispiel wird vereinfacht nur der Querschnitt in Feldmitte zum Zeitpunkt  $t = \infty$  überprüft.

**es sind die Werte des ideellen Querschnitts mit  $(\alpha_E - 1)$  anzusetzen, d.h. unter Berücksichtigung der Bewehrungen  $A_p$  und  $A_s$ , hier wird vereinfacht mit den**

**ideelle Querschnittswerte:**

$$\begin{aligned} A_i &= & 0,408 \text{ m}^2 \\ I_i &= & 0,119 \text{ m}^4 \\ z_u &= & 0,924 \text{ m} \\ z_{pi1} &= & 0,829 \text{ m} \\ z_{pi2} &= & 0,689 \text{ m} \end{aligned}$$

max. Biegemoment unter seltener Einwirkungskomb.

$$M_{\text{rare}} = M_{\text{rare}} = 2,462 \text{ MNm}$$

Mittelwert der Vorspannung zum Zeitpunkt  $t = \infty$  in Feldmitte:

$$N_{\text{Ed}\infty,1} = P_{m\infty,1} = 0,757 \text{ MN}$$

$$N_{\text{Ed}\infty,2} = P_{m\infty,2} = 0,752 \text{ MN}$$

$$N_{\text{Ed}\infty} = P_{m\infty,1} + P_{m\infty,2} = 1,509 \text{ MN}$$



Überprüfung mit den Vorspannkraften zum Zeitpunkt  $t = \infty$ , ob der Querschnitt im Zustand I bleibt:

$$M_p = -P_{m\infty,1} \cdot z_{pi1} - P_{m\infty,2} \cdot z_{pi2} = -1,146 \text{ MNm}$$

Spannung  $\sigma_{c,0}$  am oberen Querschnittsrand:

$$z_o = h - z_u = 0,776 \text{ m}$$

$$\sigma_{c,0} = (-N_{Ed} / A_i) - (M_{rare} + M_p) \cdot z_o / I_i = -12,4 \text{ N/mm}^2$$

Spannung  $\sigma_{c,0}$  am unteren Querschnittsrand:

$$\sigma_{c,u} = (-N_{Ed} / A_i) + (M_{rare} + M_p) \cdot z_u / I_i = 6,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,u} / f_{ctk,005} = 2,91 \leq 1$$

Die Spannungsnachweise im GZG werden am gerissenen Querschnitt im Zustand II in Feldmitte durchgeführt.

### 6.1.1 Begrenzung der Betondruckspannungen

Zur Vermeidung überproportionaler Kriechverformungen ist die Betondruckspannung in der Druckzone auf  $0,454 \cdot f_{ck}$  unter quasi-ständiger Einwirkungskombination zu begrenzen.

Ermittlung der Druckzonenhöhe und des inneren Hebelarms unter Annahme einer linearen Spannungsverteilung [Litzner]:

Eingangswerte:

$$\alpha_E = \alpha_{E,s} = 5,88$$

$$A_{s1} = A_{s1} = 15,70 \text{ cm}^2$$

$$A_p = A_{p1} + A_{p2} = 14,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = A_{s2} = 24,60 \text{ cm}^2$$

$$b_{eff} = b = 0,45 \text{ m}$$

$$b_w = b_w = 0,20 \text{ m}$$

$$d_2 = h_f / 2 = 0,083 \text{ m}$$

$$d = d = 1,59 \text{ m}$$

$$\rho_l = (A_{s1} + A_p) / (b_w \cdot d \cdot 10^4) = 0,0093$$

(reine Biegung) vereinfacht für Rechteckquerschnitt

$$x = 0,195 \cdot d = 0,310 \text{ m}$$

$$z = d - x / 3 = 1,49 \text{ m}$$

mittlere Breite der Druckzone  $b_m$  mit der Höhe  $x$ :

$$b_m = (b \cdot h_f + b_w \cdot (x - h_f)) / x = 0,333 \text{ m}$$

Ermittlung der mittleren Betondruckspannung in Feldmitte:

$$M_{perm} = M_{perm} = 1,993 \text{ MNm}$$

unterer charact. Wert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t = 0$ :

$$N_p = -P_{k,inf} = -1,606 \text{ MN}$$

Mittlerer Abstand der Spannglieder zum Querschnittsschwerpunkt (ideelle Querschnitt):

$$a_p = 0,5 \cdot (z_{pi1} + z_{pi2}) = 0,759 \text{ m}$$

Biegemoment aus Vorspannkraft:

$$M_p = N_p \cdot a_p = -1,219 \text{ MNm}$$

$$\sigma_{c,max} = \text{ABS}((N_p / A_i) - 2 \cdot (M_{perm} + M_p) / (z \cdot x \cdot b_m)) = 14,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{0,454 \cdot f_{ck}} = 0,88 \leq 1$$

### im Auflagerbereich:

Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dürfen entfallen, da die Bewehrung im Verankerungsbereich gemäß allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung zum Spanverfahren ausgeführt wird.



## 6.1.2 Begrenzung der Betonstahlspannungen

Begrenzung der Betonstahlspannung auf  $0,8 * f_{ck}$  unter der seltenen Einwirkungskombination:

in Feldmitte:

$$M_{rare} = M_{rare} = 2,462 \text{ MNm}$$

unterer charakteristischer Wert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t = \infty$  nach Abzug der zeitabhängigen Spannkraftverluste:

$$N_{Ed,1} = -P_{k,inf,1} = -0,679 \text{ MN}$$

$$N_{Ed,2} = -P_{k,inf,2} = -0,671 \text{ MN}$$

$$N_{Ed} = -P_{k,inf,unendl} = -1,350 \text{ MN}$$

auf die gemittelte Bewehrungsachse bezogenes Moment:

$$M_{Eds} = M_{rare} + N_{Ed,1} * y_{s1} - N_{Ed,2} * y_{s2} = 2,536 \text{ MNm}$$

Stahlspannung unter äußerer Einwirkung  $\sigma_s \sim \sigma_{cp}$ :

$$z = \zeta_{5.2} * d = 1,37 \text{ m}$$

$$\sigma_{s,rare} = (M_{Eds} / z + N_{Ed}) / ((A_{s1} + A_p) * 10^{-4}) = 168,72 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{s,rare}}{0,8 * f_{yk}} = \underline{0,42 \leq 1}$$

## 6.1.3 Begrenzung der Spannstahlspannungen

a) Begrenzung der Spannstahlspannungen auf  $0,65 * f_{pk}$  unter der quasiständigen Einwirkungskombination mit dem Mittelwert der Vorspannung

in Feldmitte:

$$M_{perm} = M_{perm} = 1,993 \text{ MNm}$$

Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t = \infty$  nach Abzug der zeitabhängigen Spannkraftverluste:

$$N_{Ed\infty} = -(P_{m\infty,1} + P_{m\infty,2}) = -1,509 \text{ MN}$$

auf die gemittelte Bewehrungsachse bezogenes Moment:

$$M_{Eds} = M_{perm} + P_{m\infty,1} * y_{s1} - P_{m\infty,2} * y_{s2} = 1,910 \text{ MNm}$$

Stahlspannung unter äußerer Wirkung  $\sigma_s \sim \Delta\sigma_p$ :

$$\sigma_{s,perm} = (M_{Eds} / z + N_{Ed\infty}) / ((A_{s1} + A_p) * 10^{-4}) = -38,67 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Der Querschnitt bleibt unter der quasiständigen Einwirkungskombination und der mittleren Vorspannung zum Zeitpunkt  $t = \infty$  überdrückt.

$$\Rightarrow \Delta\sigma_p = \text{WENN}(\sigma_{s,perm} < 0; 0; \sigma_{s,perm}) = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

Gesamtstahlspannung:

$$\sigma_{p,m0} = P_d / (A_p * 10^{-4}) = 1107,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = \sigma_{p,m0} + \Delta\sigma_p = 1108 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{p,perm}}{0,65 * f_{pk}} = \underline{0,96 \leq 1}$$



b) Begrenzung der Spannstahlspannungen auf  $0,90 \cdot f_{pk}$  bzw.  $0,8 \cdot f_{pk}$  unter der seltenen Einwirkungskombination mit dem Mittelwert der Vorspannung zu jedem Zeitpunkt und in jedem Querschnitt

$$M_{rare} = M_{rare} = 2,462 \text{ MNm}$$

Es werden im Folgenden die Spannstahlspannungen zu den Zeitpunkten  $t = 1$  und  $t = \infty$  untersucht:

Mittelwert der Vorspannkraft:

$$N_{Ed01} = -P_{m0,1} = -0,886 \text{ MN}$$

$$N_{Ed02} = -P_{m0,2} = -0,891 \text{ MN}$$

$$N_{Ed0} = N_{Ed01} + N_{Ed02} = -1,777 \text{ MN}$$

$$N_{Ed\infty 1} = -P_{m\infty,1} = -0,757 \text{ MN}$$

$$N_{Ed\infty 2} = -P_{m\infty,2} = -0,752 \text{ MN}$$

$$N_{Ed\infty} = N_{Ed\infty 1} + N_{Ed\infty 2} = -1,509 \text{ MN}$$

auf die gemittelte Bewehrungsachse bezogenes Moment:

$$M_{Eds0} = M_{rare} + N_{Ed01} \cdot y_{s1} - N_{Ed02} \cdot y_{s2} = 2,560 \text{ MNm}$$

$$M_{Eds\infty} = M_{rare} + N_{Ed\infty 1} \cdot y_{s1} - N_{Ed\infty 2} \cdot y_{s2} = 2,545 \text{ MNm}$$

Stahlspannung unter äußerer Wirkung  $\sigma_s \sim \Delta\sigma_p$ :

$$\Delta\sigma_{p0} = (M_{Eds0} / z + N_{Ed0}) / ((A_{s1} + A_p) \cdot 10^{-4}) = 30,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p\infty} = (M_{Eds\infty} / z + N_{Ed\infty}) / ((A_{s1} + A_p) \cdot 10^{-4}) = 117,40 \text{ N/mm}^2$$

Gesamtstahlspannung:

$$\sigma_{p,mt0} = \text{ABS}(N_{Ed0} / (A_p \cdot 10^{-4})) = 1269,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,mt\infty} = \text{ABS}(N_{Ed\infty} / (A_p \cdot 10^{-4})) = 1077,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm0} = \sigma_{p,mt0} + \Delta\sigma_{p0} = 1300 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm\infty} = \sigma_{p,mt\infty} + \Delta\sigma_{p\infty} = 1195 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{p,perm0}}{0,8 \cdot f_{pk}} = \underline{0,92 \leq 1}$$

$$\frac{\sigma_{p,perm0}}{0,9 \cdot f_{p0,1k}} = \underline{0,96 \leq 1}$$

$$\sigma_{p,perm\infty} / (0,8 \cdot f_{pk}) = \underline{0,84 \leq 1}$$

$$\sigma_{p,perm\infty} / (0,9 \cdot f_{p0,1k}) = \underline{0,89 \leq 1}$$

## 6.2 Grenzzustände der Rissbildung

### 6.2.1 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

Prüfung, ob Mindestbewehrung erforderlich ist:

seltene Einwirkungskombination in Feldmitte:

$$M_{rare} = M_{rare} = 2,462 \text{ MNm}$$

Unterer charakteristischer Wert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t =$  mit Abzug der zeitabhängigen Spannkraftverluste:

$$N_{Ed} = -P_{k,inf,unendl} = -1,350 \text{ MN}$$

Moment aus Vorspannkraft:

$$M_p = -P_{k,inf,1} \cdot z_{pi1} - P_{k,inf,2} \cdot z_{pi2} = -1,025 \text{ MNm}$$

Spannung  $\sigma_{c,u}$  am unteren Querschnittsrand:

$$\sigma_{c,u} = (N_{Ed} / A_i) + (M_{rare} + M_p) \cdot (z_u / I_i) = 7,85 \text{ N/mm}^2$$

(Zugspannung)  $\Rightarrow$  **Mindestbewehrung ist erforderlich:**

**Vorwerte:** $\sigma_c$  in der Schwerelinie des Querschnitts vor Erstriss:

$$\begin{aligned}
 h' &= \text{WENN}(h > 1,0; 1,0; h) &= & 1,00 \\
 k_1 &= \text{WENN}(N_{Ed} < 0; 1,50; 2 \cdot h' / (3 \cdot h)) &= & 1,50 \\
 \sigma_c &= -N_{Ed} / A_i &= & 3,31 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{ct,eff} &= f_{ctm} &= & 3,20 \text{ N/mm}^2 \\
 k_c &= 0,4 \cdot (1 - \sigma_c / (k_1 \cdot (h / h') \cdot f_{ct,eff})) &= & 0,24 \\
 h_k &= \text{MIN}(h; b_w) &= & 0,200 \text{ m} \\
 \Rightarrow k &= \text{WENN}(h_k \leq 0,3; 0,8; \text{WENN}(h_k > 0,8; 0,5; \text{interpoliert})) &= & 0,80 \\
 \text{Höhe der Zugzone unter Risschnittgrößen:} \\
 h_{cr} &= z_u \cdot f_{ctm} / (f_{ctm} + \sigma_c) &= & 0,454 \text{ m} \\
 A_{ct} &= b_w \cdot h_{cr} &= & 0,091 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

**Für Bauteile mit Vorspannung im nachträglichen Verbund in der Expositionsklasse XC1 ist eine Rissbreite**

$$w_k = 0,20 \text{ mm}$$

nachzuweisen. Bei einem Grenzdurchmesser  $\varnothing s' =$ 

$$d_s = d_{s1} = 20 \text{ mm}$$

(hier gewählte Betonstahlbewehrung) ist eine Betonstahlspannung von

$$\sigma_s = (w_k \cdot 3,48 \cdot 10^6 / d_s)^{0,5} = 187 \text{ N/mm}^2$$

oder aus hinterlegter Tabelle:

$$\sigma_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/riss"}; \text{sigmas}; w_k = w_k; d_s' = d_s) = 185 \text{ N/mm}^2$$

bei der Erstrissbildung ausnutzbar.

**Tabelle NA.7.1 Rechenwerte für  $w_{max}$  (in Millimeter)**

Expositions-klasse	Stahlbeton und Vorspannung ohne Verbund	Vorspannung mit nachträglichem Verbund	Vorspannung mit sofortigem Verbund	
			häufig	selte n
mit Einwirkungskombination				
	quasi-ständig	häufig	häufig	selte n
X0, XC1	0,4 <sup>a</sup>	0,2	0,2	-
XC2 XC4	0,3	0,2 <sup>b, c</sup>	0,2 <sup>b</sup>	-
XS1 XS3 XD1, XD2, XD3 <sup>d</sup>			Dekom- pression	

$$\min A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \cdot 10^4 \cdot 1 / \sigma_s = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$\min A_s / A_{s1} = 0,19 \leq 1$$

**Konstruktiv gewählt:****Stegbewehrung: Betonstabstahl B500B:  $\varnothing 8 / 200 \text{ mm}$** **6.2.2 Begrenzung der Rissbreite für die statisch erforderliche Bewehrung**

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und das Erscheinungsbild des Tragwerks gelten bei der hier vorausgesetzten Expositionsklasse XC1 und bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund als erfüllt, wenn der Rechenwert der Rissbreite auf  $w_k = 0,2 \text{ mm}$  unter der häufigen Einwirkungskombination begrenzt wird.





Stahlspannung unter häufiger Einwirkungskombination:

a) unterer Querschnittsrand zum Zeitpunkt  $t = \infty$ :

$$\sigma_{s, \text{frequ}} = \sigma_{s, \text{rare}} = 169 \text{ N/mm}^2$$

= Stahlspannung unter seltener Einwirkungskombination und mit unteren charakteristischen Werten der Vorspannung

$$\text{vorh. } d_s = d_{s1} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{zul. } d_s = \text{TAB}(\text{"ec2\_de/riss"; } ds'; wk=wk; sigmas < \sigma_{s, \text{frequ}}) = 27 \text{ mm}$$

$$\text{vorh. } d_s / \text{zul. } d_s = \underline{\underline{0,74 \leq 1}}$$

b) oberer Querschnittsrand zum Zeitpunkt  $t = 0$ :

Biegemoment in Feldmitte aus der Trägereigenlast

$$g_{k,1} = g_{k,1} = 9,53 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{perm}} = g_{k,1} * l^2 / 8 * 10^{-3} = 0,745 \text{ MNm}$$

oberer charakteristischer Wert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t = 0$ :

$$N_{\text{Ed}} = -P_{k, \text{sup}} = -1,962 \text{ MNm}$$

Moment aus Vorspannkraft:

$$M_p = N_{\text{Ed}} * (z_{pi1} + z_{pi2}) / 2 = -1,489 \text{ MNm}$$

Spannung  $\sigma_{c,0}$  am oberen Querschnittsrand:

$$\sigma_{c,0} = (N_{\text{Ed}} / A_i) - (M_{\text{perm}} + M_p) * z_o / I_i = \underline{\underline{0,04 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{c,0} / f_{\text{ctm}} = \underline{\underline{0,01 \leq 1}}$$

⇒ Der Querschnitt verbleibt im Zustand I, kein Rissbreitennachweis erforderlich!

### 6.2.3 Grenzzustand der Dekompression

Die Einhaltung des Grenzzustandes der Dekompression für vorgespannte Bauteile bedeutet, dass der Betonquerschnitt um das Spannglied im Bereich von 100 mm oder von 1/10 der Querschnittshöhe unter der maßgebenden, von der Vorspannart abhängigen Einwirkungskombination, überdrückt wird. Der größere Bereich ist maßgebend.

Bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund und der in diesem Beispiel vorausgesetzten Expositionsklasse XC1 (Innenbauteil) ist kein Nachweis der Dekompression erforderlich.

Bei anderen Expositionsklassen > XC1 werden für Bauteile mit Vorspannung höhere Mindestanforderungen relevant. Der Dekompressionsnachweis wird dann oft für die Bemessung der Spannstahlbewehrung maßgebend, da eine höhere Vorspannkraft (als für den Gleichgewichtszustand im Grenzzustand der Tragfähigkeit erforderlich) notwendig ist, um den umgebenden Betonquerschnitt im Spanngliedbereich unter der entsprechenden Einwirkungskombination zu überdrücken.

Im Folgenden wird beispielhaft untersucht, ob der Dekompressionsnachweis in Feldmitte unter ständiger Einwirkungskombination mit der gewählten Vorspannung zu führen ist:

Maximales Biegemoment unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination:

$$M_{\text{perm}} = (e_{\text{perm}} * l^2 / 8 + G_{k,3} * a_v) * 10^{-3} = 1,993 \text{ MNm}$$

Maßgebender Bereich, der zu überdrücken ist: 1/10 der Querschnittshöhe

$$h / 10 = 0,170 \text{ m}$$

oberhalb und unterhalb der Spannglieder d. h.  $\sigma_{c,u} \geq 0$

Überprüfung mit den Vorspannkraften zum Zeitpunkt  $t = \infty$ , ob der untere Querschnittsrand im Zustand I verbleibt:

$$P_{k, \text{inf}, 1} = r_{\text{inf}} * P_{m\infty, 1} = 0,681 \text{ MN}$$

$$P_{k, \text{inf}, 2} = r_{\text{inf}} * P_{m\infty, 2} = 0,677 \text{ MN}$$

$$\text{Summe } P_{k, \text{inf}, \text{unendl}} = \underline{\underline{1,358 \text{ MN}}}$$

$$M_p = -P_{k, \text{inf}, 1} * z_{pi1} - P_{k, \text{inf}, 2} * z_{pi2} = -1,031 \text{ MNm}$$

Spannung  $\sigma_{c,u}$  am unteren Querschnittsrand:

$$N_{\text{Ed}} = -P_{k, \text{inf}, \text{unendl}} = -1,358 \text{ MN}$$

$$\sigma_{c,u} = (N_{\text{Ed}} / A_i) + (M_{\text{perm}} + M_p) * z_u / I_i = \underline{\underline{4,14 \text{ N/mm}^2}}$$



**Der Dekompressionsnachweis ist hier nicht erfüllt.** Um den Nachweis zu führen, müsste die Vorspannung entsprechend vergrößert werden.

⇒ Umstellen für erforderliche Vorspannkraft für Dekompression:

gemittelter Hebelarm  $z_{pim}$

$$z_{pim} = \frac{ABS(M_p / P_{k,inf,unendl})}{P_{k,inf,1und2}} = 0,759 \text{ m}$$

$$P_{k,inf,1und2} = (M_{perm} * z_u / l_i) / ((1 / A_i) + (z_{pim} * z_u / l_i)) = \mathbf{1,855 \text{ MN}}$$

### 6.3 Begrenzung der Verformung

näherungsweise, maßgebend quasi -ständige Einwirkungskombination

$$e_{perm} = e_{perm} = 19,50 \text{ kN/m}$$

$$G_{perm} = G_{perm} = 188,0 \text{ kN}$$

Die Vorspannung wird als äußere Einwirkung aufgefaßt und über die negativen Biegemomente an den Auflagern und über die Umlenkkräfte  $u_i$  berücksichtigt:

Negative Biegemomente am Auflager:

Spanngliedlage 1, unterer charakt. Wert am Trägeranfang bei  $t = \infty$ :

$$x = 0,00 \text{ m}$$

$$\tan \alpha_1 = 4 * f_1 * (1 / l_{tot} - 2 * x / l_{tot}^2) = 0,0320$$

$$\alpha_1 = \text{ATAN}(\tan \alpha_1) = 1,83^\circ$$

$$P_{k,inf,1} = P_{k,inf,1} = 0,681 \text{ MN}$$

Horizontalkomponente und Biegemomente am Auflager:

$$P_{k,inf,1,h} = P_{k,inf,1} * \text{COS}(\alpha_1) = 0,681 \text{ MN}$$

$$M_{p,inf,1} = -P_{k,inf,1,h} * (h / 2 - L_{p1}) = -0,375 \text{ MN}$$

Umlenkkräfte  $u_i = z_i''(x) * P_{k,inf}$  infolge Spanngliedführung

$$u_1 = -(8 * f_1 / l_{tot}^2) * P_{k,inf,unendl} * 10^3 / 2 = -1,69 \text{ kN/m}$$

$$u_2 = -(8 * f_2 / l_{tot}^2) * P_{k,inf,unendl} * 10^3 / 2 = -5,486 \text{ MN}$$

$$\Sigma u = u_1 + u_2 = \mathbf{-7,18 \text{ kN/m}}$$

Ermittlung der Biegesteifigkeit des Querschnitts im Zustand II unter Berücksichtigung des Kriechens (unter quasi-ständiger Last mit dem unteren Grenzwert der Vorspannkraft wird die mittlere Zugfestigkeit des Betons  $f_{ctm}$  überschritten, vgl. hier 6.1.1,  $\sigma_{c,u}$ )

Effektiver E-Modul des Betons:

$$\text{Endkriechzahl } \varphi = \varphi_{\infty,t0} = 2,5$$

$$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi) = 9714 \text{ MN/m}^2$$

$$E_s = E_s = 200000 \text{ MN/m}^2$$

$$\alpha_E = E_s / E_{c,eff} = 20,59$$

Ermittlung der Biegesteifigkeit für Plattenbalken Zustand II nach [Litzner]

$$S_1 = A_{s1} + A_p = 29,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = A_{s2} = 24,60 \text{ cm}^2$$

$$b_{eff} = b * 10^3 = 450 \text{ mm}$$

$$b_w = b_w * 10^3 = 200 \text{ mm}$$

$$d_2 = h_f / 2 * 10^3 = 82,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{l,II} = S_1 / (b_w * d * 10) = 0,0093$$

$$\alpha_E * \rho_{l,II} = 0,191$$

$$xzud = 0,323$$

$$k_{II} = 1,45$$

$$I_{II} = k_{II} * b_w * d^3 / 12 * 10^{-3} = 0,0971 \text{ m}^4$$

$$B_{II} = E_{c,eff} * I_{II} = 943 \text{ MNm}^2$$

Rechnerische Durchbiegung:

$$f = 1/B_{II} * (5/384 * (e_{perm} + \Sigma u) * l^4 + G_{perm}/24 * l^3 * (3*0,1-4*0,1^3) + l^2/16 * (M_{p,inf,1} + M_{p,inf,1})) = 104,8 \text{ mm}$$

$$f_{zul} = l / 250 * 10^3 = 100,0 \text{ mm}$$

$$f / f_{zul} = \mathbf{1,05 \leq 1}$$



### 7.1.5 Oberflächenbewehrung bei vorgespannten Bauteilen

**Tabelle NA.J.4.1 Mindestoberflächenbewehrung für Bereiche eines vorgespannten Bauteils**

1	2	3	4	
<b>Bauteilbereich</b>	Platten, Gurtplatten und breite Balken mit $b_w > h$ je m	Balken mit $b_w \leq h$ und Stege von Plattenbalken und Kastenträgern		
Bauteile in Umgebungsbedingungen der Expositionsklassen				
	XC1 bis XC4	sonstige	XC1 bis XC4	sonstige
1	- bei Balken an jeder Seitenfläche - bei Platten mit $h \leq 1,0$ m an jedem gestützten oder nicht gestützten Rand a	0,5 $\rho h$ bzw. 0,5 $\rho h t$	1,0 $\rho h$ bzw. 1,0 $\rho h t$	0,5 $\rho b_w$ je m  1,0 $\rho b_w$ je m
2	- in der Druckzone von Balken und Platten am äußeren Rand b - in der vorgedrückten Zugzone von Platten a, b	0,5 $\rho h$ bzw. 0,5 $\rho h t$	1,0 $\rho h$ bzw. 1,0 $\rho h t$	-  1,0 $\rho h b_w$
3	- in Druckgurten mit $h > 120$ mm (obere und untere Lage je für sich) a	-	1,0 $\rho h t$	-

a Eine Oberflächenbewehrung größer als 3,35 cm<sup>2</sup>/m je Richtung ist nicht erforderlich.  
b Siehe Absätze (4) und (5).

Es bedeuten:  
 $h$  die Höhe des Balkens oder die Dicke der Platte;  
 $h_t$  die Dicke des Druck- oder Zuggurtes von profilierten Querschnitten;  
 $b_w$  die Stegbreite des Balkens;  
 $\rho$  der Grundwert nach 9.2.2 (5), Gleichung (9.5aDE).

$$\rho = \frac{0,16 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot 10^2 = 0,102 \%$$

$$a_{s,surf} = 0,5 \cdot \rho \cdot b_w \cdot 10^{-1} = 1,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$