

Anhang D

Bemessung und Nachweisführung

Inhaltsverzeichnis

1	Bogen	4
1.1	Nachweis des Bogens für Max N unter Volllast	6
1.2	Nachweis des Bogens für Max M unter Volllast	9
1.3	Nachweis des Bogens für Max M unter maximaler Windlast	12
1.4	Nachweis des Bogens unter Hängerausfall	17
1.5	Nachweis des Bogens unter Fahrzeuganprall	19
1.6	Untersuchung der Torsionsmomente im Bogen	21
2	Windverband	23
2.1	Nachweis des Portalriegels	24
2.2	Anschluss Portalriegel/ Bogen	25
2.3	Nachweis der Windstrebe 1 unmittelbar am Portalriegel	26
2.4	Nachweis der Windstrebe 2	27
2.5	Wirbelerregte Schwingungen	28
2.6	Anschluss Windstrebe/ Bogen	31
3	Hänger	34
3.1	Nachweis der Querschnittstragfähigkeit	34
3.2	Nachweis der Hängerverankerung am Bogen	34
3.3	Nachweis der Hängerverankerung im Untergurt	37
3.4	Ermüdungsnachweis der Hängeranschlusskonstruktion	40
4	Betonquerschnitt und Endquerträger	44
4.1	Plattenbemessung in Querrichtung	46
4.2	Plattenbemessung in Längsrichtung	49
4.3	Bemessung der Randträger	51
4.4	Berechnung der Querdurchbiegung der Fahrbahnplatte	55
4.5	Spanngliedbemessung	59
4.6	Endquerträger	65
5	Spanngliedverankerung und Bogenfußpunkt	72
5.1	Lasteinleitung in den Beton	72
5.2	Horizontale und vertikale Spaltzugbewehrung	72
5.3	Anschluss Bogen/ Verankerungsplatte	73
5.4	Lagerplatte	75
6	Lagerbemessung	76
6.1	Nachweis der zulässigen Auflagerkraft	76
6.2	Nachweis der zulässigen Verschiebungen	76

7	Temporärer Untergurt für den Bauzustand	78
7.1	Lastannahmen	78
7.2	Erforderlicher Querträgerabstand	78
7.3	Erforderlicher Querschnitt der Querträger	80
7.4	Nachweis der Längsträger	81
7.5	Nachweis des Windfachwerkes	83
7.6	Durchbiegung des Querträgers	85

1 Bogen

Die um 90° verdrehte Einbaulage des Bogenprofils macht eine genaue Schnittgrößendefinition erforderlich.

Die Software der Finiten Element Berechnung orientiert die lokalen Koordinatensysteme der Balken- und Fachwerkelemente am globalen Koordinatensystem des Gesamtsystems. Das bedeutet, dass die Achsen senkrecht zur Stabachse gegenüber der herkömmlichen Definition von Stahlprofilen (vgl. Querschnittsdarstellung) vertauscht sind.

Um bei der Nachweisführung nach Eurocode die Achsenbezeichnung beibehalten zu können, wurden die Schnittgrößen den Ergebnistabellen in Anhang C entnommen und entsprechend ihrer Wirkung bezüglich der Achsendefinition der Nachweisführung eingesetzt.

Das Bogenprofil wird bezüglich seiner Grenztragfähigkeit und der Stabilität für Knicken aus der Bogenebene nachgewiesen. Für das Ausweichen rechtwinklig zur Bogenebene darf näherungsweise allein das Knicken der Portalrahmen als maßgebend angesehen werden. Die Untersuchung der Bogenstabilität erfolgt für drei verschiedene Lastkombinationen.

Anschließend sind die Untersuchungen zu zwei weiteren Stabilitätsfällen, dem Hängerausfall und dem Fahrzeuganprall in Fahrtrichtung, aufgeführt.

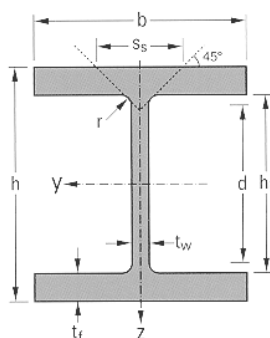
Querschnittswerte und Querschnittsklasse

Die genaue Untersuchung hinsichtlich der Stabilität zeigt, dass das gewählte Profil der Vorbemessung im Bereich des Windportals aufgrund der bisher vernachlässigten z-Richtung nicht ausreicht. Aus diesem Grunde wird für den Bogen in diesem Bereich ein Breitflansch-Stützenprofil HD 400 x 818° verwendet.

Für den restlichen Bogen wird jedoch weiterhin das UC 356 x 406 x 551 eingesetzt. Da die genauen Schnittgrößen von den in der Vorbemessung angenommenen nur geringfügig abweichen, ist der Nachweis im Scheitelpunkt des Bogens für Knicken in der Bogenebene durch die Vorbemessung bereits erbracht und wird hier nicht noch einmal aufgeführt.

Das Material der Bögen ist Stahl S 460.

Profil HD 400 x 818°



$g = 8,18 \text{ kN/m}$	$A = 1043 \text{ cm}^2$
$h = 514,0 \text{ mm}$	$I_y = 392200 \text{ cm}^4$
$b = 437,0 \text{ mm}$	$W_{el,y} = 15260 \text{ cm}^3$
$t_w = 60,5 \text{ mm}$	$W_{pl,y} = 19260 \text{ cm}^3$
$t_f = 97,0 \text{ mm}$	
$r = 15,0 \text{ mm}$	$I_z = 135500 \text{ cm}^4$
$d = 290,0 \text{ mm}$	$W_{el,z} = 6203 \text{ cm}^3$
$h_i = 320,0 \text{ mm}$	$W_{pl,z} = 9561 \text{ cm}^3$

Einordnung in eine Querschnittsklasse

ENV 1993-1-1
Kap. 5.3

Steg

$$\text{vorh } d/t_w = 290 / 60,5 = 4,79$$

$$\text{grenz } d/t_w = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{460}} = 23,59 > 4,79$$

Flansche (ungünstigst bei Druckbeanspruchung)

$$\text{vorh } c/t_f = (437/2) / 97 = 2,25$$

$$\text{grenz } c/t_f = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{460}} = 9,04 > 2,25$$

Der Querschnitt wird in die Querschnittsklasse 1 eingeordnet.

1.1 Nachweis des Bogens für Max N unter Volllast

Bemessungsschnittgrößen

Anhang C
Tabelle C-3

N_{Sd}	-17,536 MN
$M_{y,Sd}$	0,103 MNm
$M_{z,Sd}$	-0,250 MNm
$V_{z,Sd}$	-0,021 MN
$V_{y,Sd}$	0,239 MN

Nachweis der Grenztragfähigkeit

Querkraftkontrolle

$$V_{y,Rd} = \frac{460 / \sqrt{3}}{1,1} \cdot (2 \cdot 0,437 \cdot 0,097) = 20,469 \text{ MN}$$

$$0,5 \cdot V_{y,Rd} = 10,235 \text{ MN} > 0,239 \text{ MN} = V_{y,Sd}$$

$$V_{z,Rd} = \frac{460 / \sqrt{3}}{1,1} \cdot (0,290 \cdot 0,0605) = 4,236 \text{ MN} > 0,021 \text{ MN}$$

$$0,5 \cdot V_{z,Rd} = 2,118 \text{ MN} > 0,021 \text{ MN} = V_{z,Sd}$$

Da die Bemessungswerte kleiner als der 0,5-fache Wert der Grenzquerkräfte, können die Einflüsse aus Querkraft vernachlässigt werden.

Nachweis für Biegung mit Längskraft

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8 (12)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{460}{1,1} \cdot 1043 \cdot 10^{-6} = 43,616 \text{ MN}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{460}{1,1} \cdot 19260 \cdot 10^{-9} = 8,054 \text{ MNm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{460}{1,1} \cdot 9561 \cdot 10^{-9} = 3,998 \text{ MNm}$$

$$\frac{17,536}{43,616} + \frac{0,103}{8,054} + \frac{0,250}{3,998} = 0,48 \leq 1$$

NW erfüllt!

Nachweis der Stabilität*Ermittlung der Knicklänge $s_{k,y}$ für Knicken aus der Bogenebene heraus*ENV 1993-2
Anhang H, 3.4

Länge des Portalstiels h	10,50 m
Mittlere Hängerlänge h_H	10,13 m (vereinfacht mittl. Bogenhöhe)
Bogenanfangswinkel α_k	33,40 °

Daraus lässt sich h_r errechnen

$$h_r = \frac{1}{\sin \alpha_k} h_H = \frac{1}{\sin 33,40^\circ} \cdot 10,13 \text{ m} = 18,39 \text{ m}$$

Mit $h/h_r = 0,57$ und einem Steifigkeitsverhältnis $\eta = \infty$ erhält manENV 1993-2
Tabelle H.1

$$\beta = 1,50$$

und somit eine Knicklänge

$$s_{k,y} = 1,50 \cdot 10,50 \text{ m} = 15,75 \text{ m}$$

Es ergibt sich eine Schlankheit von

$$\lambda_y = \frac{L}{\sqrt{\frac{I_y}{A_y}}} = \frac{1575}{\sqrt{\frac{392200}{1043}}} = 81,22$$

$$\lambda_{1,y} = 93,9 \cdot \sqrt{235/f_y} = 67,12$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{1,y}} \cdot \beta_A^{0,5} = \frac{81,22}{67,12} \cdot 1 = 1,21$$

$$\text{Knicksprungspannungslinie „b“: } \chi_y = 0,4726$$

ENV 1993-1-1
Tabelle 5.5.2*Ermittlung des Momentenfaktors k_y* ENV 1993-1-1
Kap. 5.5.4

Vereinfacht wird der mittlere Wert für den Momentenverlaufsbeiwert angenommen.

$$\beta_{M,y} = 1,80$$

Mit diesen Werten lässt sich μ_y berechnen

$$\mu_y = 1,21 \cdot (2 \cdot 1,80 - 4) + \frac{19260 - 15260}{15260} = -0,22 < 0,90!$$

was in die Formel für k_y eingesetzt wird.

$$k_y = 1 - \frac{-0,22 \cdot 17,536 \cdot 10^6}{0,4726 \cdot 1043 \cdot 10^2 \cdot 460} = 1,17 < 1,5!$$

*Ermittlung der Knicklast $N_{cr,z}$ für Knicken in der Bogenebene*Tveit, P. [7]
Seite 47 ff.

Die elastische Knicklast $N_{cr,z}$ wird analog zu dem in der Vorbemessung aufgeführten Verfahren berechnet (vgl. Anhang B, Abschnitt 2.4).

$$N_{cr} = P_{EA} + \frac{P_{EL} + N_{cr}}{\frac{L_L}{L_A} + \frac{\pi^2}{k \cdot L_A^2} \cdot (P_{EL} + \alpha \cdot N_{cr})}$$

Aufgrund der nun vorhandenen genauen Schnittgrößen ergeben sich Änderungen des Verhältniswertes der Gurtnormalkräfte.

$$\alpha = \frac{Z_u}{N_{Sd}} = \frac{16,078}{17,536} = 0,9169$$

Daraus folgt

$$N_{cr,z} = 71,36 \text{ MN}$$

Ermittlung des Momentenfaktors k_z ENV 1993-1-1
Kap. 5.5.4

Aus der elastischen Knicklast lässt sich direkt $\bar{\lambda}_z$ bestimmen.

$$\bar{\lambda}_z = \left[1 \cdot 1043 \cdot 10^{-4} \cdot 460 / 71,36 \right]^{0,5} = 0,82$$

Knicksprungslinie „c“: $\chi_z = 0,6496$

ENV 1993-1-1
Tabelle 5.5.2

$$\mu_z = 0,82 \cdot (2 \cdot 180 - 4) + \frac{9561 - 6203}{6203} = 0,21 < 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{0,21 \cdot 17,536 \cdot 10^6}{0,6496 \cdot 1043 \cdot 10^2 \cdot 460} = 0,88 < 1,5$$

Nachweis für Biegung mit Druckkraft

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_M} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_M} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_M} \leq 1$$

$$\frac{17,536 \cdot 10^6}{0,4726 \cdot 1043 \cdot 10^2 \cdot 460 / 1,1} + \frac{117 \cdot 0,103 \cdot 10^9}{19260 \cdot 10^3 \cdot 460 / 1,1} + \frac{0,88 \cdot 0,250 \cdot 10^9}{9561 \cdot 10^3 \cdot 460 / 1,1} = 0,92 < 1$$

NW erfüllt!

1.2 Nachweis des Bogens für Max M unter Vollast

Bemessungsschnittgrößen

Anhang C
Tabelle C-4

N_{Sd}	-17,525 MN
$M_{y,Sd}$	-0,007 MNm
$M_{z,Sd}$	-0,328 MNm
$V_{z,Sd}$	-0,038 MN
$V_{y,Sd}$	0,259 MN

Nachweis der Grenztragfähigkeit

Querkraftkontrolle

$$V_{y,Rd} = \frac{460 / \sqrt{3}}{1,1} \cdot (2 \cdot 0,437 \cdot 0,097) = 20,469 \text{ MN}$$

$$0,5 \cdot V_{y,Rd} = 10,235 \text{ MN} > 0,259 \text{ MN} = V_{y,Sd}$$

$$V_{z,Rd} = \frac{460 / \sqrt{3}}{1,1} \cdot (0,290 \cdot 0,0605) = 4,236 \text{ MN} > 0,021 \text{ MN}$$

$$0,5 \cdot V_{z,Rd} = 2,118 \text{ MN} > 0,038 \text{ MN} = V_{z,Sd}$$

Da die Bemessungswerte kleiner als der 0,5-fache Wert der Grenzquerkräfte, können die Einflüsse aus Querkraft vernachlässigt werden.

Nachweis für Biegung mit Längskraft

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8 (12)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{460}{1,1} \cdot 1043 \cdot 10^{-6} = 43,616 \text{ MN}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{460}{1,1} \cdot 19260 \cdot 10^{-9} = 8,054 \text{ MNm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{460}{1,1} \cdot 9561 \cdot 10^{-9} = 3,998 \text{ MNm}$$

$$\frac{17,525}{43,616} + \frac{0,007}{8,054} + \frac{0,328}{3,998} = 0,48 \leq 1$$

NW erfüllt!

Nachweis der Stabilität*Ermittlung der Knicklänge $s_{k,y}$ für Knicken aus der Bogenebene heraus*ENV 1993-2
Anhang H, 3.4

Länge des Portalstiels h	10,50 m
Mittlere Hängerlänge h_H	10,13 m (vereinfacht mittl. Bogenhöhe)
Bogenanfangswinkel α_k	33,40 °

Daraus lässt sich h_r errechnen

$$h_r = \frac{1}{\sin \alpha_k} h_H = \frac{1}{\sin 33,40^\circ} \cdot 10,13 \text{ m} = 18,39 \text{ m}$$

Mit $h/h_r = 0,57$ und einem Steifigkeitsverhältnis $\eta = \infty$ erhält manENV 1993-2
Tabelle H.1

$$\beta = 1,50$$

und somit eine Knicklänge

$$s_{k,y} = 1,50 \cdot 10,50 \text{ m} = 15,75 \text{ m}$$

Es ergibt sich eine Schlankheit von

$$\lambda_y = \frac{L}{\sqrt{\frac{I_y}{A_y}}} = \frac{1575}{\sqrt{\frac{392200}{1043}}} = 81,22$$

$$\lambda_{1,y} = 93,9 \cdot \sqrt{235/f_y} = 67,12$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{1,y}} \cdot \beta_A^{0,5} = \frac{81,22}{67,12} \cdot 1 = 1,21$$

$$\text{Knicksprungspannungslinie „b“: } \chi_y = 0,4726$$

ENV 1993-1-1
Tabelle 5.5.2*Ermittlung des Momentenfaktors k_y* ENV 1993-1-1
Kap. 5.5.4

Vereinfacht wird der mittlere Wert für den Momentenverlaufsbeiwert angenommen.

$$\beta_{M,y} = 1,80$$

Mit diesen Werten lässt sich μ_y berechnen

$$\mu_y = 1,21 \cdot (2 \cdot 1,80 - 4) + \frac{19260 - 15260}{15260} = -0,22 < 0,90!$$

was in die Formel für k_y eingesetzt wird.

$$k_y = 1 - \frac{-0,22 \cdot 17,536 \cdot 10^6}{0,4726 \cdot 1043 \cdot 10^2 \cdot 460} = 1,17 < 1,5!$$

*Ermittlung der Knicklast $N_{cr,z}$ für Knicken in der Bogenebene*Tveit, P. [7]
Seite 47 ff.

Die elastische Knicklast $N_{cr,z}$ wird analog zu dem in der Vorbemessung aufgeführten Verfahren berechnet (vgl. Anhang B, Abschnitt 2.4).

$$N_{cr} = P_{EA} + \frac{P_{EL} + N_{cr}}{\frac{L_L}{L_A} + \frac{\pi^2}{k \cdot L_A^2} \cdot (P_{EL} + \alpha \cdot N_{cr})}$$

Aufgrund der nun vorhandenen genauen Schnittgrößen ergeben sich Änderungen des Verhältniswertes der Normalkräfte.

$$\alpha = \frac{Z_u}{N_{Sd}} = \frac{16,078}{17,525} = 0,9174$$

Daraus folgt

$$N_{cr,z} = 71,35 \text{ MN}$$

Ermittlung des Momentenfaktors k_z ENV 1993-1-1
Kap. 5.5.4

Aus der elastischen Knicklast lässt sich direkt $\bar{\lambda}_z$ bestimmen.

$$\bar{\lambda}_z = \left[1 \cdot 1043 \cdot 10^{-4} \cdot 460 / 71,35 \right]^{0,5} = 0,82$$

Knicksprungslinie „c“: $\chi_z = 0,6496$

ENV 1993-1-1
Tabelle 5.5.2

$$\mu_z = 0,82 \cdot (2 \cdot 180 - 4) + \frac{9561 - 6203}{6203} = 0,21 < 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{0,21 \cdot 17,525 \cdot 10^6}{0,6496 \cdot 1043 \cdot 10^2 \cdot 460} = 0,88 < 1,5$$

Nachweis für Biegung mit Druckkraft

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_M} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_M} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_M} \leq 1$$

$$\frac{17,525 \cdot 10^6}{0,4726 \cdot 1043 \cdot 10^2 \cdot 460 / 1,1} + \frac{1,17 \cdot 0,007 \cdot 10^9}{19260 \cdot 10^3 \cdot 460 / 1,1} + \frac{0,88 \cdot 0,328 \cdot 10^9}{9561 \cdot 10^3 \cdot 460 / 1,1} = 0,92 < 1$$

NW erfüllt!

1.3 Nachweis des Bogens für Max M unter maximaler Windlast

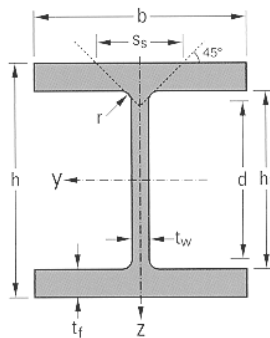
1.3.1 Nachweis des Rahmenstiels 1

Für den Rahmenstiel ist die Stabilität für Biegung und Druckkraft im Falle des Knickens senkrecht zur Bogenebene nachzuweisen.

ENV 1993-1-1
Kap. 5.5.4

Das Biegemoment in der Bogenebene wird vernachlässigt.

Querschnitt Profil HD 400 x 818°



$g = 8,18 \text{ kN/m}$	$A = 1043 \text{ cm}^2$
$h = 514,0 \text{ mm}$	$I_y = 392200 \text{ cm}^4$
$b = 437,0 \text{ mm}$	$W_{el,y} = 15260 \text{ cm}^3$
$t_w = 60,5 \text{ mm}$	$W_{pl,y} = 19260 \text{ cm}^3$
$t_f = 97,0 \text{ mm}$	
$r = 15,0 \text{ mm}$	$I_z = 135500 \text{ cm}^4$
$d = 290,0 \text{ mm}$	$W_{el,z} = 6203 \text{ cm}^3$
$h_i = 320,0 \text{ mm}$	$W_{pl,z} = 9561 \text{ cm}^3$

Der Querschnitt ist in Querschnittsklasse 1 eingeordnet.
(vgl. Anhang D, Abschnitt 1)

Bemessungsschnittgrößen

Anhang C
Tabelle C-10

$$N_{Sd} = 10,060 \text{ MN}$$

$$M_{y,Sd} = 0,814 \text{ MNm}$$

Ermittlung der Knicklänge

ENV 1993-2
Anhang H, 3.4

Länge des Portalstiels h	10,50 m
Mittlere Hängertlänge h_H	10,13 m (vereinfacht mittl. Bogenhöhe)
Bogenanfangswinkel α_k	33,40 °

Daraus lässt sich h_r errechnen

$$h_r = \frac{1}{\sin \alpha_k} h_H = \frac{1}{\sin 33,40^\circ} \cdot 10,13 \text{ m} = 18,39 \text{ m}$$

Mit $h/h_r = 0,57$ und einem Steifigkeitsverhältnis $\eta = \infty$ erhält man

ENV 1993-2
Tabelle H.1

$$\beta = 1,50$$

und somit eine Knicklänge

$$s_{k,y} = 1,50 \cdot 10,50 \text{ m} = 15,75 \text{ m}$$

Es ergibt sich eine Schlankheit von

$$\lambda_y = \frac{L}{\sqrt{\frac{I_y}{A_y}}} = \frac{1575}{\sqrt{\frac{392200}{1043}}} = 81,22$$

$$\lambda_{1,y} = 93,9 \cdot \sqrt{235/f_y} = 67,12$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{1,y}} \cdot \beta_A^{0,5} = \frac{81,22}{67,12} \cdot 1 = 1,21$$

$$\text{Knickspannungslinie „b“: } \chi_y = 0,4726$$

ENV 1993-1-1
Tabelle 5.5.2

Der Momentenverlauf ist geradlinig mit den charakteristischen Werten

$$M_1 = -0,299 \text{ MNm und}$$

$$M_2 = 0,544 \text{ MNm}$$

Daraus folgt

ENV 1993-1-1
Bild 5.5.3

$$\beta_{M,y} = 1,8 - 0,7 \cdot \frac{-0,299}{0,544} = 2,18$$

Mit diesen Werten lässt sich μ_y berechnen

$$\mu_y = 1,21 \cdot (2 \cdot 2,18 - 4) + \frac{19260 - 15260}{15260} = 0,71 < 0,90!$$

was in die Formel für k_y eingesetzt wird.

$$k_y = 1 - \frac{0,71 \cdot 10,060 \cdot 10^6}{0,4726 \cdot 1043 \cdot 10^2 \cdot 460} = 0,69 < 1,5!$$

Nachweis

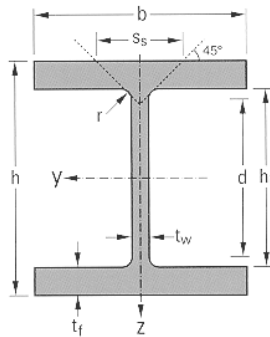
$$\frac{N_{Sd}}{\chi_y A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{10,060 \cdot 10^6}{0,4726 \cdot 1043 \cdot 10^2 \cdot 460 / 1,1} + \frac{0,69 \cdot 0,814 \cdot 10^9}{19260 \cdot 10^3 \cdot 460 / 1,1} = 0,56 \leq 1$$

NW erfüllt!

1.3.2 Nachweis des Rahmenstiels 2

Querschnitt Profil HD 400 x 818°



$g = 8,18 \text{ kN/m}$	$A = 1043 \text{ cm}^2$
$h = 514,0 \text{ mm}$	$I_y = 392200 \text{ cm}^4$
$b = 437,0 \text{ mm}$	$W_{el,y} = 15260 \text{ cm}^3$
$t_w = 60,5 \text{ mm}$	$W_{pl,y} = 19260 \text{ cm}^3$
$t_f = 97,0 \text{ mm}$	
$r = 15,0 \text{ mm}$	$I_z = 135500 \text{ cm}^4$
$d = 290,0 \text{ mm}$	$W_{el,z} = 6203 \text{ cm}^3$
$h_i = 320,0 \text{ mm}$	$W_{pl,z} = 9561 \text{ cm}^3$

Der Querschnitt ist in Querschnittsklasse 1 eingeordnet.
(vgl. Anhang D, Abschnitt 1)

Bemessungsschnittgrößen

$$N_{Sd} = 11,172 \text{ MN}$$

$$M_{y,Sd} = 0,664 \text{ MNm}$$

Anhang C
Tabelle C-11

Ermittlung der Knicklänge

Länge des Portalstiels h	10,50 m
Mittlere Hängertlänge h_H	10,13 m (vereinfacht mittl. Bogenhöhe)
Bogenanfangswinkel α_k	33,40 °

ENV 1993-2
Anhang H, 3.4

Daraus lässt sich h_r errechnen

$$h_r = \frac{1}{\sin \alpha_k} h_H = \frac{1}{\sin 33,40^\circ} \cdot 10,13 \text{ m} = 18,39 \text{ m}$$

Mit $h/h_r = 0,57$ und einem Steifigkeitsverhältnis $\eta = \infty$ erhält man

$$\beta = 1,50$$

ENV 1993-2
Tabelle H.1

und somit eine Knicklänge

$$s_{k,y} = 1,50 \cdot 10,50 \text{ m} = 15,75 \text{ m}$$

Es ergibt sich eine Schlankheit von

$$\lambda_y = \frac{L}{\sqrt{\frac{I_y}{A_y}}} = \frac{1575}{\sqrt{\frac{392200}{1043}}} = 81,22$$

$$\lambda_{1,y} = 93,9 \cdot \sqrt{235/f_y} = 67,12$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{1,y}} \cdot \beta_A^{0,5} = \frac{81,22}{67,12} \cdot 1 = 1,21$$

Knickspannungslinie „b“: $\chi_y = 0,4726$

ENV 1993-1-1
Tabelle 5.5.2

Der Momentenverlauf ist geradlinig mit den charakteristischen Werten

$M_1 = -0,237 \text{ MNm}$ und
 $M_2 = 0,430 \text{ MNm}$

Daraus folgt

ENV 1993-1-1
Bild 5.5.3

$$\beta_{M,y} = 1,8 - 0,7 \cdot \frac{-0,237}{0,430} = 2,19$$

Mit diesen Werten lässt sich μ_y berechnen

$$\mu_y = 1,21 \cdot (2 \cdot 2,19 - 4) + \frac{19260 - 15260}{15260} = 0,71 < 0,90!$$

was in die Formel für k_y eingesetzt wird.

$$k_y = 1 - \frac{0,71 \cdot 11,172 \cdot 10^6}{0,4726 \cdot 1043 \cdot 10^2 \cdot 460} = 0,65 < 1,5!$$

Nachweis

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_y A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{11,172 \cdot 10^6}{0,4726 \cdot 1043 \cdot 10^2 \cdot 460 / 1,1} + \frac{0,65 \cdot 0,664 \cdot 10^9}{19260 \cdot 10^3 \cdot 460 / 1,1} = 0,60 \leq 1$$

NW erfüllt!

Vergleichsweise soll für diesen Rahmenstiel auch der Nachweis mit Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung geführt werden. Diese Schnittgrößen stammen aus der in Anhang C, Abschnitt 1 erwähnten Vergleichsrechnung mit dem Stabwerksprogramm.

Schnittgrößen im Portalstiel 2 nach Theorie II. Ordnung

LF	$\Psi_0 \cdot \gamma_i$	Zug N_{II} [MN]	Max $M_{z,II}$ [MNm]
01	1,35	-9,500	0,131
05	1,0-1,5	-0,500	1,180
ΣS_k		-10,000	1,311
ΣS_d		-13,575	1,946

Tabelle D-1: Schnittgrößen im Bogen nach Theorie II. Ordnung

Spannungsnachweis

Bemessungsspannung

$$\sigma_{Sd,II} = \frac{13,575 \cdot 10^6}{1043 \cdot 10^2} + \frac{1,946 \cdot 10^9}{15260 \cdot 10^3} = 258 \text{ N/mm}^2$$

Grenzspannung

$$\sigma_{Rd} = \frac{460}{1,1} = 418 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Sd,II} = 258 \text{ N/mm}^2 < 418 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{Rd} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Der Verhältniswert $\sigma_{Sd,II}/\sigma_{Rd} = 0,62$. Daraus wird ersichtlich, dass die Annahmen bezüglich der Knicklänge im geführten Nachweis mit Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung über das Ersatzstabverfahren hinreichend genau sind.

1.3.3 Nachweis des maßgebenden Rahmenstiels unter Fahrzeuganprall

Bei Fahrzeuganprall quer zur Fahrtrichtung erfahren die Portalstiele ebenfalls eine Biegung aus der Bogenebene heraus.

Der Nachweis erfolgt analog Anhang D, Abschnitt 2.1.

Als Bemessungsschnittgrößen werden jedoch

Anhang C
Tabelle C-6

$$\begin{aligned} N_{Sd} &= 10,239 \text{ MN} \\ M_{y,Sd} &= 0,669 \text{ MNm} \end{aligned}$$

eingesetzt.

Als Ergebnis erhält man

$$\underline{0,55 < 1} \quad \text{NW erfüllt!}$$

1.4 Nachweis des Bogens unter Hängerausfall

Bei einseitiger Brückenbelastung kommt es zum Ausfall einiger Hänger. Dadurch verändert sich die Knickfigur des Systems, was eine Veränderung der elastischen Knicklast des Bogens zur Folge hat.

Die Ermittlung dieser Knicklast bzw. der Knicklänge des Bogens ist ein sehr aufwendiger Prozess und wird in der Praxis häufig sogar nur durch Modellversuche erreicht.

Aus diesem Grund wird der Nachweis der Stabilität des Bogens für diesen Lastfall durch ein Spannungsproblem Theorie II. Ordnung geführt, in dem eine statische Berechnung unter Berücksichtigung des Einflusses der Verformungen durchgeführt wird. Dabei wird der Nachweis geführt, dass die auftretenden Spannungen die Fließgrenze nicht überschreiten.

Im Anhang C, Abschnitt 1 wurde bereits erwähnt, dass die Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit der Finiten Element Software sehr zeitaufwendig ist. Vereinfacht wurde daher für diese Aufgabe ein zweidimensionales Modell herangezogen.

Da in der europäischen Norm keine genauen Werte bezüglich der anzusetzenden Ersatzimperfektionen für Bögen angegeben sind, wird auf DIN 18800 T. 2, Abschnitt 6, Tab. 23 zurückgegriffen. Die dort aufgeführten Werte der Vorverformung wurden an dem Tragwerk durch Knotenverschiebung der Bogenpunkte angesetzt.

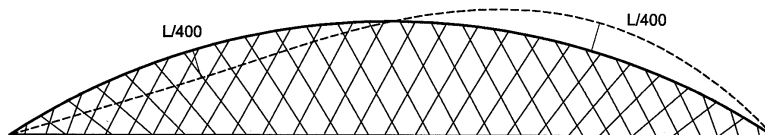


Abbildung D-1: Angesetzte Ersatzimperfektion

Aus der Berechnung des zweidimensionalen Modells mit der Finiten Element Software ergibt sich folgender Momentenverlauf. Der Maximalwert des Momentes findet sich in Tabelle D-1.

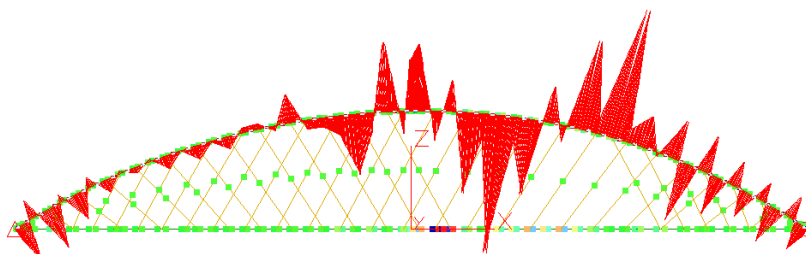


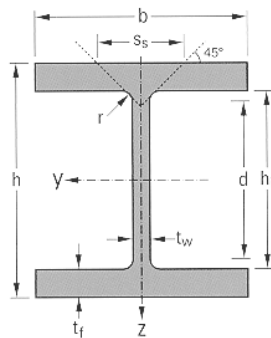
Abbildung D-2: Momente Theorie II. Ordnung unter Hängerausfall

Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung

LF	$\Psi_0 \cdot \gamma_i$	Zug N [MN]	Max M_y [MNm]
01	1,0	-7,024	-0,308
10	1,0-1,5	-2,789	0,602
$\sum S_k$		-9,813	0,294
$\sum S_d$		-11,207	0,595

Tabelle D-2: Schnittgrößen im Bogen (Theorie II. Ordnung)

Der Nachweis wird an der Stelle des maximalen Momentes geführt. In diesem Abschnitt des Bogens wird das leichtere UC-Profil verwendet.

Profil UC 356 x 406 x 551

$g = 5,51 \text{ kN/m}$
 $h = 455,6 \text{ mm}$
 $b = 418,5 \text{ mm}$
 $t_w = 42,1 \text{ mm}$
 $t_f = 67,5 \text{ mm}$
 $r = 15,2 \text{ mm}$
 $d = 290,2 \text{ mm}$
 $h_i = 320,6 \text{ mm}$

$A = 701,9 \text{ cm}^2$
 $I_y = 226900 \text{ cm}^4$
 $W_{el,y} = 9962 \text{ cm}^3$
 $W_{pl,y} = 12080 \text{ cm}^3$
 $I_z = 82670 \text{ cm}^4$
 $W_{el,z} = 3951 \text{ cm}^3$
 $W_{pl,z} = 6058 \text{ cm}^3$

Nachweis der Grenztragfähigkeit

Zur Absicherung der Querschnittsspannungen gegen die Fließgrenze wird der Nachweis entsprechend dem für Querschnitte der Querschnittsklasse 3 geführt.

Nachweis für Biegung mit Längskraft

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8.2 (2)

$$\frac{N_{Sd}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{460}{1,1} \cdot 701,9 \cdot 10^{-6} = 29,352 \text{ MN}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{460}{1,1} \cdot 3951 \cdot 10^{-9} = 1,652 \text{ MNm}$$

$$\frac{11,207}{29,352} + \frac{0,595}{1,652} = 0,74 \leq 1$$

NW erfüllt!

1.5 Nachweis des Bogens unter Fahrzeuganprall

Für die Beanspruchung bei Fahrzeuganprall in Fahrtrichtung wird aufgrund der geringeren Normalkraft nur der Stabilitätsnachweis geführt.

Bemessungsschnittgrößen

$$\begin{aligned} N_{Sd} &= -10,238 \text{ MN} \\ M_{z,Sd} &= -0,432 \text{ MNm} \end{aligned}$$

Anhang C
Tabelle C-7

Nachweis der Stabilität

Die Knicklänge $s_{k,y}$ wird entsprechend Anhang D, Abschnitt 1.1 ermittelt und ergibt sich zu

$$s_{k,y} = 15,75 \text{ m}$$

Daher können auch die Schlankheitswerte und der Wert μ_y übernommen werden.

$$\begin{aligned} \lambda_y &= 81,22 \\ \lambda_{1,y} &= 67,12 \\ \bar{\lambda}_y &= 1,21 \end{aligned}$$

$$\text{Knicksprungslinie „b“: } \chi_y = 0,4726$$

ENV 1993-1-1
Tabelle 5.5.2

Ermittlung der Knicklast $N_{cr,z}$ für Knicken in der Bogenebene

Tveit, P. [7]
Seite 47 ff.

Die elastische Knicklast $N_{cr,z}$ wird analog zu dem in der Vorbemessung aufgeführten Verfahren berechnet (vgl. Anhang B, Abschnitt 2.4).

$$N_{cr} = P_{EA} + \frac{P_{EL} + N_{cr}}{\frac{L_L}{L_A} + \frac{\pi^2}{k \cdot L_A^2} \cdot (P_{EL} + \alpha \cdot N_{cr})}$$

Aufgrund der geringeren Schnittgrößen ergeben sich Änderungen des Verhältniswertes der Gurtnormalkräfte.

$$\alpha = \frac{Z_u}{N_{Sd}} = \frac{9,67}{10,238} = 0,9440$$

Daraus folgt

$$N_{cr,z} = 70,78 \text{ MN}$$

Ermittlung des Momentenfaktors k_z ENV 1993-1-1
Kap. 5.5.4Aus der elastischen Knicklast lässt sich direkt $\bar{\lambda}_z$ bestimmen.

$$\bar{\lambda}_z = \left[1 \cdot 1043 \cdot 10^{-4} \cdot 460 / 70,78 \right]^{0,5} = 0,82$$

Knickspannungslinie „c“: $\chi_z = 0,6475$ ENV 1993-1-1
Tabelle 5.5.2

$$\mu_z = 0,82 \cdot (2 \cdot 1,80 - 4) + \frac{9561 - 6203}{6203} = 0,21 < 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{0,21 \cdot 10,238 \cdot 10^6}{0,6475 \cdot 1043 \cdot 10^2 \cdot 460} = 0,93 < 1,5$$

Nachweis für Biegung mit Druckkraft

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_M} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_M} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_M} \leq 1$$

$$\frac{10,238 \cdot 10^6}{0,4726 \cdot 1043 \cdot 10^2 \cdot 460 / 1,1} + \frac{0,93 \cdot 0,432 \cdot 10^9}{9561 \cdot 10^3 \cdot 460 / 1,1} = 0,60 \leq 1$$

NW erfüllt!

1.6 Untersuchung der Torsionsmomente im Bogen

Infolge horizontaler Einwirkungen in Querrichtung des Tragwerkes kommt es im Bogen zu Torsionsmomenten, deren Maximalwert im Bogenfußpunkt auftritt.

Maximales Torsionsmoment

$$M_{x,Sd} = 12,303 \text{ kNm}$$

Anhang C
Tabelle C-9

Profilwerte

Torsionsflächenmoment	$I_T = 9402 \text{ cm}^4$
Wölbflächenmoment	$I_\omega = 38660 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$
Hauptverwölbung	$w_M = 0,25 \cdot (h - t_f) \cdot b$ $w_M = 0,25 \cdot (455,6 - 67,5) \cdot 418,5$ $w_M = 406,05 \text{ cm}^2$
Abklingfaktor	$\lambda = \sqrt{\frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_\omega}} = \sqrt{\frac{81000 \cdot 9402}{210000 \cdot 38660 \cdot 10^3}}$ $\lambda = 9,685 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$

Als statisches System wird ein Kragträger mit Wölbbehinderung an der Einspannung gewählt.

$$\text{Länge } L = 10,50 \text{ m}$$

Verdrehungswinkel

$$\vartheta = \frac{M_{x,Sd}}{E \cdot I_\omega \cdot \lambda^3} [\lambda L - \tanh(\lambda L)] = 0,875^\circ$$

Primäres Torsionsmoment und resultierende Schubspannungen

Das maximale primäre Torsionsmoment tritt in der Nähe des Windportalriegels auf.

$$M_{x,p} = M_{x,Sd} \left[1 - \frac{1}{\cosh(\lambda L)} \right] = 12,303 \cdot \left[1 - \frac{1}{\cosh(9,685 \cdot 10^{-3} \cdot 10,50)} \right]$$

$$M_{x,p} = 12,302 \text{ kNm}$$

Aus dem primären Torsionsmoment resultieren Schubspannungen sowohl im Steg als auch in den Flanschen.

$$\tau_{St} = \frac{M_{x,p} \cdot t_w}{I_T} = \frac{12,302 \cdot 100 \cdot 4,21}{9402} = 0,55 \text{ kN/cm}^2 = 5,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Fl} = \frac{M_{x,p} \cdot t_f}{I_T} = \frac{12,302 \cdot 100 \cdot 6,75}{9402} = 0,88 \text{ kN/cm}^2 = 8,8 \text{ N/mm}^2$$

Da eine Wölbbehinderung am Bogenfußpunkt vorhanden ist, treten neben dem primären Torsionsmoment zusätzlich ein sekundäres Torsionsmoment und ein Wölbbimoment auf.

Sekundäres Torsionsmoment und resultierende Schubspannungen

Das maximale sekundäre Torsionsmoment tritt am Bogenfußpunkt auf.

$$M_{x,s} = M_{x,Sd} = 12,303 \text{ kNm}$$

$$\tau = M_{x,s} \cdot w_M \cdot \frac{b/4}{I_\omega} = 12,303 \cdot 100 \cdot 406,05 \cdot \frac{41,85/4}{38660 \cdot 10^3}$$

$$\tau = 0,14 \text{ kN/cm}^2 = 1,4 \text{ N/mm}^2$$

Wölbbimoment und resultierende Normalspannungen

Das maximale Wölbbimoment tritt ebenfalls am Bogenfußpunkt auf.

$$M_\omega = -\frac{M_{x,Sd}}{\lambda} \tanh(\lambda L) = -\frac{12,303}{9,685 \cdot 10^{-3}} \tanh(9,685 \cdot 10^{-3} \cdot 0)$$

$$M_\omega = -1270,31 \text{ kNm}$$

$$\sigma_\omega = \pm \frac{M_\omega \cdot w_M}{I_\omega} = \pm \frac{1270,31 \cdot 100 \cdot 406,05}{38660 \cdot 10^3}$$

$$\sigma_\omega = \pm 1,33 \text{ kN/cm}^2 = \pm 13,3 \text{ N/mm}^2$$

Alle drei Spannungen sind verhältnismäßig gering. Hinzu kommt, dass diese Spannungen nicht gleichzeitig mit der maximalen Beanspruchung des Bogens auftreten, da es sich um unterschiedliche Lastfallkombinationen handelt.

Aus diesen Gründen ist die Aufnahme der Spannungen aus Torsion bedenkenlos gewährleistet.

2 Windverband

Die Normalkräfte in den Windstreben infolge maximaler Windbelastung verringern sich mit zunehmender Entfernung vom Windportal. Die meistbeanspruchte Strebe unmittelbar am Portalriegel erhält daher ein stärkeres Profil als die übrigen Verbandsstäbe.

Beide Profile werden hinsichtlich ihrer Grenztragfähigkeit und der Stabilität nachgewiesen.

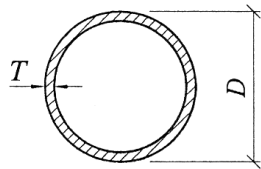
Wirkt der Wind in Fahrtrichtung der Brücke, werden die Verbandsstäbe durch Verwirbelungen zu Schwingungen angeregt. Hinsichtlich dieser Schwingungen durchgeführte Untersuchungen sind beigefügt.

Für die meistbeanspruchte Windstrebe wurden die Nachweise des Anschlusses Windstrebe/ Bogen durchgeführt.

Als Material kommt Stahl S 460 zum Einsatz.

2.1 Nachweis des Portalriegels

Querschnittswerte



$$\begin{aligned}
 D &= 219,1 \text{ mm} \\
 t &= 10,0 \text{ mm} \\
 A &= 65,7 \text{ cm}^2 \\
 I &= 3598,0 \text{ cm}^4 \\
 W_{el} &= 328,4 \text{ cm}^3 \\
 W_{pl} &= 438,0 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Einordnung in eine Querschnittsklasse

ENV 1993-1-1
Kap. 5.3

$$\text{vorh } D/t = 219,1 / 10,0 = 21,91$$

$$\text{grenz } D/t = 50 \cdot \frac{235}{460} = 25,54 > 21,91$$

Der Querschnitt wird in Querschnittsklasse 1 eingeordnet.

Bemessungsschnittgrößen

Anhang C
Tabelle C-12

$$\begin{aligned}
 N_{Sd} &= 0,224 \text{ MN} \\
 M_{y,Sd} &= 0,007 \text{ MNm}
 \end{aligned}$$

Ermittlung der Knicklänge

Länge des Portalriegels $L = 9,40 \text{ m}$

Mit $\beta = 1,0$ ergibt sich eine Knicklänge von

$$s_{k,y} = 1,0 \cdot 9,40 \text{ m} = 9,40 \text{ m}$$

Die Schlankheit berechnet sich zu

$$\lambda_y = \frac{L}{\sqrt{\frac{I_y}{A_y}}} = \frac{940}{\sqrt{\frac{3598}{65,7}}} = 127,02$$

$$\lambda_{1,y} = 93,9 \cdot \sqrt{235/f_y} = 67,12$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{1,y}} \cdot \beta_A^{0,5} = \frac{127,02}{67,12} \cdot 1 = 1,89$$

$$\text{Knicksprungslinie „a“: } \chi_y = 0,2467$$

ENV 1993-1-1
Tabelle 5.5.2

Der Momentenverlauf ist geradlinig mit den charakteristischen Werten

$$M_1 = -0,00476 \text{ MNm und} \\ M_2 = 0,00505 \text{ MNm}$$

Daraus folgt

ENV 1993-1-1
Bild 5.5.3

$$\beta_{M,y} = 1,8 - 0,7 \cdot \frac{-0,00476}{0,00505} = 2,46$$

Mit diesen Werten lässt sich μ_y berechnen.

$$\mu_y = 1,89 \cdot (2 \cdot 2,46 - 4) + \frac{428 - 328,4}{328,4} = 2,08 > 0,90$$

Der Wert μ_y soll jedoch 0,9 nicht überschreiten und wird somit zu 0,9 gesetzt.

$$k_y = 1 - \frac{0,90 \cdot 0,224 \cdot 10^6}{0,2467 \cdot 65,7 \cdot 10^2 \cdot 460} = 0,73 < 1,5!$$

Nachweis

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_y A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{0,224 \cdot 10^6}{0,2467 \cdot 65,7 \cdot 10^2 \cdot 460 / 1,1} + \frac{0,73 \cdot 0,007 \cdot 10^9}{438 \cdot 10^3 \cdot 460 / 1,1} = 0,36 \leq 1$$

NW erfüllt!

2.2 Anschluss Portalriegel/ Bogen

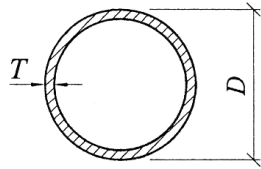
Der Anschluss erfolgt analog der Anschlussmöglichkeiten der Verbindung Windstrebe/ Bogen (vgl. Anhang D, Abschnitt 3.4).

Aufgrund der um einiges geringeren Normalkraft im Portalriegel wird in diesem Abschnitt auf den Nachweis der Verbindung verzichtet.

Das Moment im Portalriegel ist so gering, dass die daraus resultierende zusätzliche Zugkraft der Schrauben noch bedenkenlos aufgenommen werden kann.

2.3 Nachweis der Windstrebe 1 unmittelbar am Portalriegel

Querschnittswerte und Querschnittsklasse



$$\begin{aligned} D &= 219,1 \text{ mm} \\ t &= 10,0 \text{ mm} \\ A &= 65,7 \text{ cm}^2 \\ I &= 3598,0 \text{ cm}^4 \\ W &= 328,4 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Einordnung in eine Querschnittsklasse

ENV 1993-1-1
Kap. 5.3

$$\text{vorh } D/t = 219,1 / 10,0 = 21,91$$

$$\text{grenz } D/t = 50 \cdot \frac{235}{460} = 25,54 > 21,91$$

Der Querschnitt wird in Querschnittsklasse 1 eingeordnet.

Nachweis der Grenztragfähigkeit

Nachweis für Normalkraft

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.4

$$N_{Sd} = 0,477 \text{ MN}$$

Anhang C
Tabelle C-13

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{65,7 \cdot 10^{-4} \cdot 460}{1,1} = 2,75 \text{ MN}$$

$$N_{Sd} = 0,477 \text{ MN} < 2,75 \text{ MN} = N_{c,Rd} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Stabilitätsnachweis

Nachweis gegen Knicken für druckbeanspruchte Bauteile

ENV 1993-1-1
Kap. 5.5.1

Knicklänge des Stabes entspricht der Stablänge ($\beta = 1,0$)

$$L = 10,32 \text{ m} = s_k$$

$$\lambda = \frac{L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{1032}{\sqrt{\frac{3598,0}{65,7}}} = 139,41$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{235/f_y} = 67,12$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \beta_A^{0,5} = \frac{139,41}{67,12} \cdot 1 = 2,08$$

$$\text{Knickspannungslinie „a“: } \chi = 0,2078$$

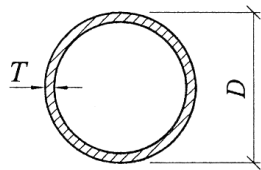
ENV 1993-1-1
Tabelle 5.5.2

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,2078 \cdot 1 \cdot 65,7 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{460}{1,1} = 0,57 \text{ MN}$$

$$N_{Sd} = 0,477 \text{ MN} < 0,57 \text{ MN} = N_{b,Rd} \quad \text{NW erfüllt!}$$

2.4 Nachweis der Windstrebe 2

Querschnittswerte und Querschnittsklasse



$$\begin{aligned} D &= 219,1 \text{ mm} \\ t &= 6,0 \text{ mm} \\ A &= 40,2 \text{ cm}^2 \\ I &= 2282,0 \text{ cm}^4 \\ W &= 208,3 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Einordnung in eine Querschnittsklasse

ENV 1993-1-1
Kap. 5.3

$$\begin{aligned} \text{vorh } D/t &= 219,1 / 6,0 = 36,52 \\ \text{grenz } D/t &= 90 \cdot \frac{235}{460} = 45,98 > 36,52 \end{aligned}$$

Der Querschnitt wird in Querschnittsklasse 3 eingeordnet.

Nachweis der Grenztragfähigkeit

Nachweis für Normalkraftkraft

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.4

$$N_{Sd} = 0,297 \text{ MN}$$

Anhang C
Tabelle C-13

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{40,2 \cdot 10^{-4} \cdot 460}{1,1} = 1,68 \text{ MN}$$

$$N_{Sd} = 0,297 \text{ MN} < 1,68 \text{ MN} = N_{c,Rd} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Stabilitätsnachweis

Nachweis gegen Knicken für druckbeanspruchte Bauteile

ENV 1993-1-1
Kap. 5.5.1

Knicklänge des Stabes entspricht der Stablänge ($\beta = 1,0$)

$$L = 9,80 \text{ m} = s_k$$

$$\lambda = \frac{L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{980}{\sqrt{\frac{2282,0}{40,2}}} = 130,07$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{235/f_y} = 67,12$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \beta_A^{0,5} = \frac{130,07}{67,12} \cdot 1 = 1,94$$

$$\text{Knickspannungslinie „a“: } \chi = 0,2362$$

ENV 1993-1-1
Tabelle 5.5.2

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,2362 \cdot 1 \cdot 40,2 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{460}{1,1} = 0,40 \text{ MN}$$

$$N_{Sd} = 0,297 \text{ MN} < 0,40 \text{ MN} = N_{b,Rd} \quad \text{NW erfüllt!}$$

2.5 Wirbelerregte Schwingungen

Aufgrund des Einsatzes von Rohrprofilen entstehen bei Windeinwirkung Verwirbelungen im Windschatten der Verbandsstäbe. Diese Wirbel regen die Windstreben zu Schwingungen an. Kritisch werden diese Schwingungen dann, wenn die Windgeschwindigkeit genau so groß ist, dass ein Resonanzfall auftritt.

Nachfolgend werden diese Schwingungen beispielhaft anhand der höchstgelegenen Windstrebe untersucht, und die aus der Schwingung resultierenden Spannungen berechnet.

Querschnittsangaben

Profilhöhe b	=	0,219	m
Fläche A	=	$4,02 \cdot 10^{-3}$	m ²
Trägheitsmoment I	=	$2,28 \cdot 10^{-5}$	m ⁴
Masse m	=	31,56	kg/m
Länge l	=	9,80	m
Höhe ü. Gelände z	=	20,25	m

Als Höhe über Gelände wird vereinfacht die Höhe der Windstrebe über der Fahrbahn angenommen.

Schwingungen im Windverband

ENV 1991-2-4
Anhang C

Zunächst werden die Eigenfrequenzen für die Windstrebe ermittelt.

$$n_i = \beta_i^2 \cdot \frac{1}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

Jensen, C. G. [2]

Für einen beidseitig gelenkig gelagerten Stab ist

$$\begin{aligned}\beta_1 &= \pi \text{ und} \\ \beta_2 &= 2\pi.\end{aligned}$$

Daraus folgt

$$\begin{aligned}n_1 &= 6,37 \text{ 1/s und} \\ n_2 &= 25,49 \text{ 1/s.}\end{aligned}$$

Die kritische Windgeschwindigkeit berechnet sich zu

ENV 1991-2-4
Kap. C.2.1

$$v_{\text{crit},i} = \frac{b \cdot n_{i,y}}{St}$$

$$\text{mit } St = 0,2$$

ENV 1991-2-4
Tabelle C.1

$$v_{\text{crit},1} = \frac{0,219 \cdot 6,37}{0,2} = 6,98 \text{ m/s}$$

$$v_{\text{crit},2} = \frac{0,219 \cdot 25,49}{0,2} = 27,93 \text{ m/s}$$

Für die mittlere Windgeschwindigkeit werden folgende Beiwerte erforderlich. ENV 1991-2-4
Kap. 8

Geländefaktor k_T 0,17 (Tabelle 8.1)
 Rauigkeitslänge z_0 0,01 (Tabelle 8.1)

$$\text{Rauhigkeitsbeiwert } c_r(z) = k_T \cdot \ln(z/z_0) = 1,29$$

$$\text{Topografiebeiwert } c_t(z) = 1,00 \quad (\text{Annahme})$$

Bezugswindgeschwindigkeit $v_{\text{ref}} = 32,00 \text{ m/s}$ als ungünstigster Wert Anhang A
Abschnitt 2.3

Die mittlere Windgeschwindigkeit beträgt somit

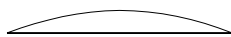
$$v_m = 1,29 \cdot 1,00 \cdot 32,00 \text{ m/s} = 41,42 \text{ m/s}$$

Ist die kritische Windgeschwindigkeit größer als der 1,25-fache Wert treten keine kritischen Resonanzfälle auf.

$$v_{\text{crit},i} > 1,25 v_m = 51,77 \text{ m/s}$$

Bei der untersuchten Windstrebe liegen die kritischen Windgeschwindigkeiten für die erste und zweite Eigenfrequenz beide unterhalb dieses Wertes, dass heißt es können zwei kritische Resonanzfälle auftreten.

Fall 1



Fall 2



Abbildung D-3: Kritische Resonanzfälle der Windstreben

Die Berechnung der daraus resultierenden Spannungen kann allerdings auf einen Fall beschränkt werden. Die Windgeschwindigkeit und somit die auf den Stab wirkende Kraft im Fall 2 ist zwar genau viermal so groß wie im Fall 1, aufgrund der halben Länge hat das Biegemoment jedoch den gleichen Wert, da gilt:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

Kraft aus WirbelerregungENV 1991-2-4
Anhang C, 2.3

Beiwerte für die Berechnung:

Amplitudenverhältnis $\Phi = 1,0$

Die maximale Vibrationsamplitude berechnet sich mit

 $L/b = 12,00$ (ungünstigster Wert)

$$K_w = \cos \left[\frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{L/b}{\lambda} \right) \right] = 0,41 \quad (\text{Tabelle C.4}) \text{ mit } \lambda = \text{Länge/ Höhe}$$

$$K = 0,10 \quad (\text{Tabelle C.4})$$

$$Re(v_{crit}) = \frac{0,219 \cdot 6,98}{15 \cdot 10^{-6}} = 101988,41$$

$$c_{lat,0} = 0,70$$

$$v_{crit}/v_m = 0,17 < 0,83 \text{ daraus folgt: } c_{lat} = c_{lat,0} = 0,70$$

$$Sc = \frac{2 \cdot m \cdot \delta_s}{\rho \cdot b} = \frac{2 \cdot 31,56 \cdot 0,02}{1,25 \cdot 0,219} = 21,04$$

und folgender Formel

$$\max y_F = K_w \cdot K \cdot c_{lat} \cdot \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{Sc} \cdot b$$

$$\max y_F = 0,41 \cdot 0,10 \cdot 0,70 \cdot \frac{1}{0,2^2} \cdot \frac{1}{21,04} \cdot 0,219 = 0,007 \text{ m}$$

Die Kraft F ergibt sich zu

$$F_i = m \cdot (2\pi \cdot n_i)^2 \cdot \Phi_i \cdot \max y_F$$

$$F = 31,56 \cdot (2\pi \cdot 6,37)^2 \cdot 1,0 \cdot 0,007 = 377,34 \text{ N/m}$$

und wirkt als Linienlast auf der Länge L (vgl. ENV 1991-2-4, Bild C.3).

Das Moment im Stab infolge der Windkraft beträgt

$$M = \frac{377,34 \cdot 12 \cdot 0,219}{8} \cdot (2 \cdot 9,80 - 9 \cdot 0,219) = 2186 \text{ Nm}$$

Schneider, K.-J. [8]

Daraus ergibt sich folgende Spannung.

$$\sigma = \frac{2186 \cdot 10^{-6}}{2,28 \cdot 10^{-5}} \cdot \frac{0,219}{2} = 10,49 \text{ N/mm}^2$$

Diese Spannung ist gegenüber der Spannung aus der Hauptbeanspruchung der Windstrebe vernachlässigbar gering und daher als nicht kritisch einzustufen. Eine Überlagerung der beiden Spannungen tritt nicht auf, da beide Beanspruchungen aus unterschiedlichen Windrichtungen herrühren.

2.6 Anschluss Windstrebe/ Bogen

Als Verbindungsart der Windstreben am Bogen kann sowohl eine ringsumlaufende Schweißnaht als auch ein geschraubter Stirnplattenanschluss gewählt werden.

Für beide Anschlussmöglichkeiten werden nachfolgend die Nachweise geführt.

Schweißverbindung

Es wird nachgewiesen, dass die Bemessungskraft in der Schweißnaht kleiner als die Grenzkraft der Naht ist.

Der Anschluss soll über eine ringsumlaufende Kehlnaht erfolgen.

Normalkraft in der Windstrebe

$$N_{Sd} = 0,477 \text{ MN}$$

Gewählte Schweißnaht:

$$\begin{aligned} \text{Schweißnahtlänge } L = u &= \pi \cdot d = \pi \cdot 219,1 \text{ mm} = 688 \text{ mm} \\ \text{Schweißnahtdicke } a &= 4 \text{ mm} \end{aligned}$$

Bemessungskraft in der Schweißnaht

$$F_{w,Sd} = \frac{0,477 \cdot 10^6 \text{ N}}{688 \text{ mm}} = 693 \text{ N/mm}$$

Die Grenzkraft der Schweißnaht berechnet sich zu

ENV 1993-1-1
Kap. 6.6.5.3 (3)

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a$$

wobei $f_{vw,d}$ die Grenzscherfestigkeit der Schweißnaht ist. Sie lässt sich wie folgt ermitteln.

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} \quad \text{mit } \beta_w = 0,95 \text{ und } \gamma_{Mw} = 1,25 \text{ folgt}$$

$$f_{vw,d} = \frac{550 / \sqrt{3}}{0,95 \cdot 1,25} = 267 \text{ N/mm}^2$$

und somit

$$F_{w,Rd} = 267 \text{ N/mm}^2 \cdot 4 \text{ mm} = 1068 \text{ N/mm}$$

$$\underline{F_{w,Sd} = 693 \text{ N/mm} < 1068 \text{ N/mm} = F_{w,Rd}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Stirnplattenanschluss

Die Schraubverbindung soll über vier hochfeste Schrauben M 20 - 10.9 erfolgen.

Über den Schraubendurchmesser wird das Schraubenbild bestimmt.

ENV 1993-1-1
Kap. 6.5.1

Lochdurchmesser d_0	22 mm
Randabstand in Kraftrichtung e_1	$1,2 \cdot 22 = 26,4$ mm gew. 35 mm
Randabstand quer e_2	$1,5 \cdot 22 = 33,0$ mm gew. 35 mm
Lochabstand in Kraftrichtung p_1	$2,2 \cdot 22 = 48,4$ mm
Lochabstand quer p_2	$3,0 \cdot 22 = 66,0$ mm

Mit diesen Werten lässt sich eine ausreichend große Stirnplatte wählen.

Gewählt: BI 18 x 290 x 290

Die Normalkraft in der Windstrebe beträgt 0,477 MN.

Die Windstrebenneigung ist 82,45°.

Nachweis der aufnehmbaren Zugkraft des Stirnplattenanschlusses

ENV 1993-1-1
Kap. 6.5.5

Zunächst wird die Bemessungszugkraft des Stirnplattenanschlusses ermittelt.

Zerlegung der Normalkraft in ihre Komponenten:

$$N_{Sd,z} = 477 \text{ kN} \cdot \sin 82,45^\circ = 472,9 \text{ kN (Zug-Komponente)}$$

$$N_{Sd,a} = 477 \text{ kN} \cdot \cos 82,45^\circ = 62,6 \text{ kN (Abscher-Komponente)}$$

Die Grenzzugkraft ermittelt sich wie folgt.

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u / \gamma_{Mb}$$

ENV 1993-1-1
Kap. 6.5.5 (4)

$$\text{wobei } d_m = (35,03 + 31,00) / 2 = 33,02 \text{ mm und } t_p = 18 \text{ mm}$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot 33,02 \cdot 18 \cdot 550 \cdot 10^{-3} / 1,25 = 492,9 \text{ kN}$$

$$N_{Sd,z} = 472,9 \text{ kN} < 492,9 \text{ kN } B_{p,Rd} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Nachweis der Verbindungsmittel

ENV 1993-1-1
Tabelle 6.5.3

Schraubenparameter

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Schraubendurchmesser } d \quad 20 \text{ mm}$$

$$\text{Schraubenfläche } A \quad 314 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spannungsfläche } A_s \quad 303 \text{ mm}^2$$

Schneider, K.-J. [8]
Tafel 8.82b

Grenzscherkraft pro Scherfuge

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} \cdot 303}{1,25} = 121,2 \text{ kN}$$

Grenzlochleibungskraft

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot t \cdot d}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \cdot 0,4 \cdot 550 \cdot 10^{-3} \cdot 18 \cdot 20}{1,25} = 158,4 \text{ kN}$$

mit $\alpha = 0,4$ als Minimum von $(e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 1/4; f_{ub}/f_u; 1)$

Grenzzugkraft

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} \cdot 303}{1,25} = 218,2 \text{ kN}$$

Nachweis auf Lochleibung

$$N_{Sd,a} = 62,6 \text{ kN} < 633,6 \text{ kN} = 4 \cdot 158,4 \text{ kN} = F_{b,Rd} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Nachweis der Interaktion Zug und Abscheren

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{62,6}{4 \cdot 121,2} + \frac{472,87}{1,4 \cdot 4 \cdot 218,2} = 0,52 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

3 Hänger

3.1 Nachweis der Querschnittstragfähigkeit

Nachweis auf Zugbeanspruchung

ENV 1993-1-1

Kap. 5.4.3

Maximale Hängerkraft

$$N_{Sd} = 882 \text{ kN}$$

Anhang C

Tabelle C-15

Hängerfläche

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 = \frac{\pi}{4} \cdot 60^2 = 2827,4 \text{ mm}^2$$

Grenzzugkraft

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$N_{t,Rd} = 2827,4 \cdot 460 \cdot 10^{-3} / 1,1 = 1182,36 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 882 \text{ kN} < 1182,36 \text{ kN} = N_{t,Rd}$$

NW erfüllt!

3.2 Nachweis der Hängerverankerung am Bogen

Die Befestigung der Hängestangen am Bogen erfolgt durch zwei angeschweißte Laschen, die über eine Schraubverbindung mit dem Lastübertragungsblech zwischen den Bogenflanschen verbunden sind (vgl. Abschnitt 3.4.4). Die Nachweisführung erfolgt für die Schweißverbindung Hänger/ Laschen, die Schraubverbindung zwischen Laschen und Lastübertragungsblech und die Schweißnähte zur Verbindung von Bogen und Lastübertragungsblech.

Maximale Hängerkraft

$$N_{Sd} = 882 \text{ kN}$$

Anhang C

Tabelle C-15

Erforderliche Abmessungen des Lastübertragungsbleches

Die Breite des Bleches ist mit 290,2 mm durch den Abstand zwischen den Flanschen des Bogenprofils vorgegeben. Die Fläche zur Übertragung der Zugkraft wird durch drei Schraubenlöcher $d_L = 22 \text{ mm}$ geschwächt.

$$\text{erf } t = \frac{N_{Sd}}{f_{yk} / \gamma_M \cdot b_{\text{netto}}} = \frac{882 \cdot 10^3}{460 / 1,1 \cdot (290,2 - 3 \cdot 22)} = 9,41 \text{ mm}$$

gewählt: $t = 20 \text{ mm}$

Des Weiteren sollen die Bleche aus gestalterischen Gründen nicht über die Flansche hinausstehen. Daher kommen Bleche mit folgenden Abmessungen zum Einsatz.

BI 20 x 290,2 x 160

Erforderliche Abmessungen der Laschen

Die Schraubenbildgeometrie erfordert eine Breite der Laschen von 210 mm. Analog zum Lasteinleitungsblech wird auch hier die Fläche durch die Schraubenlöcher zusätzlich geschwächt.

$$\text{erf } t = \frac{N_{Sd}/2}{f_{yk}/\gamma_M \cdot b_{\text{netto}}} = \frac{882 \cdot 10^3/2}{460/1,1 \cdot (210 - 3 \cdot 22)} = 7,32 \text{ mm}$$

gewählt: $t = 10 \text{ mm}$

Nachweis der Schweißnähte zwischen Hänger und Laschen

ENV 1993-1-1
Kap. 6.6

Grenzscherfestigkeit

ENV 1993-1-1
Kap. 6.6.5.3

Korrelationsfaktor $\beta_w = 0,95$

Zugfestigkeit des Stahls S 460 $f_u = 550 \text{ N/mm}^2$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = \frac{550/\sqrt{3}}{0,95 \cdot 1,25} = 267,40 \text{ N/mm}^2$$

Grenzkraft pro Längeneinheit

Die Schweißnahtdicke von $a = 10 \text{ mm}$ ist durch den Einsatz von V-Nähten bereits mit der Blechdicke vorgegeben.

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 267,40 \cdot 10 = 2674 \text{ N/mm}$$

Schweißnahtlänge

Geschweißt werden je zwei Nähte pro Lasche mit einer Länge von 100 mm.

$$l_w = 4 \cdot 100 = 400 \text{ mm} \quad \begin{array}{l} > 40 \text{ mm} \\ > 6 \cdot a = 60 \text{ mm} \\ < 1500 \text{ mm} \end{array}$$

Maximale Schweißnahtkraft pro Längeneinheit

$$F_{w,Sd} = N_{Sd} / l_w = 882 \cdot 10^3 / 400 = 2205 \text{ N/mm}$$

Nachweis

$$F_{w,Sd} = 2205 \text{ N/mm} < 2674 \text{ N/mm} = F_{w,Rd} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Nachweis der SchraubenverbindungENV 1993-1-1
Kap. 6.5

Die Verbindung zwischen den beiden Laschen und dem Lastübertragungsblech erfolgt mit vier Schrauben, deren Anordnung in Abbildung 3-13 ersichtlich wird.

Geometrie des SchraubenbildesENV 1993-1-1
Kap. 6.5.1

Schraubenlochdurchmesser	$d_0 = 22 \text{ mm}$
Randabstand in Krafrichtung	$e_1 = 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ mm}$ gewählt: 40 mm
Lochabstand in Krafrichtung	$p_1 = 2,2 \cdot 22 = 48,4 \text{ mm}$ gewählt: 50 mm
Randabstand quer	$e_2 = 1,5 \cdot 22 = 33,0 \text{ mm}$ gewählt: 35 mm
Lochabstand quer	$p_2 = 3,0 \cdot 22 = 66,0 \text{ mm}$ gewählt: 70 mm
erforderliche Anschlussbreite	$b = 2 \cdot 35 + 2 \cdot 70 = 210 \text{ mm}$

SchraubenparameterENV 1993-1-1
Tabelle 3.3

Verwendet werden hochfeste Schrauben M 20 - 10.9.

Zugfestigkeit	$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$
Streckgrenze	$f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$
Sicherheitsbeiwert	$\gamma_{Mb} = 1,25$
Durchmesser	$d = 20 \text{ mm}$
Schraubenfläche	$A = 314,16 \text{ mm}^2$
Spannungsfläche	$A_S = 303,00 \text{ mm}^2$

Schneider K.-J. [8]
Tafel 8.82b**Grenzkräfte**ENV 1993-1-1
Tabelle 6.5.3**Grenzabscherkraft**

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 303}{1,25} \cdot 10^{-3}$$

$$F_{v,Rd} = 121,20 \text{ kN}$$

Grenzlochleibungskraft

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right] = \left[\frac{40}{66}, \frac{50}{66} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{550}, 1 \right] = 0,51$$

$$\min t = 20 \text{ mm}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,51 \cdot 550 \cdot 20 \cdot 20}{1,25} \cdot 10^{-3} = 223,33 \text{ kN}$$

Alle Schraubverbindungen werden zweischnittig ausgeführt, was zu acht Scherfugen führt. Die Lochleibungskraft ist auf alle vier Schrauben zu verteilen. Damit ergibt sich die maßgebende Grenzkraft zu

$$F_{Rd} = \min [8 \cdot F_{v,Rd} ; 4 \cdot F_{b,Rd}] = 893 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 893 \text{ kN} > 882 \text{ kN} = N_{Sd} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Nachweis der Schweißnähte Bogen/ Lastübertragungsblech

Das Lastübertragungsblech wird sowohl am Bogensteg als auch an beiden Profilflanschen beidseitig mit dem Bogen verschweißt. Das ergibt eine Schweißnahtlänge von etwa 1150 mm. Da die gleiche Kraft zu übertragen und die Schweißnaht doppelt so lang ist wie beim Anschluss Lasche/ Hänger, kann die Schweißnahtdicke zu 5 mm gewählt werden.

3.3 Nachweis der Hängerverankerung im Untergurt

Die Zugkraft des Hängers wird über die in Abbildung 3-14 dargestellte Konstruktion in den Betonuntergurt eingeleitet. In der folgenden Berechnung werden die Abmessungen der Lasteinleitungsplatte und die erforderliche Bügelbewehrung im Randträger ermittelt. Die Größe der Lasteinleitungsplatte wird durch die zulässigen Druckspannungen im Beton bestimmt.

Erforderliche Abmessungen der Lasteinleitungsplatte

Zulässige Betondruckspannung im Beton C 40/50

$$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 40 / 1,5 = 27 \text{ N/mm}^2$$

Maximale Hängerkraft $N_{Sd} = 882 \text{ kN}$

Anhang C
Tabelle C-15

$$\text{Erforderliche Fläche} \quad \text{erf } A = \frac{N_{Sd}}{f_{cd}} = \frac{882}{2,7} = 326,67 \text{ cm}^2$$

Gewählt wird eine quadratische Platte mit einer Seitenlänge von 200 mm und einer Dicke von 20 mm.

$$\text{vorh } A = 20 \cdot 20 = 400 \text{ cm}^2 > 326,67 \text{ cm}^2 = \text{erf } A$$

NW erfüllt!

Erforderliche Dicke des vertikalen Kraftübertragungsbleches

$$\text{erf } t = \frac{N_{Sd}}{f_{yk} / \gamma_M \cdot l} = \frac{882 \cdot 10^3}{460 / 1,1 \cdot 200} = 10,5 \text{ mm}$$

gewählt: $t = 12 \text{ mm}$

Die Schweißnahtgeometrie zur Befestigung des Hängers am Kraftübertragungsblech entspricht der des Hängeranschlusses am Bogen (vgl. Anhang D, Abschnitt 4.2).

Durchstanznachweis

ENV 1992-1-1
Kap. 4.3.4

Auf den kritischen Schnitt bezogene Bemessungsquerkraft

$$V_{Rd1} = V_{Sd} \cdot \beta / u$$

Lasteinleitungsfläche und kritischer Rundschnitt

Die zur Verfügung stehende Betondicke des Durchstanzkegels wird zu 20 cm angenommen, da durch die konische Form des Kegels nach dieser Dicke bereits die Kante des Randträgers erreicht ist. Die Seitenlänge des kritischen Rundschnittes ergibt sich aus der Länge der Lasteinleitungsplatte zuzüglich zweimal dem 1,5-fachen Wert der Betondicke.

$$u = 4 \cdot (20 + 1,5 \cdot 20) = 200 \text{ cm}$$

Korrekturfaktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten

$$\beta = 1 \text{ (rotationssymmetrische Beanspruchung)}$$

Bemessungsquerkraft

$$V_{Sd} = N_{Sd} = 882 \text{ kN}$$

$$V_{Rd1} = V_{Sd} \cdot \beta / u = 882 \cdot 1/2 = 441 \text{ kN/m}$$

Bemessungswiderstand

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_L) \cdot d_m$$

ENV 1992-1-1
Kap. 4.3.4.5.1

$$\tau_{Rd} = 0,41 \text{ N/mm}^2$$

ENV 1992-1-1
Tabelle 4.8

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,39 = 1,21 > 1,0$$

Biegebewehrungsgrad

$$\rho_L = \sqrt{\rho_{Lx} \cdot \rho_{Ly}} + \frac{\sigma_{cp}}{f_{yd}} = \sqrt{0,0054 \cdot 0,0058} + \frac{5,59}{500/1,15} = 0,018$$

Dabei errechnen sich die erforderlichen Werte wie folgt.

Vorhandene Biegebewehrung	$a_{s,x} = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$	Anhang D Abschnitt 5.3
	$a_{s,y} = 22,60 \text{ cm}^2/\text{m}$	
Statische Höhe	$d_m = 39 \text{ cm}$	

$$\rho_{Lx} = \frac{a_{s,x}}{d \cdot 100} = \frac{20,94}{39 \cdot 100} = 0,54 \% \quad \rho_{Ly} = \frac{a_{s,y}}{d \cdot 100} = \frac{22,60}{39 \cdot 100} = 0,58 \%$$

Betonspannung durch Spannstahl

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{pd}}{A_c} = \frac{0,9 \cdot 13,06}{2,1001} = 5,59 \text{ N/mm}^2$$

mit $P_m(x) = 13,06 \text{ MN}$ $A_c = 2,1001 \text{ m}^2$

Anhang D
Abschnitt 5.4

$$V_{Rd1} = 0,41 \cdot 1,21 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,018) \cdot 0,39 = 375 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd1} = 375 \text{ kN/m} < 441 \text{ kN/m} = v_{Sd} \quad \text{d.h. Durchstanzbewehrung erforderlich}$$

$$V_{Rd2} = 1,6 \cdot V_{Rd1} = 1,6 \cdot 380 = 608 \text{ kN/m}$$

ENV 1992-1-1
Kap. 4.3.4.5.2

$$V_{Rd2} = 608 \text{ kN/m} > v_{Sd} = 441 \text{ kN/m} \quad \text{d.h. Ausführung mit Schubbewehrung möglich}$$

Erforderliche Schubbewehrung

$$\text{erf } A_s = (v_{Sd} - V_{Rd1}) \cdot u / (0,5 \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha)$$

In Querrichtung wird die erforderliche Schubbewehrung durch Bügel abgedeckt ($\alpha = 90^\circ$), in Längsrichtung durch aufgebogene Bewehrungsstäbe ($\alpha = 60^\circ$).

$$\text{erf } A_{s,q} = (0,441 - 0,380) \cdot 2 / (0,5 \cdot 500/1,15 \cdot \sin 90) \cdot 100^2 = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 4 \text{ } \varnothing 10 \text{ (zweischnittig)} \quad \text{vorh } A_{s,q} = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf } A_{s,l} = (0,441 - 0,380) \cdot 2 / (0,5 \cdot 500/1,15 \cdot \sin 60) \cdot 100^2 = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 2 \text{ } \varnothing 16 \quad \text{vorh } A_{s,l} = 4,02 \text{ cm}^2$$

3.4 Ermüdungsnachweis der Hängeranschlusskonstruktion

Nach ENV 1993-2, Abschnitt 9.2.2 (1) sollte für den vereinfachten Ermüdungsnachweis das Ermüdungslastmodell 3 nach ENV 1991-3, Abschnitt 4.6.4 angesetzt werden.

Die Anzahl der Lastwagen in der Schwerlastspur muss durch die zuständige Behörde festgelegt werden. Für die folgenden Berechnungen wurde jeweils nur ein Fahrzeug in der Schwerlastspur angeordnet.

Dabei ergeben sich folgende maßgebende Hängerkräfte.

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 346,16 \text{ kN} \\ N_{\min} &= 236,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

Anhang C
Tabelle C-16

Die Ermüdungsnachweise werden an der Anschlusskonstruktion zwischen Hänger und Bogen geführt. Die maßgebenden Stellen für die Ermüdungsbeanspruchungen sind in Abbildung D-4 dargestellt. Daraus folgt, dass sowohl im Bereich des Hängers am Beginn der Schweißnaht, als auch die Schweißnaht selbst und der Laschenbereich am Ende der Schweißnaht nachgewiesen werden müssen.

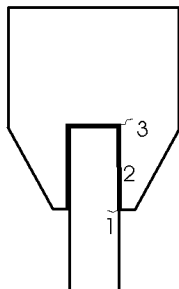


Abbildung D-4: Maßgebende Ermüdungsstellen

Die Anschlüsse zwischen Hänger und Untergurt sind in ihrer Verbindungsart und den daraus resultierenden Kerbfällen denen am Bogen ähnlich und werden hier nicht genauer untersucht.

Anschlusspunkt 1 - Hänger am Beginn der Schweißnaht

Hängerfläche $A_{\text{Hänger}} = 2827,43 \text{ mm}^2$

Größte Spannung $\sigma_{p,\max} = \frac{N_{\max}}{A_{\text{Hänger}}} = \frac{346,16 \cdot 10^3}{2827,43} = 122,43 \text{ N/mm}^2$

Kleinste Spannung $\sigma_{p,\min} = \frac{N_{\min}}{A_{\text{Hänger}}} = \frac{236,70 \cdot 10^3}{2827,43} = 87,72 \text{ N/mm}^2$

*Spannungsschwingbreite*ENV 1993-2
Kap. 9.4

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min}|$$

$$\Delta\sigma_p = |122,43 - 87,22| = 38,71 \text{ N/mm}^2$$

Schädigung der Spannungsschwingbreite

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_p$$

Anpassungswert für Einwirkungsseite $\phi_2 = 1$

$$\text{Anpassungswert } \lambda \quad \lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$$

ENV 1993-2
Kap. 9.5.2

$$\lambda_1 = 1$$

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{\text{obs}}}{N_0} \right)^{1/5} = \frac{480}{480} \cdot \left(\frac{0,5 \cdot 10^6}{0,5 \cdot 10^6} \right)^{1/5} = 1$$

$$\text{mit } Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i \cdot Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5} = 480 \text{ kN}$$

$$N_{\text{obs}} = 0,5 \cdot 10^6$$

$$\lambda_3 = (t_{\text{Ld}}/100)^{1/5} = (100/100)^{1/5} = 1$$

mit $t_{\text{Ld}} = 100 \text{ a}$ (Bemessungslebensdauer)

$$\lambda_4 = 1 \quad (\text{nur eine Spur belastet})$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 1 \cdot 1 \cdot 38,71 = 38,71 \text{ N/mm}^2$$

*Kerbfall*ENV 1993-2
Tabelle L.5

Es handelt sich um das Konstruktionsdetail 3 von Blatt 1.

Kerbgruppe 50; daraus folgt $\Delta\sigma_c = 50 \text{ N/mm}^2$ *Teilsicherheitsbeiwerte*

$$\gamma_{\text{Ff}} = 1,0$$

$$\gamma_{\text{Mf}} = 1,15$$

*Nachweis*ENV 1993-2
Kap. 9.5.1

$$\gamma_{\text{Ff}} \cdot \Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{\text{Mf}}$$

$$1,0 \cdot 38,71 < 50 / 1,15$$

$$38,71 \text{ N/mm}^2 < 43,48 \text{ N/mm}^2$$

NW erfüllt!

Anschlusspunkt 2 - Schweißnaht

Schweißnahtfläche $A_{\text{Naht}} = 400 \cdot 10 = 4000 \text{ mm}^2$

Größte Spannung $\tau_{p,\max} = \frac{N_{\max}}{A_{\text{Naht}}} = \frac{346,16 \cdot 10^3}{4000} = 86,54 \text{ N/mm}^2$

Kleinste Spannung $\tau_{p,\min} = \frac{N_{\min}}{A_{\text{Naht}}} = \frac{236,70 \cdot 10^3}{4000} = 59,18 \text{ N/mm}^2$

SpannungsschwingbreiteENV 1993-2
Kap. 9.4

$$\Delta\tau_p = |\tau_{p,\max} - \tau_{p,\min}|$$

$$\Delta\tau_p = |86,51 - 59,18| = 27,37 \text{ N/mm}^2$$

Schädigung der Spannungsschwingbreite

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\tau_p$$

Anpassungswert für Einwirkungsseite $\phi_2 = 1$

Anpassungswert $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 1$

ENV 1993-2
Kap. 9.5.2

$$\Delta\tau_{E2} = 1 \cdot 1 \cdot 27,37 = 27,37 \text{ N/mm}^2$$

KerbfallENV 1993-2
Tabelle L.5

Der vorliegende Fall entspricht Konstruktionsdetail 8 von Blatt 3.

Kerbgruppe 80; daraus folgt $\Delta\tau_c = 80 \text{ N/mm}^2$

Teilsicherheitsbeiwerte

$$\gamma_{Ff} = 1,0 \quad \gamma_{Mf} = 1,15$$

NachweisENV 1993-2
Kap. 9.5.1

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf}$$

$$1,0 \cdot 27,37 < 80 / 1,15$$

$$27,37 \text{ N/mm}^2 < 69,57 \text{ N/mm}^2$$

NW erfüllt!

Anschlusspunkt 3 - Lasche Ende der Schweißnaht

Kraftübertragende Laschenfläche $A_{\text{Lasche}} = 0,7 \cdot 20 \cdot 210 = 2940 \text{ mm}^2$

Da eine genaue Ermittlung der Spannung in der Lasche am Ende der Schweißnaht nur schwer möglich ist, wird zur Spannungsermittlung eine um 30% reduzierte Fläche eingesetzt. Diese Annahme kann als ausreichend genau angesehen werden.

$$\text{Größte Spannung} \quad \sigma_{p,\max} = \frac{N_{\max}}{A_{\text{Lasche}}} = \frac{346,16 \cdot 10^3}{2940} = 117,74 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Kleinste Spannung} \quad \sigma_{p,\min} = \frac{N_{\min}}{A_{\text{Lasche}}} = \frac{236,70 \cdot 10^3}{2940} = 80,51 \text{ N/mm}^2$$

Spannungsschwingbreite

ENV 1993-2
Kap. 9.4

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min}|$$

$$\Delta\sigma_p = |117,74 - 80,51| = 37,23 \text{ N/mm}^2$$

Schädigung der Spannungsschwingbreite

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_p$$

$$\text{Anpassungswert für Einwirkungsseite} \quad \phi_2 = 1$$

$$\text{Anpassungswert } \lambda \quad \lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 1$$

ENV 1993-2
Kap. 9.5.2

$$\Delta\sigma_{E2} = 1 \cdot 1 \cdot 37,23 = 37,23 \text{ N/mm}^2$$

Kerbfall

ENV 1993-2
Tabelle L.5

Es handelt sich um Konstruktionsdetail 4 von Blatt 2.

$$\text{Kerbgruppe 45; daraus folgt } \Delta\tau_c = 45 \text{ N/mm}^2$$

Teilsicherheitsbeiwerte

$$\gamma_{Ff} = 1,0 \quad \gamma_{Mf} = 1,15$$

Nachweis

ENV 1993-2
Kap. 9.5.1

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \quad \begin{array}{l} 1,0 \cdot 37,23 < 45 / 1,15 \\ \underline{37,23 \text{ N/mm}^2} < \underline{39,13 \text{ N/mm}^2} \end{array}$$

NW erfüllt!

Bei mehreren Fahrzeugen in der Schwerlastspur, sind eventuell Modifikationen an der Hängerkonstruktion oder stärkere Hänger erforderlich um die Ermüdungsnachweise ausreichend zu erfüllen!

4 Betonquerschnitt und Endquerträger

Der Brückenuntergurt besteht aus einer Kombination von Stahlbeton und Spannbeton. Dabei kommen Beton C 40/50, Betonstahl BSt 500 S und Litzenspannglieder zum Einsatz.

Die Bemessung erfolgt für die maßgebenden Stellen

- Plattenmitte
- Kragarmanschnitt
- Randträger
- Endquerträger

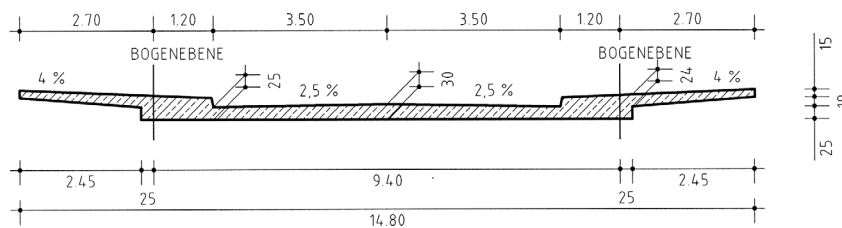


Abbildung D-5: Querschnitt des Untergrundes

Bemessungswiderstände

Beton

$$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = 40 / 1,5 = 26,67 \text{ N/mm}^2$$

Betonstahl

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad f_{sd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$$

Spannstahl

$$f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2 \quad f_{pd} = 0,9 \cdot 1770 / 1,15 = 1385 \text{ N/mm}^2$$

Zusätzlich zur Biegebemessung ist der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu führen.

BetondeckungENV 1992-1-1
Kap. 4.1.3.3*Stahlbeton*

Das Bauwerk wird für Meerwasserumgebung mit Frost in Umweltklasse 4b eingeordnet.

ENV 1992-1-1
Tabelle 4.1

Als Mindestbetondeckung erhält man 40 mm für den Betonstahl. Das Vorhaltemaß wird zu 10 mm angesetzt.

ENV 1992-1-1
Tabelle 4.2

$$\text{nom } c = \min c + \Delta h = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

Spannbeton

Die erforderliche Betondeckung ergibt sich aus dem Maximum des in ENV 1992-1-1, Tabelle 4.2 angegebenen Wertes und dem Hüllrohrdurchmesser.

$$\text{nom } c = \max [\min c ; \varnothing_H] + \Delta h = \max [50 ; 137] + 0 = 137 \text{ mm}$$

4.1 Plattenbemessung in Querrichtung

Biegebemessung

Für die Bemessung der Betonplatte in Querrichtung ergeben sich folgende Bemessungsmomente.

Plattenmitte: $\max M_{sd,f} = 0,410 \text{ MNm/ m}$

Anhang C
Tabelle C-19

Kragarm: $\max M_{sd,k} = -0,093 \text{ MNm/ m}$

Anhang C
Tabelle C-20

Sowohl die Platte als auch der Kragarm haben eine veränderliche Querschnittshöhe. Für die Berechnung werden allerdings nur die größten vorhandenen Dicken angesetzt, da an diesen Stellen auch die maximalen Bemessungsmomente auftreten.

$$h_f = 30 \text{ cm}$$

$$h_k = 23 \text{ cm}$$

Statische Höhe

$$d = h - \text{nom } c - d_{sq}/2$$

$$d_f = 30 - 5 - 2,8/2$$

$$d_f = 23,6 \text{ cm}$$

$$d_k = 23 - 5 - 2,0/2$$

$$d_k = 17,0 \text{ cm}$$

Bemessung in Plattenmitte (Bewehrung Unten)

Schneider, K.-J. [8]
CD: Tab. 2a

$$\mu_{sd,f} = \frac{M_{sd,f}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{410,00 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,236^2 \cdot 26,67} = 0,2761$$

$$\omega = 0,3503$$

$$\sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\zeta = 0,7880$$

$$z = \zeta \cdot d = 0,788 \cdot 0,236 = 0,19 \text{ m}$$

$$a_{sq,f} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) = \frac{1}{435} (0,3503 \cdot 1 \cdot 0,236 \cdot 26,67)$$

$$a_{sq,f} = 50,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt: $\varnothing 28$, $s = 12,5 \text{ cm}$ vorh $a_{sq,f} = 49,26 \text{ cm}^2/\text{m}$

Die vorhandene Bewehrungsmenge ist geringer als der erforderliche Wert. Innerhalb einer 3%-Grenze ist eine Unterschreitung jedoch zulässig.

Bemessung am Kragarmanschnitt (Bewehrung Oben)Schneider, K.-J. [8]
CD: Tab. 2a

$$\mu_{sd,k} = \frac{M_{sd,k}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{93,00 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,17^2 \cdot 26,67} = 0,1207$$

$$\omega = 0,1311 \quad \sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\zeta = 0,9205 \quad z = \zeta \cdot d = 0,9205 \cdot 0,17 = 0,16 \text{ m}$$

$$a_{sq,k} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) = \frac{1}{435} (0,1311 \cdot 1 \cdot 0,17 \cdot 26,67)$$

$$a_{sq,k} = 13,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{gewählt: } \varnothing 16, s = 12,5 \text{ cm} \quad \text{vorh } a_{sq,k} = 16,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

RissbreitenbeschränkungENV 1992-1-1
Kap. 4.4.2**Mindestbewehrung Betonplatte**ENV 1992-1-1
Kap. 4.4.2.2

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{c,t}}{\sigma_s}$$

$$k_c = 0,4$$

$$k = 0,8$$

$$f_{ct,eff} = 3,5 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{c,t} = 0,30 \cdot 1,00 = 0,30 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = 280 \text{ N/mm}^2 \text{ (gewählt)}$$

$$a_s = 0,4 \cdot 0,8 \cdot 3,7 \cdot \frac{0,30}{280} \cdot 100^2 = 12,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\underline{a_s = 12,00 \text{ cm}^2/\text{m} < 49,26 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{vorh } a_{sq,f}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Mindestbewehrung KragarmENV 1992-1-1
Kap. 4.4.2.2

$$A_{c,t} = 0,23 \cdot 1,00 = 0,23 \text{ m}^2$$

$$a_s = 0,4 \cdot 0,8 \cdot 3,7 \cdot \frac{0,23}{280} \cdot 100^2 = 9,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\underline{a_s = 9,20 \text{ cm}^2/\text{m} < 16,08 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{vorh } a_{sq,f}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Nachweis des Grenzstababstandes $\lim s_1$ in der Platte

Für die Ermittlung der Stahlspannungen der Bewehrung σ_s im Gebrauchszustand unmittelbar nach der Rissbildung gilt in Übereinstimmung mit ENV 1992-1-1, Abschnitt 4.4.2.3 (3) die quasi-ständige Lastfallkombination als maßgebend und somit $\psi_2 = 0,5$.

$$M_s = 1,0 \cdot 82,31 + 0,5 \cdot 199,39 = 182,01 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{z \cdot A_s} = \frac{182,01 \cdot 10^{-3}}{0,19 \cdot 49,26 \cdot 10^{-4}} = 198,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\lim s_1 = 25,2 \text{ cm}$$

ENV 1992-1-1
Tabelle 4.12

$$\underline{s_1 = 12,5 \text{ cm} < 25,2 \text{ cm} = \lim s_1}$$

NW erfüllt!

Nachweis des Grenzstababstandes $\lim s_1$ im Kragarm

$$M_s = 1,0 \cdot 16,80 + 0,5 \cdot 46,60 = 40,10 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{z \cdot A_s} = \frac{40,10 \cdot 10^{-3}}{0,16 \cdot 16,08 \cdot 10^{-4}} = 159,36 \text{ N/mm}^2$$

$$\lim s_1 = 30,1 \text{ cm}$$

ENV 1992-1-1
Tabelle 4.12

$$\underline{s_1 = 12,5 \text{ cm} < 30,1 \text{ cm} = \lim s_1}$$

NW erfüllt!

4.2 Plattenbemessung in Längsrichtung

Biegebemessung

Für die Bemessung der Betonplatte in Längsrichtung ergeben sich folgende Bemessungsmomente.

Plattenmitte: $\max M_{sd,f} = 0,247 \text{ MNm/ m}$

Anhang C
Tabelle C-21

Kragarm: $\max M_{sd,k} = 0,012 \text{ MNm/ m}$

Anhang C
Tabelle C-22

Für die Bemessung in Plattenmitte wird die gleiche statische Höhe zugrunde gelegt wie bei der Bemessung in Querrichtung. Das maximale Kragarmmoment in Längsrichtung tritt jedoch nicht am Kragarmanschnitt, sondern am Rand auf. Daher wird eine Höhe von $h_k = 15 \text{ cm}$ angesetzt.

Statische Höhe $d_k = 15 - 5 - 1,6/2$
 $d_k = 9,2 \text{ cm}$

Bemessung in Plattenmitte (Bewehrung Unten)

Schneider, K.-J. [8]
CD: Tab. 2a

$$\mu_{sd,f} = \frac{M_{sd,f}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{247,00 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,236^2 \cdot 26,67} = 0,1608$$

$$\omega = 0,1805 \quad \sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\zeta = 0,8910 \quad z = \zeta \cdot d = 0,891 \cdot 0,236 = 0,21 \text{ m}$$

$$a_{sq,f} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) = \frac{1}{435} (0,1805 \cdot 1 \cdot 0,236 \cdot 26,67)$$

$$a_{sq,f} = 26,58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt: $\varnothing 20, s = 10,0 \text{ cm}$ vorh $a_{sq,f} = 31,42 \text{ cm}^2/\text{m}$

Bemessung im Kragarm (Bewehrung Unten)

Schneider, K.-J. [8]
CD: Tab. 2a

$$\mu_{sd,k} = \frac{M_{sd,k}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{12,00 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,092^2 \cdot 26,67} = 0,0797$$

$$\omega = 0,0841 \quad \sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\zeta = 0,9482 \quad z = \zeta \cdot d = 0,9482 \cdot 0,092 = 0,09 \text{ m}$$

$$a_{sq,k} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) = \frac{1}{435} (0,0841 \cdot 1 \cdot 0,092 \cdot 26,67)$$

$$a_{sq,k} = 4,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt: $\varnothing 12, s = 15,0 \text{ cm}$ vorh $a_{sq,k} = 7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$

Der hohe Bewehrungsgehalt wird aufgrund der erforderlichen Mindestbewehrung gewählt.

RissbreitenbeschränkungENV 1992-1-1
Kap. 4.4.2**Mindestbewehrung Betonplatte**

Die Mindestbewehrung in der Betonplatte ist aufgrund der identischen Abmessungen und Voraussetzungen dem Wert in Querrichtung gleich.

$$\underline{a_s = 12,00 \text{ cm}^2/\text{m} < 31,42 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{vorh } a_{sq,f}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Mindestbewehrung KragarmENV 1992-1-1
Kap. 4.4.2.2

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{c,t}}{\sigma_s}$$

$$A_{c,t} = 0,15 \cdot 1,00 = 0,15 \text{ m}^2$$

$$a_s = 0,4 \cdot 0,8 \cdot 3,7 \cdot \frac{0,15}{280} \cdot 100^2 = 6,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\underline{a_s = 6,00 \text{ cm}^2/\text{m} < 7,54 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{vorh } a_{sq,f}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Nachweis des Grenzstababstandes $\lim s_1$ in der Platte

$$M_s = 1,0 \cdot 20,15 + 0,5 \cdot 146,69 = 93,49 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{z \cdot A_s} = \frac{93,49 \cdot 10^{-3}}{0,21 \cdot 31,42 \cdot 10^{-4}} = 139,09 \text{ N/mm}^2$$

$$\lim s_1 = 32,6 \text{ cm}$$

ENV 1992-1-1
Tabelle 4.12

$$\underline{s_1 = 12,5 \text{ cm} < 32,6 \text{ cm} = \lim s_1} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Nachweis des Grenzstababstandes $\lim s_1$ im Kragarm

$$M_s = 1,0 \cdot 0 + 0,5 \cdot 12,00 = 6,00 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{z \cdot A_s} = \frac{6,00 \cdot 10^{-3}}{0,09 \cdot 7,54 \cdot 10^{-4}} = 95,02 \text{ N/mm}^2$$

$$\lim s_1 = 38,1 \text{ cm}$$

ENV 1992-1-1
Tabelle 4.12

$$\underline{s_1 = 15,0 \text{ cm} < 38,1 \text{ cm} = \lim s_1} \quad \text{NW erfüllt!}$$

4.3 Bemessung der Randträger

Biegebemessung

Für die Bemessung des Randträgers ergeben sich folgende maßgebenden Schnittgrößen. Die Bewehrungsmenge im unteren Rand wird im Bereich zwischen den Hängern und die Bewehrung im oberen Rand direkt im Hängerbereich ermittelt.

Zwischenbereich: $\max M_{sd,f} = 0,234 \text{ MNm/ m}$

Anhang C
Tabelle C-23

Hängerbereich: $\max M_{sd,s} = -0,112 \text{ MNm/ m}$

Anhang C
Tabelle C-24

Höhe Randträger $h = 45 \text{ cm}$

Statische Höhe $d = h - \text{nom } c - d_{sq}/2$
 $d_f = 45 - 5 - 2,0/2$
 $d_f = 39,0 \text{ cm}$

Bemessung zwischen den Hängern (Untere Bewehrungslage)

Schneider, K.-J. [8]
CD: Tab. 2a

$$\mu_{sd,f} = \frac{M_{sd,f}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{234,00 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,39^2 \cdot 26,67} = 0,0577$$

$$\omega = 0,0600 \quad \sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\zeta = 0,9610 \quad z = \zeta \cdot d = 0,961 \cdot 0,39 = 0,37 \text{ m}$$

$$a_{sq,f} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) = \frac{1}{435} (0,0600 \cdot 1 \cdot 0,39 \cdot 26,67)$$

$$a_{sq,f} = 14,36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt: $\varnothing 20, s = 15,0 \text{ cm}$ vorh $a_{sq,f} = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$

Bemessung im Hängerbereich (Obere Bewehrungslage)

Schneider, K.-J. [8]
CD: Tab. 2a

$$\mu_{sd,k} = \frac{M_{sd,k}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{112,00 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,39^2 \cdot 26,67} = 0,0276$$

$$\omega = 0,0282 \quad \sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\zeta = 0,9772 \quad z = \zeta \cdot d = 0,9772 \cdot 0,39 = 0,38 \text{ m}$$

$$a_{sq,k} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) = \frac{1}{435} (0,0282 \cdot 1 \cdot 0,39 \cdot 26,67)$$

$$a_{sq,k} = 6,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt: $\varnothing 20, s = 15,0 \text{ cm}$ vorh $a_{sq,k} = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$

Die gewählte Bewehrungsmenge für beide Bewehrungslagen ergibt sich aus der erforderlichen Mindestbewehrung.

RissbreitenbeschränkungENV 1992-1-1
Kap. 4.4.2**Mindestbewehrung**ENV 1992-1-1
Kap. 4.4.2.2

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{c,t}}{\sigma_s}$$

$$\begin{aligned} k_c &= 0,4 \\ k &= 0,8 \\ f_{ct,eff} &= 3,5 \text{ N/mm}^2 \\ A_{c,t} &= 0,45 \cdot 1,00 = 0,45 \text{ m}^2 \\ \sigma_s &= 280 \text{ N/mm}^2 \text{ (gewählt)} \end{aligned}$$

$$a_s = 0,4 \cdot 0,8 \cdot 3,5 \cdot \frac{0,45}{280} \cdot 100^2 = 18,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\underline{a_s = 18,00 \text{ cm}^2/\text{m} < 20,94 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{vorh } a_{s0,f}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Nachweis des Grenzstababstandes $\lim s_1$

Da die Bewehrungsmenge A_s für beide Bemessungsbereiche identisch ist, wird für den Nachweis des Grenzstababstandes die Stelle des maximalen Momentes mit dem zugehörigen inneren Hebelarm maßgebend. Dieses Moment tritt zwischen den Hängern auf.

$$M_s = 1,0 \cdot 15,90 + 0,5 \cdot 141,88 = 86,84 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{z \cdot A_s} = \frac{86,84 \cdot 10^{-3}}{0,37 \cdot 20,94 \cdot 10^{-4}} = 110,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\lim s_1 = 36,2 \text{ cm}$$

ENV 1992-1-1
Tabelle 4.12

$$\underline{s_1 = 15,0 \text{ cm} < 36,2 \text{ cm} = \lim s_1} \quad \text{NW erfüllt!}$$

QuerkraftbemessungENV 1992-1-1
Kap. 4.3.2.2

Die maximale Querkraft, die zur Bemessung angesetzt wird entspricht der Vertikalkomponente des meistbelasteten Hängers.

$$\text{Hängerkraft:} \quad \max N_{Sd} = 882 \text{ kN}$$

Anhang C
Tabelle C-15

$$\text{Hängerneigung:} \quad \alpha = 60,29^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{maximale Querkraft:} \quad V_{Sd} &= \max N_{Sd} \cdot \sin \alpha \\ V_{Sd} &= 882 \cdot \sin 60,29 = 766 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bemessungswert der QuerkrafttragfähigkeitENV 1992-1-1
Kap. 4.3.2.3

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\tau_{Rd} = 0,41 \text{ MN/m}^2$$

ENV 1992-1-1
Tabelle 4.8

$$k = 1,5 - d = 1,5 - 0,45 = 1,15$$

$$\rho = 0 \text{ (als ungünstigster Wert angenommen)}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{A_c} = \frac{11,72}{2,1001} = 5,58 \text{ N/mm}^2$$

mit N ... Längskraft infolge Vorspannung

$$V_{Rd1} = [0,41 \cdot 1,15 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0) + 0,15 \cdot 5,58] \cdot 1,45 \cdot 0,45$$

$$V_{Rd1} = 0,915 \text{ MN}$$

$$\underline{V_{Sd} = 766 \text{ kN} < 915 \text{ kN} = V_{Rd1}} \quad \text{d.h. Mindestbügelbewehrung ausreichend}$$

Mindestbügelbewehrung

Mindestbewehrungsgrad für Schubbewehrung

ENV 1992-1-1
Tabelle 5.5

$$\rho_w = 0,0013$$

Mindestbügelquerschnitt

ENV 1992-1-1
Kap. 5.4.2.2 (5)

$$\text{erf } a_{S,Bü} = \rho_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha$$

$$\text{erf } a_{S,Bü} = 0,0013 \cdot 1,45 \cdot \sin 90 \cdot 100^2 = 18,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Gemäß ENV 1992-1-1, Abschnitt 5.4.2.2 (7) sind die Längsabstände der Bügel begrenzt.

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_{w,nom} \cdot 0,9 \cdot d$$

ENV 1992-1-1
Kap. 4.3.2.3 (3)

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,7 - \frac{40}{200} = 0,5$$

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot \varnothing = 1,45 - 0,5 \cdot 0,137 = 1,38$$

mit \varnothing ... Hüllrohrdurchmesser der Spannglieder

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 40/1,5 \cdot 1,38 \cdot 0,9 \cdot 0,45 = 3,73 \text{ MN}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1/5 \cdot V_{Rd2} = 0,746 \text{ MN} < 0,766 = V_{Sd} \\ 2/3 \cdot V_{Rd2} = 2,487 \text{ MN} > 0,766 = V_{Sd} \end{array} \right\} s_{max} = 0,6 \cdot d = 27 \text{ cm}$$

gewählt: $\varnothing 12$, $s = 20 \text{ cm}$ (vierschnittig) vorh $a_{S,Bü} = 22,60 \text{ cm}^2/\text{m}$

vorh $a_{S,Bü} = 22,60 \text{ cm}^2/\text{m} > 18,85 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{erf } a_{S,Bü}$

NW erfüllt!

4.4 Berechnung der Querdurchbiegung der Fahrbahnplatte

DA/Stb [1]
Heft 240, Kap. 6

Die Größe der Durchbiegung von Betonplatten und ihre zeitliche Entwicklung hängen von einer Vielzahl von Einflussparametern ab. Darum ist eine strenge Vorausberechnung der Durchbiegung nicht möglich und es ist zweckmäßig Grenzwerte der Durchbiegungen zu berechnen, die nur noch mit geringer Wahrscheinlichkeit unter- oder überschritten werden. Zusätzlich kann ein wahrscheinlicher Wert der Durchbiegung bestimmt werden.

In der folgenden Berechnung ist dieser wahrscheinliche Wert für die Fahrbahnplatte der Netzbogenbrücke ermittelt worden.

Materialkennwerte

Für die Berechnung des unteren Grenzwertes zum Zeitpunkt $t = 0$ wird ein Betonalter von sieben Tagen angenommen. Zu diesem Zeitpunkt ist die volle Festigkeit des Betons noch nicht vorhanden und wird deshalb zu 75% angesetzt.

E-Modul C 40/50	E	=	35000	N/mm ²
E-Modul (7 Tage)	E_0	=	26250	N/mm ²
(75% von E_∞)	f_{ctm}	=	3,5	N/mm ²
Biegezugfestigkeit	$f_{ctm,0}$	=	2,625	N/mm ²
Biegezugfestigkeit (7 Tage)	φ	=	1,7	
(75% von f_{ctm})	ε_{cs}	=	-3,1 · 10 ⁻⁴	
Kriechzahl				
Schwindmaß				

Querschnittswerte

Breite (Plattenstreifen)	b	=	1,00	m
Höhe	h	=	0,30	m
Statische Höhe	d	=	0,236	m
Fläche	A	=	3000	cm ²
Trägheitsmoment	I	=	225000	cm ⁴
Spannweite	L	=	9,40	m
Stahlquerschnittsfläche	A_s	=	49,26	cm ²
Biegesteifigkeit	EI	=	78750	kNm ²
Biegesteifigkeit (7 Tage)	EI_0	=	59062,5	kNm ²

Maßgebende Belastungen

In ENV 1992-2, Kapitel 4.4.3.1 (106) ist angegeben, dass die Durchbiegungen eines Tragwerkes für die quasi-ständige Einwirkungskombination berechnet werden sollten. Das bedeutet, dass die Eigenlasten einfach und die Verkehrslasten mit dem halben Wert (Faktor $\psi_2=0,5$) in die Berechnung eingehen.

Für die Berechnung des unteren Wertes der Durchbiegung ist ausschließlich Eigengewicht (ein geringer Anteil an Verkehrslast bleibt unberücksichtigt) als Belastung anzusetzen.

Der obere Wert der Durchbiegung wird mit Eigengewicht und dem Anteil der Verkehrslast aus der quasi-ständigen Kombination berechnet,

während für den wahrscheinlichen Wert der Durchbiegung neben dem Eigengewicht 80 % der anzusetzenden Verkehrslast zugrunde gelegt werden.

Die kriecherzeugende Dauerlast wird mit Eigengewicht und 50 % des maßgebenden Verkehrslastanteiles angenommen.

Die Verkehrslasten werden entsprechend Lastfall 02 angeordnet (vgl. Anhang A, Abschnitt 5).

Grundwert der Durchbiegung

Durchbiegung aus Eigenlast ($t = 0$)

Schneider, K.-J. [8]

$$f_{b,g0} = \frac{1}{384 \cdot EI_0} \cdot g_1 \cdot L^4 \cdot (5 - 24 \cdot \alpha^2 + 16 \cdot \alpha^4) + \frac{g_2}{24 \cdot EI_0} \cdot a^2 \cdot L^2 \cdot (1,5 - \alpha^2)$$

mit $g_1 = 6,875 \text{ kN/m}^2$ und $g_2 = 10,75 \text{ kN/m}^2$

$$f_{b,g0} = 1,24 \text{ cm}$$

Durchbiegung aus Eigenlast ($t = \infty$)

Schneider, K.-J. [8]

$$f_{b,g} = \frac{1}{384 \cdot EI} \cdot g_1 \cdot L^4 \cdot (5 - 24 \cdot \alpha^2 + 16 \cdot \alpha^4) + \frac{g_2}{24 \cdot EI} \cdot a^2 \cdot L^2 \cdot (1,5 - \alpha^2)$$

$$f_{b,g} = 0,93 \text{ cm}$$

Durchbiegung aus gleichmäßig verteilter Verkehrslast

Schneider, K.-J. [8]

$$f_{b,q} = \frac{5}{384 \cdot EI} \cdot p_2 \cdot L^4 + \frac{1}{384 \cdot EI} \cdot (p_1 - p_2) \cdot L^4 \cdot (5 - 12 \cdot \alpha^2 + 8 \cdot \alpha^4 - 12 \cdot \beta^2 + 8 \cdot \beta^4)$$

mit $p_1 = 0,5 \cdot 9 = 4,5 \text{ kN/m}^2$ und $p_2 = 0,5 \cdot 2,5 = 1,25 \text{ kN/m}^2$

$$f_{b,q} = 0,35 \text{ cm}$$

Durchbiegung aus Radlasten

D.I.E.® Software

$$f_{b,Q} = 0,64 \text{ cm}$$

Rechenwerte der Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 0$

DAfStb [1]
Heft 240, Kap.6.3.4.2

Korrekturbeiwerte

DAfStb [1]
Heft 240, Tafel 6.5

$$\kappa_0^I = 0,82 \quad \kappa_0^{II} = 1,20$$

$$\text{Tafeleingangswerte} \quad n = \frac{210000}{35000} = 6 \quad n_0 = \frac{210000}{26250} = 8$$

$$\mu_{2,\text{Feld}} = \frac{49,26}{23,6 \cdot 100} = 0,0222 \quad n \cdot \mu_{2,\text{Feld}} = 6 \cdot 0,0222 = 0,133$$

$$n_0 \cdot \mu_{2,\text{Feld}} \frac{h}{d} = 8 \cdot 0,0222 \cdot \frac{0,3}{0,236} = 0,140$$

$$f_0^I = \kappa_0^I \cdot f_{b,g0} = 0,82 \cdot 1,24$$

$$f_0^I = 1,01 \text{ cm}$$

$$f_0^{II} = \kappa_0^{II} \cdot \left[\frac{d}{h} \right]^3 \cdot (f_{b,g} + f_{b,q} + f_{b,Q}) = 1,20 \cdot \left[\frac{0,236}{0,3} \right]^3 \cdot (0,93 + 0,35 + 0,64)$$

$$f_0^{II} = 4,73 \text{ cm}$$

Rechenwerte der Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$

DAfStb [1]
Heft 240, Kap.6.3.4.3

Korrekturbeiwerte für Kriechen

DAfStb [1]
Heft 240, Tafel 6.6

$$\kappa_K^I = 0,76 \quad \kappa_K^{II} = 0,30$$

Korrekturbeiwerte für Schwinden

DAfStb [1]
Heft 240, Tafel 6.7

$$\kappa_S^I = 0,64 \quad \kappa_S^{II} = 1,20$$

Tafeleingangswerte sind mit den Oberen identisch

Rechenwerte für die Durchbiegung unter Dauerlast

$$f_{0,D}^I = \kappa_0^I \cdot f_{b,g0} = 0,82 \cdot 1,24$$

$$f_{0,D}^I = 1,01 \text{ cm}$$

$$f_{0,D}^{II} = \kappa_0^{II} \cdot \left[\frac{d}{h} \right]^3 \cdot (f_{b,g} + 0,5 \cdot (f_{b,q} + f_{b,Q})) = 1,20 \cdot \left[\frac{0,236}{0,3} \right]^3 \cdot (0,93 + 0,5 \cdot (0,35 + 0,64))$$

$$f_{0,D}^{II} = 3,51 \text{ cm}$$

Beiwert für statisches System

$$\alpha_S = 0,125 \text{ (frei drehbar gelagerte Einfeldträger)}$$

$$f_K^I = f_{0,D}^I \cdot \kappa_K^I \cdot \varphi_\infty = 1,01 \cdot 0,76 \cdot 1,7 = 1,31 \text{ cm}$$

$$f_S^I = \alpha_S \cdot \kappa_S^I \cdot \frac{|\varepsilon_{S\infty}|}{d} \cdot l^2 = 0,125 \cdot 0,64 \cdot \frac{|-3,1 \cdot 10^4|}{30} \cdot 9,4^2 = 0,73 \text{ cm}$$

$$f_\infty^I = f_0^I + f_K^I + f_S^I = 1,01 + 1,31 + 0,73 = 3,04 \text{ cm}$$

$$f_K^{\parallel} = f_{0,D}^{\parallel} \cdot \kappa_K^{\parallel} \cdot \varphi_{\infty} = 3,51 \cdot 0,30 \cdot 1,7 = 1,79 \text{ cm}$$

$$f_S^{\parallel} = \alpha_S \cdot \kappa_S^{\parallel} \cdot \frac{|\varepsilon_{S\infty}|}{d} \cdot l^2 = 0,125 \cdot 1,20 \cdot \frac{|-3,1 \cdot 10^{-4}|}{30} \cdot 9,4^2 = 1,37 \text{ cm}$$

$$f_{\infty}^{\parallel} = f_0^{\parallel} + f_K^{\parallel} + f_S^{\parallel} = 4,73 + 1,79 + 1,37 = 7,89 \text{ cm}$$

Wahrscheinliche Werte der Durchbiegung

DAfStb [1]
Heft 240, Kap.6.3.5

Rissmoment zum Zeitpunkt $t = 0$

$$M_{R0} = \frac{1}{6} \cdot \rho_M \cdot \beta_{BZ} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 1,25 \cdot 3,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,3^2$$

$$M_{R0} = 66,15 \text{ kNm} \quad \rho_M \text{ aus Tafel 6.10}$$

Rissmoment zum Zeitpunkt $t = \infty$

$$M_{R\infty} = 0,80 \cdot M_{R0} = 0,80 \cdot 66,15 = 52,92 \text{ kNm}$$

Maximales Feldmoment

Anhang C
Tabelle C-19

$$M_F = 1,0 \cdot 82 + 0,5 \cdot 199 = 181,50 \text{ kNm}$$

Die Rechenwerte für die Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 0$ und für die Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$, die zur Berechnung des wahrscheinlichen Wertes der Durchbiegung benötigt werden, müssen für die gleiche Lastgröße berechnet sein. Deshalb muss der zur Ermittlung der unteren und oberen Rechenwerte mit unterschiedlichen Verkehrslastanteilen (vgl. Abschnitt *Maßgebende Belastungen*) berechnete Grundwert der Durchbiegung f_b noch im Verhältnis der Lasten umgerechnet werden.

$$f_{\text{wahr}}/f_{b,t=0} \quad x_1 = (f_{b,g} + 0,8 \cdot (f_{b,q} + f_{b,Q}))/f_{b,g0} = 1,394$$

$$f_{\text{wahr}}/f_{b,t=\infty} \quad x_2 = (f_{b,g} + 0,8 \cdot (f_{b,q} + f_{b,Q}))/f_{b,g} = 0,896$$

Wahrscheinliche Durchbiegungen

$$f_0 = f_0^{\parallel} \cdot x_2 + \frac{M_{R0}}{M_F} \cdot (f_0^{\parallel} \cdot x_2 - f_0^{\perp} \cdot x_1) = 4,73 \cdot 0,896 + \frac{66,15}{181,5} \cdot (4,73 \cdot 0,896 - 1,01 \cdot 1,394)$$

$$\underline{f_0 = 3,21 \text{ cm}}$$

$$f_{\infty} = f_{\infty}^{\parallel} \cdot x_2 + \frac{M_{R\infty}}{M_F} \cdot (f_{\infty}^{\parallel} \cdot x_2 - f_{\infty}^{\perp} \cdot x_1) = 7,89 \cdot 0,896 + \frac{52,92}{181,5} \cdot (7,89 \cdot 0,896 - 3,04 \cdot 1,394)$$

$$\underline{f_{\infty} = 6,25 \text{ cm}}$$

4.5 Spanngliedbemessung

Entsprechend der Vorbemessung zur erforderlichen Vorspannkraft kommen als Bemessungsgrundlage sechs Spannglieder der Firma VSL International Ltd./ Switzerland zum Einsatz.

Es werden die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt.

Für diese Nachweise wird wie in der Vorbemessung jeweils nur eine Brückenhälfte angesetzt, das heißt es werden drei Spannglieder und der halbe Betonquerschnitt für die Berechnung zugrunde gelegt.

Die Spannglieder im Untergurt der Brücke dienen ausschließlich zur Aufnahme der Zugkräfte. Sie werden genau im Schwerpunkt des Betonquerschnitts eingelegt und erzeugen keine Momente. Für die auftretenden Bemessungsmomente wird nur Schlafstahlbewehrung eingelegt. In der Berechnung werden aus diesem Grund nur die Normalkräfte im Betongurt als Schnittgrößen angesetzt.

Querschnittswerte

Betonquerschnittsfläche (Halber Querschnitt)	$A_c = 2,1001 \text{ m}^2$
Spanngliedfläche	$A_p = 3 \cdot 0,0039 = 0,0117 \text{ m}^2$

Technische Daten der Litzenspannglieder Typ 6-26

Litzendurchmesser d_L	15,7	mm
Litzenanzahl	26	
Fläche je Litze	150	mm ²
Spanngliedfläche	$A_p = 26 \cdot 150 = 3900$	mm ²
Hüllrohrdurchmesser d_i / d_e	130 / 137	mm
Charakt. Zugfestigkeit f_{pk}	1770	N/mm ²
Bemessungswert $f_{pd} = 0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_S$	1385	N/mm ²
0,1%-Dehngrenze $f_{p0,1k}$	1500	N/mm ²
E-Modul E_p	195000	N/mm ²
Zulässige Spannkraft je SG P_N	6890	kN

Zulässige Spannung

Anfänglich nach Beendigung des Spannvorganges

$$\sigma_{pm0} = 0,85 \cdot 1500 = 1275 \text{ N/mm}^2$$

$$(< 0,75 \cdot 1770 = 1328 \text{ N/mm}^2)$$

Anfänglich vorübergehend während des Spannens

$$\sigma_{0,max} = 0,90 \cdot 1500 = 1350 \text{ N/mm}^2$$

$$(< 0,80 \cdot 1770 = 1416 \text{ N/mm}^2)$$

Nennspannkraft $P_{m0} = 1275 \cdot 0,0117 = 14,918 \text{ MN}$

Reibungskennwert $\mu = 0,21$

Welligkeit $k = 0,3 \text{ } ^\circ/\text{m} = 0,00524 \text{ m}^{-1}$

Spannkraftverluste infolge Reibung

Die nach Abzug der Reibungsverluste verbleibende Spannkraft im Abstand x von der Spannstelle beträgt

$$P_m(x) = P_0 \cdot e^{-\mu(\theta+k \cdot x)}$$

ENV 1992-1-1

Kap. 4.2.3.5.5 (8)

Aufgrund des beidseitigen Spannvorganges ergeben sich die größten Verluste aus Reibung in Brückenmitte bei $x = 67,5$ m.

Der durch Aufweitung der Spannglieder im Verankerungsbereich bedingte Umlenkwinkel beträgt $\theta = 16^\circ = 0,27925$ rad.

$$P_m(x) = 14,918 \cdot e^{-0,21(0,27925+0,00524 \cdot 67,5)} = 13,06 \text{ MN}$$

Das entspricht einem Verlustwert von 12,4 %.

Charakteristische Werte der Schnittgrößen

Normalkraft aus Eigengewicht $N_g = 7,159 \text{ MN}$

Anhang C

Tabelle C-18

Normalkraft aus Verkehrslast $N_q = 4,276 \text{ MN}$

Anhang C

Tabelle C-18

Normalkraft durch Vorspannung $N_p = -P_m(x) = -13,06 \text{ MN}$

Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation

Die Untersuchung der Wirkung von Kriechen und Schwinden erfolgt hinreichend genau unter Zugrundelegung von Endkriechzahl und Endschwindmaß nach den Angaben in ENV 1992-1-1, Tabelle 3.3 und Tabelle 3.4.

Während der Kriech- und Schwindvorgänge werden Umgebungsbedingungen von Außenbauteilen mit einer Luftfeuchte von rd. 80% angesetzt.

Wirksames Betonalter bei Belastungsbeginn ($t_0=7$ Tage)

Berücksichtigung der Temperatur

$$t_{0,T} = e^{-[4000/(273+T)-13,65]} \cdot t_0 = e^{-[4000/(273+35)-13,65]} \cdot 7 = 13,6 \text{ t}$$

ENV 1992-1-1

Anhang A-1.1.2 (3)

Berücksichtigung der Zementart

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left[9 / (2 + t_{0,T}^{1,2}) + 1 \right]^\alpha = 13,6 \cdot \left[9 / (2 + 13,6^{1,2}) + 1 \right]^0 = 13,6 \text{ t}$$

ENV 1992-1-1

Anhang A-1.1.2 (2)

mit $\alpha = 0$ für normal erhärtende Zemente

Wirksame Bauteildicke

$$d = \frac{2 \cdot A_c}{U_c} = \frac{2 \cdot 2,1001}{15,359 \cdot 1000} = 273 \text{ mm}$$

Damit lassen sich die Kriechzahl und das Schwindmaß bestimmen.

ENV 1992-1-1

Kap. 3.1.2.5.5

$$\Phi(\infty, t_0) = 2,0 \quad (\text{Tabelle 3.3})$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = -0,00032 \quad (\text{Tabelle 3.4})$$

Spannstahlrelaxation

Der Relaxationsverlust ergibt sich in Abhängigkeit des Verhältnisses der Ausgangsspannung σ_p zur charakteristischen Zugfestigkeit f_{pk}

$$\sigma_p = \sigma_{pg0} - 0,3 \cdot \Delta\sigma_{p,csr}$$

ENV 1992-1-1

Kap. 4.2.3.5.5 (9)

$$\sigma_{pg0} = \frac{P_m(x)}{A_p} = \frac{13,06}{0,0117} = 1116,37 \text{ N/mm}^2$$

Der Abzugswert $0,3 \cdot \Delta\sigma_{p,csr}$ müsste iterativ ermittelt werden, kann aber vereinfachend pauschal mit $0,15 \sigma_{pg0}$ angenommen werden.

$$\sigma_p = 0,85 \cdot \sigma_{pg0} = 0,85 \cdot 1116,37 = 948,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_p / f_{pk} = 948,92 / 1770 = 0,54$$

Mit diesem Verhältniswert erhält man aus ENV 1992-1-1, Bild 4.8 den Relaxationsverlust zu 0,9%. Der Endwert des Verlustes für $t = \infty$ ist etwa dreimal so groß wie der 1000-h-Wert. Damit ergibt sich folgende Spannungsänderung:

$$\Delta\sigma_{pr,\infty} = 3 \cdot 0,9/100 \cdot 1116,37 = 30,14 \text{ N/mm}^2$$

Kriecherzeugende Betonspannungen

$$\sigma_{cp,g} = \frac{N_g}{A_c} = \frac{7,159}{2,1001} = 3,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cp,p} = \frac{N_p}{A_c} = -\frac{13,06}{2,1001} = -6,22 \text{ N/mm}^2$$

Spannkraftänderung infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation

ENV 1992-1-1

Kap. 4.2.3.5.5 (9)

$$\Delta P_{csr} = \frac{\varepsilon_{s\infty} \cdot E_p + \Delta\sigma_{pr,\infty} + \alpha \cdot \phi_{\infty} \cdot (\sigma_{cp,g} + \sigma_{cp,p})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \phi_{\infty}]}$$

Da die Spannglieder im Schwerpunkt des Betonquerschnittes liegen, entfällt der Anteil mit z_{cp} .

Verhältnis der E-Module

$$\alpha = \frac{E_p}{E_c} = \frac{195000}{35000} = 5,57$$

$$\Delta P_{csr} = \frac{-0,00032 \cdot 195000 + 30,14 + 5,57 \cdot 2,0 \cdot (3,41 - 6,22)}{1 + 5,57 \frac{0,0117}{2,1001} \cdot [1 + 0,8 \cdot 2,0]}$$

$$\Delta P_{csr} = -1,34 \text{ MN} \quad \text{d.h. } 10,3 \% \text{ von } P_m$$

Vorspannkraft abzüglich aller Verluste

$$P_{m,t} = P_0 - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_t(t) = P_m(x) - \Delta P_{csr}$$

ENV 1992-1-1
Kap. 2.5.4.2 (1)

Die zum Zeitpunkt $t = \infty$ vorhandene Vorspannkraft ist somit

$$P_{m,t} = 13,06 - 1,34 = 11,72 \text{ MN}$$

Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt durch einen Vergleich des vorhandenen Spannstahlquerschnitts mit dem zur Aufnahme der Bemessungsnormalkraft N_{Sd} erforderlichen Querschnitt.

$$\text{erf } A_p \leq \text{vorh } A_p$$

Bemessungsnormalkraft

$$N_{Sd} = 16,078 \text{ MN}$$

Anhang C
Tabelle C-18

Für die Ermittlung des Spannstahlquerschnitts muss die wirksame Stahlspannung im Spannglied bekannt sein. Diese könnte über die vorhandenen Dehnungen berechnet werden. Da diese Dehnungen aber auf zu hohe Spannungen führen, wird die Obergrenze des Bemessungswertes f_{pd} eingesetzt.

$$\text{erf } A_p = \frac{N_{Sd}}{f_{pd}} = \frac{16,078}{1385} = 0,0116 \text{ m}^2$$

$$\text{erf } A_p = 0,0116 \text{ m}^2 < 0,0117 \text{ m}^2 = \text{vorh } A_p \quad \text{NW erfüllt!}$$

Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Nachweis der Spannungen im Beton

Im Betonuntergurt treten Zugspannungen infolge der Zugkraft aus der Tragwerkswirkung und durch die Momentenbeanspruchung auf. Diese müssen im Sinne der Gebrauchstauglichkeit begrenzt werden.

Die Begrenzung bzw. Aufnahme der Zugspannungen aus den Momenten erfolgt durch das Einlegen von schlaffer Bewehrung (vgl. Anhang D, Abschnitte 5.1 bis 5.3). Die infolge der Zugkraft auftretenden Spannungen müssen durch die Vorspannkraft überdrückt werden.

Die vorhandenen Spannungen ermitteln sich wie folgt:

Spannung aus Eigengewicht σ_{Ng} Aus FE-Berechnung

Spannungen aus Verkehrslast σ_{Nq} Aus FE-Berechnung

Spannungen aus Vorspannkraft $\sigma_{Pm(x)} = \frac{P_m(x)}{A_c}$

Spannungen aus Spannkraftverlusten $\sigma_{\Delta P_{csr}} = \frac{\Delta P_{csr}}{A_c}$

Spannungen im Randträger (Hängerbereich)

Spannungsanteil	Wert [N/mm ²]
σ_{Nq}	3,248
σ_{Nq}	1,307
$\sigma_{Pm(x)}$	-6,219
$\sigma_{\Delta P_{csr}}$	0,639
Summe	-1,026

Tabelle D-3: Spannungen im Randträger (Tabelle 1)

Spannungen im Randträger (Zwischen den Hängern)

Spannungsanteil	Wert [N/mm ²]
σ_{Nq}	3,517
σ_{Nq}	0,752
$\sigma_{Pm(x)}$	-6,219
$\sigma_{\Delta P_{csr}}$	0,639
Summe	-1,312

Tabelle D-4: Spannungen im Randträger (Tabelle 2)*Spannungen in der Fahrbahnplatte*

Spannungsanteil	Wert [N/mm ²]
σ_{Nq}	3,541
σ_{Nq}	1,641
$\sigma_{Pm(x)}$	-6,219
$\sigma_{\Delta P_{csr}}$	0,639
Summe	-0,399

Tabelle D-5: Spannungen in der Fahrbahnplatte

Aus allen drei Tabellen wird ersichtlich, dass in allen Bereichen des Betonuntergurtes Druckspannungen entstehen. Es liegt eine volle Vorspannung vor, und für das Bauwerk besteht keine Gefahr der Gefährdung der Gebrauchstauglichkeit. Der Nachweis ist erfüllt!

Nachweis der Stahlzugspannungen im Spannstahl

$$\text{zul } \sigma_p = 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1770 = 1328 \text{ N/mm}^2$$

ENV 1992-1-1
Kap. 4.4.1.1 (7)

$$\text{vorh } \sigma_p = \frac{P_{m,t}}{A_p} = \frac{11,72}{0,0117} = 1002 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{vorh } \sigma_p = 1002 \text{ N/mm}^2 < 1328 \text{ N/mm}^2 = \text{zul } \sigma_p \quad \text{NW erfüllt!}$$

4.6 Endquerträger

Schnittgrößen

Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgt am beidseitig eingespannten Einfeldträger. Vereinfachend werden nur die Einzellasten aus den Schwerlastfahrzeugen und das Eigengewicht als Belastung angesetzt. Dabei werden die beiden Achsen des Fahrzeuges zu einer Achse vereint. Die dadurch entstehende Mehrbelastung relativiert sich durch den Wegfall der gleichmäßig verteilten Verkehrslast.

Lastmodell

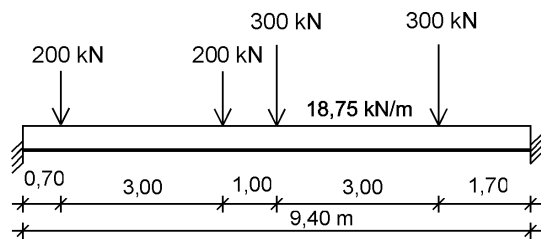


Abbildung D-6: Lastmodell für den Endquerträger

Aus der Computerrechnung ergeben sich folgende Schnittgrößen:

$$\begin{array}{ll}
 M_{g,f} = 69,04 \text{ kNm} & M_{g,s} = -138,06 \text{ kNm} \\
 M_{Q,f} = 645,24 \text{ kNm} & M_{Q,s} = -1018,54 \text{ kNm} \\
 V_g = 88,13 \text{ kN} & V_Q = 524,21 \text{ kN}
 \end{array}$$

Bemessungswerte

Feldmoment

$$M_{f,d} = 1,35 \cdot 69,04 + 1,5 \cdot 645,24 = 1061,06 \text{ kNm}$$

Stützmoment

$$M_{s,d} = 1,35 \cdot -138,06 + 1,5 \cdot -1018,54 = -1714,19 \text{ kNm}$$

Querkraft

$$V_d = 1,35 \cdot 88,13 + 1,5 \cdot 524,21 = 905,29 \text{ kN}$$

Biegebemessung**Querschnittswerte**

Querträgerbreite	b = 100 cm
Querträgerhöhe	h = 75 cm
Fläche	A = 0,75 m ²
Trägheitsmoment	I = 0,0352 m ⁴

Statische Höhe

$$d = h - \text{nom } c - d_{\text{sq}}/2$$

$$d = 75 - 5 - 2,0/2$$

$$d = 69,0 \text{ cm}$$

Bemessung im Feldbereich (Untere Bewehrungslage)

Schneider, K.-J. [8]
CD: Tab. 2a

$$\mu_{\text{sd},f} = \frac{M_{\text{sd},f}}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{cd}}} = \frac{1061,06 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,69^2 \cdot 26,67} = 0,0836$$

$$\omega = 0,0884$$

$$\sigma_{\text{sd}} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\zeta = 0,9460$$

$$z = \zeta \cdot d = 0,946 \cdot 0,69 = 0,65 \text{ m}$$

$$A_{\text{sq},f} = \frac{1}{\sigma_{\text{sd}}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{\text{cd}}) = \frac{1}{435} (0,0884 \cdot 1 \cdot 0,69 \cdot 26,67)$$

$$A_{\text{sq},f} = 37,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 12 \text{ } \emptyset \text{ } 20 \quad \text{vorh } a_{\text{sq},f} = 37,70 \text{ cm}^2$$

Bemessung im Stützbereich (obere Bewehrungslage)

Schneider, K.-J. [8]
CD: Tab. 2a

$$\mu_{\text{sd},k} = \frac{M_{\text{sd},k}}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{cd}}} = \frac{1713,19 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,69^2 \cdot 26,67} = 0,1366$$

$$\omega = 0,1502$$

$$\sigma_{\text{sd}} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\zeta = 0,9094$$

$$z = \zeta \cdot d = 0,9094 \cdot 0,69 = 0,62 \text{ m}$$

$$A_{\text{sq},k} = \frac{1}{\sigma_{\text{sd}}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{\text{cd}}) = \frac{1}{435} (0,1502 \cdot 1 \cdot 0,69 \cdot 26,67)$$

$$A_{\text{sq},k} = 63,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 11 \text{ } \emptyset \text{ } 28 \quad \text{vorh } a_{\text{sq},k} = 67,76 \text{ cm}^2$$

Rissbreitenbeschränkung**Mindestbewehrung**ENV 1992-1-1
Kap. 4.4.2.2

Aufgrund gleicher Verhältnisse ist die erforderliche Mindestbewehrung für Feld- und Einspannbereich identisch.

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{c,t}}{\sigma_s}$$

$$\begin{aligned} k_c &= 0,4 \\ k &= 0,8 \\ f_{ct,eff} &= 3,5 \text{ N/mm}^2 \\ A_{c,t} &= 0,75 \cdot 1,00 = 0,75 \text{ m}^2 \\ \sigma_s &= 280 \text{ N/mm}^2 \text{ (gewählt)} \end{aligned}$$

$$A_s = 0,4 \cdot 0,8 \cdot 3,5 \cdot \frac{0,75}{280} \cdot 100^2 = 30,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\underline{a_s = 30,00 \text{ cm}^2/\text{m} < 37,70 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{vorh } a_{sq,f}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Nachweis des Grenzstabdurchmessers $\lim d_s$

In diesem Fall wird der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung durch die Begrenzung des Stabdurchmessers geführt. Der Nachweis erfolgt für die maßgebende Stelle an der Einspannung.

$$M_s = 1,0 \cdot -138,06 + 0,5 \cdot -1018,54 = -647,33 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{z \cdot A_s} = \frac{647,33 \cdot 10^{-3}}{0,62 \cdot 67,76 \cdot 10^{-4}} = 153,14 \text{ N/mm}^2$$

$$\lim d_s = 33,2 \text{ mm}$$

ENV 1992-1-1
Tabelle 4.11

$$\underline{d_s = 28 \text{ mm} < 33,2 \text{ mm} = \lim d_s} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Querkraftbemessung*Bemessungsquerkraft*

$$V_{Sd} = 905,29 \text{ kN}$$

*Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit*ENV 1992-1-1
Kap. 4.3.2.3

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\tau_{Rd} = 0,41 \text{ MN/m}^2$$

ENV 1992-1-1
Tabelle 4.8

$$k = 1,5 - d = 1,5 - 0,75 = 0,75 < 1 \rightarrow k = 1$$

$$\rho = 0 \text{ (als ungünstigster Wert angenommen)}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{A_c} = 0 \text{ N/mm}^2 \text{ (keine Vorspannung vorhanden)}$$

$$V_{Rd1} = [0,41 \cdot 1,0 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0) + 0,15 \cdot 0] \cdot 1,00 \cdot 0,75$$

$$V_{Rd1} = 0,369 \text{ MN}$$

$$\underline{V_{Sd} = 905,29 \text{ kN} > 369 \text{ kN} = V_{Rd1}} \text{ d.h. Schubbewehrung erforderlich}$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d$$

ENV 1992-1-1
Kap. 4.3.2.3 (3)

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,7 - \frac{40}{200} = 0,5$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 40/1,5 \cdot 1,00 \cdot 0,9 \cdot 0,75 = 4,489 \text{ MN}$$

$$\underline{V_{Sd} = 905,29 \text{ kN} < 4489 \text{ kN} = V_{Rd1}} \text{ d.h. Druckstrebenversagen tritt nicht ein}$$

Erforderliche Schubbewehrung

$$\text{erf } a_{s,q} = (V_{Sd} - V_{Rd1}) / (f_{yk}/\gamma \cdot 0,9 \cdot d)$$

$$\text{erf } a_{s,q} = (905,29 - 369) / (500/1,15 \cdot 0,9 \cdot 0,75) = 18,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Gemäß ENV 1992-1-1, Abschnitt 5.4.2.2 (7) sind die Längsabstände der Bügel begrenzt.

$$\left. \begin{array}{l} 1/5 \cdot V_{Rd2} = 0,894 \text{ MN} < 0,905 = V_{Sd} \\ 2/3 \cdot V_{Rd2} = 2,993 \text{ MN} > 0,905 = V_{Sd} \end{array} \right\} s_{\max} = 30 \text{ cm}$$

gewählt: $\varnothing 10$, $s = 15 \text{ cm}$ (vierschnittig) vorh $a_{S,Bü} = 20,96 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\text{vorh } a_{S,Bü} = 20,96 \text{ cm}^2/\text{m} > 18,27 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{erf } a_{S,Bü}$$

NW erfüllt!

Mindestbügelbewehrung

Mindestbewehrungsgrad für Schubbewehrung

ENV 1992-1-1
Tabelle 5.5

$$\rho_w = 0,0013$$

Mindestbügelquerschnitt

ENV 1992-1-1
Kap. 5.4.2.2 (5)

$$\text{erf } a_{S,Bü} = \rho_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha$$

$$\text{erf } a_{S,Bü} = 0,0013 \cdot 1,00 \cdot \sin 90 \cdot 100^2 = 13,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{erf } a_{S,Bü} = 13,00 \text{ cm}^2/\text{m} < 20,96 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{vorh } a_{S,Bü}$$

NW erfüllt!

Querzugbewehrung

Infolge der Verteilung der eingeleiteten Druckkraft auf den gesamten Betonquerschnitt entstehen im Bereich des Endquerträgers Querzugkräfte.

Der auftretende Lastfluss lässt sich vereinfacht durch ein Stabwerkmodell darstellen (vgl. Abbildung D-7). Der D-Bereich, die relevante Länge des Lastverteilungsbereiches, entspricht der Gesamtbreite des Betonquerschnittes mit 14,80 m.

Der Lasteinleitungspunkt liegt an der Stelle der Verankerung des Schwerpunktes der drei Spannglieder. Von dort aus wird die Kraft verteilt. Die Resultierende der dadurch erzeugten Druckspannungen befindet sich jeweils 3,907 m vom Kragarmrand entfernt im Schwerpunkt des halben Betonquerschnittes.

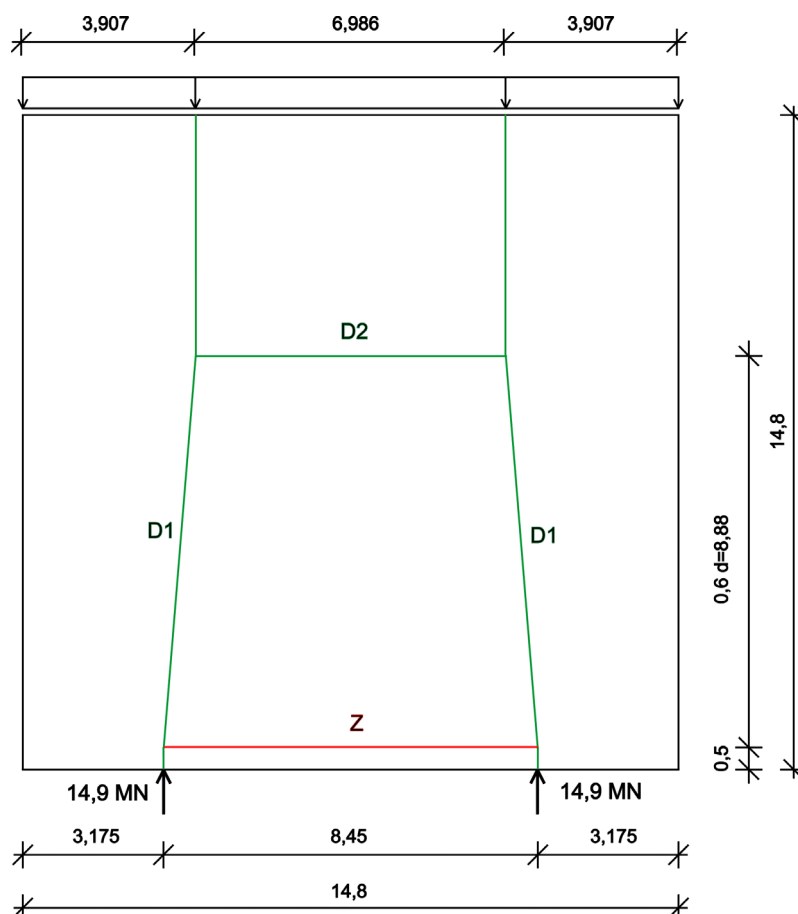


Abbildung D-7: Stabwerkmodell für die Querzugbemessung

Neigung der Druckstreben D1

$$\tan \alpha = \frac{8,88}{(8,45 - 6,986)/2} = 12,13$$

$$\alpha = 85,3^\circ$$

Druckstrebenkraft D1

$$D1 = \frac{F}{\sin \alpha} = \frac{14,9}{\sin 85,3} = 14,95 \text{ kN}$$

Zugkraft Z

$$Z = D1 \cdot \cos \alpha = 14,95 \cdot \cos 85,3 = 1,23 \text{ MN}$$

Erforderliche Bewehrung

$$\text{erf } A_s = \frac{\gamma_G \cdot Z}{f_{yk}/\gamma_s} = \frac{1,35 \cdot 1,23}{500/1,15} \cdot 100^2 = 38,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 20 \text{ } \varnothing 16 \quad \text{vorh } A_s = 40,20 \text{ cm}^2$$

Diese Bewehrung wird gleichmäßig an den vertikalen Seiten des Querträgers verteilt und macht damit ein zusätzliches Einlegen von Oberflächenbewehrung nicht erforderlich.

5 Spanngliedverankerung und Bogenfußpunkt

5.1 Lasteinleitung in den Beton

Durch die Vorspannung werden über die Verankerungsplatte Druckkräfte in den Beton eingeleitet. Es muss nachgewiesen werden, dass die dabei erzeugten Druckspannungen im Beton den zulässigen Wert nicht überschreiten.

Fläche der Verankerungsplatte

$$A_{\text{Platte}} = 1,98 \text{ m}^2$$

Nennspannkraft

$$P_{m0} = 14,918 \text{ MN}$$

Betonspannung

$$\sigma = \frac{P_{m0}}{A_{\text{Platte}}} = \frac{14,918}{1,98} = 7,5 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma = 7,5 \text{ MN/m}^2 < 26,67 \text{ MN/m}^2 = f_y/\gamma_c = 40/1,5 = f_{yd}$$

NW erfüllt!

5.2 Horizontale und vertikale Spaltzugbewehrung

Die unmittelbar hinter den Ankerplatten der Spannglieder zur Aufnahme der Spaltzugkräfte aus Teilflächenbelastung erforderliche Wendelbewehrung ist dem Zulassungsbescheid des Spannverfahrens zu entnehmen.

Im weiteren Verlauf treten durch die Ausbreitung der auf der Ankerplatte konzentriert angreifenden Spanngliedkraft auf die Gesamthöhe bzw. Gesamtbreite des Betonquerschnittes lotrechte und horizontale Spaltzugkräfte auf, die durch Bügelbewehrung abgedeckt werden müssen.

Da die Abmessungen der Verankerungsplatte mit denen des Betonquerschnitts annähernd übereinstimmen ist hier allenfalls konstruktive Spaltzugbewehrung erforderlich.

5.3 Anschluss Bogen/ Verankerungsplatte

Das Bogenprofil wird mit einer umlaufenden Kehlnaht an der Verankerungsplatte angeschweißt.

Die Ermittlung der durch die Schweißnaht zu übertragende Kraft ist nicht exakt möglich. Der vertikale Anteil wird zum Teil durch die am Bogen angeschweißten Verbunddübel in den Beton übertragen. Vereinfachend wird der Nachweis der Anschlussschweißnähte für die volle Vertikalkomponente geführt. Dieser Nachweis liegt auf der sicheren Seite.

Die Kraftkomponenten senkrecht zur Bogenebene (aus Torsionsmoment M_x , Biegemoment M_z und Querkraft V_y) werden nicht zur Schweißnahtberechnung angesetzt. Es wird davon ausgegangen, dass diese Kräfte durch flächige Pressung der Bogenflanschfläche auf den umgebenden Beton übertragen werden.

Kraftkomponenten

Bogenkräfte

Normalkraft $N_{Sd} = 17,536 \text{ MN}$

Querkraft $V_{Sd} = 0,239 \text{ MN}$

Biegemoment $M_{Sd} = 0,250 \text{ MNm}$

Bogenneigung am Fußpunkt $\alpha = 33,4^\circ$

Anhang C
Tabelle C-3

Vertikalanteil der Kraft

$$N_{Sd,v} = N_{Sd} \cdot \sin \alpha + V_{Sd} \cdot \cos \alpha$$

$$N_{Sd,v} = 17,536 \cdot \sin 33,4 + 0,239 \cdot \cos 33,4 = 9,853 \text{ MN}$$

Horizontalanteil der Kraft

$$N_{Sd,h} = N_{Sd} \cdot \cos \alpha + V_{Sd} \cdot \sin \alpha$$

$$N_{Sd,h} = 17,536 \cdot \cos 33,4 + 0,239 \cdot \sin 33,4 = 14,771 \text{ MN}$$

Schweißnahtgeometrie

- Schweißnahtdicke

Gewählt $a = 25 \text{ mm}$

- Schweißnahtflächen am Bogenanschluss

$$A_{w, \text{Steg}} = 2 \cdot 25 \cdot 320 = 16000,0 \text{ mm}^2$$

$$A_{w, \text{Flansch}} = 2 \cdot 25 \cdot (2 \cdot 523,45 - 72,47) = 48721,5 \text{ mm}^2$$

$$A_w = 16000,0 + 48721,5 = 64721,5 \text{ mm}^2$$

- Flächenträgheitsmoment für Biegemoment M_y

$$I_{w, \text{Flansch}} = \left[2 \cdot \frac{25 \cdot 523,45^3}{12} + 4 \cdot \frac{25 \cdot 225,49^3}{12} + 2 \cdot \frac{320 \cdot 25^3}{12} \dots \right]$$

$$+ 4 \cdot 25 \cdot 225,49 \cdot 148,98^2 + 2 \cdot 320 \cdot 25 \cdot 36,24^2$$

$$= 1,215 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Grenzscherfestigkeit

ENV 1993-1-1
Anhang M

Korrelationsfaktor $\beta_w = 0,95$

Zugfestigkeit des Stahls S 460 $f_u = 550 \text{ N/mm}^2$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = \frac{550}{0,95 \cdot 1,25} = 463,16 \text{ N/mm}^2$$

Schweißnahtspannungen

- infolge $N_{Sd,h}$ in allen Nähten des Anschlusses

$$\sigma_{\perp} = \frac{N_{Sd,h}}{A_w} = \frac{14,771 \cdot 10^6}{64721,5} = 228,22 \text{ N/mm}^2$$

- infolge $N_{Sd,v}$ in den Flanschnähten

$$\tau_{\parallel} = \frac{N_{Sd,v}}{A_{w, \text{Flansch}}} = \frac{9,853 \cdot 10^6}{48721,5} = 202,23 \text{ N/mm}^2$$

- infolge M_{Sd} in allen Nähten des Anschlusses

$$\sigma_{\perp} = \frac{M_{Sd}}{I_w} \cdot z = \frac{0,250 \cdot 10^9}{1,215 \cdot 10^9} \cdot \frac{523,45}{2} = 53,85 \text{ N/mm}^2$$

Vergleichsspannung

$$\sigma_v = \sqrt{(228,22 + 53,85)^2 + 3 \cdot 202,23^2} = 449,72 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis

$$\sigma_v = 449,72 \text{ N/mm} < 463,16 \text{ N/mm} = f_{vw,d} \quad \text{NW erfüllt!}$$

5.4 Lagerplatte

Im folgenden wird die erforderliche Lagerplattendicke nachgewiesen.

Die Berechnung erfolgt mit dem sogenannten Balkenmodell, indem die Platte als durch Steifen gestützter Träger simuliert wird.

Bemessungskraft

$$V = 10,481 \text{ MN}$$

Anhang C
Tabelle C-25

Lagerfläche

$$A = 2 \cdot 0,6 \cdot 0,7 = 0,84 \text{ m}^2$$

Lagerpressung

$$\sigma_0 = \frac{V}{A} = \frac{10,481}{0,84} = 12,48 \text{ MN/m}^2$$

Um die Berechnung nach dem Balkenmodell vornehmen zu können, wird die Lagerpressung in eine Linienlast umgewandelt.

$$q = \sigma_0 \cdot b = 12,48 \cdot 0,7 = 8,73 \text{ MN/m}$$

mit b...Lagerlänge

Die Berechnung des maximalen Momentes in der Lagerplatte erfolgt vereinfacht mit der Formel für das Stützmoment eines eingespannten Einfeldträgers.

$$M = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{8,73 \cdot 0,35^2}{12} = 0,089 \text{ MNm}$$

mit l...Abstand der Steifen $l = 0,35 \text{ m}$

Gewählte Plattendicke: $t = 40 \text{ mm}$

$$\text{vorh } W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{2 \cdot 0,6 \cdot 0,04^2}{6} = 0,00032 \text{ m}^3$$

$$\text{vorh } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,089}{0,00032} = 278,5 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\text{vorh } \sigma = 278,5 \text{ MN/m}^2 < 418 \text{ MN/m}^2 = 460/1,1 = \text{zul } \sigma$$

NW erfüllt!

6 Lagerbemessung

Die Lagerung erfolgt in jedem theoretischen Auflagerpunkt über je zwei Elastomerlager. Damit lässt sich die Einspannung sowohl des Bogens als auch des Endquerträgers verstärken.

Die maximale Auflagerkraft $F_{z,Sd}$ und die auftretenden Verschiebungen müssen von den Lagern aufgenommen werden.

Für die Nachweise werden bewehrte Elastomerlager der Firma GUMBA vorgeschlagen.

GUMBA Elastomerlager Typ 1/2, Technische Angaben:

Aufnehmbare Last Max F_z	6,3 MN
Lagerabmessungen	600 x 700 mm
Elastomerdicke d	180 mm
Zulässige Verschiebung v_x	126 mm
Zulässige Verdrehung ϕ	15 rad/1000

6.1 Nachweis der zulässigen Auflagerkraft

Bemessungslast

$$F_{z,Sd} = 10,481 \text{ MN}$$

Anhang C
Tabelle C-25

Grenzlast

$$F_{z,Rd} = 2 \cdot 6,3 \text{ MN} = 12,6 \text{ MN}$$

Nachweis

$$F_{z,Sd} = 10,481 \text{ MN} < 12,6 \text{ MN} = F_{z,Rd} \quad \text{NW erfüllt!}$$

6.2 Nachweis der zulässigen Verschiebungen

Verschiebungen aus konstanter Temperaturänderung

ENV 1991-2-5
Kap. 6.1

Die Aufstelltemperatur T_0 wird zu 10 °C angenommen. Die Brücke wird aufgrund ihres Betonuntergurtes in Querschnitte der Gruppe 3 eingeordnet.

Weitere Annahmen:

$$\begin{aligned} T_{\min} &= -40 \text{ °C} \\ T_{\max} &= 50 \text{ °C} \end{aligned}$$

Über eine Korrelationstabelle lassen sich der minimale und maximale konstante Temperaturanteil ermitteln.

ENV 1991-2-5
Bild 6.1

$$\begin{aligned} T_{e,\min} &= -43 \text{ °C} \\ T_{e,\max} &= 52 \text{ °C} \end{aligned}$$

Diese werden in die Formeln für die Temperaturschwankungen eingesetzt.

$$\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0 = -43 - 10 = -53 \text{ K}$$

$$\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0 = 52 - 10 = 42 \text{ K}$$

Bei einer Bauwerkslänge von 135 m und einem Ausdehnungskoeffizient $\alpha_{T,c} = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ für Beton ergeben sich folgende Verschiebungen.

$$\Delta L_{T,neg} = 1,0 \cdot 10^{-5} \cdot (-53) \cdot 135000 = \underline{-71,6 \text{ mm}}$$

$$\Delta L_{T,pos} = 1,0 \cdot 10^{-5} \cdot (42) \cdot 135000 = \underline{56,7 \text{ mm}}$$

Bauwerksverkürzung infolge Schwinden des Betons

Das Schwindmaß für den Betonquerschnitt wurde bereits in der Spanngliedbemessung bestimmt.

$$\varepsilon_{cs,\infty} = -0,00032$$

Anhang D
Abschnitt 5.4

Somit beträgt die Bauwerksverkürzung

$$\Delta L_{S,neg} = -0,00032 \cdot 135000 = \underline{-43,2 \text{ mm}}$$

Bauwerksverkürzung infolge Vorspannung

Es gilt

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = E \cdot \frac{\Delta L}{L}$$

Daraus folgt

$$\Delta L_{V,neg} = \frac{\sigma}{E} \cdot L \quad \text{mit} \quad \sigma = \frac{F}{A} = \frac{Z_U - P}{A_c}$$

$$\sigma = \frac{11,434 - 13,06}{2,1001} = -0,774 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta L_{V,neg} = \frac{-0,774}{35000} \cdot 135000 = \underline{-2,9 \text{ mm}}$$

Gesamtverschiebungen

$$\Delta L_{neg} = -118,0 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{pos} = 56,7 \text{ mm}$$

Die Beträge der Gesamtverschiebungen liegen unterhalb des Wertes der zulässigen Verschiebung. Der Nachweis ist erfüllt!

7 Temporärer Untergurt für den Bauzustand

7.1 Lastannahmen

Belastung des Querträgers

Eigengewicht des Trägers (HEA 300)	0,883 kN/m
Holz zur Überhöhung (nur im Feld)	0,180 kN/m
Schalungsträger	0,630 kN/m
Schalttafel	<u>0,420 kN/m</u>
	2,113 kN/m (Feld)
	1,933 kN/m (Kragarm)
Frischbeton	
Fahrbahn	25,025 kN/m
Randträger	39,130 kN/m
Kragarme	17,290 kN/m

Windbelastung der Längsträger

Volle Windlast	6,100 kN/m ²
Höhe der Windangriffsfläche (Träger, Schalttafel, Randträgerschalung, Zuschlag Baugeländer)	
$h = 190 + 20 + 500 + 100 = 810 \text{ mm}$	
Windbelastung $w = 6,1 \cdot 0,81 =$	4,941 kN/m

Anhang A
Abschnitt 2.3

7.2 Erforderlicher Querträgerabstand

Der erforderliche Querträgerabstand richtet sich nach den Schalungsträgern bzw. deren zulässiger Durchbiegung. In der Berechnung werden für die Schalungsträger Holzbalken mit einem Rechteckquerschnitt 20 x 5 cm angesetzt.

Kommen spezielle Schalungsträger zum Einsatz kann man davon ausgehen, dass sie aufgrund ihrer höheren Steifigkeit bei gleicher Spannweite kleineren Verformungen unterliegen als die Holzbalken.

Aufnehmbares Moment

$$M = \sigma \cdot W = \sigma \cdot \frac{b \cdot d^2}{6}$$

Zulässige Spannung für Vollholz SM10/S10

Schneider, K.-J. [8]
CD: Eurocode 5

$$\sigma = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 24}{1,3} = 18,72 \text{ N/mm}^2$$

$$M = 18,72 \cdot \frac{50 \cdot 200^2}{6} = 3,692 \text{ kNm}$$

Durchbiegung

Da es sich bei den Schalungsträgern um Durchlaufträger handelt, wird die Durchbiegung mit der Formel für beidseitig eingespannte Träger bestimmt. Als zulässiges Maß der Durchbiegung wird 1 cm angesetzt.

$$f = \frac{q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{q \cdot L^2}{24} \cdot \frac{L^2}{16 \cdot E \cdot I} = \frac{M \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I} = 1 \text{ cm}$$

Schneider, K.-J. [8]

Erforderlicher Abstand

$$\max L = \sqrt{\frac{f \cdot 16 \cdot E \cdot I}{M}} = \sqrt{\frac{10 \cdot 16 \cdot 11000 \cdot 50 \cdot 200^3}{12 \cdot 3692307,692}} = 3986 \text{ mm}$$

Vorhandener Abstand

Durch die Hängerabstände ergeben sich gleichzeitig die vorhandenen Querträgerabstände. Für eine Bogenhälfte sind die Abstände folgendermaßen verteilt:

2,7 / 3,712 / 3,375 / 3,325 / 3,763 / 3 x 4,05 / 2,025 / dann jeweils 2,70 m

$$\max L = 3,98 \text{ m} < 4,05 \text{ m} = \text{vorh } L$$

Das vorhandene Maß ist zwar etwas größer als das maximal zulässige bei 1 cm Durchbiegung. Aus wirtschaftlicher Sicht werden die Querträgerabstände jedoch wie aufgeführt gewählt.

7.3 Erforderlicher Querschnitt der Querträger

Maximales Moment in Feldmitte

Das maximale Moment ergibt sich für nachfolgend dargestellte Laststellung.

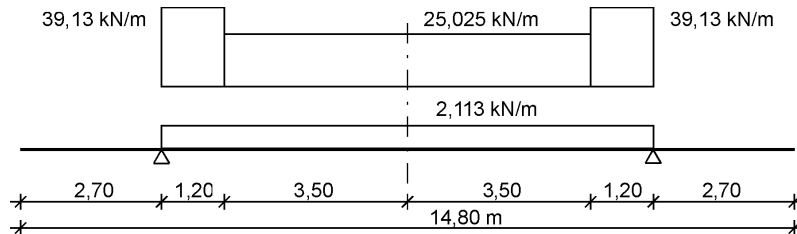


Abbildung D-8: Lastmodell für die Querträger des temporären Untergurtes

In der Praxis sollte das Betonieren der Kragarme vor dem Betonieren des Feldabschnittes erfolgen. Dies würde eine Entlastung des Feldes hervorrufen. Die Kragarme werden bei dieser Berechnung allerdings als unbelastet angesetzt, da so das maximale Feldmoment entsteht. Eine ausreichende Dimensionierung der Querträger ist somit auch gewährleistet, wenn der Feldabschnitt zuerst betoniert wird.

$$\max M_{f,k} = \frac{g_1 \cdot l^2}{8} + \frac{g_2 \cdot b}{8} \cdot (2 \cdot l - b) + 0,5 \cdot g_3 \cdot a^2 \quad \text{Schneider, K.-J. [8]}$$

$$\max M_{f,k} = \frac{2,113 \cdot 9,4}{8} + \frac{25,025 \cdot 7}{8} + (2 \cdot 9,4 - 7) + 0,5 \cdot 39,13 \cdot 1,2^2$$

$$\max M_{f,k} = 309,895 \text{ kNm}$$

$$\max M_{f,d} = 1,35 \cdot 309,895 \text{ kNm} = 418,36 \text{ kNm}$$

Erforderliches Widerstandsmoment

$$\text{erf } W = \frac{\max M_f}{\text{zul} \sigma} = \frac{418,36 \cdot 10^{-3}}{460/1,1} = 1000,43 \text{ cm}^3$$

Gewählt: HEA 300

$$\text{vorh } W = 1260 \text{ cm}^3 > 1000,43 \text{ cm}^3 = \text{erf } W \quad \text{NW erfüllt!}$$

Das Profil HEA 300 ist ausreichend um die einwirkenden Belastungen aufzunehmen.

7.4 Nachweis der Längsträger

Die Längsträger erhalten ihre Belastungen durch die Tragfunktion als Zugband im Bauzustand der Brücke und durch Windeinwirkung.

Schnittgrößen infolge Windeinwirkung

Die Ermittlung der Kräfte infolge Wind wird vereinfacht vorgenommen. Es wird das resultierende Moment am gesamten Untergurt ermittelt und dieses durch den Abstand der Längsträger geteilt, um die Druck- bzw. Zugkraft in den Gurten zu erhalten.

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4,941 \cdot 135^2}{8} = 11256,22 \text{ kNm}$$

$$N = \pm \frac{M}{b} = \frac{11256,22}{9,4} = \pm 1197,47 \text{ kN}$$

Zugkraft aus Bogenwirkung

Die Zugkräfte, die der temporäre Untergurt während des Bauzustandes infolge seiner Mitwirkung in der Tragkonstruktion aufnehmen muss, werden ausschließlich durch das Eigengewicht des Stahlskeletts inklusive der Schalungselemente hervorgerufen. Die Zugkräfte aus Auflast des Betons nehmen bereits die Spannglieder im Randbalken auf.

Gewicht des Stahlskeletts

Bogen	~ 160 t
Hänger	~ 40 t
Windverband	~ 15 t
Temporärer Untergurt	<u>~ 90 t</u>
	~ 305 t

Das ergibt eine Belastung pro Bogenebene von

$$g = 9,81 \cdot 305 / 135 \cdot 2 = 11,08 \text{ kN/m}$$

Zugkraft in der Mitte des Untergurtes

Tveit, P. [6]

$$Z_U = \frac{q(l-x)x}{2f} - \frac{1}{2} f q \cdot \cot^2 \alpha_h$$

$$Z_U = \frac{11,08 \cdot (135 - 67,5) \cdot 67,5}{2 \cdot 20,25} - \frac{1}{2} \cdot 20,25 \cdot 11,08 \cdot \cot^2 62^\circ$$

$$Z_U = 1,21 \text{ MN}$$

Nachweis

Resultierende Kräfte in den Längsträgern

$$F_1 = 1,35 \cdot 1,21 - 1,5 \cdot 1,197 = -0,162 \text{ MN}$$

$$F_2 = 1,35 \cdot 1,21 + 1,5 \cdot 1,197 = 3,429 \text{ MN}$$

Der Längsträger auf der windzugewandten Seite erhält eine Druckkraft, die von dem gewählten Profil ohne Bedenken hinsichtlich der Stabilität aufgenommen wird.

Der auf der windabgewandten Seite liegende Träger erhält eine beträchtliche Zugkraft. Je nach der Größe des gewählten Profils muss diese Kraft durch den Querschnitt selbst oder durch ein zusätzliches temporäres Spannglied aufgenommen werden.

$$\text{erf } A = \frac{F_2}{\text{zul}\sigma} = \frac{3,429}{460/1,1} = 81,99 \text{ cm}^2$$

Gewählt: HEB 220

$$\text{vorh } A = 91,0 \text{ cm}^2 > 81,99 \text{ cm}^2 = \text{erf } A \quad \text{NW erfüllt!}$$

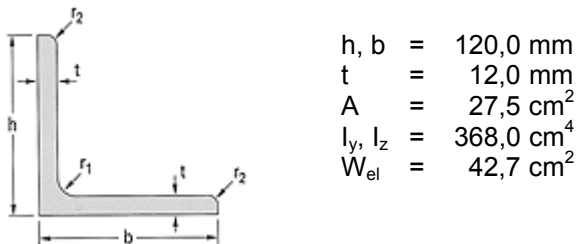
Die Kraft wird in diesem Fall allein vom Profil aufgenommen. Ein zusätzliches temporäres Spannglied ist nicht erforderlich.

7.5 Nachweis des Windfachwerkes

Analog zum Längsträger werden auch beim Windfachwerk die Schnittkräfte vereinfacht ermittelt. Die resultierende Druckkraft in der maßgebenden Windstrebe entspricht einem Drittel der maximalen Querkraft infolge Windbeanspruchung.

Als Material wird für die Windstreben ein Stahl S 235 gewählt, da hier die Stabilität des Bauteils maßgebend ist und mit Stahl S 235 kleinere Profile gewählt werden können als bei S 460.

Gewähltes Profil L 120 x 12



Das Windfachwerk hat folgende Systemmaße.

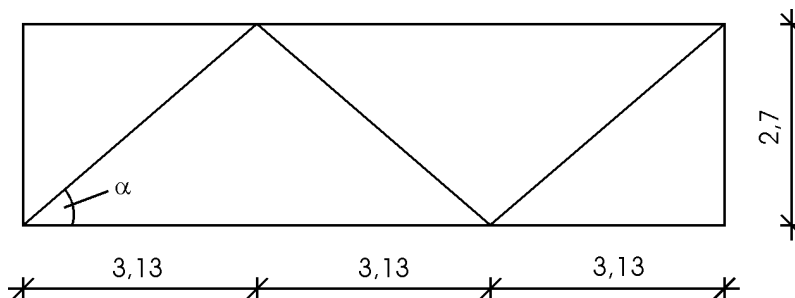


Abbildung D-9: Windfachwerk im temporären Untergurt

Strebenneigungswinkel

$$\alpha = \arctan \frac{2,7}{3,13} = 40,75^\circ$$

Bemessungskraft

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4,941 \cdot 135}{2} = 333,5 \text{ kN}$$

$$N = \frac{Q_{\max}}{3 \cdot \cos \alpha} = \frac{333,5}{3 \cdot \cos 40,75} = 146,74 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 1,5 \cdot 146,74 = 220,11 \text{ kN}$$

*Nachweis der Grenztragfähigkeit*ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.4

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2750 \cdot 235}{1,1} = 587,5 \text{ kN}$$

$$\underline{N_{Sd} = 220,11 < 587,5 \text{ kN} = N_{c,Rd}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

*Stabilitätsnachweis*ENV 1993-1-1
Kap. 5.5.1Die Knicklänge des Stabes entspricht der Stablänge ($\beta=1$).

$$s_k = \sqrt{3,13^2 + 2,7^2} = 4,13 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{s_k}{i_z} = \frac{413}{3,65} = 113,15$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{235/f_y} = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \beta_A^{0,5} = \frac{113,15}{93,9} \cdot 1 = 1,21$$

Knickspannungslinie „c“: $\chi = 0,4338$ ENV 1993-1-1
Tabelle 5.5.2

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,4338 \cdot 1 \cdot 2750 \cdot 235 / 1,1 = 254,86 \text{ kN}$$

$$\underline{N_{Sd} = 220,11 < 254,86 \text{ kN} = N_{b,Rd}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

7.6 Durchbiegung des Querträgers

Für die Ermittlung der erforderlichen Überhöhung des Betonquerschnittes, muss die Durchbiegung des Querträgers unter der Auflast des Frischbetons bestimmt werden. Es werden sowohl die Durchbiegung für die maximale Feldbelastung, als auch die Durchbiegung unter der entlastenden Wirkung der Kragarme berechnet.

Biegesteifigkeit des Trägers

$$E \cdot I = 210000000 \text{ kN/m}^2 \cdot 18260 \text{ cm}^4 / 100^4 = 38346 \text{ kNm}^2$$

Durchbiegung durch Schalung und Trägereigengewicht

$$f_1 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 2,113 \cdot 9,4^4}{384 \cdot 38346} = 0,56 \text{ cm}$$

Durchbiegung durch Frischbeton

$$f_{2,1} = \frac{1}{384 \cdot E \cdot I} \cdot q \cdot L^4 \cdot (5 - 24 \cdot \alpha^2 + 16 \cdot \alpha^4)$$

$$f_{2,1} = \frac{1}{384 \cdot 38346} \cdot 25,025 \cdot 9,4^4 \cdot 4,61 = 6,12 \text{ cm}$$

$$f_{2,2} = \frac{q}{24 \cdot E \cdot I} \cdot a^2 \cdot L^2 \cdot (15 - \alpha^2)$$

$$f_{2,2} = \frac{39,13}{24 \cdot 38346} \cdot 1,2^2 \cdot 9,4^2 \cdot 1,484 = 0,80 \text{ cm}$$

Durchbiegung durch Kragarmbelastung

$$f_3 = -2 \cdot \frac{1}{32 \cdot E \cdot I} \cdot q \cdot L^2 \cdot L_K^2$$

$$f_3 = -2 \cdot \frac{1}{32 \cdot 38346} \cdot (1,933 + 17,29) \cdot 9,4^2 \cdot 2,7^2 = -2,02 \text{ cm}$$

Gesamtdurchbiegung

Ohne Kragarmbelastung $f_{g,1} = 7,48 \text{ cm}$

Mit Kragarmbelastung $f_{g,2} = 5,46 \text{ cm}$

Zusätzlich wird hier noch die Durchbiegung des Kragarmes bei unbelastetem Feld berechnet, die aber im Verhältnis zum Feld nicht maßgebend ist.

$$f_K = \frac{q \cdot L_K^4}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (4 \cdot L + 3 \cdot L_K)$$

$$f_K = \frac{(1,933 + 17,29) \cdot 2,7^4}{24 \cdot 38346} \cdot (4 \cdot 9,4 + 3 \cdot 2,7) = 1,88 \text{ cm}$$