

---

# STATISCHE BERECHNUNG

---

Auftragsnummer XXXXXXXX

**Bauvorhaben:**            **Neubau einer Geh- und Radwegbrücke  
als Deckbrücke ohne Verband**

**Bauherr:**                Gemeinde Musterstadt  
Beispielstraße 99  
Musterstadt

**Planer/in:**             Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V.  
Auf dem Rosenberg 7  
D-51503 Rösrath

**Tragwerksplanung:**    Volker Schiermeyer  
HSW-Ingenieure  
Schiermeyer · Wiesner  
Kirchstraße 8  
32547 Bad Oeynhausen

## **Version 1.0 vom März 2012**

Die technischen Informationen dieser Schrift entsprechen zum Zeitpunkt der Erstellung den anerkannten Regeln der Technik.

Eine Haftung für den Inhalt kann trotz sorgfältiger Bearbeitung und Korrektur nicht übernommen werden.

Diese Berechnung umfasst 60 Seiten.

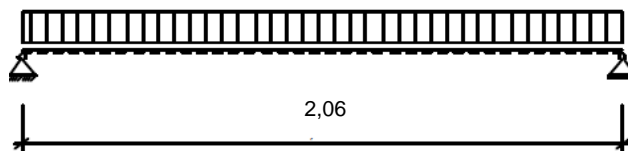
**Vorbemerkungen**

Die Nachfolgenden Berechnungen sind auf Grundlage der DIN EN 1995-1-1, DIN EN 1995-2, DIN EN 1991-1-3, DIN EN 1991-2 und der DIN EN 1990:2010 geführt.

Es werden alle bemessungsmaßgebenden Nachweise geführt. Und auf die entsprechende Stelle in der DIN-EN verwiesen.

Stützweite $L_{\text{Brücke}}$	= 10,00 m
Gesamtlänge $L_{\text{ges}}$	= 10,60 m
Brückenbreite $b_{\text{Brücke}}$	= 2,50 m
Abstand der Hauptträger $e_{\text{HTR}}$	= 2,11 m
Geländerhöhe $h_{\text{G}}$	= 1,20 m
Hauptträgerhöhe $h_{\text{HTR}}$	= 1,00 m
Aufbauhöhe $h_{\text{A}}$	≅ 0,10 m

Achsmaße

**Pos. 1 Geländerholm****System:**

Der Abstand der Geländerpfosten beträgt  $L = 2,06$  m.  
Der Geländerholm wird als Einfeldträger ausgeführt.

**Belastung:**

Holmlast  $q_{h,k} = 1,0$  kN/m

Das Eigengewicht wird nicht berücksichtigt.

Holmlast gemäß DIN  
EN 1991-2, 5.8 und  
4.8(1)

**Schnittgrößen:**

$$A_d = 1,50 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,06}{2} = 1,55 \text{ kN}$$

$$B_d = A_d = 1,55 \text{ kN}$$

$$V_{\text{max,d}} = A_d = 1,55 \text{ kN}$$

$$M_{\text{max,d}} = 1,50 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,06^2}{8} = 0,80 \text{ kNm}$$

**Bemessung:****gewählt:**

**Geländerholm  $b / h = 12 / 12$  cm  
D30 (Eiche)**

**Randbedingungen und Vorwerte der Nachweise:**

## Geometrische Größen:

$$\begin{aligned} \text{Holmhöhe} & h = 12,0 \text{ cm} \\ \text{Holmbreite} & b = 12,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Querschnittsfläche} \quad A = 12 \cdot 12 = 144 \text{ cm}^2$$

$$\text{Widerstandsmoment} \quad W_z = 12 \cdot \frac{12^2}{6} = 288 \text{ cm}^3$$

$$\text{Trägheitsmoment} \quad I_z = 12 \cdot \frac{12^3}{12}$$

## Holzkennwerte:

$$\begin{aligned} \text{Holzart: D30} \\ f_{m,k} &= 30 \text{ N/mm}^2 \\ f_{v,k} &= 3,0 \text{ N/mm}^2 \\ E_{0,\text{mean}} &= 10000 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

## Bemessungskennwerte:

$$\begin{aligned} \text{NKL} &= 3 \\ \text{KLED} &= \text{kurz} \\ \gamma_M &= 1,30 \\ k_{\text{mod}} &= 0,70 \end{aligned}$$

**Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT):**Biegenormalspannung in Feldmitte:

$$\begin{aligned} \sigma_{m,d} &= M_{\text{max,d}} / W_z \\ &= 0,80 \cdot 10^3 / 288 = 2,78 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{m,d} &= k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k} / \gamma_M \\ &= 0,70 \cdot 30 / 1,30 = 16,15 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \sigma_{m,d} / f_{m,d} \\ &= 2,78 / 16,15 = \mathbf{0,17 < 1,0} \end{aligned}$$

Schubspannung am Auflager:

$$\begin{aligned} \tau_d &= 1,5 \cdot V_{\text{max,d}} / A \\ &= 1,5 \cdot 1,55 \cdot 10 / 144 = 0,16 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{v,d} &= k_{\text{mod}} \cdot f_{v,k} / \gamma_M \\ &= 0,70 \cdot 3,0 / 1,30 = 1,62 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \tau_d / f_{v,d} \\ &= 0,16 / 1,62 = \mathbf{0,1 < 1,0} \end{aligned}$$

Da der Geländerholm direkt bewittert wird, ist er als ungeschütztes Brückenbauteil in die Nutzungsklasse 3 einzustufen.

**Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG):**

Horizontal treten keine ständigen Verformungen auf. Die veränderliche Holmlast  $q_h$  tritt nur kurzzeitig auf, so dass auch keine Kriechverformungen entstehen.

elastische Verformung unter horizontaler Holmlast  $q_h$ :

Feldlänge  $L = 2,06 \text{ m}$

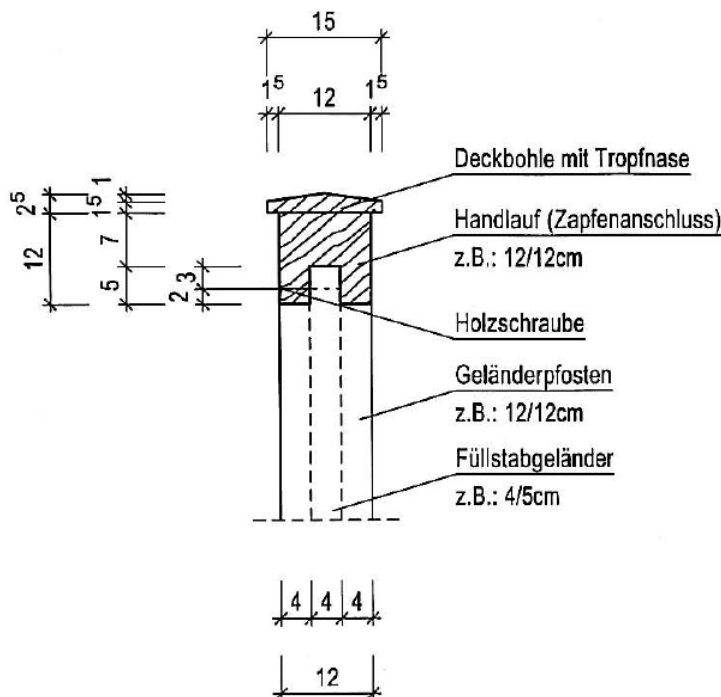
$$\begin{aligned} f_{Q,\text{inst}} &= 5 / 384 * q_h * 10^{-3} * L^4 * 10^3 / (E_{0,\text{mean}} * I_z * 10^{-8}) \\ &= 5 / 384 * 1,0 * 10^{-3} * 2,06^4 * 10^3 / (10000 * 1728 * 10^{-8}) \\ &= \mathbf{1,37 \text{ mm} = L / 1503} \end{aligned}$$

Weitere Betrachtungen der Verformungen sind entbehrlich.

**Details:**

Darstellung des Anschlusses des zweiteiligen Geländerholmes. Der Geländerholm besteht aus dem statisch berechnetem Handlauf und der konstruktiv gewählten Deckbohle. Die Deckbohle ist so auszuführen das anfallendes Wasser vom Bauwerk ablaufen kann.

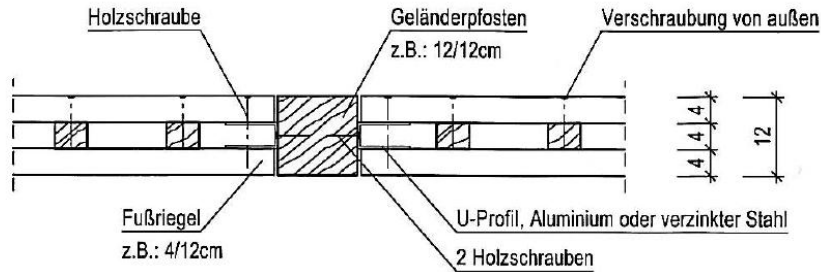
- zweiteiliger Querschnitt
- Deckbohle mit Satteldachprofil



Darstellung der konstruktiv gewählten Fußleisten und Füllstäbe mit einer Anschluss Möglichkeit:

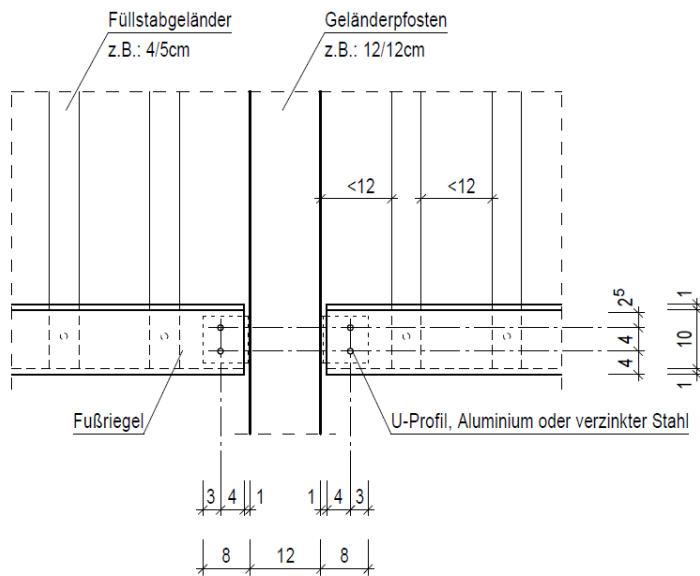
Anschluss Fußriegel:

- mit Anschlussprofil

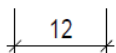
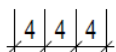
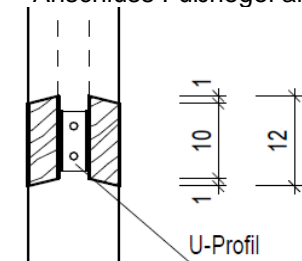


Ansicht Füllstäbe/ Pfosten:

Der Abstand der Füllstäbe untereinander darf max. 12 cm betragen.

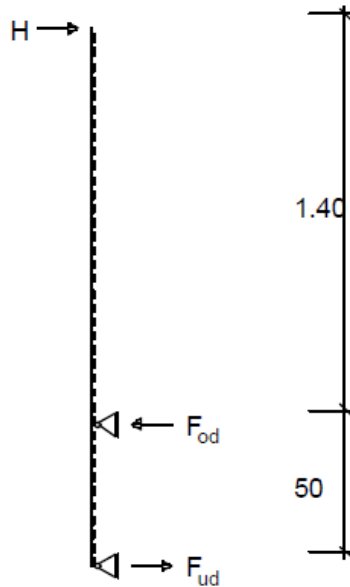


Anschluss Fußriegel an Pfosten:



## Pos. 2 Geländerpfosten

### System:



Der Abstand der Geländerpfosten beträgt  $L = 2,06 \text{ m}$ .

### Belastung:

Aus Pos. 1:  $A_d + B_d = 1,55 + 1,55 \Rightarrow H_d = 3,1 \text{ kN}$

Das Eigengewicht der Geländerkonstruktion wird nicht berücksichtigt.

### Schnittgrößen:

#### Schnittgrößen des Geländerpfostens:

$$\begin{aligned} V_{\max,d} &= H_d \cdot 1,40 / 0,50 \\ &= 3,1 \cdot 1,40 / 0,50 = 8,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max,d} &= H_d \cdot 1,40 \\ &= 3,1 \cdot 1,40 = 4,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### Schnittgrößen des Anschlusses an den Hauptträger:

$$\begin{aligned} F_{0,d} &= H_d \cdot (1,40 + 0,50) / 0,50 \\ &= 3,11 \cdot (1,40 + 0,50) / 0,50 = 11,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{u,d} &= H_d \cdot 1,40 / 0,50 \\ &= 3,11 \cdot 1,40 / 0,50 = 8,71 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Bemessung: gewählt:

**Geländerpfosten  $b / h = 12 / 12 \text{ cm}$   
D30 (Eiche)**

Das Geländer besteht aus dem Geländerholm, der Fußleiste, den Füllstäben und den Geländerpfosten. Im Weiteren werden der Geländerholm und Geländerpfosten nachgewiesen, die Fußleiste und die Füllstäbe werden konstruktiv gewählt und befestigt.

Holmlast gemäß DIN EN 1991-2, 5.8 und 4.8.1 (1)

**Randbedingungen und Vorwerte der Nachweise:**

## Geometrische Größen:

Pfostendicke	$h = 12,0 \text{ cm}$
Pfostenbreite	$b = 12,0 \text{ cm}$
Querschnittsfläche	$A = 12 \cdot 12 = 144 \text{ cm}^2$
Widerstandsmoment	$W_y = 12 \cdot 12^2 / 6 = 288 \text{ cm}^3$
Trägheitsmoment	$I_y = 12 \cdot 12^3 / 12 = 1728 \text{ cm}^4$

## Holzkennwerte:

Holzart:	D30
$f_{m,k} =$	30 N/mm <sup>2</sup>
$f_{v,k} =$	3,0 N/mm <sup>2</sup>
$f_{c,90,k} =$	8,00 N/mm <sup>2</sup>
$E_{0,mean} =$	10000 N/mm <sup>2</sup>

## Bemessungskennwerte:

NKL	= 3
KLED	= kurz
$\gamma_M$	= 1,30
$k_{mod}$	= 0,70

**Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT):**Biegenormalspannung:

$$\begin{aligned} \sigma_{m,d} &= M_{\max,d} \cdot 10^3 / W_y \\ &= 4,34 \cdot 10^3 / 288 = 15,1 \text{ N/mm}^2 \\ f_{m,d} &= k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M \\ &= 0,70 \cdot 30 / 1,30 = 16,15 \text{ N/mm}^2 \\ \eta &= \sigma_{m,d} / f_{m,d} \\ &= 15,1 / 16,15 = \mathbf{0,93 < 1,0} \end{aligned}$$

Schubspannung am Auflager:

$$\begin{aligned} \tau_d &= 1,5 \cdot V_{\max,d} \cdot 10 / A \\ &= 1,5 \cdot 8,68 \cdot 10 / 144 = 0,90 \text{ N/mm}^2 \\ f_{v,d} &= k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M \\ &= 0,70 \cdot 3,0 / 1,30 = 1,62 \text{ N/mm}^2 \\ \eta &= \tau_d / f_{v,d} \\ &= 0,84 / 1,62 = \mathbf{0,56 < 1,0} \end{aligned}$$

Da der Geländerholm direkt bewittert wird, ist er als ungeschütztes Brückenbauteil in die Nutzungsklasse 3 einzustufen.





$$A_{ef} = \pi * (d_{au\beta en}^2 - d_{innen}^2) / 4 + 2 * \ddot{u} * d_{au\beta en}$$

$$= \pi * (58^2 - 14^2) / 4 + 2 * 29 * 58 = 5852 \text{ mm}^2$$

Pressungsart: Auflagerdruck  
h = 12,0 cm

Abstand der Druckflächen  $L_1$  (Abstand der U-Scheiben):

$$L_1 = e_{Bolzen} - d_{au\beta en} / 10$$

$$= 50 - 58 / 10 = 44,2 \text{ cm} > 2 * h = 2 * 12 = 24 \text{ cm}$$

⇒ Beiwert  $k_{c,90} = 1,0$

$k_{c,90}$  ist für LH immer  
1,0

#### Nachweis des oberen Anschlusses:

$$\sigma_{c,90,d} = F_{o,d} * 10^3 / A_{ef}$$

$$= 11,82 * 10^3 / 5852 = 2,02 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = k_{mod} * f_{c,90,k} / \gamma_M$$

$$= 0,70 * 8,0 / 1,30 = 4,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = \sigma_{c,90,d} / f_{c,90,d}$$

$$= 2,02 / 4,31 = \mathbf{0,47 < 1,0}$$

#### Nachweis des unteren Anschlusses:

$$\sigma_{c,90,d} = F_{u,d} * 10^3 / A_{ef}$$

$$= 8,71 * 10^3 / 5852 = 1,49 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = k_{mod} * f_{c,90,k} / \gamma_M$$

$$= 0,70 * 8,0 / 1,30 = 4,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = \sigma_{c,90,d} / f_{c,90,d}$$

$$= 1,49 / 4,31 = \mathbf{0,35 < 1,0}$$

#### Nachweis der Passbolzen:

Die maximale Zugkraft beträgt:

$$F_{o,d} = 11,82 \text{ kN}$$

$$F_{zul,d} = 22,40 \text{ kN}$$

$$\eta = F_{o,d} / F_{zul,d}$$

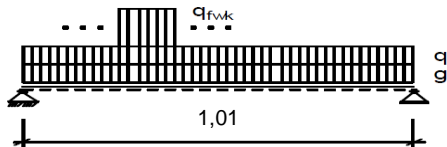
$$= 11,82 / 22,40 = \mathbf{0,53 < 1,0}$$

$F_{zul,d}$  = Grenzzugkraft  
je Passbolzen (Ta-  
bellenwert)

Ein Nachweis der Passbolzen auf Abscheren ist entbehrlich.

### Pos. 3 Bohlenbelag

#### System:



Hier:  $150\text{cm} - 2 \cdot 29,5\text{cm} + 10\text{cm} = 1,01\text{m}$

Die außen liegenden Kragarme des Bohlenbelags werden bei der Berechnung vernachlässigt. Sie sind ausreichend tragfähig.

#### Belastung:

##### ständige Einwirkungen:

Eigengewicht feuchter Laubholzbelag  
 $1,1 \cdot 7 \cdot 0,09 \Rightarrow g_k \cong 0,70 \text{ kN/m}^2$

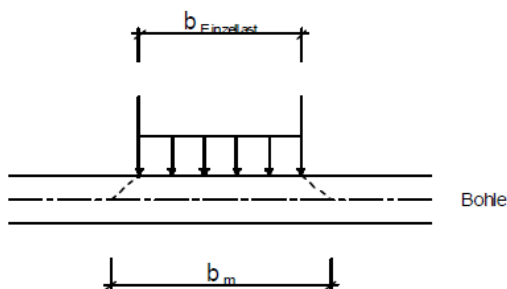
##### veränderliche Einwirkungen (vertikal):

Flächenlast (Verkehrslast) gemäß DIN EN 1991-2, 5.3.2.1 (1)  
 $\Rightarrow q_{fk,k} = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Auf eine Abminderung der Flächenlast nach DIN EN 1991-2, 5.3.2.2 (2) wird hier verzichtet.

Einzellast gemäß DIN EN 1991-2, 5.3.2.2  $\Rightarrow Q_{fwk,k} = 10,0 \text{ kN}$

Nach DIN 1995-2, 5.1.2 (1) sollten Lasten auf die Mittelfläche der Deckplatte (Bohle) bezogen werden:



$b_{\text{Einzellast}} = 10 \text{ cm}$

DIN EN 1995-2, 5.1.3

Der Bohlenbelag wird als frei drehbar gelagerter Träger auf zwei Stützen berechnet werden. Als Stützweite gilt der lichte Abstand der Unterstützung plus 10 cm (höchstens jedoch der Achsabstand der Unterstützung)

0,09 = Belagstärke

1,1 um den Feuchtegehalt des Holzes zu berücksichtigen, wird die Last um 10% erhöht

DIN EN 1991-2, 5.3.2.1 (1)

DIN EN 1991-2, 5.3.2.2 (1)

$$b_{\text{stat}} = 9 - 0,5 = 8,5 \text{ cm}$$

$$b_m = b_{\text{Einzellast}} + 2 \cdot b_{\text{stat}} / 2 \\ = 10 + 2 \cdot 8,5/2 = 18,5 \text{ cm}$$

$$q_{\text{fwk},k} = Q_{\text{fwk}} / (b_m \cdot 10^{-2}) \\ = 10 / (18,5 \cdot 10^{-2}) = 54,1 \text{ kN/m} \quad q_{\text{fwk},k} = 54,1 \text{ kN/m}$$

Ein Dienstfahrzeug bzw. ein unplanmäßiges Fahrzeug ist nicht zu berücksichtigen, da durch dauerhafte Absperrvorrichtungen ein Befahren der Brücke nicht möglich ist.

#### veränderliche Einwirkungen (horizontal):

aus gleichmäßig verteilter Flächenlast DIN EN 1991-2, 5.3.2.1

$$Q_{\text{fh},k} = 0,10 \cdot L_{\text{ges}} \cdot b_{\text{Brücke}} \cdot q_k \\ = 0,10 \cdot (10,00 + 2 \cdot 0,30) \cdot 1,50 \cdot 5,0 = 7,95 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{fh},k} = 7,95 \text{ kN}$$

Die Horizontallast wird bei der Berechnung nicht berücksichtigt, da sie auf der gesamten Brückenfläche wirkt und somit pro Bohle nur eine geringe Horizontallast  $Q_{\text{fk},\text{Bohle}}$  wirkt.

$$Q_{\text{fh},k,\text{Bohle}} = Q_{\text{fh},k} / (L_{\text{ges}} / L_{\text{Bohle}}) \\ = 7,95 / (10,60 / 0,20) = 0,15 \text{ kN / Bohle}$$

Die Einwirkung auf die Bohle ist gering und nicht bemessungsrelevant. Ein Nachweis auf Doppelbiegung ist entbehrlich.

$b_{\text{stat}}$  ist die statisch angesetzte Bohlenhöhe = 7,5cm

#### Anmerkung nach DIN

##### EN 1991-2, 5.6.3:

Muss ein Dienstfahrzeug oder ein unplanmäßiges Fahrzeug berücksichtigt werden, sind die Horizontallasten wesentlich größer als diejenigen aus der Flächenlast. Es sind in diesem Fall genauere Nachweise für die Bohlen und deren Befestigung zu erbringen.

Weitere Belastungen, wie z.B. Schnee brauchen nicht berücksichtigt zu werden.

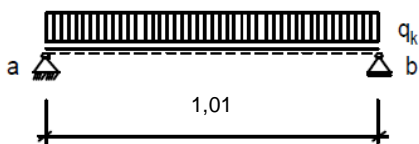
**Schnittgrößen:****Schnittgrößen der Einzellastfälle:**

Folgende Lastfälle werden untersucht:

- LF 1: ständige Einwirkung  $g_k$
- LF 2: Flächenlast  $q_{fk,k}$  bezogen auf eine Bohle
- LF 3: Einzellast  $Q_{fwk}$  auf einer Bohle in Feldmitte  
⇒ maximale Biegebeanspruchung
- LF 4: Einzellast  $Q_{fwk}$  auflagernah auf einer Bohle  
⇒ maximale Schubbeanspruchung

**LF 1: ständige Lasten**

System:



$$\begin{aligned} g_{k, \text{Bohle}} &= g_k \cdot b_{\text{Bohle}} \\ &= 0,70 \cdot 0,20 = 0,14 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Maximales Biegemoment in Feldmitte:

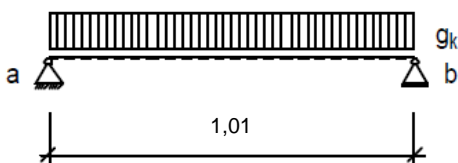
$$\begin{aligned} M_{g,k} &= g_{k, \text{Bohle}} \cdot L^2 / 8 \\ &= 0,14 \cdot 1,01^2 / 8 = 0,018 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Extremale Querkraft (Auflager A):

$$\begin{aligned} V_{g,k} &= g_{k, \text{Bohle}} \cdot L / 2 \\ &= 0,14 \cdot 1,01 / 2 = 0,07 \text{ kN} \end{aligned}$$

**F 2: Flächenlast (Verkehr)**

System:



$$\begin{aligned} q_{k, \text{Bohle}} &= q_{fk,k} \cdot b_{\text{Bohle}} \\ &= 5,00 \cdot 0,20 = 1,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**Anmerkung:**

Die nachfolgenden Schnittgrößen werden mit Fertigformeln z.B. aus Schneider Bautebellen, 17. Auflage ermittelt.

Da das System und die Lastsituation der Lastfälle LF 1 und LF 2 gleich sind, werden die unter LF 1 ermittelten Werte mit dem Faktor  $f$  an die geänderte Lastgröße angepasst.

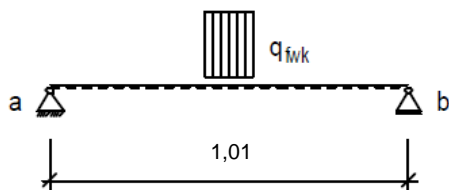
$$f = q_{k,Bohle} / g_{k,Bohle} = 1,0 / 0,14 = 7,14$$

$$M_{q,k} = M_{g,k} * f = 0,017 * 7,14 = 0,12 \text{ kNm}$$

$$V_{q,k} = V_{g,k} * f = 0,07 * 7,14 = 0,5 \text{ kN}$$

### LF 3: Einzellast $q_{fwk}$ in Feldmitte

System:



$$q_{fwk,k} = 54,1 \text{ kN/m}$$

Es wird nur die, aus dieser Laststellung resultierenden, maßgebende Schnittgröße  $M_{qwf,k}$  ermittelt. Die maßgebende Querkraft ergibt sich aus der Laststellung unter LF 4.

Maximales Biegemoment in Feldmitte:

$$L = 1,01 \text{ m}$$

$$b_m = 0,185 \text{ m} = c$$

$$\alpha = a/L = (1,01/2 - 0,185/2) / 1,01 = 0,408$$

$$\beta = b/L = (1,01/2 - 0,185/2) / 1,01 = 0,408$$

$$\gamma = c/L = 0,185 / 1,01 = 0,183$$

$$\delta = \alpha + \gamma / 2 = 0,408 + 0,185/2 = 0,501$$

$$\varepsilon = 1 - \delta = 1 - 0,499 = 0,499$$

$$M_{qwf,k} = (1 - \gamma / 2) * \delta * \varepsilon * q_{fwk} * b_m * L$$

$$= (1 - 0,183 / 2) * 0,501 * 0,499 * 54,1 * 0,11 * 1,01$$

$$= 1,37 \text{ kNm}$$

Anmerkung:

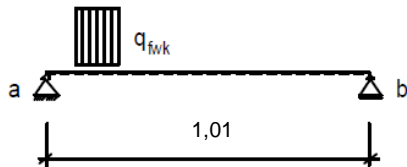
$b_m$  siehe Lastausbreitung der Einzellast

Anmerkung:

Beiwerte siehe z. B. Schneider-Bautabellen

LF 4: Einzellast  $q_{fwk}$  auflagernah

System:



$$q_{fwk,k} = 54,1 \text{ kN/m}$$

Es wird nur die, aus dieser Laststellung resultierende, maßgebende Schnittgröße  $V_{qwf,k}$  ermittelt.

Extremale Querkraft (Auflager A):

Beiwerte zur Ermittlung der Schnittgrößen (z.B. Schneider Bautabellen)

$$\begin{aligned} L &= 1,01 \text{ m} \\ b_m &= 0,185 \text{ m} = c \\ \alpha &= a/L = (0,05+0,185)/1,01 = 0,232 \\ \beta &= b/L = (1,01-(0,05+0,085+0,185))/1,01 = 0,69 \\ \gamma &= c/L = 0,185/1,01 = 0,11 \\ \delta &= \alpha + \gamma/2 = 0,146 + 0,185/2 = 0,183 \\ \varepsilon &= 1-\delta = 1 - 0,183 = 0,817 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{qfwk,k} &= \varepsilon * q_{fwk,k} * b_m \\ &= 0,817 * 54,1 * 0,185 = 8,18 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ermittlung der bemessungsmaßgebenden Schnittgrößen:

Lastfall	KLED	$k_{mod}$	$\Psi_{0,i}$	Einwirkungen
LF 1	ständig	0,50	- - -	ständige Einwirkung $g_k$
LF 2	kurz	0,70	0,40	Flächenlast $q_{fk,k}$
LF 3	kurz	0,70	0,00	Einzellast $Q_{fwk,k}$ (in Feldmitte)
LF 4	kurz	0,70	0,00	Einzellast $Q_{fwk,k}$ (auflagernah)

Folgende Lastkombinationen sind möglich:

- LK 1: LF 1
- LK 2: LF 1 + LF 2
- LK 3: LF 1 + LF 3
- LK 4: LF 1 + LF 4
- LK 5: LF 1 + LF 3 +  $\Psi_{0,LF2} * LF 2$
- LK 6: LF 1 + LF 4 +  $\Psi_{0,LF2} * LF 2$
- LK 7: LF 1 + LF 2 +  $\Psi_{0,LF3} * LF 3$
- LK 8: LF 1 + LF 2 +  $\Psi_{0,LF4} * LF 4$

Anmerkung:

Abstand zwischen Auflagerpunkt und Auflagerkante: 0,05 m  
 $L$  = Feldlänge  
 $a$  = Abstand zwischen Auflager A und Streckenlast  
 $b$  = Abstand zwischen Auflager B und Streckenlast  
 $c$  = Länge der Streckenlast

LF 3 und LF 4 haben die gleiche Ursache (eine Einzellast) und treten nicht gleichzeitig auf.

LK 5 und LK 6 werden vereinfacht mit der kompletten Flächenlast gerechnet (Im Bereich der Einzellast gibt es keine Belastung durch die Flächenlast).

Die LK 7 und LK 8 entsprechen der LK 2, da der  $\psi_0$  - Beiwert für LF 3 und LF 4 null ist.

Bestimmung der maßgebenden Lastkombination in der NKL 3 für die Schnittgrößen M und V:

- Biegemoment in Feldmitte

	$M_{ges,d}$	$k_{mod}$	$\frac{M_{ges}}{k_{mod}}$
LK 1 $1,35 \cdot 0,018$	0,024	0,50	0,048
LK 2 $1,35 \cdot 0,018 + 1,50 \cdot 0,12$	0,20	0,70	0,28
LK 3 $1,35 \cdot 0,018 + 1,50 \cdot 1,37$	2,08	0,70	2,97
LK 4 - - nicht maßgebend - -	---	---	---
LK 5 $1,35 \cdot 0,018 + 1,50 \cdot (1,37 + 0,40 \cdot 0,12)$	2,15	0,70	3,07
LK 6 - - nicht maßgebend - -	---	---	---

⇒ LK 5 ist maßgebend

- Querkraft am Auflager a

	$V_{ges,d}$	$k_{mod}$	$\frac{M_{ges}}{k_{mod}}$
LK 1 $1,35 \cdot 0,07$	0,09	0,50	0,18
LK 2 $1,35 \cdot 0,07 + 1,50 \cdot 0,5$	0,85	0,70	1,21
LK 3 - - nicht maßgebend - -	---	---	---
LK 4 $1,35 \cdot 0,07 + 1,50 \cdot 7,63$	11,53	0,70	16,47
LK 5 - - nicht maßgebend - -	---	---	---
LK 6 $1,35 \cdot 0,07 + 1,50 \cdot (8,18 + 0,40 \cdot 0,5)$	12,66	0,70	18,08

⇒ LK 6 ist maßgebend

**Bemessung:**

**gewählt:**

**Bohlenbelag  $b / h = 20 / 9,0$   
cm  
LH D30 (Eiche)  
Fugenbreite ~ 8 mm**

In der Querschnittsangabe ist eine Verschleißschicht von 5 mm enthalten.

Da der Bodenbelag direkt bewittert wird, ist er als ungeschütztes Brückenbauteil in die Nutzungsklasse 3 einzustufen.

Anmerkung: DIN EN 1995-2, 4.1(2)  
Für tragende Holzteile, die dem Abrieb durch Verkehr ausgesetzt sind, ist die Bemessungsdicke mit dem vor der Auswechslung erlaubten Minimum anzusetzen.

**- Randbedingungen und Vorwerte der Bemessung:**

Holzart: D30  
 $f_{m,k} = 30 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{v,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2$   
 $E_{0,mean} = 10000 \text{ N/mm}^2$

Verschleißschicht  $\Delta h = 0,5 \text{ cm}$   
 Bohlenhöhe  $h_{ges} = 9,0 \text{ cm}$   
 stat. Höhe  $h = h_{ges} - \Delta h = 9,0 - 0,5 = 8,5 \text{ cm}$   
 Bohlenbreite  $b = 20,0 \text{ cm}$

Querschnittsfläche A

$$A = b \cdot h = 20 \cdot 8,5 = 170 \text{ cm}^2$$

Widerstandsmoment  $W_y$

$$W_y = b \cdot h^2 / 6 = 20 \cdot 8,5^2 / 6 = 240,833 \text{ cm}^3$$

Trägheitsmoment  $I_y$

$$I_y = b \cdot h^3 / 12 = 20 \cdot 8,5^3 / 12 = 1024,00 \text{ cm}^4$$

NKL = 3

KLED = kurz

$\gamma_M = 1,30$

$k_{mod} = 0,70$

**Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT):**

Biegenormalspannung in Feldmitte unter der LK 5:

$$M_{ges,d} = 2,15 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,d} = M_{ges,d} \cdot 10^3 / W_y = 2,15 \cdot 10^3 / 240,833 = 8,93 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 0,70 \cdot 30 / 1,30 = 16,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = \sigma_{m,d} / f_{m,d} = 8,93 / 16,15 = 0,55 < 1,0$$

Da der Bodenbelag direkt bewittert wird, ist er als ungeschütztes Brückenbauteil in die Nutzungsklasse 3 einzustufen.



Schubspannung am Auflager unter der LK 6:

$$\begin{aligned}
 V_{\text{ges,d}} &= 18,08 \text{ kN} \\
 \tau_d &= 1,5 \cdot V_{\text{ges,d}} \cdot 10 / A \\
 &= 1,5 \cdot 18,08 \cdot 10 / 170 = 1,59 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{v,d} &= k_{\text{mod}} \cdot f_{v,k} / \gamma_M \\
 &= 0,70 \cdot 3,0 / 1,30 = 1,62 \text{ N/mm}^2 \\
 \eta &= \tau_d / f_{v,d} \\
 &= 1,59 / 1,62 = \mathbf{0,98 < 1,0}
 \end{aligned}$$

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG):Ermittlung der Durchbiegung der einzelnen Lastfälle:

Lastfall 1:

Durchbiegung  $w_{g, \text{inst}}$  (in Feldmitte):

$$\begin{aligned}
 w_{g, \text{inst}} &= 5/384 \cdot g_{k, \text{Bohle}} \cdot 10^{-3} \cdot L^4 \cdot 10^3 / (E_{0, \text{mean}} \cdot I_y \cdot 10^{-8}) \\
 &= 5/384 \cdot 0,14 \cdot 10^{-3} \cdot 1,05^4 \cdot 10^3 / (10000 \cdot 1024 \cdot 10^{-8}) \\
 &= 0,02 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Die Durchbiegungen werden beispielhaft berücksichtigt, haben aber in dieser Größenordnung baupraktisch keine Relevantes.

Lastfall 2:

Durchbiegung  $w_{q, \text{inst, LF2}}$  (in Feldmitte):

$$\begin{aligned}
 w_{q, \text{inst, LF2}} &= w_{g, \text{inst}} \cdot f \\
 &= 0,02 \cdot 7,14 = 0,14 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lastfall 3:

Durchbiegung  $w_{q, \text{inst, LF3}}$  (in Feldmitte):

$$\begin{aligned}
 w_{q, \text{inst, LF3}} &= (5/8 - (1,5 - \alpha^2) \cdot \alpha^2 - (1,5 - \beta^2) \cdot \beta^2) \cdot q_{\text{fwk}} \cdot L^4 / (48 \cdot E_{0, \text{mean}} \cdot I_y) \\
 &= (5/8 - (1,5 - 0,408^2) \cdot 0,408^2 - (1,5 - 0,408^2) \cdot 0,408^2) \cdot 54,1 \cdot (1,01 \cdot 10^3)^4 / (48 \cdot 10000 \cdot 1024 \cdot 10^4) \\
 &= 2,1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lastfall 4:

- - - nicht maßgebend - - -

Faktor 7,14 siehe  
Schnittgrößenermittlung  
LF 2

Ermittlung der Beiwerte  
siehe Schnittgrößenermittlung  
LF 3

Kombination der Verformungen:

Erfassung der Kriechverformung:

NKL 3 und Vollholz  $k_{def} = 2,00$ 

Kombinationsbeiwerte:

LF 2 (Flächenlast)  $\psi_0 = 0,40$   $\psi_2 = 0,20$ LF 3 (Einzellast)  $\psi_0 = 0,00$   $\psi_2 = 0,00$ - ständige Einwirkungen:

elastische Anfangsdurchbiegung

$$w_{g,inst} = 0,02 \text{ mm}$$

Enddurchbiegung (inkl. Kriechanteil)

$$\begin{aligned} w_{g,fin} &= w_{g,inst} * (1 + k_{def}) \\ &= 0,02 * (1 + 2,00) = 0,06 \text{ mm} \end{aligned}$$

- veränderliche Einwirkungen:

elastische Anfangsdurchbiegung

$$w_{q,inst} = w_{q,1,inst} + \sum \psi_{0,i} * w_{q,i,inst}$$

Da  $\psi_0$  für LF 3 bzw. LF 4 gleich null ist, ist die maßgebende Kombination:

$$\begin{aligned} w_{q,inst} &= w_{q,inst,LF3} + \psi_{0,LF2} * w_{q,inst,LF2} \\ &= 2,1 + 0,4 * 0,14 = 2,156 \text{ mm} \end{aligned}$$

Enddurchbiegung (inkl. Kriechanteil) in der charakteristischen / seltenen Bemessungssituation

$$w_{q,fin,char} = w_{q,1,inst} * (1 + \psi_2 * k_{def}) + \sum w_{q,i,inst} * (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} * k_{def})$$

$$\begin{aligned} w_{q,fin,char,1} &= w_{q,inst,LF2} * (1 + \psi_{2,LF2} * k_{def}) \\ &= 0,14 * (1 + 0,20 * 2,00) = 0,20 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_{q,fin,char,2} &= w_{q,inst,LF3} * (1 + \psi_{2,LF3} * k_{def}) + w_{q,inst,LF2} * (\psi_{0,LF2} + \\ &\psi_{2,LF2} * k_{def}) \\ &= 2,1 * (1 + 0,0 * 2,00) + 0,14 * (0,40 + 0,20 * 2,00) = 2,21 \text{ mm} \end{aligned}$$

Enddurchbiegung (inkl. Kriechanteil) in der quasi-ständigen Bemessungssituation

$$w_{q,fin,qs} = \sum \psi_{2,i} * w_{q,i,inst} * (1 + k_{def})$$

$$\begin{aligned} w_{q,fin,qs,1} &= \psi_{2,LF2} * w_{q,inst,LF2} * (1 + k_{def}) \\ &= 0,20 * 0,14 * (1 + 2,00) = 0,08 \text{ mm} \end{aligned}$$

Alle nicht angegebenen Kombinationen erzeugen kleinere bzw. keine Verformungen ( $\psi_0$  und  $\psi_2$  für LF 3 bzw. LF 4 gleich null).

$k_{def}$ aus DIN EN 1995-1-1,3.1.4
--

Werte für $\psi_2$ werden aus der DIN EN 1990:2010 entnom- men
---

- Nachweise:

- Nachweis nach DIN EN 1995-2, 7.2:

$$w_{q,inst} = w_{q,inst} \leq L / 400 \quad L = 1,05 \text{ m} = 1050 \text{ mm}$$

$$w_{q,inst} = 2,38 \text{ mm} = L / 468 < L / 400 = 2,53 \text{ mm}$$

- Nachweis in der charakteristischen Bemessungssituation (DIN EN 1995-1-1):

a)  $w_{q,inst} \leq L / 300$

Der Nachweis muss nicht geführt werden, da die in DIN EN 1995-2, 7.2 aufgeführten zusätzlichen Regeln zur Begrenzung der Durchbiegung diese Forderung ersetzen.

b)  $w_{fin} - w_{g,inst} \leq L / 200$  mit  $w_{fin} = w_{g,fin} + w_{q,fin,char} =$

$$0,06 + 2,21 - 0,02 = 2,25 \text{ mm} = L / 448 \ll L / 200 = 5,05 \text{ mm}$$

- Nachweis in der quasi-ständigen Bemessungssituation:

$$w_{fin} - w_c \leq L / 200 \quad \text{mit } w_c = \text{Überhöhung}$$

$$w_{fin} = w_{g,fin} + w_{q,fin,qs}$$

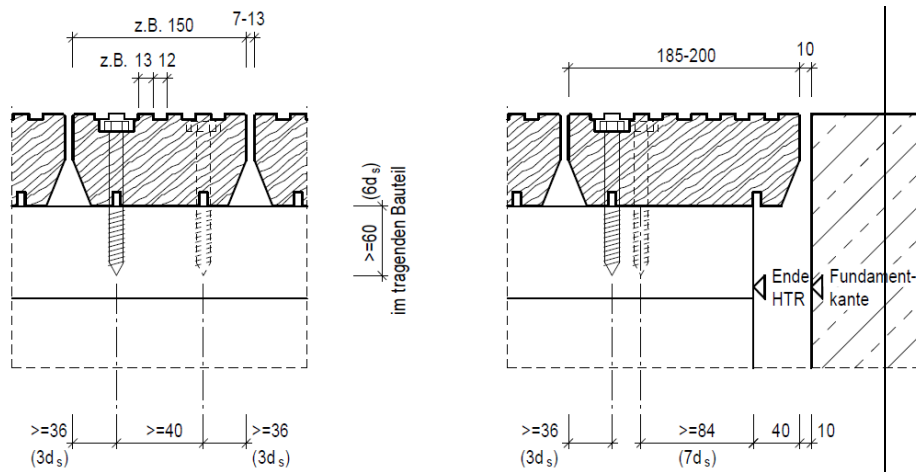
$$2,27 - 0,00 = 2,27 \text{ mm} = L / 445 \ll L / 200 = 5,05 \text{ mm}$$

**Details / konstruktive Durchbildung:**Anschluss an die Haupt- bzw. Bohlenlängsträger:

Die Verbindungsmittel zu den Hauptträgern müssen die Horizontalkraft aus gleichmäßig verteilter Flächenlast übertragen. Die zu übertragende Kraft pro Bohle beträgt  $Q_{fh,k,Bohle} = 0,15 \text{ kN}$  (siehe Belastung weiter oben). Ein genauer Nachweis der Verbindung ist entbehrlich.

Die Bohlen sind je Kreuzungspunkt mit den Hauptträgern über jeweils 2 Schrauben nach DIN 571 12 x 140 mm o.e. zu verbinden. (Alternativ z.B. mit Spax – Schrauben oder Stabdübeln. Ggf. ist ein Nachweis zur Prüfung der Tragfähigkeit zu führen.) Ein Nachweis der Auflagerpressung ist entbehrlich.

Darstellung einer Variante des Bohlenbelages:  
(Weitere siehe unter Ausführungsempfehlungen auf [www.holzbrueckenbau.com](http://www.holzbrueckenbau.com))

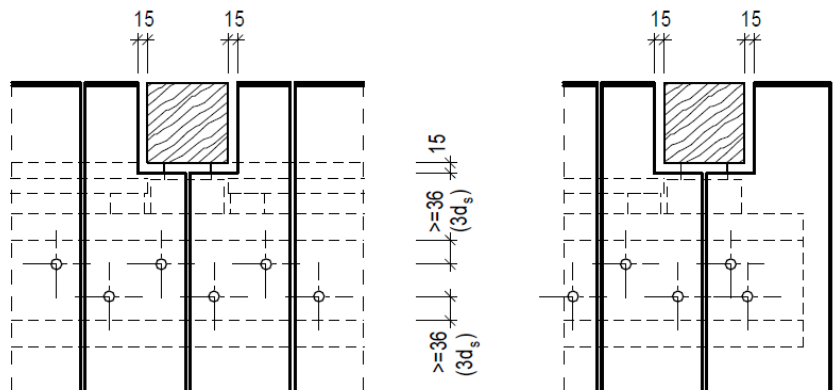


Die Fugenabstände sind Abhängig vom Brückenstandort, Einbaumaß, Holzfeuchte und dem Quell- und Schwindmaß der Holzart. Es ist für den Einzelfall festzulegen.

Die Mindestabstände der Schrauben sind einzuhalten.

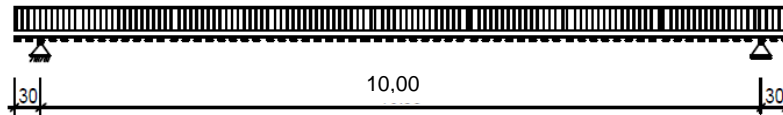
- Aussparung Geländerpfosten

- Endbohle richtige Ausführung



## Pos. 5 Hauptträger

### System:



Die Lastsituation ist in der Systemskizze nur systematisch dargestellt.

Stützweite	$L_{\text{Brücke}} = 10,00 \text{ m}$
Gesamtlänge	$L_{\text{ges}} = 10,60 \text{ m}$
Brückenbreite	$b_{\text{Brücke}} = 1,50 \text{ m}$
Abstand der Hauptträger	$e_{\text{HTR}} = 1,01 \text{ m}$
Geländerhöhe	$h_{\text{G}} = 1,20 \text{ m}$
Hauptträgerhöhe	$h_{\text{HTR}} = 0,80 \text{ m}$
Aufbauhöhe	$h_{\text{A}} \cong 0,10 \text{ m}$
Abstand der Druckpfosten	$e_{\text{Pfosten}} = 3,0 \text{ m}$

Achismaße

### Belastung:

#### ständige Einwirkungen:

Geländerkonstruktion		$\sim 1,0 \text{ kN/m}$
Bohlenbelag	$0,70 \cdot 1,50 / 2$	$0,53 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Hauptträger	$0,24 \cdot 0,65 \cdot 5$	$\sim 0,8 \text{ kN/m}$
Querträger		$\sim 0,2 \text{ kN/m}$
		$g_k \cong 2,53 \text{ kN/m}$

#### veränderliche Einwirkungen (direkte Vertikallasten):

##### - Einwirkung Verkehrslast:

$$q_k = 5,00 \cdot 1,50 / 2 = 3,75 \text{ kN/m}$$

##### - Einwirkung Einzellast $Q_{f_{wk}}$ auf Bohlenbelag:

Die Einzellast wird nicht weiter berücksichtigt, da sie nur für den Nachweis lokaler Einflüsse angesetzt werden muss.

DIN EN 1991-1-4, 8.

veränderliche Einwirkungen (horizontal):- Einwirkung Wind:

Die Ermittlung der Windlast erfolgt nach DIN EN 1991-1-4, NA.N

$$z < 20 \text{ m} \quad b / d = 1,74 / 2,05 = 0,84 < 4$$

Die Windeinwirkung wird durch Interpolation der Tabellenwerte (Tabelle NA.N5; DIN EN 1991-1-4/NA) bestimmt.

$$\text{für } b / d \leq 0,5 \Rightarrow w = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{für } b / d = 4,0 \Rightarrow w = 1,90 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^* = 3,50 - (3,50 - 1,90) \cdot (0,84 - 0,50) / (4,0 - 0,5) = 3,34 \text{ kN/m}^2$$

Bezogen auf die Höhe der Brückenkonstruktion ergibt sich aus Wind folgende Streckenlast:

$$\begin{aligned} w_k &= (h_A + h_{\text{HTR}} + h_G / 3) \cdot w_k^* \\ &= (0,10 + 0,75 + 1,20/3) \cdot 3,34 \cong 4,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Da die Windlast nicht im Schwerpunkt der Hauptträger angreift, entsteht bezogen auf die Hauptträgerachse ein Versatzmoment:

$$\begin{aligned} m_{w,k} &= (w_k \cdot ((h_G + h_A + h_{\text{HTR}}) / 2 - (h_{\text{HTR}} / 2))) \\ &= (4,2 \cdot ((1,20 + 0,10 + 0,75) / 2 - (0,75 / 2))) = 2,73 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Einwirkung Holmlast:

Die Holmlast wird nach DIN EN 1991-2, 5.8 mit  $q_{h,k} = 1,0 \text{ kN/m}$  angesetzt.

$$\begin{aligned} m_{h,k} &= (h_G + h_A + h_{\text{HRT}} / 2) \cdot q_{h,k} \\ &= (1,20 + 0,10 + 0,75 / 2) \cdot 1,0 = 1,68 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

veränderliche Einwirkungen (indirekte Vertikallasten):

Die aus den horizontalen Kräften resultierenden Versatzmomente werden als vertikales Kräftepaar auf die Hauptträger angesetzt.

- Einwirkung Wind:

$$\begin{aligned} q_{w,k} &= m_{w,k} / e_{\text{HTR}} \\ &= 2,73 / 1,01 = 2,70 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Einwirkung Holmlast

$$\begin{aligned} q_{h,v,k} &= 2 \cdot m_{h,k} / e_{\text{HTR}} \\ &= 2 \cdot 1,68 / 1,01 = 3,33 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

DIN EN 1991-1-4,

Anmerkung

Da es sich um ein Gelände mit Holzstaketen und nicht um ein geschlossenes Gelände handelt, wird nur ein Drittel der Geländehöhe rechnerisch berücksichtigt.

Die Holmlast wird nach DIN EN 1991-2, 5.8 mit  $q_{h,k} = 1,0 \text{ kN/m}$  angesetzt.

Da die Holmlast nicht im Schwerpunkt der Hauptträger angreift, entsteht bezogen auf die Hauptträgerachse ein Versatzmoment.

- Horizontallasten aus dem Verkehr

Kraft in Brückenlängsrichtung je HTR aus gleichmäßiger Verkehrslast:

$$F_{L,Q,k} = \frac{10 \cdot 1,50}{2} \cdot 5 \cdot 0,10 = 3,75 \text{ kN}$$

### Schnittgrößen:

#### Schnittgrößen der Einzellastfälle:

Folgende Lastfälle werden untersucht:

- LF 1: ständige Einwirkung  $g_k$
- LF 2: Verkehrslast  $q_k$
- LF 3: Wind  $q_{w,k}$  (vertikal)
- LF 4: Holmlast  $q_{h,v,k}$  (vertikal)
- LF 5: Wind  $w_k$  (horizontal) (verteilt auf 2 HTR)

#### - LF 1: Belastung durch ständige Einwirkung $g_k$

Maximales Biegemoment in Feldmitte:

$$\begin{aligned} M_{y,g,k} &= g_k \cdot L_{\text{Brücke}}^2 / 8 \\ &= 2,53 \cdot 10,00^2 / 8 = 31,63 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Extremale Querkraft (Auflager A):

$$\begin{aligned} V_{z,g,k} &= g_k \cdot L_{\text{Brücke}} / 2 \\ &= 2,53 \cdot 10,00 / 2 = 12,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

Auflagerkraft:

$$\begin{aligned} A_{z,g,k} &= g_k \cdot L_{\text{ges}} / 2 \\ &= 2,53 \cdot 10,60 / 2 = 13,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### - LF 2: Belastung durch Verkehrslast $q_k$

Maximales Biegemoment in Feldmitte:

$$\begin{aligned} M_{y,q,k} &= q_k \cdot L_{\text{Brücke}}^2 / 8 \\ &= 3,75 \cdot 10,00^2 / 8 = 46,88 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Extremale Querkraft (Auflager A):

$$\begin{aligned} V_{z,q,k} &= q_k \cdot L_{\text{Brücke}} / 2 \\ &= 3,75 \cdot 10,00 / 2 = 18,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

Auflagerkraft:

$$\begin{aligned} A_{z,q,k} &= q_k \cdot L_{\text{ges}} / 2 \\ &= 3,75 \cdot 10,60 / 2 = 19,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

Die Kragarme werden nur bei der Berechnung der Auflagerkräfte berücksichtigt.

$$\begin{aligned} L_{\text{ges}} &= \\ &L_{\text{Brücke}} + 2 \cdot L_{\text{Kragarm}} \end{aligned}$$

- LF 3: Belastung durch Wind (vertikal)  $q_{w,k}$ 

Maximales Biegemoment in Feldmitte:

$$\begin{aligned} M_{y,wh,k} &= q_{w,k} * L_{Brücke}^2 / 8 \\ &= 2,70 * 10,00^2 / 8 = 33,75 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maximales Torsionsmoment:

$$\begin{aligned} M_{x,wh,k} &= m_{w,k} * e_{Pfosten} / 2 \\ &= 2,73 * 2,5 / 2 = 3,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Extremale Querkraft (Auflager A):

$$\begin{aligned} V_{z,wh,k} &= q_{w,k} * L_{Brücke} / 2 \\ &= 2,70 * 10,00 / 2 = 13,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Auflagerkraft:

$$\begin{aligned} A_{z,wh,k} &= q_{w,k} * L_{ges} / 2 \\ &= 2,70 * 10,60 / 2 = 14,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

- LF 4: Belastung durch Holmlast (vertikal)  $q_{h,v,k}$ 

Maximales Biegemoment in Feldmitte:

$$\begin{aligned} M_{y,qhv,k} &= q_{h,v,k} * L_{Brücke}^2 / 8 \\ &= 3,03 * 10,00^2 / 8 = 37,9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maximales Torsionsmoment:

$$\begin{aligned} M_{x,qhv,k} &= m_{h,k} * e_{Pfosten} / 2 \\ &= 1,68 * 2,5 / 2 = 2,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Extremale Querkraft (Auflager A):

$$\begin{aligned} V_{z,qhv,k} &= q_{h,v,k} * L_{Brücke} / 2 \\ &= 3,03 * 10,00 / 2 = 15,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

Auflagerkraft:

$$\begin{aligned} A_{z,qhv,k} &= q_{h,v,k} * L_{ges} / 2 \\ &= 1,36 * 10,60 / 2 = 16,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

- LF 5: Belastung durch Wind  $w_k$  (verteilt auf 2 HTR) (horizontal)

Extremale Querkraft (Auflager A):

$$\begin{aligned} V_{y,wh,k} &= w_k * L_{Brücke} / 2 / n \\ &= 4,20 * 10,00 / 2 / 2 = 10,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Auflagerkraft:

$$\begin{aligned} A_{y,wh,k} &= w_k * L_{ges} / 2 / n \\ &= 4,20 * 10,60 / 2 / 2 = 11,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maximales Biegemoment in Feldmitte

$$\begin{aligned} M_{z,w,k} &= w_k * L_{Brücke}^2 / 8 \\ &= 4,20 * 10,00^2 / 8 = 52,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

n = Anzahl der last-abtragenden Haupt-träger
--



Ermittlung der bemessungsmaßgebenden Schnittgrößen:

Anmerkung zur NKL:

Hauptträger sind entsprechend der NKL 2 auszuführen. Hierzu muss eine seitliche Bekleidung und eine geschlossene obere Abdichtung unter dem Bohlenbelag vorgesehen werden. Weitere Angaben hierzu liefert DIN EN 1995-2, 4.1

Lastfall	KLED	$k_{mod}$	$\psi_{0,i}$	Einwirkung
LF 1	ständig	0,60	- - -	ständige Einwirkung $g_k$
LF 2	kurz	0,90	0,40	Verkehrslast $q_k$
LF 3	kurz	0,90	0,00	Wind $q_{w,k}$ (vertikal)
LF 4	kurz	0,90	0,40	Holmlast $q_{h,v,k}$ (vertikal)
LF 5	kurz	0,90	0,00	Wind $w_k$ (horizontal)

Die Holmlast wird als Last nach Lastgruppe gr1 (DIN EN 1991-2, Tabelle 5.1) eingestuft.

Folgende Lastkombinationen sind möglich:

- LK 1: LF 1
- LK 2: LF 1 + LF 2
- LK 3: LF 1 + (LF 3)
- LK 4: LF 1 + (LF 4)
- LK 5: LF 1 + LF 2 +  $\psi_0$  \* (LF 4)
- LK 6: LF 1 + (LF 4) +  $\psi_0$  \* LF 2

Eine Kombination von Wind- und Verkehrslasten muss nach DIN EN 1991-2, 5.5 nicht geführt werden.

Die Momentenbeanspruchung aus den Geländerpfosten wird in Pos. 4 weitergeleitet:

$$\begin{aligned}
 M_{x,wh,k} &= m_{w,k} * e_{P\text{fosten}} / 2 \\
 &= 2,73 * 2,5 / 2 = 3,4 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Bestimmung der maßgebenden Lastkombination in der NKL 2 für die Schnittgrößen M und V:

- Biegemoment  $M_{y,d}$  in Feldmitte

		$M_{y,d}$	$k_{mod}$	$M_{y,d} / k_{mod}$
LK 1	$1,35 \cdot 31,6$	42,66	0,60	71,1
LK 2	$1,35 \cdot 31,6 + 1,50 \cdot 46,88$	112,98	0,90	125,5
LK 3	$1,35 \cdot 31,6 + 1,50 \cdot 33,75$	93,3	0,90	103,7
LK 4	$1,35 \cdot 31,6 + 1,50 \cdot 47,8$	114,4	0,90	127,1
LK 5	$1,35 \cdot 31,6 + 1,50 \cdot (33,75 + 0,40 \cdot 47,8)$	122,0	0,90	135,6
LK 6	$1,35 \cdot 31,6 + 1,50 \cdot (47,8 + 0,40 \cdot 33,75)$	134,6	0,90	149,6

⇒ LK 6 ist maßgebend

- Querkraft  $V_{z,d}$  am Auflager A

		$V_{z,d}$	$k_{mod}$	$V_{z,d} / k_{mod}$
LK 1	$1,35 \cdot 12,65$	17,1	0,60	28,5
LK 2	$1,35 \cdot 12,65 + 1,50 \cdot 18,8$	45,3	0,90	50,3
LK 3	$1,35 \cdot 12,65 + 1,50 \cdot 13,5$	37,1	0,90	41,2
LK 4	$1,35 \cdot 12,65 + 1,50 \cdot 15,15$	39,8	0,90	44,2
LK 5	$1,35 \cdot 12,65 + 1,50 \cdot (18,8 + 0,40 \cdot 15,15)$	54,4	0,90	60,4
LK 6	$1,35 \cdot 12,65 + 1,50 \cdot (15,15 + 0,40 \cdot 18,8)$	50,7	0,90	56,3

⇒ LK 5 ist maßgebend

### Bemessung:

gewählt:

**2 Hauptträger  $b / h = 24 / 65$   
cm  
BSH GL 28h (Lärche)**

### - Randbedingungen und Vorwerte der Bemessung:

Holzart:	GL 28h
$f_{m,k} =$	28 N/mm <sup>2</sup>
$f_{v,k} =$	2,5 N/mm <sup>2</sup>
$f_{c,0,k} =$	26,5 N/mm <sup>2</sup>
$f_{c,90,k} =$	3,0 N/mm <sup>2</sup>
$E_{0,mean} =$	12600 N/mm <sup>2</sup>

Trägerhöhe	$h = 65$ cm
Trägerbreite	$b = 24$ cm

Querschnittsfläche A

$$A = b \cdot h = 24 \cdot 65 = 1560 \text{ cm}^2$$

Widerstandsmoment  $W_y$

$$W_y = b \cdot h^2 / 6 = 24 \cdot 65^2 / 6 = 16900 \text{ cm}^3$$

Widerstandsmoment  $W_z$ 

$$W_z = b^2 \cdot h / 6$$

$$= 24^2 \cdot 65 / 6 = 6240 \text{ cm}^3$$

Trägheitsmoment  $I_y$ 

$$I_y = b \cdot h^3 / 12$$

$$= 24 \cdot 65^3 / 12 = 549250 \text{ cm}^4$$

Trägheitsmoment  $I_z$ 

$$I_z = b^3 \cdot h / 12$$

$$= 24^3 \cdot 65 / 12 = 74880 \text{ cm}^4$$

$$\text{NKL} = 2$$

$$\text{KLED} = \text{kurz}$$

$$\gamma_M = 1,30$$

$$k_{\text{mod}} = 0,90$$

**- Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT):**Nachweis der Normalspannung in Feldmitte (Biegung + Normalkraft):

$$M_{y,\text{LK6,d}} = 149,6 \text{ kNm}$$

$$M_{z,\text{LF5,d}} = 52,5 \cdot 1,5 = 78,8 \text{ kNm (Wind horizontal)}$$

$$N_d = (10 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} / 2) \cdot 3,75 \cdot 0,10 \cdot 1,5 = 4,3 \text{ kN}$$

(Horizontale Belastung aus Verkehrslast)

Angesetzt.

$$\sigma_{m,y,d} = M_{y,\text{LK6,d}} \cdot 10^3 / W_y$$

$$= 149,6 \cdot 10^3 / 16900 = 8,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = M_{z,\text{LF5,d}} \cdot 10^3 / W_z$$

$$= 78,8 \cdot 10^3 / 6240 = 12,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = N_d \cdot 10^3 / (A \cdot 10^2)$$

$$= 4,3 \cdot 10^3 / (1560 \cdot 10^2) = 0,03 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k} / \gamma_M$$

$$= 0,90 \cdot 28 / 1,30 = 19,38 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M$$

$$= 0,90 \cdot 26,5 / 1,30 = 18,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$$

$$= (0,03 / 18,35)^2 + 8,85 / 19,38 + 0,7 \cdot 12,63 / 19,38$$

$$= 0,000003 + 0,43 + 0,45 = \mathbf{0,91 < 1,0}$$

Anmerkung:  
Die Normalkräfte aus vertikalen Verkehrslasten sind in der Regel vernachlässigbar klein, werden an dieser Stelle aber beispielhaft berücksichtigt.  
Die Holmlast wirkt als vertikales Kräftepaar.

$k_m=0,7$   
DIN EN 1991-1-1;6.1.6

$$\begin{aligned}\eta &= (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} \\ &= (0,03 / 18,35)^2 + 0,7 \cdot 8,85 / 19,38 + 12,63 / 19,38 \\ &= 0,000007 + 0,3 + 0,65 = \mathbf{0,97 < 1,0}\end{aligned}$$

Nachweis der Schubspannung unter der LK 5:

$$V_{z,LK5,d} = 60,4 \text{ kN}$$

$$V_{y,LK5,d} = 1,5 \cdot 10,5 = 15,75 \text{ kN}$$

$$M_{x,wh,d} = 1,50 \cdot 3,4 = 5,1 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}\tau_{z,d} &= 1,5 \cdot V_{z,LK5,d} \cdot 10 / A \\ &= 1,5 \cdot 60,4 \cdot 10 / 1560 = 0,58 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{y,d} &= 1,5 \cdot V_{y,LK5,d} \cdot 10 / A \\ &= 1,5 \cdot 10,5 \cdot 10 / 1560 = 0,1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{tor,d} &= 3 \cdot M_{x,wh,d} \cdot 10^3 / (h \cdot b^2) \cdot (1 + 0,6 \cdot b / h) \\ &= 3 \cdot 5,1 \cdot 10^3 / (65 \cdot 24^2) \cdot (1 + 0,6 \cdot 24 / 65) = 0,5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_{v,d} &= k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M \\ &= 0,90 \cdot 2,5 / 1,30 = 1,73 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \tau_{z,d} / f_{v,d} \\ &= 0,58 / 1,73 = \mathbf{0,34 < 1,0}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \tau_{tor,d} / f_{v,d} + (\tau_{z,d} / f_{v,d})^2 + (\tau_{y,d} / f_{v,d})^2 \\ &= 0,5 / 1,73 + (0,58 / 1,73)^2 + (0,1 / 1,73)^2 = \mathbf{0,40 < 1,0}\end{aligned}$$

Nachweis der Kippstabilität unter LK 5:

$$M_{y,LK6,d} = 149,6 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w,d} = 52,5 * 1,5 = 78,8 \text{ kNm}$$

$$N_d = 4,3 \text{ kN}$$

$$i_z = (I_z / A)^{0,5} \\ = (74880 / 1560)^{0,5} = 6,93 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = L_{ef} / i_z \\ = 10 * 10^2 / 6,93 = 144,3$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{144,3}{\pi} \sqrt{\frac{26,5}{5/6 * 12600}} = 2,31$$

$$k_z = 0,5 * (1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$$

$$k_z = 0,5 * (1 + 0,1 * (2,31 - 0,3) + 2,31^2) = 3,27$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{3,27 + \sqrt{3,27^2 - 2,31^2}} = 0,17$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 * b^2}{h * I_{ef}} * E_{0,05}$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 * 240^2}{650 * 10000} * 5/6 * 12600 = 72,58$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{28}{72,58}} = 0,62$$

Da  $0,62 < 0,75$   $k_{crit} = 1$

- Nachweis:

$$\begin{aligned}\sigma_{m,y,d} &= M_{y,LK5,d} \cdot 10^3 / W_y \\ &= 149,6 \cdot 10^3 / 16900 &= 8,85 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{c,0,d} &= N_{St,LK5,d} \cdot 10^3 / (A \cdot 10^2) \\ &= 4,3 \cdot 10^3 / (1560 \cdot 10^2) &= 0,03 \text{ N/mm}^2 \\ f_{m,y,d} &= k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M \\ &= 0,90 \cdot 28 / 1,30 &= 19,38 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,0,d} &= k_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M \\ &= 0,90 \cdot 26,5 / 1,30 &= 18,35 \text{ N/mm}^2 \\ \eta &= \sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) \\ &= 0,03 / (0,97 \cdot 18,35) + (8,85 / (1,0 \cdot 19,38))^2 \\ &= 0,0017 + 0,19 &= \mathbf{0,21 < 1,0}\end{aligned}$$

Nachweis der Kippstabilität unter LK 3:

$$M_{y,LK3,d} = 103,7 \text{ kNm}$$

Die Einwirkungen aus Wind in Brückenlängsrichtung sind hier so klein das sie keine Auswirkung haben und ohne Nachweis aufgenommen werden können. (DIN EN 1991-1-3 Abschnitt 8.3.4)

Die Stabilitätsbeiwerte  $k_{crit}$  und  $k_{c,y}$  sind Lastunabhängig und ändern sich daher nicht.

- Nachweis:

$$\begin{aligned}\sigma_{m,y,d} &= M_{y,LK3,d} \cdot 10^3 / W_y \\ &= 103,7 \cdot 10^3 / 30000 &= 3,5 \text{ N/mm}^2 \\ f_{m,y,d} &= k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M \\ &= 0,90 \cdot 28 / 1,30 &= 19,38 \text{ N/mm}^2 \\ \eta &= \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) \\ &= 3,5 / (1,0 \cdot 19,38) \\ &= 0,2 &= \mathbf{0,2 < 1,0}\end{aligned}$$

Ermüdungsnachweis:

Ein Ermüdungsnachweis für Geh- und Radwegbrücken ist nach DIN EN 1995-2, 6.2 (1) üblicherweise nicht zu führen.

**- Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG):**Nachweis der Durchbiegung:- Ermittlung der Durchbiegung der Einzellastfälle:

Lastfall 1:

Durchbiegung  $w_{g,inst}$  (in Feldmitte):

$$\begin{aligned} w_{g,inst} &= 5/384 * g_k * 10^{-3} * L^4 * 10^3 / (E_{0,mean} * I_y * 10^{-8}) \\ &= 5/384 * 2,53 * 10^{-3} * 10,00^4 * 10^3 / (12600 * 549250 * 10^{-8}) \\ &= 4,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lastfall 2:

Da das System und die Lastsituation der Lastfälle LF 1 und LF 2 gleich sind, werden die unter LF 1 ermittelten Werte mit dem Faktor  $f$  an die geänderte Lastgröße angepasst.

$$\begin{aligned} f_{LF2} &= q_k / g_k \\ &= 3,75 / 2,53 = 1,48 \end{aligned}$$

Durchbiegung  $w_{q,inst,LF2}$  (in Feldmitte):

$$\begin{aligned} w_{q,inst,LF2} &= w_{g,inst} * f \\ &= 4,8 * 1,48 = 7,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lastfall 3:

$$\begin{aligned} f_{LF3} &= q_{w,k} / g_k \\ &= 2,7 / 2,53 = 1,1 \end{aligned}$$

Durchbiegung  $w_{q,inst,LF3}$  (in Feldmitte):

$$\begin{aligned} w_{q,inst,LF3} &= w_{g,inst} * f \\ &= 4,8 * 1,1 = 5,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lastfall 4:

$$\begin{aligned} f_{LF4} &= q_{h,v,k} / g_k \\ &= 3,33 / 2,53 = 1,3 \end{aligned}$$

Durchbiegung  $w_{q,inst,LF4}$  (in Feldmitte):

$$\begin{aligned} w_{q,inst,LF4} &= w_{g,inst} * f \\ &= 4,8 * 1,3 = 6,24 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lastfall 5:

Die horizontalen Verformungen zwischen den Druckpfosten kann vernachlässigt werden.



- Kombination der Verformungen:

Erfassung der Kriechverformung:

$$\text{NKL 2 und Vollholz} \quad k_{\text{def}} = 0,8$$

Kombinationsbeiwerte:

$$\text{LF 2 (Verkehr)} \quad \psi_0 = 0,40 \quad \psi_2 = 0,20$$

$$\text{LF 3 (Wind)} \quad \psi_0 = 0,00 \quad \psi_2 = 0,00$$

$$\text{LF 4 (Holmlast)} \quad \psi_0 = 0,40 \quad \psi_2 = 0,20$$

- ständige Einwirkungen:

elastische Anfangsverformung

$$w_{g,\text{inst}} = 4,8 \text{ mm}$$

Endverformung (inkl. Kriechanteil)

$$w_{g,\text{fin}} = w_{g,\text{inst}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) \\ = 4,8 \cdot (1 + 0,8) = 8,6 \text{ mm}$$

- veränderliche Einwirkungen:

elastische Anfangsverformung

$$w_{q,\text{inst}} = w_{q,1,\text{inst}} + \sum \psi_{0,i} \cdot w_{q,i,\text{inst}}$$

$$w_{q,\text{inst},1} = w_{q,\text{inst},\text{LF2}} + \psi_{0,\text{LF4}} \cdot w_{q,\text{inst},\text{LF4}} \\ = 7,1 + 0,4 \cdot 6,24 = 9,58 \text{ mm}$$

$$w_{q,\text{inst},2} = w_{q,\text{inst},\text{LF4}} + \psi_{0,\text{LF2}} \cdot w_{q,\text{inst},\text{LF2}} \\ = 6,24 + 0,4 \cdot 7,1 = 9,08 \text{ mm}$$

Weitere hier nicht untersuchte Lastkombinationen werden nicht maßgebend.

Enddurchbiegung (inkl. Kriechanteil) in der charakteristischen / seltenen Bemessungssituation

$$w_{q,\text{fin},\text{char}} = w_{q,1,\text{inst}} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}}) + \sum w_{q,i,\text{inst}} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{\text{def}})$$

$$w_{q,\text{fin},\text{char},1} = w_{q,\text{inst},\text{LF2}} \cdot (1 + \psi_{2,\text{LF2}} \cdot k_{\text{def}}) + w_{q,\text{inst},\text{LF4}} \cdot (\psi_{0,\text{LF4}} + \psi_{2,\text{LF4}} \cdot k_{\text{def}}) \\ = 7,1 \cdot (1 + 0,20 \cdot 0,80) + 6,24 \cdot (0,4 + 0,2 \cdot 0,80) = 12,3 \text{ mm}$$

$$w_{q,\text{fin},\text{char},2} = w_{q,\text{inst},\text{LF4}} \cdot (1 + \psi_{2,\text{LF4}} \cdot k_{\text{def}}) + w_{q,\text{inst},\text{LF2}} \cdot (\psi_{0,\text{LF2}} + \psi_{2,\text{LF2}} \cdot k_{\text{def}}) \\ = 6,24 \cdot (1 + 0,2 \cdot 0,8) + 7,1 \cdot (0,40 + 0,2 \cdot 0,8) = 11,2 \text{ mm}$$

Enddurchbiegung (inkl. Kriechanteil) in der quasi-ständigen Bemessungssituation

$$w_{q,fin,qs} = \sum \psi_{2,i} \cdot w_{q,i,inst} \cdot (1 + k_{def})$$

$$w_{q,fin,qs,1} = \psi_{2,LF2} \cdot w_{q,inst,LF2} \cdot (1 + k_{def}) + \psi_{2,LF4} \cdot w_{q,inst,LF4} \cdot (1 + k_{def})$$

$$= 0,20 \cdot 7,1 \cdot (1 + 0,8) + 0,20 \cdot 6,24 \cdot (1 + 0,8) = 4,8 \text{ mm}$$

Weitere hier nicht untersuchte Lastkombinationen werden nicht maßgebend.

- Nachweise:

Nachweis nach DIN EN 1995-2, 7.2: Fußgängerlast und niedrige Verkehrslast

$$w_{q,inst} \leq L / 200 \quad L = 10,0 \text{ m} = 10000 \text{ mm}$$

$$w_{q,inst} = 4,8 \text{ mm} = L / 2083 \ll L / 200 = 50 \text{ mm}$$

Nachweis in der charakteristischen Bemessungssituation (DIN EN 1995-1-1):

$$a) \quad w_{q,inst} \leq L / 300$$

Der Nachweis muss nicht geführt werden, da die in DIN EN 1995-2 aufgeführten zusätzlichen Regeln zur Begrenzung der Durchbiegung diese Forderung ersetzen.

$$b) \quad w_{fin} - w_{g,inst} \leq L / 200 \quad \text{mit } w_{fin} = w_{g,fin} + w_{q,fin, char}$$

$$8,6 + 12,3 - 4,8 = 16,1 \text{ mm} = L / 620 \ll L / 200 = 50 \text{ mm}$$

- Nachweis in der quasi-ständigen Bemessungssituation:

$$w_{net,fin} = w_{fin} - w_c \leq L / 200 \quad \text{mit } w_c = \text{Überhöhung}$$

$$w_{fin} = w_{g,fin} + w_{q,fin,qs}$$

$$8,6 + 12,3 - 0,00 = 20,9 \text{ mm} = L / 478 < L / 200 = 50 \text{ mm}$$

Aus gestalterischen Gründen wird der Hauptträger konstruktiv überhöht.

**Gewählt:** Überhöhung: Stichmaß in Brückenmitte  $w_c = 100 \text{ mm}$

Anmerkung:  
Nach DIN EN 1995-1-1, neue Indices für die Enddurchbiegung abzüglich Überhöhung  $w_{net,fin}$   
Und die Überhöhung  $w_c$

Schwingungsnachweis:- Schwingungen infolge Fußgängerverkehr:

Der Nachweis der Schwingungen infolge Fußgängerverkehr wird nach DIN EN 1995-2, Anhang B geführt.

1) Vertikale Schwingungen infolge Fußgängerverkehr:

Ermittlung der Brückenmasse:

Gewicht der Hauptträger	$2 * 0,24 * 0,65 * 500$	156,0 kg/m
Gewicht Querträger	$\sim 50 * 1,01 * 1 / 2,5$	20,2 kg/m
Gewicht des Bohlenbelags	$0,20 / 0,208 * 1,50 * 0,09 * 700$	90,9 kg/m
Gewicht des Geländers	$\sim 2 * 2 * 0,12^2 * 700 + 20$	60,3 kg/m

Gewicht pro Meter  $G_g = 327,4 \text{ kg/m}$

Gesamtgewicht der Brücke  $G_{\text{ges}} = 10,60 * 327,4 \cong 3470,44 \text{ kg=M}$

Durchbiegung infolge ständiger Lasten (nur elastischer Anteil):

$$w_{g, \text{inst}} = 4,8 \text{ mm}$$

Eigenfrequenz der Brücke:

$$f_{\text{vert}} = 17,75 / (w_{g, \text{inst}})^{0,5}$$

$$= 17,75 / (4,8)^{0,5} = 8,1 \text{ Hz}$$

Der Nachweis wird nach DIN 1995-2, Anhang B geführt.

- Nachweis der vertikalen Beschleunigung:

Ermittlung der Beschleunigung für eine gehende Person:

$$\alpha_{\text{vert},1} = \begin{cases} \frac{200}{M\zeta} & \text{für } f_{\text{vert}} < 2,5 \text{ Hz} \\ \frac{100}{M\xi} & \text{für } 2,5 \text{ Hz} < f_{\text{vert}} < 5,0 \text{ Hz} \end{cases}$$

$$a_{\text{vert},1} = 200 / (M * \xi) = 200 / (3470 * 0,010) = 5,76 \text{ m/s}^2$$

Ermittlung der Beschleunigung für mehrere, die Brücke überquerende, Personen:

$$\begin{aligned} a_{\text{vert},n} &= 0,23 * n * a_{\text{vert},1} * k_{\text{vert}} \\ &= 0,23 * 13 * 5,76 * 0 = 0,0 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$

Mit:  $n = 13$  (eine Gruppe Fußgänger)  
Beiwert  $k_{\text{vert}} = 0$  (aus Bild B.1, DIN EN 1995-2, Anhang B)

Nachweis:

$$a_{\text{vert},n} = 0,0 < a_{\text{vert}, \text{zul}} = 0,7 \text{ m/s}^2$$

DIN EN 1991-2,  
6.4.4  
Anmerkung 8

Anmerkung:  
Die Eigenfrequenz  
ist größer als 5,0 Hz.  
Weitere Betrachtungen  
sind entbehrlich,  
werden hier aber  
beispielhaft geführt.

DIN EN 1995-2 An-  
hang B

Dämpfungskoeffi-  
zient  $\xi = 0,010$  (für  
Haupttragwerke oh-  
ne mechanische  
Verbindungsmitel)

DIN EN 199:2010  
Anhang A2.4.3.2

2) Horizontale Schwingungen infolge Fußgängerverkehr:

Auf den Nachweis der horizontalen Schwingungen wird hier verzichtet.

- Schwingungen infolge Wind:

Aufgrund der Brückengeometrie und der Spannweite kann auf einen Nachweis windinduzierter Schwingungen verzichtet werden.

DIN EN 1995-2, 6.2

**Details / konstruktive Durchbildung:****Auflagerlasten (charakteristische Werte)**

Zusammenstellung der Lasten für jede Hauptträgerauflagerung.

aus Eigengewicht (LF 1):

$$A_{g,v,k} = 13,4 \text{ kN}$$

aus Verkehr (LF 2):

$$A_{q,v,k} = 19,88 \text{ kN}$$

aus Wind (vertikal) (LF 3):

$$A_{w,v,k} = \pm 14,31 \text{ kN}$$

aus Holmlast (vertikal) (LF 4):

$$A_{h,v,k} = \pm 16,1 \text{ kN}$$

aus Wind (horizontal) (LF 5):

$$A_{w, h, \perp, k} = \pm 11,13 \text{ kN}$$

aus Verkehr (horizontal):

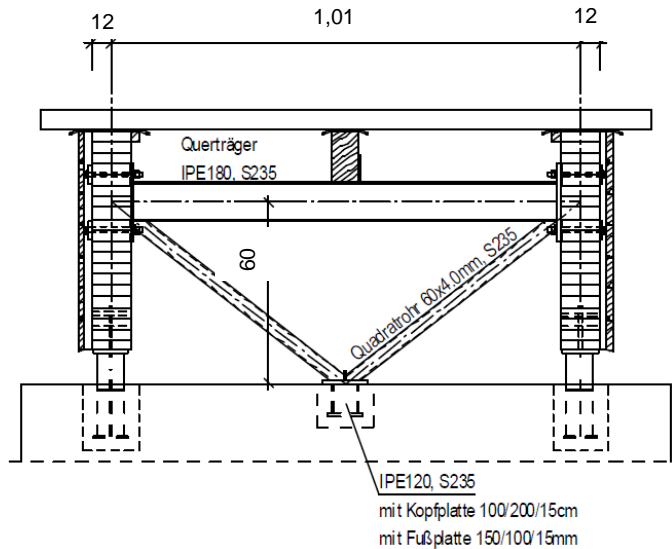
$$A_{q, h, \parallel, k} = \pm 7,95 / 2 = \pm 4 \text{ kN}$$

Die Nachweise der Auflagerung der Hauptträger auf den Widerlagern werden unter Pos. 7 geführt.

siehe Pos. 2, Belastungen,  $Q_{fh,k}$

## Pos.7 Auflagerbock

### System:



Der Auflagerbock dient zur Weiterleitung der Horizontalkräfte aus Wind und zur Stabilisierung der Hauptträger im Auflagerbereich (Gabellagerung).

Neigung der Streben  $\alpha = \text{ATAN}(0,60/(1,01/2)) = 49,9^\circ$

### Belastung:

#### Vertikallasten:

Das Eigengewicht der Streben kann vernachlässigt werden.

#### Horizontallasten:

aus Wind (siehe Pos. 5)

$$F_{vk} = 3,34 * 10,6 / 2 = 17,8 \text{ kN}$$

aus Gabellagerung

Eine Gabellagerung soll nach DIN 1052, 8.4.3 (2) ein Mindesttorsionsmoment  $T_d$  aufnehmen können.

Da ein gemeinsames Wirken der Belastungen Wind und Verkehr nicht berücksichtigt werden muss, wird das Mindesttorsionsmoment für zwei Lastkombinationen ermittelt.

- LK 1 ständige Einwirkungen und Wind (vertikal):

$$T_{i,d} = M_{i,d} * (1 / 80 - 1 / 60 * e / h * (1 - k_{crit}))$$

$$M_{LK1,d} = 95,3 \text{ kNm}$$

$$e = 0,60 - (0,15 + 0,65 / 2) = 0,125 \text{ m}$$

Mittenabstand der Aussteifung von der Hauptträgerhöhe

$$h = 0,65 \text{ m}$$

$$k_{crit} = 1,00$$

$$T_{LK1,d} = 95,3 * (1 / 80 - 1 / 60 * 0,125 / 0,65 * (1 - 1)) = 1,19 \text{ kNm}$$

Daraus ergibt sich eine aufzunehmende Kraft von

$$F_{LK1,d} = T_{LK1,d} / e_a$$

$$e_a = 0,67 \text{ m}$$

Abstand der Lagerpunkte, die zusammen ein momentaufnehmendes Kräftepaar bilden

$$F_{LK1,d} = 1,19 / 0,67 = 1,77 \text{ kN}$$

- LK 2 ständige Einwirkungen, Verkehr und Holmlast (vertikal):

$$T_{i,d} = M_{i,d} * (1 / 80 - 1 / 60 * e / h * (1 - k_m))$$

$$M_{LK2,d} = 127,05 \text{ kNm}$$

$$T_{LK2,d} = 127,05 * (1 / 80 - 1 / 60 * 0,125 / 0,65 * (1 - 1)) = 1,6 \text{ kNm}$$

Daraus ergibt sich eine aufzunehmende Kraft von

$$F_{LK2,d} = 1,6 / 0,67 = 2,4 \text{ kN}$$

**Schnittgrößen:**

Die Belastung aus Wind ist größer als der geforderte Mindestwert (Kräftepaar des Mindesttorsionsmoment). Maßgebend ist die Einzellast aus Wind.

**Strebenkraft:**

Die Horizontalkraft aus Wind wird über beide Streben abgetragen (Druck und Zug).

$$N_{st,d} = 1,50 * F_{w,k} / 2 / \cos(\alpha)$$

$$= 1,50 * 17,8 / 2 / \cos(49,9^\circ) = 20,7 \text{ kN}$$

**Umlenkraft im Hauptträger:**

Durch die Umlenkung der Kraft in die Stahlstreben entsteht im Hauptträger eine Umlenkraft.

siehe Pos. 3, LK 3

Kippbeiwert des nicht ausgesteiften Hauptträgers, siehe Pos. 5

siehe Pos. 5, LK 6



$$F_{\text{HTR,d}} = 1,50 * \pm F_{\text{w,k}} / 2 * \text{TAN}(\alpha)$$

$$= 1,50 * \pm 17,8 / 2 * \text{TAN}(49,9^\circ) = \pm 12,1 \text{ kN}$$

Die abhebende Kraft im Hauptträger wird durch das Eigengewicht der Konstruktion überdrückt. Weiteres siehe Pos. 7.

**Bemessung:**

**gewählt:**

**Strebe Quadratrohr  
QRO 50 x 4,0 mm, S 235**

DIN EN 1993

Die Materialdicke ist mit 4 mm größer als die Mindestdicke von 3 mm für allgemeine Metallteile.

**- Randbedingungen und Vorwerte der Bemessung:**

Stahl: S 235  
 $f_{y,k} = 24,0 \text{ kN/cm}^2$   
 $\gamma_m = 1,10$

Querschnittsfläche  $A = 7,19 \text{ cm}^2$   
 Trägheitsradius  $i = 1,86 \text{ cm}$

**- Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT):**

Maßgebend für den Nachweis ist die Druckstrebe.

**Nachweis der Normalspannung in Feldmitte unter der LK 1 (Wind):**

$$N_{\text{Ed}} = N_{\text{st,d}} = 20,7 \text{ kN}$$

$$N_{\text{c,Rd}} = (A * f_{y,k}) / \gamma_m = (7,19 * 24) / 1,10 = 156,9 \text{ kN}$$

$$\eta = N_{\text{Ed}} / N_{\text{c,Rd}}$$

$$= 20,7 / 156,9 = 0,13 < 1,0$$

Weiter Spannungsnachweise (Schub- und Vergleichsspannungsnachweis) sind aufgrund der Einwirkungen bzw. Schnittgrößen entbehrlich.

**-Beulnachweis:**

$$\text{vorh.}(b / t) \cong (60 - 2*4) / 4 = 13 < \text{grenz}(b / t)_{\text{min}} = 30$$

Nachweis auf Knicken:

Ein Biegeknicknachweis muss nach DIN EN 1993-1-1, 6.3.1.2 (4) nicht geführt werden, wenn:

$$\lambda \leq 0,2 \quad \text{oder wenn} \quad N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,04$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$A = 7,19 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = L \cdot (N_d / (E \cdot I_d))^{0,5}$$

$$N_{Ed} = 20,7 \text{ kN (Normalkraft aus Verband LK1)}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 25}{78^2} = 851,7$$

$$E = 21000 \text{ kN/cm}^2 \text{ (E-Modul)}$$

$$I = 25 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\lambda} = ((7,19 \cdot 24) / 67,1)^{0,5} = 1,77$$

$$N_{Ed} / N_{cr} = 0,009$$

$$20,7 / 851,7 = 0,024$$

Ein Biegeknicknachweis muss nicht geführt werden.

Details / konstruktive Durchbildung:Anschluss Stahlstrebe / Hauptträger:

Die Strebe wird an der Kopfplatte des Verbandspfostens durch Verschweißung mit einer umlaufenden Kehlnaht angeschlossen. Die Kehlnaht wird mit  $a = 3 \text{ mm}$  gewählt.

Ein genauer Nachweis der Kehlnaht ist entbehrlich.

Anschluss Stahlstreben / Stb.-Widerlager:

Die Streben werden über eine angeschweißte Stahlplatte mit Schubknagge mit dem Widerlager verbunden. Die Streben werden mit einer umlaufenden Kehlnaht  $a = 3 \text{ mm}$  an die Kopfplatte der Schubknagge angeschlossen. Die Schubknagge wird in eine Aussparung im Widerlager einbetoniert. Zur Halterung der Flansche wird eine konstruktive Fußplatte an der Knagge angeordnet.

gewählt:

**Schubknagge HEA 120, L = 120 mm**  
**Kopfplatte b / l = 140 / 200 mm, t = 15 mm**  
**S 235**

Als Länge L ist die Eingreiftiefe in den Widerlagerbeton zu verstehen.

- Anschluss Streben / Kopfplatte:

Die Strebe wird an der Kopfplatte der Schubknagge durch Verschweißung mit einer umlaufenden Kehlnaht angeschlossen. Die Kehlnaht wird mit  $a = 3$  mm gewählt.

Aus ausführungstechnischen Gründen wird ein zusätzliches Blech zwischen den Streben auf die Kopfplatte geschweißt. Weiteres siehe Konstruktionspläne.

Ein genauer Nachweis der Kehlnaht ist entbehrlich.

- Anschluss Kopfplatte / Schubknagge:

Die Schubknagge wird mit einer umlaufenden Kehlnaht  $a = 3$  mm an die Kopfplatte angeschlossen.

Ein genauer Nachweis der Kehlnaht ist entbehrlich.

- Anschluss Schubknagge / Stb.-Widerlager:

Es wird ein Beton der Festigkeitsklasse **C 30 / 37** mit zul  $\sigma_B = f_{cd} = 0,85 * 30/1,5 = 17$  N/mm<sup>2</sup> vorausgesetzt.

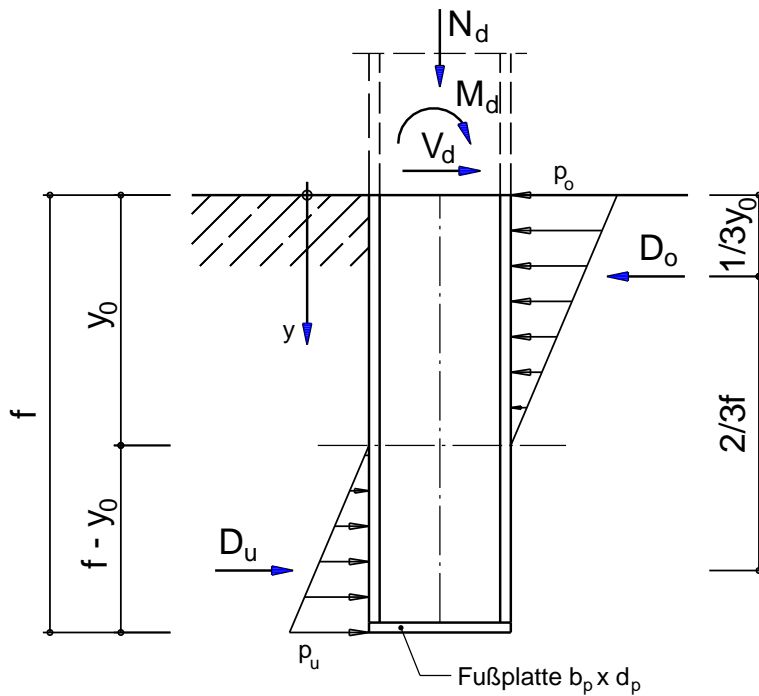
$$\begin{aligned} F_{w,d} &= 1,50 * F_{w,k} \\ &= 1,50 * 17,8 = 26,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Der Nachweis der Schubknagge erfolgt mittels EDV-Berechnung. Die EDV-Berechnung wurden Nachträglich dem Stand der DIN EN 1993 angepasst. (siehe Anmerkungen)

Die Ergebnisse der EDV-Berechnung sind nachfolgend angegeben.

**Schubknagge**

DIN EN 1993-1-1, 6

**Eingabedaten:****Material / Querschnitte / Geometrie:**

Stahl =	S235
Beton =	C30/37
Stahlprofil:	
Typ1 =	HEA
Nennhöhe NH1 =	120
Fußplatte:	
Breite $b_p$ =	14,00 cm
Dicke $d_p$ =	1,50 cm
Einbindetiefe $f$ =	12,00 cm

**Einwirkungen:**

Bemessungswerte der Schnittgrößen	
Normalkraft $N_{Ed}$ =	0,00 kN
Querkraft $V_{Ed}$ =	26,7 kN
Biegemoment $M_{Ed}$ =	0,00 kN

**Randbedingungen und Vorwerte der Nachweise:****Materialkennwerte:**

Stahl:  
 $f_{y,k} = 24,00 \text{ kN/cm}^2$

$$\gamma_M = 1,10$$

$$N_{c,Rd} = (A \cdot f_{y,k}) / \gamma_M = 552 \text{ kN}$$

$$\tau_{c,Rd} = \frac{f_{y,k}}{\gamma_M \cdot \sqrt{3}} = 12,60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Beiwert } \alpha_w = 0,95$$

Beton:  
 $\beta_{Rd} = 1,70 \text{ kN/cm}^2$

**Querschnittswerte:**

Stütze:  
 $H = 11,40 \text{ cm}$   
 $b = 12,00 \text{ cm}$   
 $t = 0,80 \text{ cm}$   
 $s = 0,50 \text{ cm}$   
 $r = 1,20 \text{ cm}$   
 $I_y = 1030,00 \text{ cm}^4$   
 $W_y = 106,00 \text{ cm}^3$   
 $A = 25,30 \text{ cm}^2$

**Pressungsverteilung:**

$$y_0 = \frac{0,5 \cdot f \cdot \frac{M_d \cdot 100 + 2 \cdot V_d \cdot \frac{f}{3}}{M_d \cdot 100 + V_d \cdot \frac{f}{2}}}{1} = 8,00 \text{ cm}$$

$$D_u = \frac{1,5 \cdot \frac{M_d \cdot 100 + V_d \cdot \frac{y_0}{3}}{f}}{1} = 8,9 \text{ kN}$$

$$D_o = \frac{D_u + V_d}{2} = 35,6 \text{ kN}$$

$$p_o = \frac{2 \cdot D_o}{b \cdot y_0} = 0,742 \text{ kN/cm}^2$$

$$p_u = \frac{2 \cdot D_u}{b \cdot (f - y_0)} = 0,371 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Nachweis der Betonpressung: } \frac{p_o}{\beta_{Rd}} = \underline{\underline{0,436 < 1,0}}$$

**Nachweis der Stütze innerhalb des Köchers:**

Querkraftfunktion:

$$V_d(y) = V_d - 0,5 \cdot b \cdot (p_o - p(y)) \cdot y; \quad p(y) = p_o - p_o \cdot y / y_0$$

$$\max V_d = V_d(y_0) = D_u$$

$$\text{Nullstelle: } y_N = y_0 - \sqrt{(y_0^2 - 2 \cdot y_0 \cdot V_d / (p_o \cdot b))}$$

$$\max V_d = D_u = 8,9 \text{ kN}$$

$$y_N = y_0 - \sqrt{y_0^2 - 2 \cdot y_0 \cdot \frac{V_d}{p_o \cdot b}} = 4,00 \text{ cm}$$

Schubspannung:

$$V_{Ed} = \max V_d = 8,9 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{I_y \cdot s / 10} = \frac{8,9 \cdot 83,2}{1320 \cdot 5,3 / 10} = 1,06 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = \frac{\tau_d}{f_{y,k} / (3^{0,5} \cdot \gamma_M)} = \frac{1,06}{24,0 / (3^{0,5} \cdot 1,10)} = 0,023 < 1,0$$

Momentenfunktion:

$$M_d(y) = M_d \cdot 100 + V_d \cdot y - (p_o + 0,5 \cdot p(y)) \cdot b \cdot y^2 / 3; \quad p(y) = p_o - p_o \cdot y / y_0$$

$$M_d(y) = M_d \cdot 100 + V_d \cdot y - 0,5 \cdot p_o \cdot b \cdot (3 - y / y_0) \cdot y^2 / 3$$

$$\max M_d = M_d(y_N)$$

$$M_1 = M(y_0)$$

$$\max M_d = M_d \cdot 100 + V_d \cdot y_N - 0,5 \cdot p_o \cdot b \cdot \left( 3 - \frac{y_N}{y_0} \right) \cdot \frac{y_N^2}{3}$$

$$\max M_d = 47,44 \text{ kNcm}$$

$$M_1 = M_d \cdot 100 + V_d \cdot y_0 - 0,5 \cdot p_o \cdot b \cdot \left( 3 - \frac{y_0}{y_0} \right) \cdot \frac{y_0^2}{3}$$

$$M_1 = 23,65 \text{ kNcm}$$

Normalspannung:

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max M_d = 47,44 \text{ kNcm}$$

$$N_{c,Rd} = (A \cdot f_{y,k}) / \gamma_M = (25,3 \cdot 24) / 1,10 = 552 \text{ kN}$$

$$M_{c,Rd} = (W_y \cdot f_{y,k}) / \gamma_M = (106 \cdot 24) / 1,10 = 2312,7 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{N_{Ed} / N_{c,Rd} + M_{Ed} / M_{c,Rd}}{1} = \frac{0 / 552 + 47,44 / 2312,72}{1} = 0,02 < 1,0$$

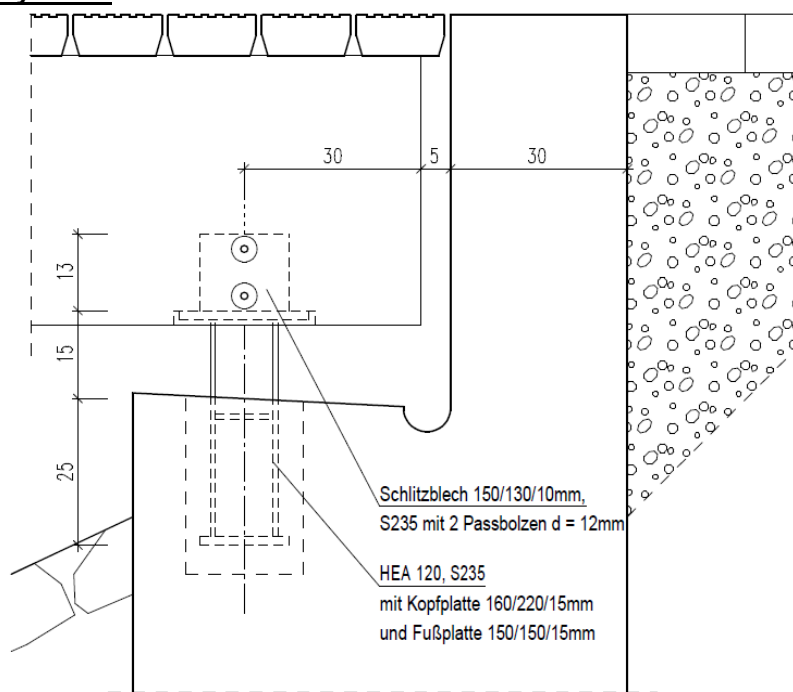
Auf den Interaktionsnachweis kann verzichtet werden da die Ausnutzung des Schubspannungsnachweises  $\leq 0,5$  (DIN 1993-1-5, 7.1)

DIN EN 1993-1-1,  
6.2.6

DIN EN 1993-1-1,  
6.2.3- 6.2.5

## Pos. 8 Lagerung der Hauptträger

### System:



Die Brückenhauptträger werden auf einem einbetonierten Stahlprofil mit Kopfplatte und Schlitzblech aufgelegt.

Beide Widerlager sind wie hier beschrieben auszuführen, wobei an einem der beiden Widerlager das Schlitzblech mit horizontalen Langlöchern zu versehen ist, um sicherzustellen, dass nur eines der beiden Widerlager planmäßig als Horizontalager wirkt.

### Belastung:

#### ständige Einwirkungen (vertikal):

aus Hauptträger einschl. der weiteren Konstruktion

$$A_{g,v,k} = 13,4 \text{ kN}$$

#### veränderliche Einwirkungen (vertikal):

aus Verkehr (siehe Pos. 4)

$$A_{q,v,k} = 19,88 \text{ kN}$$

aus Wind (siehe Pos. 4)

$$A_{w,v,k} = \pm 14,31 \text{ kN}$$

aus Holmlast (siehe Pos. 4)

$$A_{h,v,k} = \pm 16,1 \text{ kN}$$

#### veränderliche Einwirkungen (horizontal, rechtwinklig zur Brücke):

aus Mindesttorsionsmoment (Wind) (siehe Pos. 6)

$$A_{w,hr,d} = 1,77 \text{ kN}$$

aus Mindesttorsionsmoment (Verkehr) (siehe Pos. 6)

$$A_{v,hr,d} = 2,44 \text{ kN}$$

veränderliche Einwirkungen (horizontal, parallel zur Brücke):

aus Verkehr (je Hauptträger) (siehe Pos. 2,  $Q_{fh,k}$ )

$$A_{q,hp,k} = 7,95 / 2 = 4 \text{ kN}$$

Anmerkung zur Horizontallast aus Verkehr:

Die Einwirkung wird auf Höhe der Unterkante des Hauptträgers wirkend angenommen. Das entstehende Versatzmoment (bezogen auf die Oberkante des Bohlenbelags) wird durch ein Kräftepaar, das die beiden Auflager eines Hauptträgers bilden, aufgenommen. Die zusätzlichen Einwirkungen auf das Auflager durch diesen Effekt sind gering und werden vernachlässigt.

Schnittgrößen:

Es werden die maßgebenden Einwirkungskombinationen ermittelt.

 $\psi$ - Beiwerte:

Lastfall	Einwirkung	$\psi_0$	Wirkungsrichtung
LF 1	ständige Einwirkungen	- - -	vertikal
LF 2	Verkehr	0,40	vertikal
LF 3	Wind	0,00	vertikal
LF 4	Holmlast	0,40	vertikal
LF 5	Wind	0,00	vertikal
LF 6	Mindesttorsionsmoment	- - -	horizontal, rechtwinklig zur Brücke
LF 7	Verkehr	0,40	horizontal, parallel zur Brücke

Die Holmlast wird bezüglich der Kombination als Verkehrslast mit  $\psi_0 = 0,40$  betrachtet.

Das Mindesttorsionsmoment gilt nur als unterer Grenzwert und muss nicht mit anderen Einwirkungen kombiniert werden.

Eine Kombination von Wind und Verkehr ist nach DIN EN 1991-2, 5.5 nicht nötig.

Maßgebende vertikale Einwirkung:

LK 1 (Kombination mit Verkehr):

$$\begin{aligned} A_{v,LK1,d} &= 1,35 * LF 1 + 1,50 * (LF 2 + \psi_0 * LF 4) \\ &= 1,35 * 13,4 + 1,50 * (19,88 + 0,40 * 16,1) = 57,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

LK 2 (Kombination mit Wind, Leeseite):

$$\begin{aligned} A_{v,LK2,d} &= 1,35 * LF 1 + 1,50 * (LF 3 + LF 5) \\ &= 1,35 * 13,4 + 1,50 * (14,31 + 11,3) = 56,51 \text{ kN} \end{aligned}$$



LF 3 und LF 5 haben die gleich Ursache (Wind) und wirken somit immer gleichzeitig und in voller Größe.

LK 3 (Kombination mit Wind, Luvseite):

$$\begin{aligned} A_{v,LK3,d} &= 1,35 * LF 1 + 1,50 * (LF 3 + LF 5) \\ &= 1,35 * 13,4 + 1,50 * (-14,31 + (-11,13)) = -20 \text{ kN} \end{aligned}$$

Weitere LK werden nicht untersucht, da sie nicht maßgebend werden.

Maßgebende horizontale Einwirkungen (rechtwinklig zur Brücke):

$$\begin{aligned} A_{w,hr,d} &= 1,77 \text{ kN} \\ A_{v,hr,d} &= 2,44 \text{ kN} \\ A_{y,wh,k} &= 11,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maßgebende horizontale Einwirkungen (parallel zur Brücke):

$$\begin{aligned} A_{q,hp,d} &= 1,50 * F_{L,Q,K} \\ &= 1,50 * 3,75 = 5,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berechnung der Lagerverschiebungen:

Lagerverschiebungen:

Die Lagerverschiebungswege in Längs- und Querrichtung sind aufgrund der vorhandenen Geometrie und der geringen Temperaturdehnzahl von Holz gering und können von der gewählten Auflagerung aufgenommen werden.

Lagerverdrehungen:

Infolge der Brückendurchbiegung entsteht ein Lagerdrehwinkel, der aufzunehmen ist.

$$\varphi = 3,2 * w / l * 1000$$

w    maximale vertikale Verformung [cm]  
l    Spannweite des Hauptträgers [cm]

$$\begin{aligned} \varphi &= 3,2 * 1,21 / 1000 * 1000 \\ &= 3,872 \text{ mrad} \end{aligned}$$

w = w<sub>net,fin</sub> aus Pos. 5  
(HTR)

**Bemessung:**

Die Auflagerung erfolgt über ein Stahlprofil mit aufgeschweißter Kopfplatte und einem aufgeschweißten Schlitzblech.

**gewählt:**

**Stahlprofil HEA 120**  
**Kopfplatte b / l = 160 / 220 mm, t = 15 mm**  
**Fußplatte b / l = 150 / 150 mm, t = 15 mm**  
**Schlitzblech b / h = 150 / 130 mm, t = 10 mm**  
**S 235**

**Anschluss Hauptträger / Schlitzblech:**

Zur Einleitung der horizontalen und abhebenden Kräfte in das Stahlprofil wird ein Schlitzblech mit 2 Passbolzen angeordnet.

**gewählt:**

**2 Passbolzen, d = 16 mm**  
**Festigkeitsklasse 4.6**

**- Nachweis der Passbolzen für LK 3 (abhebende Auflagerkraft aus Wind):**

DIN EN 1995-1-1

$$A_{v,LK3,d} = -20 \text{ kN}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

- Ermittlung der aufnehmbaren Passbolzenkraft:

Charakteristischer Wert des Fließmomentes  $M_{y,k}$ :

$$\begin{aligned} M_{y,k} &= 0,30 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \\ &= 0,30 \cdot 400 \cdot 16^{2,6} = 162141,1 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Lochleibungsfestigkeit  $f_{h,k}$  (Hauptträger):

$$f_{h,\alpha,k} = f_{h,o,k} / (k_{90} \cdot \sin^2(\alpha) + \cos^2(\alpha))$$

$$f_{h,o,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k$$

$$= 0,082 * (1 - 0,01 * 16) * 410 = 27,55 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} k_{90} &= 1,35 + 0,015 * d \\ &= 1,35 + 0,015 * 12 = 1,53 \end{aligned}$$

$$f_{h,90,k} = 29,59 / (1,53 * \sin^2(90) + \cos^2(90)) = 19,34 \text{ N/mm}^2$$

Mindestholzdicke

$$(0,5 * d = 8 \text{ mm} < t_s = 10 \text{ mm} < d = 16 \text{ mm})$$

$$\begin{aligned} t_{\text{req}} &= 4,60 * (M_{y,k} / (f_{h,90,k} * d))^{0,5} \\ &= 4,60 * (162141,1 / (19,34 * 16))^{0,5} = 105 \text{ mm} \end{aligned}$$

⇒ Es ist keine Abminderung aufgrund des Mindestholzdicken erforderlich.

Faktoren  $k_1$  und  $k_2$

$$k_1 = 2^{0,5}$$

$$\begin{aligned} k_2 &= t_1 / t_{\text{req}} \leq 1,0 \\ t_1 &\cong 220 \text{ mm (Restbreite des Hauptträgers)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_2 &= 220 / 71 = 3,1 \leq 1,0 ! \\ &= 1,0 \end{aligned}$$

Ermittlung der charakteristischen Tragfähigkeit eines Passbolzens:

$$\begin{aligned} R_{PB,k} &= k_1 * k_2 * (2 * M_{y,k} * f_{h,90,k} * d)^{0,5} \\ &= 2^{0,5} * 1,0 * (2 * 162141,1 * 19,34 * 16)^{0,5} = 14166,6 \text{ N} \end{aligned}$$

Ermittlung von  $\Delta R_k$ :

$$\Delta R_k = \min[0,25 * R_{PB,k}; 0,25 * R_{ax,k}]$$

Maßgebend für die Ermittlung von  $R_{ax,k}$  ist die Pressung unter der U-Scheibe:

$$\begin{aligned} A_{\text{ef}} &= 5852 \text{ mm}^2 \\ \text{Beiwert } k_{c,90} &= 1,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ax,k} &= A_{\text{ef}} * f_{c,90,k} \\ &= 5852 * 3,0 = 17556 \text{ N} > 14166,6 \text{ N} = R_{PB,k} \end{aligned}$$

$$\Delta R_k = 0,25 * 14166,6 = 3541,7 \text{ N}$$

gilt für Nadelholz

Ermittlung der effektiven Fläche siehe Pos. 1

$f_{c,90,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ ,  
siehe Pos. 5

Ermittlung des Bemessungswertes für einen Passbolzen:

$$\begin{aligned} R_{PB,d} &= (R_{BP,k} + \Delta R_k) \cdot k_{mod} / 1,1 \\ &= (14166,6 + 3541,7) \cdot 0,70 / 1,1 = 11268,9 \text{ N} = 11,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$k_{mod} = 0,70$$

- Nachweis der Verbindung:

$$\begin{aligned} \eta &= A_{v,LK3,d} / n \cdot R_{PB,d} \\ &= 20 / (2 \cdot 11,3) = \mathbf{0,88 < 1,0} \end{aligned}$$

n = Anzahl der Passbolzen; hier 2

Zur Übertragung der Zugkraft zum oberen Hauptträgerkante und zur konstruktiven Quersugsicherung werden am Auflager 2 Gewindestangen  $\varnothing 16 \text{ mm}$  über die gesamte Trägerhöhe eingeschraubt.

- Nachweis der Passbolzen für  $A_{q,hp,d}$  (horizontale Auflagerkraft, parallel zur Brücke aus Verkehr):

$$A_{q,hp,d} = 14,6 \text{ kN}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

- Ermittlung der aufnehmbaren Passbolzenkraft:

Charakteristischer Wert des Fließmomentes  $M_{y,k}$ :

$$M_{y,k} = 162141,1 \text{ Nmm}$$

Lochleibungsfestigkeit  $f_{h,k}$  (Hauptträger):

$$f_{h,o,k} = 27,55 \text{ N/mm}^2$$

Mindestholzdicke

⇒ Es ist keine Abminderung aufgrund der Mindestholzdicke erforderlich.

Faktoren  $k_1$  und  $k_2$

$$k_1 = 2^{0,5}$$

$$k_2 = 1,0$$

Ermittlung der charakteristischen Tragfähigkeit eines Passbolzen:

$$\begin{aligned} R_{PB,k} &= k_1 \cdot k_2 \cdot \sqrt{(2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,90,k} \cdot d)} \\ &= 2^{0,5} \cdot 1,0 \cdot \sqrt{(2 \cdot 162141,1 \cdot 27,55 \cdot 16)} = 16908,2 \text{ N} \end{aligned}$$

Ermittlung von  $\Delta R_k$ :

$$\Delta R_k = 0,25 * 16908,2 = 4227,1 \text{ N}$$

Ermittlung des Bemessungswertes für einen Passbolzen:

$$\begin{aligned} R_{PB,d} &= (R_{BP,k} + \Delta R_k) * k_{mod} / 1,1 \\ &= (16908,2 + 4227,1) * 0,70 / 1,1 = 13449,7 \text{ N} = 13,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$k_{mod} = 0,70$

- Nachweis der Verbindung:

$$\begin{aligned} \eta &= A_{q,hp,d} / n * R_{PB,d} \\ &= 14,6 / (2 * 13,5) = \mathbf{0,55 < 1,0} \end{aligned}$$

- Nachweis der Holzpressung bzw. des Schlitzbleches für  $A_{v,hr,d}$  (horizontale Auflagerkraft rechtwinklig zur Brücke aus Verkehr):

DIN EN 1995-1-1

Die aufzunehmenden Kräfte werden direkt über Druckkontakt mit dem Schlitzblech übertragen. Ein aufreißen des Querschnitts wird durch die angeordneten Passbolzen verhindert.

- Nachweise der Holzpressung:

Für den Nachweis der Holzpressung wird eine effektive Höhe von  $h_{eff} \equiv 20 \text{ mm}$  angesetzt.

$$\begin{aligned} f_{c,90,k} &= 3,0 \text{ N/mm}^2 \\ k_{mod} &= 0,70 \quad (\text{für KLED kurz und NKL 3}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ef} &= (150 + 2 * 30) * 20 = 4200 \text{ mm}^2 \\ k_{c,90} &= 1,25 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{c,90,d} &= A_{v,hr,d} * 10^3 / A_{ef} \\ &= 2,44 * 10^3 / 4200 = 0,58 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{c,90,d} &= k_{mod} * f_{c,90,k} / \gamma_M \\ &= 0,70 * 3,0 / 1,30 = 1,62 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} * f_{c,90,d}) \\ &= 0,58 / (1,25 * 1,62) = \mathbf{0,28 < 1,0} \end{aligned}$$

Weitere Nachweise für den Hauptträger bzw. das Schlitzblech sind entbehrlich.

Anschluss Schlitzblech / Kopfplatte:

Das Schlitzblech wird über eine Verschweißung (HV-Naht) an die Kopf-

DIN EN 1993-1-1

platte angeschlossen.  
Weitere Nachweise sind entbehrlich

#### Anschluss Hauptträger / Kopfplatte:

Der vertikalen Auflagerkräfte (ausgenommen der abhebenden) werden über Druckkontakt auf die Kopfplatte übertragen.

$$f_{c,90,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{\text{mod}} = 0,70 \quad (\text{für KLED kurz und NKL 3})$$

$$A_{\text{ef}} = (220 + 2 \cdot 30) \cdot 160 = 44800 \text{ mm}^2$$

Pressungsart: Auflagerdruck

Beiwert  $k_{c,90} = 1,75$

$$\sigma_{c,90,d} = A_{v,LK1,d} \cdot 10^3 / A_{\text{ef}}$$

$$= 57,57 \cdot 10^3 / 44800 = 1,28 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = k_{\text{mod}} \cdot f_{c,90,k} / \gamma_M$$

$$= 0,70 \cdot 3,0 / 1,30 = 1,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} \cdot f_{c,90,d})$$

$$= 1,28 / (1,75 \cdot 1,62) = \mathbf{0,45 < 1,0}$$

#### Anschluss Kopfplatte / Stahlprofil:

Die Kopfplatte wird mit einer umlaufenden Kehlnaht  $a = 3 \text{ mm}$  an das Stahlprofil geschweißt.

Ein Nachweis der Kopfplatte auf Biegung ist für die gegebenen Einwirkungen und der vorhandenen Geometrie entbehrlich.

Ein Nachweis der Schweißnähte ist entbehrlich.

#### Anschluss Stahlprofil / Widerlager:

Um eine Einspannung zu realisieren, wird das Stahlprofil in eine Aussparung im Widerlager einbetoniert (Hülsenfundament).

Am Fuß des Stahlprofils wird eine Fußplatte angeordnet, um die vertikalen Auflagerkräfte über Druck abgeben zu können. Die Fußplatte wird mit einer umlaufenden Kehlnaht  $a = 3 \text{ mm}$  an das Stahlprofil angeschlossen.

Auf Höhe der oberen Bewehrung des Widerlagers wird im Stahlprofil konstruktiv beidseitig eine Steife  $t = 8 \text{ mm}$  mit einer umlaufenden Kehlnaht  $a = 3 \text{ mm}$  angeordnet.

Es wird ein Beton der Festigkeitsklasse **C 30 / 37** mit zul.  $\sigma_B = f_{cd} = 0,85 \cdot 30/1,5 = 17 \text{ N/mm}^2$  vorausgesetzt.

- Maßgebende Lastsituationen (LS):

LS 1 (Biegung um y-Achse):

$$N_d = A_{v,LK1,d} = 57,57 \text{ kN}$$

$$V_{z,d} = A_{q,hp,d} = 14,6 \text{ kN}$$

Aufgrund der Höhendifferenz zwischen Hauptträger und Oberkante Widerlager ( $e = 0,15 \text{ m}$ ) entsteht aus der Querkraft  $V_{z,d}$  zusätzlich ein Versatzmoment.

$$\begin{aligned} M_{y,d} &= e * V_{z,d} \\ &= 0,15 * 14,6 = 2,19 \text{ kNm} \end{aligned}$$

LS 2 (Biegung um z-Achse):

$$N_d = A_{v,LK1,d} = 106,4 \text{ kN}$$

$$V_{y,d} = A_{v,hr,d} = 6,54 \text{ kN}$$

Aufgrund der Höhendifferenz zwischen Hauptträger und Oberkante Widerlager ( $e = 0,15 \text{ m}$ ) entsteht aus der Querkraft  $V_{z,d}$  zusätzlich ein Versatzmoment.

$$\begin{aligned} M_{z,d} &= e * V_{z,d} \\ &= 0,15 * 6,54 = 0,98 \text{ kNm} \end{aligned}$$

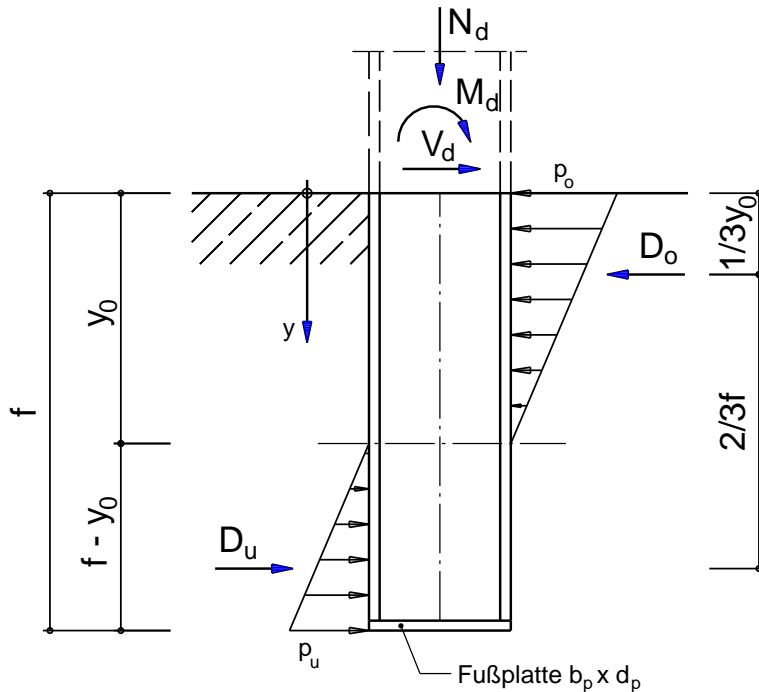
-Nachweis des Stahlprofils

Nachgewiesen wird LS 1, die Belastungen aus LS 2 können ohne weiteres von den gewählten Querschnitten aufgenommen werden.

Der Nachweis des Stahlprofils erfolgt mittels EDV-Berechnung. Die EDV-Berechnung wurde Nachträglich dem Stand der DIN 1993 angepasst.

Die Ergebnisse der EDV-Berechnung sind nachfolgend angegeben.

Zur Aufnahme der abhebenden Auflagerkraft sind die Wände der Aussparung im Widerlager verzahnt (nach DIN EN 1992) auszuführen.

**Stützeinspannung im Köcherfundament****Eingabedaten:****Material / Querschnitte / Geometrie:**

Stahl = S235  
 Beton = C30/37

Stahlprofil:  
 Typ1 = HEA  
 Nennhöhe NH1 = 120

Fußplatte:  
 Breite  $b_p$  = 15,00 cm  
 Dicke  $d_p$  = 1,50 cm

Einbindetiefe  $f$  = 25,00 cm

**Einwirkungen:**

Bemessungswerte der Schnittgrößen (Index "d")  
 Normalkraft  $N_d$  = 106,40 kN  
 Querkraft  $V_d$  = 14,60 kN  
 Biegemoment  $M_d$  = 2,19 kN



**Randbedingungen und Vorwerte der Berechnung:****Materialkennwerte:**

Stahl:

$$f_{y,k} = 24,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_M = 1,10$$

$$N_{c,RD} = (A * f_{y,k}) / \gamma_M = 552 \text{ kN}$$

$$M_{c,RD} = (W_y * f_{y,k}) / \gamma_M = 2312,7 \text{ kN}$$

$$\tau_{c,Rd} = \frac{f_{y,k}}{\gamma_M * \sqrt{3}} = 12,60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Beiwert } \alpha_w = 0,95$$

Beton:

$$\beta_{Rd} = 1,70 \text{ kN/cm}^2$$

**Querschnittswerte:**

Stütze:

$$h = 11,40 \text{ cm}$$

$$b = 12,00 \text{ cm}$$

$$t = 0,80 \text{ cm}$$

$$s = 0,50 \text{ cm}$$

$$r = 1,20 \text{ cm}$$

$$I_y = 606,00 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 106,00 \text{ cm}^3$$

$$A = 25,30 \text{ cm}^2$$

**Pressungsverteilung:**

$$y_0 = 0,5 * f * \frac{M_d * 100 + 2 * V_d * \frac{f}{3}}{M_d * 100 + V_d * \frac{f}{2}} = 14,39 \text{ cm}$$

$$D_u = 1,5 * \frac{M_d * 100 + V_d * \frac{y_0}{3}}{f} = 17,34 \text{ kN}$$

$$D_o = D_u + V_d = 31,94 \text{ kN}$$

$$p_o = \frac{2 * D_o}{b * y_0} = 0,370 \text{ kN/cm}^2$$

$$p_u = \frac{2 \cdot D_u}{b \cdot |f - y_0|} = 0,272 \text{ kN/cm}^2$$

Nachweis der Betonpressung:

$$\frac{p_o}{\beta_{Rd}} = \underline{\underline{0,218 < 1,0}}$$

#### Nachweis der Stütze innerhalb der Köchers:

Querkraftfunktion:

$$V_d(y) = V_d - 0,5 \cdot b \cdot (p_o - p(y)) \cdot y; \quad p(y) = p_o - p_o \cdot y / y_0$$

$$\max V_d = V_d(y_0) = D_u$$

$$\text{Nullstelle: } y_N = y_0 - \sqrt{(y_0^2 - 2 \cdot y_0 \cdot V_d / (p_o \cdot b))}$$

$$\max V_d = D_u = 17,34 \text{ kN}$$

$$y_N = y_0 - \sqrt{y_0^2 - 2 \cdot y_0 \cdot \frac{V_d}{p_o \cdot b}} = 3,79 \text{ cm}$$

Schubspannung:

$$V_{Ed} = \max V_d = 17,34 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{I_y \cdot s / 10} = \frac{17,34 \cdot 83,2}{1320 \cdot 5,3 / 10} = 2,06 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = \frac{\tau_d}{f_{y,k}} / (3^{0,5} \cdot \gamma_M) = \frac{2,06}{24,0} / (3^{0,5} \cdot 1,10) = \underline{\underline{0,16 < 1,0}}$$

Momentenfunktion:

$$M_d(y) = M_d \cdot 100 + V_d \cdot y - (p_o + 0,5 \cdot p(y)) \cdot b \cdot y^2 / 3; \quad p(y) = p_o - p_o \cdot y / y_0$$

$$M_d(y) = M_d \cdot 100 + V_d \cdot y - 0,5 \cdot p_o \cdot b \cdot (3 - y / y_0) \cdot y^2 / 3$$

$$\max M_d = M_d(y_N)$$

$$M_1 = M(y_0)$$

$$\max M_d = M_d \cdot 100 + V_d \cdot y_N - 0,5 \cdot p_o \cdot b \cdot \left( 3 - \frac{y_N}{y_0} \right) \cdot \frac{y_N^2}{3}$$

$$\max M_d = 245,25 \text{ kNcm}$$

$$M_1 = M_d \cdot 100 + V_d \cdot y_0 - 0,5 \cdot p_o \cdot b \cdot \left( 3 - \frac{y_0}{y_0} \right) \cdot \frac{y_0^2}{3}$$

$$M_1 = 122,63 \text{ kNcm}$$

Normalspannung:

$$N_{Ed} = 106,4 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max M_d = 225,25 \text{ kNcm}$$

$$N_{c,Rd} = (A \cdot f_{y,k}) / \gamma_M = (25,3 \cdot 24) / 1,10 = 552 \text{ kN}$$

$$M_{c,Rd} = (W_y \cdot f_{y,k}) / \gamma_M = (106 \cdot 24) / 1,10 = 2312,7 \text{ kN}$$

DIN EN 1993-1-1,  
6.2.6

$$\eta = N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{Ed}/M_{c,Rd}$$

$$= 106,4 / 552 + 225,25 / 2312,72 = \underline{\underline{0,29 < 1,0}}$$

Auf den Interaktionsnachweis kann verzichtet werden da die Ausnutzung des Schubspannungsnachweises  $\leq 0,5$  (DIN 1993-1-5, 7.1)

#### Nachweis der Fußplatte:

Betonpressung:

$$h_p = h = 11,40 \text{ cm}$$

$$A_N = h_p * b_p = 171,00 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N_d}{A_N} = 0,622 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{\beta_{Rd}} = \underline{\underline{0,366 < 1,0}}$$

Die erforderliche Fußplattendicke wird vereinfacht mit dem Balkenmodell ermittelt!

$$\alpha = \frac{h_p}{b_p} = 0,760$$

$$m = \text{WENN}(\alpha > 1,25; 0,866; 0,707 * \alpha) = 0,537$$

$$\text{erf. } d_p = m * b_p * \sqrt{\frac{\sigma_b}{\sigma_{Rd}}} = 1,36 \text{ cm}$$

$$\frac{\text{erf. } d_p}{d_p} = \underline{\underline{0,907 < 1,0}}$$

**Verwendete Normen**

DIN EN 1990:2010	Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1991	Einwirkungen auf Tragwerke
DIN EN 1991-1-1	Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke
DIN EN 1991-1-4	Allgemeine Einwirkungen Windlast
DIN EN 1991-2	Verkehrslasten auf Brücken
DIN EN 1993	Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
DIN EN 1993-1-1	Teil 1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
DIN EN 1993-1-5	Plattenförmige Bauteile
DIN EN 1993-1-8	Teil 8 Bemessung von Anschlüssen
DIN EN 1995	Bemessung und Konstruktion von Holzbauteilen
DIN EN 1995-1-1	Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
DIN EN 1995-2	Teil 2 Brücken

Mit den dazugehörigen nationalen Anwendungsdokumenten.

**Fachbücher**

„Ein Beitrag zur Beurteilung des Stabilitätsverhaltens verbandsgestützter, parallelgurtartiger Brettschichtträger“ von Dipl. –Ing. Martin Speich, VDI Verlag

Schneider Bautabellen, Werner Verlag

**EDV Programme**

Bautext 2010