

## Musterstatik für Holzbrücken - Beispiel Deckbrücke

### Verfasser

Die Erarbeitung der Musterstatiken für Holzbrücken erfolgte im Rahmen des Forschungsprojektes „Entwicklung einheitlicher Richtlinien für den Entwurf, den Bau, die Überwachung und Prüfung geschützter Holzbrücken – Protected Timber Bridges (ProTimB)“. Das Projekt wurde finanziert vom Bundesministerium für Bildung und Forschung, den Firmen der Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V. und dem Ingenieurbüro Setzpfandt Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG.

Projektleitung und Forscherteam:

Prof. Dr.-Ing. Antje Simon	Fachhochschule Erfurt
Prof. Dr.-Ing. Ralf Arndt	Fachhochschule Erfurt
Dr.-Ing. Markus Jahreis	Fachhochschule Erfurt
Johannes Koch	Fachhochschule Erfurt

# Inhaltsverzeichnis

1	Vorbemerkungen .....	4
1.1	Grundlagen .....	4
1.2	Bauwerksbeschreibung .....	4
1.3	Bauwerksskizze .....	5
1.4	Normen und Literatur .....	7
1.5	Abkürzungen .....	8
2	Einwirkungen .....	9
2.1	Ständige Einwirkungen .....	9
2.1.1	Ständige Einwirkung infolge Eigenlast .....	9
2.1.2	Ständige Einwirkung infolge Baugrundbewegung (Setzung) .....	10
2.2	Veränderliche Einwirkungen .....	10
2.2.1	Veränderliche Einwirkung infolge Verkehr .....	10
2.2.2	Veränderliche Einwirkung infolge Schnee .....	12
2.2.3	Veränderliche Einwirkung infolge Wind .....	12
2.2.4	Veränderliche Einwirkung infolge Temperatur- und Feuchteeinwirkungen .....	15
2.2.5	Veränderliche Einwirkung infolge Lagerwechsel .....	15
2.2.6	Außergewöhnliche Einwirkung infolge Erdbeben .....	15
2.2.7	Ermüdung .....	15
2.3	Teilsicherheitsbeiwerte, Kombinationsbeiwerte und Klassen der Lasteinwirkungsdauer .....	16
3	Position 1: Bohlenbelag .....	17
3.1	System und Belastung .....	17
3.2	Charakteristische Schnittgrößen .....	18
3.3	Bemessungsschnittgrößen .....	18
3.4	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit .....	18
3.4.1	Biegung .....	18
3.4.2	Schub .....	19
3.4.3	Auflagerkraft .....	19
3.4.4	Verbindungsmittel .....	20
3.5	Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit .....	20
3.5.1	Nachweis der Anfangsverformung .....	20
3.5.2	Nachweis der Endverformung .....	21
4	Position 2: Belagträger .....	22
4.1	System und Belastung .....	22
4.2	Charakteristische Schnittgrößen .....	22
4.3	Bemessungsschnittgrößen .....	23
4.4	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit .....	23
4.4.1	Biegung .....	23
4.4.2	Schub .....	23
4.4.3	Auflagerkraft .....	24

4.4.4	Verbindungsmitel .....	24
4.5	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	25
4.5.1	Nachweis der Anfangsverformung .....	25
4.5.2	Nachweis der Endverformung .....	25
5	Position 3: Querriegel .....	26
6	Position 4: Geländer .....	26
6.1	System und Belastung.....	26
6.2	Schnittgrößen und Bemessung .....	27
6.2.1	Handlauf .....	27
6.2.2	Geländerpfosten .....	28
6.2.3	Verbindungsmitel.....	29
6.3	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	30
6.3.1	Nachweis der Anfangsverformung .....	30
6.3.2	Nachweis der Endverformung .....	30
7	Position 5: Hauptträger .....	31
7.1	System und Belastung.....	31
7.2	Charakteristische Schnittgrößen .....	32
7.3	Bemessungsschnittgrößen .....	32
7.4	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	33
7.4.1	Biegung mit Normalkraft .....	33
7.4.2	Schub.....	33
7.4.3	Auflagerkraft .....	34
7.4.4	Querzugnachweis .....	34
7.4.5	Verbindungsmitel.....	34
7.5	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	35
7.5.1	Nachweis der Anfangsverformung .....	35
7.5.2	Nachweis der Enddurchbiegung.....	35
8	Position 5: Wind- und Aussteifungsverband.....	36
8.1	System und Belastung.....	36
8.2	Schnittgrößen und Nachweise.....	37

# 1 Vorbemerkungen

## 1.1 Grundlagen

Das vorliegende Dokument beinhaltet die wesentlichen holzbauspezifischen Teile eines prüffähigen Standsicherheitsnachweises für eine einfache Deckbrücke in Holzbauweise. Es soll Ingenieuren der Tragwerksplanung als Arbeitshilfe bei der statischen Berechnung von Holzbrücken dienen. Grundkenntnisse der Lastannahmen im Brückenbau auf der Basis des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes sowie in der Bemessung von Holztragwerken werden vorausgesetzt.

Das Beispiel basiert auf den Eurocodes EC 0, EC 1 und EC 5 inklusive der Nationalen Anhänge sowie den Normen zu den Verbindungsmitteln, zum Material Holz und zum Korrosionsschutz (Stand Mai 2019). Jeder Abschnitt der Lastannahmen und der statischen Berechnung ist mit einer Referenzierung auf den jeweils zugehörigen Normenabschnitt versehen. Dieser direkte Normenbezug erleichtert die Nachvollziehbarkeit und ermöglicht eine effektive Einarbeitung in die Thematik für die Anwender.

Die vorliegende Statik umfasst nur die holzbauspezifischen Nachweise des Überbaus bis OK Lager. Stahlbau- und Detailnachweise sowie Nachweise für Lager und Unterbauten werden nicht geführt.

## 1.2 Bauwerksbeschreibung

Die Deckbrücke des Berechnungsbeispiels befindet sich in Erfurt und führt über einen Fluss. Sie weist eine Stützweite von 20,00 m auf. Im Grundriss verläuft die Brücke gerade. Aufgrund der Breite zwischen den Geländern von 2,00 m ist das Bauwerk nur für die Nutzung als Geh- und Radwegbrücke vorgesehen. Das Befahren der Brücke durch Servicefahrzeuge oder außerplanmäßigen Verkehr wird dauerhaft durch die feste Installation von Pollern verhindert.

Die Brücke ist als geschützte Holzbrücke nach DIN EN 1995-2/NA konstruiert. Hinterlüftete seitliche Verschalungen und eine obere Abdeckung schützen die hölzernen Hauptträger vor direkter Bewitterung. Die Verschalung ist so anzubringen, dass die handnahe Prüfung möglich ist (z. B. innenseitig aufklappbar).

Der Brückenbelag besteht aus Holzbohlen der Holzart Eiche und ist als Wartungsbauteil mit kürzerer Nutzungsdauer als das geschützte Haupttragwerk anzusehen. Die Belagsbohlen sind mit Edelstahlschrauben auf separaten Belagträgern zu befestigen, die seitlich neben den Hauptträgern angeordnet sind. Damit wird eine Perforierung des konstruktiven Holzschutzes auf der Hauptträgeroberseite durch die Bohlenbefestigung verhindert. Die Belagträger werden aus Kernholz der Holzart Lärche gefertigt. Sowohl die Belagträger als auch das Geländer, welches ebenfalls aus Lärchekernholz besteht, werden als Wartungsbauteile angesehen. Sämtliche Wartungsbauteile sind so zu befestigen, dass sie leicht ausgetauscht werden können.

Zum Schutz vor Insektenbefall sind gemäß DIN 68800-1 und in Anwendung der Musterzeichnungen für Holzbrücken sämtliche Holzelemente technisch getrocknet und sämtliche Hinterlüftungsebenen mit Insektenschutzgittern zu versehen.

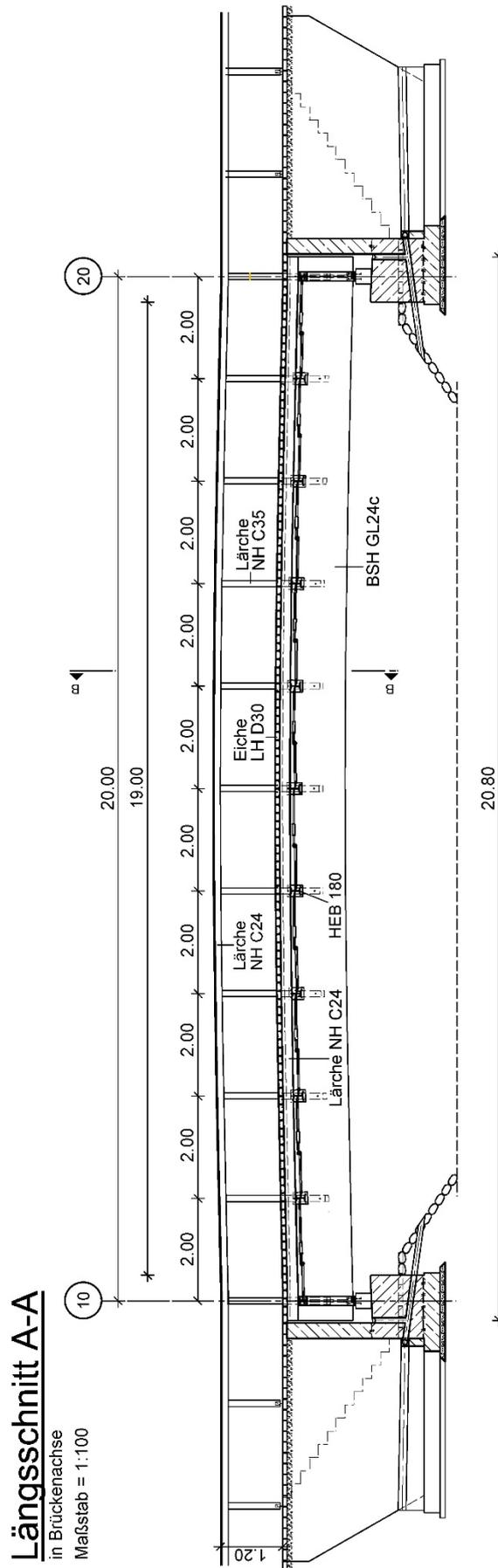
Die vertikalen Lasten werden von den 90 mm dicken Belagsbohlen aufgenommen und auf die darunterliegenden Hauptträger aus Brettschichtholz GL24c und die Belagträger 10/20 cm aus Nadelholz C24 verteilt. Im Abstand von 2,00 m liegen die Belagträger auf stählernen Querriegeln auf. Diese Querriegel dienen neben der Aufnahme der Horizontallasten in Brückenquerrichtung auch der Kippstabilisierung der Hauptträger.

Hauptträger, Querriegel und Stahldiagonalen sind Bestandteile des Wind- und Aussteifungsverbandes, der in Höhe der Querriegelachse unterhalb der Gehbahn angeordnet wird. Die Pfosten und Diagonalen des Aussteifungsverbandes bestehen aus Stahl.

Die Geländerhöhe beträgt aufgrund der Nutzung durch Radfahrer 1,30 m über OK Gehbahn.

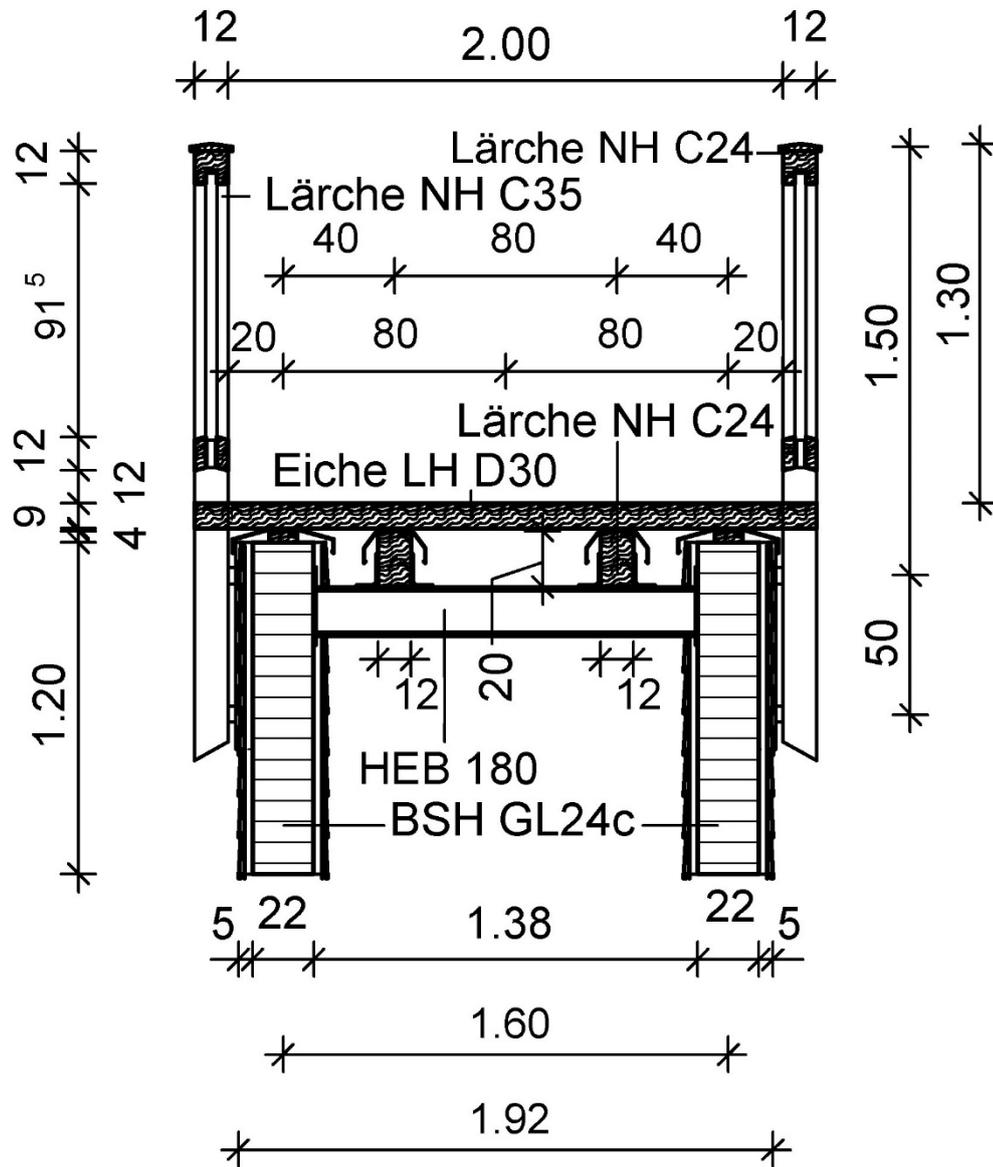
### 1.3 Bauwerksskizze

#### Längsschnitt



Regelquerschnitt

Schnitt B-B



## 1.4 Normen und Literatur

DIN EN 1990:2010-12: Grundlagen der Tragwerksplanung.

DIN EN 1990 NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.

DIN EN 1990 NA/A1:2012-08: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1.

DIN EN 1991-1-1:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.

DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.

DIN EN 1991-1-3:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten.

DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003/A1:2015.

DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten.

DIN EN 1991-1-4:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten.

DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten.

DIN EN 1991-1-5:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen.

DIN EN 1991-1-5/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen.

DIN EN 1991-1-7:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen.

DIN EN 1991-1-7/A1:2014-08: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-7:2006/A1:2014.

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen.

DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.

DIN EN 1991-2/NA:2012-08: Eurocode 1: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.

DIN EN 1995-1-1:2010-12: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.

DIN EN 1995-1-1/A2:2014-07: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten –Teil 1-1: Allgemeines –Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau - Änderung1.

DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.

DIN EN 1995-2:2010-12: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken.

DIN EN 1995-2/NA:2011-08: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken.

DIN EN 338:2016-07: Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen. Deutsche Fassung EN 338:2016.

DIN EN 14080:2013-09: Holzbauwerke – Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen; Deutsche Fassung EN 14080:2013.

DIN 68800-1:2011-10: Holzschutz - Teil 1: Allgemeines.

DIN 20000-1:2017-06: Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 1: Holzwerkstoffe.

DIN 1025-2:1995-11: Warmgewalzte I-Träger – Teil 2: I-Träger, IPB-Reihe, Maße, Masse, statische Werte.

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) 22/2012.

Informationsdienst Holz: Musterzeichnungen für Holzbrücken. holzbau handbuch Reihe 1, Teil 9, Folge 3, Februar 2019.

Simon, A.; Arndt, R.; Jahreis, M.; Koch, J.: Empfehlungen für Technische Vertragsbedingungen für Holzbrücken – ETV-HolzBr. Juni 2019.

DIN EN 10219-2:2019-07: Kaltgeformte geschweißte Hohlprofile für den Stahlbau – Teil 2: Grenzabmaße, Maße und statische Werte; Deutsche Fassung EN 10219-2:2019.

## 1.5 Abkürzungen

GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
STR	Tragwerks- oder Querschnittsversagen (structural)
S/V	ständige und vorübergehende Bemessungssituation
A	außergewöhnliche Bemessungssituation
KLED	Klasse der Lasteinwirkungsdauer
VM	Verbindungsmittel
SF	Scherfuge

## 2 Einwirkungen

### 2.1 Ständige Einwirkungen

#### 2.1.1 Ständige Einwirkung infolge Eigenlast

Die Eigenlast der Bauteile wird in den jeweiligen Einzelpositionen berücksichtigt.

##### Geländer

Handlauf und Fußriegel

NH C24 (Lärche), Querschnitt: je 12/12 cm

$$4,2 \text{ kN/m}^3 \cdot (0,12 \text{ m})^2 \cdot 2 = 0,12 \text{ kN/m}$$

Pfosten

NH C35 (Lärche), 12/12 cm, L = 2,10 m, a = 2,0 m

$$4,8 \text{ kN/m}^3 \cdot (0,12 \text{ m})^2 \cdot 2,10 \text{ m} / 2,0 \text{ m} = 0,07 \text{ kN/m}$$

Füllstäbe

NH C24 (Lärche), 4/4 cm, L = 1,0 m, 4,5 Stck. pro m

$$4,2 \text{ kN/m}^3 \cdot (0,04 \text{ m})^2 \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 4,5 = 0,03 \text{ kN/m}$$

Deckbrett

NH C24 (Lärche), 15/3 cm,

$$4,2 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 0,03 \text{ m} = 0,02 \text{ kN/m}$$

$$g_{k,Gel} = 0,24 \text{ kN/m}$$

DIN EN 1991-1-1,  
Tab. A.3

##### Bohlenbelag

LH D30 (Eiche), Querschnitt 140/90 mm, Fuge 10 mm

$$6,4 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,14 \text{ m} / 0,15 \text{ m} \cdot 0,09 \text{ m} \quad g_{k,Belag} = 0,54 \text{ kN/m}^2$$

DIN EN 1991-1-1,  
Tab. A.3

##### Belagträger

Querschnitt 10/20 cm, NH C24

$$4,2 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,10 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} \quad g_{k,LT1} = 0,08 \text{ kN/m}$$

DIN EN 1991-1-1,  
Tab. A.3

##### Stahlbauteile

HEB 180, S235

$$78,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 65,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad g_{k,180} = 0,51 \text{ kN/m}$$

DIN EN 1991-1-1,  
Tab. A.4  
DIN 1025-2, Tab. 1

##### Hauptträger

Querschnitt 22/120 cm, BSH GL24c

$$3,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,22 \text{ m} \cdot 1,20 \text{ m} = 0,93 \text{ kN/m}$$

Schalung d = 2 cm, NH C24

$$4,2 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} \cdot 1,25 \text{ m} \cdot 2 \text{ Seiten je Träger} = 0,21 \text{ kN/m}$$

Lagerbohle, Konterlattung und Blechabdeckung

$$\text{pauschal} = 0,16 \text{ kN/m}$$

$$g_{k,HT} = 1,30 \text{ kN/m}$$

DIN EN 1991-1-1,  
Tab. A.3

DIN EN 1991-1-1,  
Tab. A.3

### 2.1.2 Ständige Einwirkung infolge Baugrundbewegung (Setzung)

Aufgrund der Ausbildung des Überbaus als gelenkig gelagerter Einfeldträger treten infolge einer achsweise anzusetzenden Stützensenkung keine Zwangsschnittgrößen auf. Einwirkung infolge Baugrundbewegung sind daher nicht anzusetzen.

## 2.2 Veränderliche Einwirkungen

### 2.2.1 Veränderliche Einwirkung infolge Verkehr

#### Lastmodell gleichmäßig verteilte Verkehrslast

Als gleichmäßig verteilte Verkehrslast ist

$$q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$$

infolge einer Menschenansammlung anzusetzen.

Die Last darf in Abhängigkeit von der Stützweite reduziert werden auf:

$$2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} = \left(2,0 + \frac{120}{L + 30}\right) \text{ kN/m}^2 \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{fk} = \left(2,0 + \frac{120}{20 + 30}\right) \text{ kN/m}^2 = 4,4 \text{ kN/m}^2$$

#### Lastmodell konzentrierte Einzellast

Als konzentrierte Einzellast wird

$$Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$$

mit einer quadratischen Aufstandsfläche von 0,1 m Seitenlänge berücksichtigt.

Die konzentrierte Einzellast darf auf eine Fläche bezogen werden, welche sich unter einem Lastausbreitungswinkel von 45° bis zur Achshöhe des Bohlenbelages ergibt.

Eine Abminderung dieser Einwirkung auf minimal 5 kN darf nach Abstimmung mit dem Bauherrn erfolgen, wenn das Befahren der Brücke durch dauerhafte Absperreinrichtungen ausgeschlossen wird.

Diese Einwirkung wird nur für lokale Nachweise berücksichtigt.

Das Lastmodell der konzentrierten Einzellast muss nicht angewendet werden, wenn ein Dienstfahrzeug berücksichtigt wird.

#### Lastmodell Dienstfahrzeug

Wenn Dienstfahrzeuge auf der Brücke fahren können, ist deren Einwirkung  $Q_{serv}$  zu berücksichtigen. Die Eigenschaften des Lastmodells sind für das Einzelprojekt anzupassen.

Wenn keine genaueren Angaben vorhanden sind, kann als Einwirkung infolge von Dienstfahrzeugen das Lastmodell für unplanmäßige Anwesenheit von Fahrzeugen auf der Brücke angewendet werden.

Für ein bestimmtes Projekt können auch mehrere, sich gegenseitig ausschließende Dienstfahrzeuge mit unterschiedlichen Eigenschaften berücksichtigt werden.

Das Befahren der vorliegenden Brücke wird durch dauerhafte Absperreinrichtungen ausgeschlossen, weshalb das Lastmodell Dienstfahrzeug für dieses Projekt nicht angewendet wird.

**DIN EN 1991-2,**  
5.3.2.1, (2)

**DIN EN 1991-2,**  
5.3.2.2, (1) mit **DIN**  
**EN 1991-2/NA,** NDP  
zu 5.3.2.2, (1) Anm.

**DIN EN 1995-2,** Tab.  
5.2

**DIN EN 1991-2/NA,**  
NDP zu 5.3.2.2, (1)  
Anm.

**DIN EN 1991-2,**  
5.3.2.2, (2)

**DIN EN 1991-2,**  
5.3.2.2, (3)

**DIN EN 1991-2,**  
5.3.2.3, (1)P und  
Anm. 1

**DIN EN 1991-2,**  
5.3.2.3, (1)P und  
Anm. 3

**DIN EN 1991-2,**  
5.3.2.3, (1)P und  
Anm. 2

**Horizontallast infolge Verkehr**

Es wird eine Horizontallast in Brückenlängsrichtung, auf der Oberkante des Belages in Überbauachse wirkend, angesetzt.

Die horizontale Kraft ergibt sich aus dem größeren Wert der beiden folgenden Lastansätze:

- Gesamtlast aus 10 % der gleichmäßigen Belastung  
 $Q_{flk,1} = 0,1 \cdot q_{flk} \cdot A_{Belag} = 0,1 \cdot 4,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,00 \text{ m} \cdot 20,80 \text{ m} = \mathbf{18,30 \text{ kN}}$
- 60 % des Dienstfahrzeuges:  
 entfällt, da kein Dienstfahrzeug die Brücke befahren kann

**DIN EN 1991-2**, 5.4,  
(1)

**DIN EN 1991-2**, 5.4,  
(2)

**Geländerlast**

Für die Bemessung des Geländers wird an dessen Oberkante gleichzeitig eine vertikale und eine horizontale Last infolge des Lastmodells gleichmäßig verteilte Last angesetzt.

$$q_{Gelv} = 1 \text{ kN/m}$$

$$q_{Gelh} = 1 \text{ kN/m}$$

Die vertikale Geländerlast wird nur für die Geländer selbst und deren Befestigung angesetzt.

Für die Bemessung der die Geländer tragenden Bauteile ist die Horizontallast gleichzeitig mit der gleichmäßig verteilten Linienlast  $q_{flk}$  anzusetzen.

**DIN EN 1991-2/NA**,  
NDP zu 4.8 (1) Anm.  
2

**DIN EN 1995-2**, 4.8  
(2)

**Definition von Lastgruppen infolge Verkehr**

Die Einwirkungen infolge Verkehr sind gemäß folgender Definition als Lastgruppen gleichzeitig wirkend anzusetzen:

$$gr1: q_{flk} + Q_{flk}$$

$$gr2: Q_{serv} + Q_{flk}$$

Jede Lastgruppe ist bei Kombination mit anderen Einwirkungen als eine charakteristische Einwirkung zu betrachten.

Die beiden Lastgruppen schließen sich gegenseitig aus.

In diesem Beispiel wird nur Lastgruppe gr1 angesetzt, da das Lastmodell Dienstfahrzeug nicht zur Anwendung kommt.

**DIN EN 1991-2**, 5.5,  
(1)

**DIN EN 1991-2**, 5.5,  
(1)

**DIN EN 1991-2**, 5.5,  
(1)

**Außergewöhnliche Einwirkungen infolge Verkehr**

Außergewöhnliche Einwirkungen für Fußgängerbrücken können sein:

- Anpralllasten aus Straßenverkehr unter der Brücke
- unplanmäßige Anwesenheit von Fahrzeugen auf der Brücke

Außergewöhnliche Einwirkungen infolge Verkehr werden auf der Beispielbrücke nicht berücksichtigt, da:

- die Brücke über ein Gewässer führt (keine Anpralllasten aus Straßenverkehr unter der Brücke) und
- das Befahren der Brücke durch dauerhafte Absperreinrichtungen verhindert wird (keine unplanmäßige Anwesenheit von Fahrzeugen auf der Brücke).

**DIN EN 1991-2**,  
5.6.1(1)

**DIN EN 1991-2**,  
5.6.2 und 5.6.3

### Dynamisches Modell für Fußgängerbrücken

Wenn ein Schwingungsnachweis geführt werden muss, so sind in Abhängigkeit von den dynamischen Eigenschaften des Tragwerkes die Eigenfrequenzen mit den zugehörigen Vertikal-, Horizontal- und Torsionsschwingungen für das Haupttragwerk des Überbaus zu ermitteln.

In der vorliegenden Musterstatik wird auf den Schwingungsnachweis verzichtet.

**DIN EN 1991-2, 5.7 (1)**

### 2.2.2 Veränderliche Einwirkung infolge Schnee

Der Aufstellort der Brücke befindet sich in Schneelastzone 2. Daraus ergibt sich die charakteristische Schneelast auf dem Boden:

$$s_k = 0,25 + 1,91 \cdot \left( \frac{A+140}{760} \right)^2 \geq 0,85 \text{ kN/m}^2$$

mit  $A = 194 \text{ m NN}$  (Geländehöhe am Aufstellort)

$$s_k = 0,25 + 1,91 \cdot \left( \frac{194+140}{760} \right)^2 = 0,62 \text{ kN/m}^2 < 0,85 \text{ kN/m}^2$$

$$s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$$

Die Schneelast ist nur bei gedeckten Geh- und Radwegbrücken mit der Verkehrslast zu kombinieren.

Da die Schneelast geringer ist als die Verkehrslast, wird die Schneelast im vorliegenden Beispiel nicht maßgebend und deshalb im Weiteren nicht betrachtet.

**DIN EN 1991-1-3/NA, Bild NA.1**

**DIN EN 1991-1-3/NA, Gl. (NA.2)**

**DIN EN 1990/NA-A1, A2.2.3 (3)**

### 2.2.3 Veränderliche Einwirkung infolge Wind

Einwirkungen infolge Wind werden gemäß Abbildung 1 für die verschiedenen Anströmrichtungen definiert.

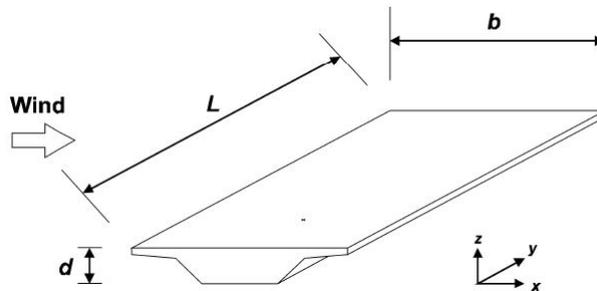


Abbildung 1: Richtungen der Windeinwirkungen bei Brückenüberbauten nach DIN EN 1991-1-4 Bild 8.2

Einwirkungen infolge Wind werden als quasi-statische Lasten angenommen, da die folgenden Rahmenbedingungen eingehalten werden:

- Die Spannweite ist mit  $20 \text{ m} \leq 40 \text{ m}$ .
- Es handelt sich um eine gewöhnliche Konstruktion aus Stahl, Beton, Aluminium oder Holz sowie Verbundkonstruktionen.
- Es handelt sich um einen Querschnitt eines normalen Brückenüberbaus gemäß Abbildung 2.

**DIN EN 1991-1-4 Bild 8.2**

**DIN EN 1991-1-4, 8.2 (1) Anm. 3**

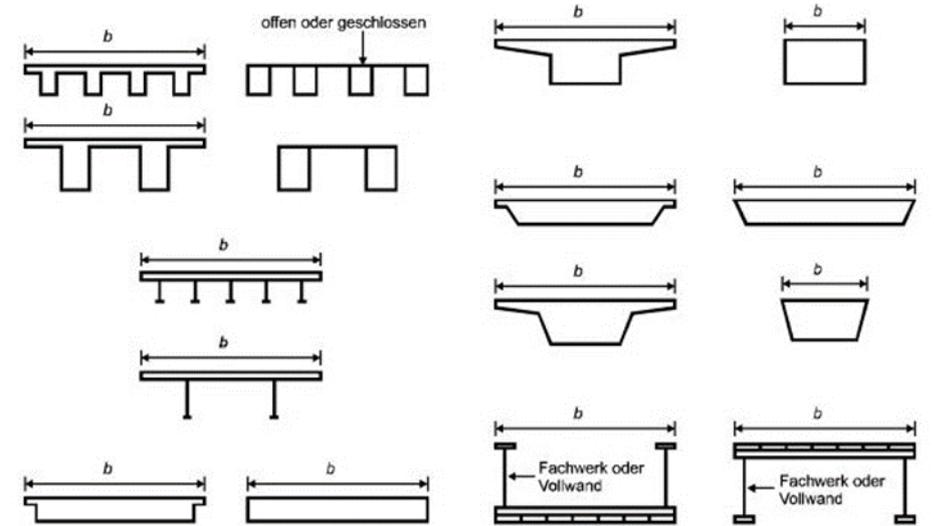


Abbildung 2: Beispiele für Querschnitte normaler Brückenüberbauten nach DIN EN 1995-1-4 Bild 8.1

Zur Windlastermittlung wird das Verfahren nach DIN EN 1991-4/NA Anhang NA.N angewendet.

Die Anwendungsgrenzen des Verfahrens sind eingehalten:

- Es handelt sich um eine übliche, nicht schwingungsanfällige Konstruktion.
- Die Höhe des Überbaus über Gewässer ist mit  $z \approx 5,30 \text{ m} \leq 100 \text{ m}$ .

Eingangswerte zur Windlastermittlung:

Der Aufstellort der Brücke befindet sich in Windzone 2, Binnenland.

#### Lastfall 1: Windlast ohne Verkehr

Dicke des Überbaus:  $\Sigma$ (Ansicht Träger, Fahrbahnen, Kappen, massive Schutteinrichtung, jedes offene Geländer od. Leitplanke mit 0,3 m)

$$d_1 = 1,20 \text{ m} + 0,13 \text{ m} + 2 \cdot 0,30 \text{ m} = 1,93 \text{ m}$$

(beidseitig Füllstabgeländer)

Breite des Überbaus:

$$b = 1,92 \text{ m}$$

Verhältnis von Überbaubreite zu –höhe:

$$b/d_1 = 1,92 \text{ m} / 1,93 \text{ m} \approx 1,0$$

#### Lastfall 2: Windlast mit Verkehr

$$d_1 = 2,00 \text{ m} + 1,20 \text{ m} + 0,13 \text{ m} = 3,33 \text{ m}$$

$$b = 1,92 \text{ m}$$

$$b/d_1 = 0,58$$

Höhe der Windlastresultierenden über Gelände oder mittlerem Wasserstand

$$z_e = z_{\text{Lichte}} + 0,5 d_1$$

$$z_{e,LF1} = 3,30 \text{ m} + 0,5 \cdot 1,93 \text{ m} = 4,27 \text{ m} < 20 \text{ m}$$

$$z_{e,LF2} = 3,30 \text{ m} + 0,5 \cdot 3,33 \text{ m} = 4,97 \text{ m} < 20 \text{ m}$$

DIN EN 1991-1-4,  
Bild 8.1

DIN EN 1991-1-4/NA, Anhang NA.N

DIN EN 1991-1-4/NA  
Anhang NA.N,  
NA.N.1 (1) und (2)

DIN EN 1991-1-4,  
8.3.1 (4) a

DIN EN 1991-1-4,  
8.3.1 (5) a

DIN EN 1991-1-4,  
8.3.1 (6)

**Windlast in x-Richtung (horizontal seitlich auf Überbau)****Tabelle 1** Windeinwirkungen nach DIN EN 1991-1-4/NA, Tabelle NA.N.5

1	2	3	4	5	6	7
	Ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand			Mit Verkehr <sup>a</sup> oder mit Lärmschutzwand		
	auf Überbauten					
$h/d^b$	$z_e \leq 20$ m	$20 \text{ m} < z_e \leq 50$ m	$50 \text{ m} < z_e \leq 100$ m	$z_e \leq 20$ m	$20 \text{ m} < z_e \leq 50$ m	$50 \text{ m} < z_e \leq 100$ m
$\leq 0,5$	1,75	2,45	2,90	1,45	2,05	2,40
$= 4$	0,95	1,35	1,60	0,80	1,10	1,30
$\geq 5$	0,95	1,35	1,60	0,60	0,85	1,00
	auf Stützen und Pfeilern <sup>c</sup>					
$d/b^b$	$z_e \leq 20$ m		$20 \text{ m} < z_e \leq 50$ m		$50 \text{ m} < z_e \leq 100$ m	
$\leq 0,5$	1,70		2,35		2,80	
$\geq 5$	0,75		1,05		1,25	
<sup>a</sup> Es gilt der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,4$ (Windzone 3+4) und $\psi_0 = 0,55$ (Windzone 1+2). Für Eisenbahnbrücken gilt der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,6$ . <sup>b</sup> Bei Zwischenwerten kann linear interpoliert werden. <sup>c</sup> Bei quadratischen Stützen- oder Pfeilerquerschnitten mit abgerundeten Ecken, bei denen das Verhältnis $r/d \geq 0,20$ beträgt, können die Windeinwirkungen auf Pfeiler und Stützen um 50 % reduziert werden. Für $0 < r/d < 0,2$ darf linear interpoliert werden. Hierbei ist $r$ = Radius der Ausrundung.						

**Lastfall 1: Windlast ohne Verkehr**

$$w_{x,1} = 1,64 \text{ kN/m}^2 \text{ (linear interpoliert)}$$

$$\text{Windlastresultierende: } w_{x,1,res} = 1,64 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,93 \text{ m} = \mathbf{3,17 \text{ kN/m}}$$

**Lastfall 2: Windlast mit Verkehr**

$$w_{x,2} = 1,44 \text{ kN/m}^2 \text{ (linear interpoliert)}$$

$$\text{Windlastresultierende: } w_{x,2,res} = 1,44 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,33 \text{ m} = \mathbf{4,80 \text{ kN/m}}$$

**Windlast in y-Richtung (horizontal in Brückenlängsrichtung)**

Für Vollwandbrücken sind 25 % der Windkraft in x-Richtung als Windbelastung in y-Richtung anzusetzen.

Lastfall 1: Windlast ohne Verkehr

$$W_{y,1,res} = 0,25 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,93 \text{ m} \cdot 20,80 \text{ m} = 16,46 \text{ kN}$$

Lastfall 2: Windlast mit Verkehr

$$W_{y,2,res} = 0,25 \cdot 1,44 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,33 \text{ m} \cdot 20,80 \text{ m} = 24,94 \text{ kN}$$

Bei der Dimensionierung der Festhaltekonstruktionen der Lager in Brückenlängsrichtung sind  $24,94 \text{ kN}/2 = 12,47 \text{ kN}$  Längskraft je Hauptträger aus Wind zu berücksichtigen.

**Windlast in z-Richtung (vertikal):**

Im vereinfachten Verfahren für nicht schwingungsanfällige Bauwerke nach Anhang NA.N kann auf den Ansatz einer Windlast in z-Richtung verzichtet werden.

**DIN EN 1991-1-4/NA**  
Anhang NA.N,  
Tabelle NA.N.5

**DIN EN 1991-1-3,**  
8.3.4

**DIN EN 1991-1-4/NA,** NDP zu 8.3.3  
(1) Anm. 1

### 2.2.4 Veränderliche Einwirkung infolge Temperatur- und Feuchteeinwirkungen

Für Holz gelten folgende Längenausdehnungskoeffizienten:

$$\alpha_{T,0} \approx 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/K}; \alpha_{T,90} \approx 30 \dots 70 \cdot 10^{-6} \text{ m/K}$$

Auf den Ansatz einer Einwirkung infolge Temperatur darf bei reinen Holztragwerken verzichtet werden.

Quellen und Schwinden infolge Feuchteänderung müssen berücksichtigt werden, wenn Zwängungen durch Behinderung dieser Dehnungen entstehen können.

**DIN EN 1991-1-5**  
Anhang C, Tabelle C.1

**DIN EN 1995-1-1/NA**, NDP zu 2.3.1.2 (2)P

### 2.2.5 Veränderliche Einwirkung infolge Lagerwechsel

Aufgrund der Ausbildung des Überbaus als gelenkig gelagerter Einfeldträger treten infolge eines Lagerwechsels keine Zwangsschnittgrößen auf.

### 2.2.6 Außergewöhnliche Einwirkung infolge Erdbeben

Der Aufstellort des Bauwerks liegt nicht in einem Erdbebengebiet, es erfolgt keine Bemessung infolge von Einwirkungen aus Erdbeben.

### 2.2.7 Ermüdung

Ein Ermüdungsnachweis ist für die Bemessung von Geh- und Radwegbrücken üblicherweise nicht erforderlich. Ermüdungswirksame Einwirkungen aus Verkehr oder Wind treten an der Beispielbrücke nicht auf, der Ermüdungsnachweis entfällt daher.

**DIN EN 1995-2**, 6.2, (1)P, Anm. 1

## 2.3 Teilsicherheitsbeiwerte, Kombinationsbeiwerte und Klassen der Lasteinwirkungsdauer

**Tabelle 2** Teilsicherheitsbeiwerte und Klassen der Lasteinwirkungsdauer (Auszug aus DIN EN 1990/NA/A1, Tab. NA.A2.1 und DIN EN 1995-2/NA Tab. NA.1)

Einwirkung	Bezeichnung	$\gamma$ -Werte STR		KLED
		S/V	A	
Ständige Einwirkungen ungünstig günstig	$\gamma_{G,sup}$	1,35	1,0	ständig
	$\gamma_{G,inf}$	1,0	1,0	
Verkehrslasten <sup>a</sup> ungünstig günstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,5	1,0	kurz
	$\gamma_{Q,inf}$	0	0	
Temperatur ungünstig günstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,35	1,0	mittel
	$\gamma_{Q,inf}$	0	0	
Schnee, Wind <sup>b</sup> günstig ungünstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,5	1,0	kurz bzw. mittel <sup>c</sup> kurz-sehr kurz <sup>d</sup>
	$\gamma_{Q,inf}$	0	0k	
Außergewöhnliche Einwirkungen	$\gamma_A$	-	1,0	sehr kurz

<sup>a</sup> für vertikale Einwirkungen aus Fußgängerverkehr: gem. ARS 22/2012, Anlage 2:  $\gamma_{Q,sup} = 1,5$  für S/V (STR) statt  $\gamma_{Q,sup} = 1,35$  nach DIN EN 1990/NA/A1 Tabelle NA.A2.1

für Menschenansammlungen und Dienstfahrzeug: gemäß ARS 22/2012, Anlage 2: gelten die Teilsicherheitsbeiwerte der Zeile „alle anderen veränderlichen Einwirkungen“ aus DIN EN 1990/NA/A1 Tabelle NA.A2.1

<sup>b</sup> Behandlung von Schnee und Wind als „alle anderen veränderlichen Einwirkungen“ der Tab. NA.A2.1

<sup>c</sup> abhängig von der Geländehöhe des Bauwerksstandortes

<sup>d</sup> Bei Wind darf der resultierende  $k_{mod}$ -Wert aus dem Mittel der  $k_{mod}$ -Werte für die KLED kurz und sehr kurz angesetzt werden.

**Tabelle 3** Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990-2, Tab. A2.2

Einwirkung	Bezeichnung	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Verkehrslasten	gr1	0,4	0,4	0
	$Q_{fwk}$	0	0	0
	gr2	0	0	0
Windkräfte	$F_{wk}$	0,3	0,2	0
Temperatur	$T_k$	0,6 <sup>a</sup>	0,6	0,5
Schneelasten	$Q_{Sn,k}$ (während der Bauausführung)	0,8	-	0
Lasten aus Bauausführung	$Q_c$	1,0		1,0

<sup>a</sup> Der empfohlene Zahlenwert für  $\psi_0$  für thermische Einwirkungen kann für die Grenzzustände der Tragfähigkeit EQU, STR und GEO in den meisten Fällen auf 0 abgemindert werden. Siehe auch Eurocodes für die Bemessung

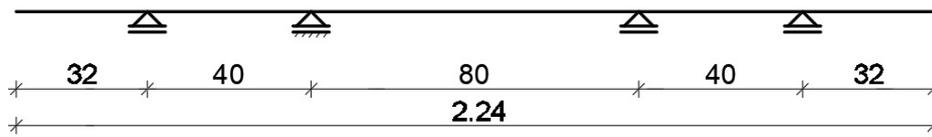
$\gamma$ -Werte nach **DIN EN 1990/NA/A1**, Tab. NA.A2.1

KLED nach **DIN EN 1995-2/NA**, Tab. NA.1

**DIN EN 1990-2**, Tab. A2.2

### 3 Position 1: Bohlenbelag

#### 3.1 System und Belastung



Die Bohlen liegen auf den Hauptträgern lose auf und werden auf zwei seitlich angeordneten Belagträgern verschraubt (siehe MuZ H-Gel 5, Blatt 2).

**Querschnitt:**  $b/h = 14 / 9$  cm LH D30 Eiche; Fugenbreite = 10 mm

Die Bohlen besitzen eine Verschleißschicht von  $d_v = 5$  mm, die statisch wirksame Höhe beträgt somit  $h_B = 8,5$  cm. Die Mindestdicke von 30 mm für einlagige Tragbeläge aus Vollholz ist damit eingehalten.

Die Aufstandsfläche der konzentrierten Einzellast beträgt  $10 \times 10$  cm. Daraus ergibt sich bei einer Lastverteilung unter  $45^\circ$  eine Verteilungsbreite in der Mittelebene der Bohlen von:

$$b_{w,middle,quer} = 10 \text{ cm} + 2 \cdot 4,25 \text{ cm} = 18,5 \text{ cm}$$

Eigenlast

$$6,4 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,14 \text{ m} \cdot 0,09 \text{ m} \qquad g_k = 0,08 \text{ kN/m}$$

Verkehrslast

gleichmäßig verteilte Flächenlast (Menschenansammlung)

$$5,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,14 \text{ m} \qquad q_{fk} = 0,70 \text{ kN/m}$$

konzentrierte Einzellast verteilt auf  $14 \text{ cm} \times 18,5 \text{ cm}$

$$10 \text{ kN} / (0,185 \text{ m}) \qquad q_{fwk} = 54,05 \text{ kN/m}$$

Für die konzentrierte Einzellast werden die Laststellungen (LS) für die Lastfälle max M und max V untersucht.

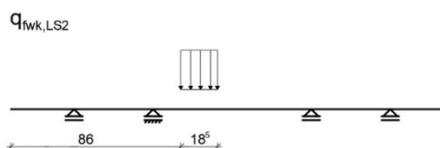
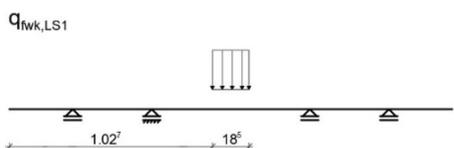
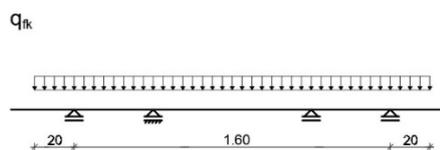
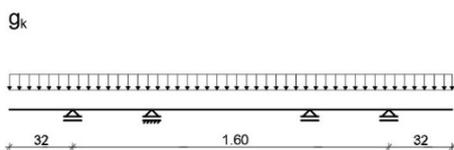
horizontale Belastung aus der Flächenverkehrslast:

$$Q_{fk,1} = 0,1 \cdot q_{fk} \cdot A_{Belag} = 0,1 \cdot 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,00 \text{ m} \cdot 0,14 \text{ m} = 0,14 \text{ kN/Bohle}$$

Die horizontale Last wirkt in Höhe OK Belag in Gehwegmitte. Das aus dem ausmittigen Lastangriff zusätzlich entstehende Torsionsmoment wird über die Verbindungsmittel (pro Bohle 4 Schrauben) aufgenommen.

$$\max M_k = (0,14 \text{ kN} \cdot 0,09 \text{ m}) = 0,013 \text{ kNm}$$

$$\max Z_k = \left( \frac{1,3 \text{ kNm}}{2 \text{ cm} \cdot 2} \right) = 0,32 \text{ kN/VM}$$



DIN EN 1995-2/NA, Tab. NA.2 und NA.3

DIN EN 1995-2, 5.1.2 mit Tab. 5.2 und Bild 5.1

Da die Verschraubung der Bohlen ausschließlich auf den Belagträgern erfolgt, dienen die Hauptträger nur als Druckauflager. Durchlaufende Bohlen dürfen als frei drehbar gelagerte Einfeldträger berechnet werden. Als Stützweite gilt der lichte Abstand der Auflager zuzüglich 10 cm, höchstens jedoch der Achsabstand. Daher werden die Bohlen als Einfeldträger mit 80 cm Stützweite bemessen. Für die Ermittlung der maximalen negativen Durchbiegung an den Kragarmenden wird das System zusätzlich mit zwei Kragarmen modelliert.

**DIN EN 1995-2/NA,**  
NCI NA.5.4

### 3.2 Charakteristische Schnittgrößen

LF	max $M_k$ [kNm]	max $V_k$ [kN]	max $B_k$ [kN]	max $w$ [mm] (Feld / Kragarm)	$k_{mod}$
$g_k$	0,0064	0,032	0,032	0 / 0	0,5
$q_{fk}$	0,056	0,28	0,28	0,04 / -0,11	0,7
$q_{fwk}$	1,77	7,09	10	1,1 / -3,02	0,7

Der Bohlenbelag ist frei bewittert und wird daher in Nutzungsklasse 3 eingeordnet. Daraus ergeben sich unter Berücksichtigung der Klassen der Lasteinwirkungsdauer die  $k_{mod}$ -Werte.

**DIN EN 1995-1-1,**  
Tab. 3.1

### 3.3 Bemessungsschnittgrößen

Eine Kombination der konzentrierten Einzellast mit anderen Verkehrslasten ist nicht erforderlich.

**DIN EN 1990,**  
A2.2.3, (1)

Bemessungsrelevant wird aufgrund der Lastgröße in allen Fällen die Lastkombination  $g_k + q_{fwk}$ .

Bemessungswert des Biegemomentes:

$$\max M_d = 1,35 \cdot M_{g,k} + 1,5 \cdot M_{q,fwk,1} = (1,35 \cdot 0,0064 + 1,5 \cdot 1,77) = 2,66 \text{ kNm}$$

Bemessungswert der Querkraft:

$$\max V_d = 1,35 \cdot V_{g,k} + 1,5 \cdot V_{q,fwk,2} = 1,35 \cdot 0,032 \text{ kN} + 1,5 \cdot 7,09 \text{ kN} = 10,68 \text{ kN}$$

Bemessungswert der maximalen Auflagerkraft:

$$\max B_d = 1,35 \cdot B_{g,k} + 1,5 \cdot Q_{fwk} = 1,35 \cdot 0,032 \text{ kN} + 1,5 \cdot 10 \text{ kN} = 15,04 \text{ kN}$$

### 3.4 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

#### 3.4.1 Biegung

Biegespannung:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{266 \text{ kNm} \cdot 6}{14 \cdot 8,5^2 \text{ cm}^3} = 1,58 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Biegefestigkeit:

$$f_{m,k} = 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,70 \cdot \frac{3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 1,62 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

**DIN EN 338,** Tab. 3

Biegespannungsnachweis:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{1,58 \frac{kN}{cm^2}}{1,62 \frac{kN}{cm^2}} = 0,97 < 1$$

### 3.4.2 Schub

Schubspannung am Rechteckquerschnitt:

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h}$$

Mit  $b_{ef} = k_{cr} \cdot b$  mit  $k_{cr} = 0,67$

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{10,68 kN}{0,67 \cdot 14 cm \cdot 8,5 cm} = 0,20 \frac{kN}{cm^2}$$

Schubfestigkeit:

$$f_{v,k} = 3,9 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,7 \cdot \frac{0,39 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,21 \frac{kN}{cm^2}$$

Schubspannungsnachweis:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,20 \frac{kN}{cm^2}}{0,21 \frac{kN}{cm^2}} = 0,95 \leq 1$$

### 3.4.3 Auflagerkraft

Druckspannung senkrecht zur Faser:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$$\frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{15,04 kN}{14 cm \cdot (3 + 10 + 3) cm} = 0,07 \frac{kN}{cm^2}$$

(Erhöhung der Querdruckfläche beidseitig um je 3 cm)

Druckfestigkeit senkrecht zur Faser:

$$f_{c,90,k} = 5,3 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c,90,d} = 0,70 \cdot \frac{0,53 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,29 \frac{kN}{cm^2}$$

Drucknachweis senkrecht zur Faser:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Da die Einzellast im maßgebenden Lastfall unmittelbar über dem Auflager steht, ist der Querdruckbeiwert  $k_{c,90}$  mit 1,0 anzunehmen.

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{0,07 \frac{kN}{cm^2}}{1,0 \cdot 0,29 \frac{kN}{cm^2}} = 0,25 < 1$$

**DIN EN 1995-1-1**, Gl. (6.11) reduziert auf einachsige Biegung

**DIN EN 1995-1-1**, Gl. (6.13a), 6.1.7 (2) Anm.

**DIN EN 338**, Tab. 3

**DIN EN 1995-1-1**, Gl. (6.13)

**DIN EN 1995-1-1**, 6.1.5 Gl. (6.4)

**DIN EN 338**, Tab. 3

**DIN EN 1995-1-1**, Gl. (6.3)

**DIN EN 1995-1-1**, 6.1.5 (2)

### 3.4.4 Verbindungsmittel

Die Bohlen werden mit selbstbohrenden Teilgewindeschrauben mit Senkkopf ( $d=8$  mm,  $L=160$  mm) nach AbZ auf den Belagträgern befestigt. Aufgrund der örtlichen Randbedingungen (Feuchte, Holzinhaltsstoffe) sind Schrauben aus nichtrostendem Stahl zu verwenden. Es werden je Bohle und Knotenpunkt 2 Schrauben angeordnet.

ETV-HolzBr,  
Abschn. 3

Als Belastung sind anzusetzen:

1. abhebende Auflagerkraft aus  $q_{wfk,1}$  für Nachweis auf Herausziehen (Ermittlung für Belagträger 2 aus Laststellung mittig zwischen Hauptträger 1 und Belagträger 1)

$$F_{C,g,k} = 0,05 \text{ kN} \quad F_{C,q,k} = -0,65 \text{ kN}$$

$$F_{ax,d} = (1,0 \cdot 0,05 - 1,5 \cdot 0,65) \text{ kN} / 2 \text{ VM} = -0,47 \text{ kN/VM}$$

2. abhebende Auflagerkraft aus  $q_{fk}$  und Querkraft aus Horizontallast  $q_{flk,1}$  für kombinierten Nachweis auf Herausziehen und Abscheren (Ermittlung für Belagträger 2 aus Belastung Feld 1 und Kragarm rechts)

$$\text{aus } q_{fk}: F_{C,g,k} = 0,05 \text{ kN} \quad F_{C,q,k} = -0,12 \text{ kN}$$

aus zugehöriger Horizontallast:

$$Q_{flk,1} = 0,14 \text{ kN/(4VM)} \quad \text{mit } Z_{qflk} = 0,32 \text{ kN/VM}$$

$$F_{ax,d} = (1,0 \cdot 0,05/2 - 1,5 \cdot 0,12/2 - 1,5 \cdot 0,32) \text{ kN} = -0,55 \text{ kN/VM}$$

$$F_{V,Ed} = 1,5 \cdot 0,14/4 \text{ kN} = 0,05 \text{ kN/VM}$$

Der Nachweis kann nach dem vereinfachten Verfahren nach DIN EN 1995-1-1/NA, NCI Zu 8.2.1 (NA.2) geführt werden.

Tragfähigkeitskennwerte einer Schraube gemäß AbZ:

$$F_{ax,Rd} = 2,26 \text{ kN}$$

$$F_{V,Rd} = 1,85 \text{ kN}$$

1. Nachweis auf Herausziehen

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{0,55 \text{ kN}}{2,26 \text{ kN}} = 0,24 < 1$$

2. Kombiniertes Nachweis auf Abscheren und Herausziehen

$$\left( \frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\left( \frac{0,55 \text{ kN}}{2,26 \text{ kN}} \right)^2 + \left( \frac{0,05 \text{ kN}}{1,85 \text{ kN}} \right)^2 = 0,06 < 1$$

DIN EN 1995-1-1,  
8.7.1

DIN EN 1995-1-1,  
8.7.3 und Gl. (8.28)

## 3.5 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im GZG wird nur der Durchbiegungsnachweis geführt.

### 3.5.1 Nachweis der Anfangsverformung

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast  $q_{fk}$ :  $\psi_0 = 0,4$  und  $\psi_2 = 0$

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast  $q_{wfk}$ :  $\psi_0 = \psi_2 = 0$

DIN EN 1990, Tab.  
A2.2

**Nachweis Gesamtdurchbiegung:**

$$w_{inst} = w_{g,inst} + w_{q,1,inst} + \sum_{i=2}^n \psi_{0,i} \cdot w_{q,i,inst} \leq \frac{l}{300}$$

Bemessungsrelevant wird die Lastkombination  $g_k + q_{fwk}$ .

$$\text{Feld: } w_{inst} = 0,0\text{mm} + 1,1\text{mm} = 1,1\text{mm} < \frac{800\text{mm}}{300} = 2,6\text{mm}$$

$$\text{Kragarm: } w_{inst} = 0,0\text{mm} + 3,02\text{mm} = 3,02\text{mm} < \frac{600\text{mm}}{150} = 4\text{mm}$$

**Nachweis Durchbiegung aus Verkehrslast:**

$$w_{q,inst} \leq \frac{l}{400}$$

$$w_{q,inst} = 1,1\text{mm} < \frac{l}{400} = \frac{800\text{mm}}{400} = 2\text{mm}$$

**3.5.2 Nachweis der Endverformung**

Kriechbeiwert  $k_{def} = 2,0$  für Laubholz in Nutzungsklasse 3

**Nachweis der Gesamtdurchbiegung:**

$$w_{fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{q,1,inst} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) + \sum_{i=2}^n w_{q,i,inst} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \leq \frac{l}{200}$$

Bemessungsrelevant wird die Lastkombination  $g_k + q_{fwk}$ .

$$\text{Feld: } w_{fin} = 0,0 \cdot (1 + 2,0) + 1,1\text{mm} \cdot (1 + 0 \cdot 2,0) = 1,1\text{mm} < \frac{l}{200} = \frac{800\text{mm}}{200} = 4\text{mm}$$

$$\text{Kragarm: } w_{fin} = 0 \cdot (1 + 2) + 3,02\text{mm} \cdot (1 + 0 \cdot 2) = 3,02\text{mm} < \frac{l}{100} = \frac{600\text{mm}}{100} = 6\text{mm}$$

**Nachweis der Netto-Enddurchbiegung:**

$$w_{net,fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + \sum_{i=1}^n w_{q,i,inst} \cdot \psi_{2,i} \cdot (1 + k_{def}) - w_c \leq \frac{l}{300}$$

Da der quasi-ständige Anteil sämtlicher Einwirkungen aus Verkehr  $\psi_2 = 0$  ist und es keine Überhöhung gibt, ergibt sich die Netto-Enddurchbiegung nur aus Eigenlasten.

$$w_{net,fin} = 0,0 \cdot (1 + 2,0) = 0,0\text{mm} < \frac{l}{300} = \frac{800\text{mm}}{300} = 2,6\text{mm}$$

**DIN EN 1995-1-1/NA**, Tab. NA.13, Z.1

**DIN EN 1995-2/NA**, NDP zu DIN EN 1995-2, 7.2 und Tab. 7.1

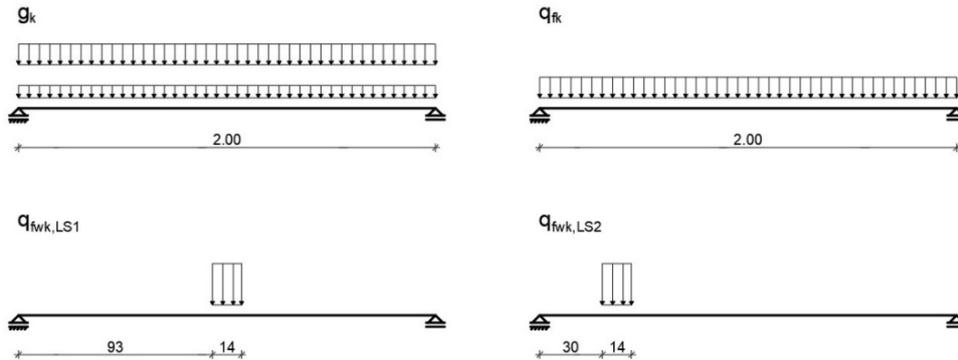
**DIN EN 1995-1-1**, Tab. 3.2

**DIN EN 1995-1-1/NA**, Tab. NA.13, Z.1

**DIN EN 1995-1-1/NA**, Tab. NA.13, Z.1

## 4 Position 2: Belagträger

### 4.1 System und Belastung



Die Belagträger sind Wartungsbauteile und werden auf der sicheren Seite liegend zum segmentweisen Austausch als Einfeldträger modelliert.

Querschnitt: NH C24, Lärche,  $b/h = 10/20$  cm

Zur Ermittlung der maximalen Belastung der Belagträger erfolgte eine Modellierung des Belages als feldweise belasteter Durchlaufträger (ergänzend zu Pos. 1). Dieser Berechnung sind die folgenden Auflagerkräfte entnommen.

#### Eigenlast

aus Pos.1 (Betrachtung am Durchlaufträger)

$$\max B_k = 0,05 \text{ kN}/0,15 \text{ m} \quad g_k = 0,36 \text{ kN/m}$$

$$\text{aus Eigenlast} \quad g_{k,LT1} = 0,08 \text{ kN/m}$$

#### Verkehrslast

gleichmäßig verteilte Flächenlast (Menschenansammlung)

aus Pos.1 (Betrachtung am feldweise belasteten Durchlaufträger)

$$\max B_k = 0,52 \text{ kN}/0,15 \text{ m} \quad q_{fk} = 3,47 \text{ kN/m}$$

konzentrierte Einzellast verteilt auf 14 cm

$$10 \text{ kN} / (0,14 \text{ m}) \quad q_{fwk} = 71,43 \text{ kN/m}$$

Für die konzentrierte Einzellast werden die Laststellungen (LS) für die Lastfälle max M und max V untersucht.

Die horizontale Belastung aus der Verkehrslast erzeugt in den Belagträgern eine sehr geringe Normalkraftbeanspruchung. Sie wird aufgrund der geringen Lastgröße in der Berechnung nicht explizit berücksichtigt. Es wird darauf geachtet, den Biegespannungsnachweis nicht voll auszulasten.

### 4.2 Charakteristische Schnittgrößen

LF	max $M_{k,Feld}$ [kNm]	max $V_{k,B}$ [kN]	max $B_k$ [kN]	max $w$ [mm]	$k_{mod}$
$g_k$	0,22	0,44	0,44	0,13	0,5
$q_{fk}$	1,74	3,47	3,47	0,99	0,7
$q_{fwk}$	4,83	8,15	10	2,27	0,7

Die Belagträger sind oberseitig mit einer Blechabdeckung versehen. Da die Abdeckung durch die Verbindungsmittel perforiert wird, werden die Belagträger in Nutzungsklasse 3 eingeordnet. Daraus ergeben sich unter Berücksichtigung der Klassen der Lasteinwirkungsdauer die  $k_{mod}$ -Werte.

### 4.3 Bemessungsschnittgrößen

Eine Kombination der konzentrierten Einzellast mit anderen Verkehrslasten ist nicht erforderlich.

Bemessungsrelevant wird aufgrund der Lastgröße die Lastkombination  $g_k + q_{fwk}$ .

Bemessungswert des Biegemomentes:

$$\begin{aligned} \max M_d &= 1,35 \cdot M_{g,k} + 1,5 \cdot M_{q,fwk,1} = (1,35 \cdot 0,22kNm + 1,5 \cdot 4,83kNm) \\ &= 7,54kNm \end{aligned}$$

Bemessungswert der Querkraft:

$$\max V_d = 1,35 \cdot V_{g,k} + 1,5 \cdot V_{q,fwk,2} = 1,35 \cdot 0,44kN + 1,5 \cdot 8,15kN = 12,82kN$$

Bemessungswert der maximalen Auflagerkraft:

$$\max B_d = 1,35 \cdot B_{g,k} + 1,5 \cdot Q_{fwk} = 1,35 \cdot 0,44kN + 1,5 \cdot 10kN = 15,59kN$$

### 4.4 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

#### 4.4.1 Biegung

Biegespannung:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{754kNcm \cdot 6}{10 \cdot 20^2 cm^3} = 1,13 \frac{kN}{cm^2}$$

Biegefestigkeit:

$$f_{m,k} = 24 \frac{N}{mm^2} = 2,4 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,70 \cdot \frac{2,4 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 1,29 \frac{kN}{cm^2}$$

Biegespannungsnachweis:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{1,13 \frac{kN}{cm^2}}{1,29 \frac{kN}{cm^2}} = 0,88 < 1$$

#### 4.4.2 Schub

Schubspannung am Rechteckquerschnitt:

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h}$$

Mit  $b_{ef} = k_{cr} \cdot b$  mit  $k_{cr} = \frac{2,0}{4,0} = 0,5$

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{12,82kN}{0,5 \cdot 10cm \cdot 20cm} = 0,19 \frac{kN}{cm^2}$$

Schubfestigkeit:

$$f_{v,k} = 4,0 \frac{N}{mm^2}$$

DIN EN 338, Tab. 1

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.11) reduziert auf einachsige Biegung

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.13a), und DIN EN 1995-1-1/NA, NDP zu 6.1.7 (2)

DIN EN 338, Tab. 1

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,7 \cdot \frac{0,4 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,215 \frac{kN}{cm^2}$$

Schubspannungsnachweis:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,19 \frac{kN}{cm^2}}{0,215 \frac{kN}{cm^2}} = 0,88 < 1$$

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.13)

#### 4.4.3 Auflagerkraft

Druckspannung senkrecht zur Faser:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$$\frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{15,59 kN}{10 cm \cdot (9 + 3) cm} = 0,13 \frac{kN}{cm^2}$$

Die effektive Querdruckfläche am Auflager auf den Stahlquerträgern HEB 180 ergibt sich durch eine einseitige Vergrößerung der realen Auflagerlänge um 3 cm.

DIN EN 1995-1-1, 6.1.5 Gl. (6.4)

Druckfestigkeit senkrecht zur Faser:

$$f_{c,90,k} = 2,5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c,90,d} = 0,70 \cdot \frac{0,25 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,13 \frac{kN}{cm^2}$$

DIN EN 1995-1-1, 6.1.5

DIN EN 338, Tab. 1

Drucknachweis senkrecht zur Faser:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Da sich die größte Auflagerkraft ergibt, wenn die Einzelachse direkt über dem Auflager steht, muss der Querdruckbeiwert  $k_{c,90}$  mit 1,0 angenommen werden.

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{0,13 \frac{kN}{cm^2}}{1,0 \cdot 0,13 \frac{kN}{cm^2}} = 1$$

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.3)

DIN EN 1995-1-1, 6.1.5

#### 4.4.4 Verbindungsmittel

Die Belagträger werden über Stahlwinkel am Querriegel befestigt. Als Verbindungsmittel kommt je Auflagerpunkt ein Passbolzen 4.6 (d = 10 mm) zum Einsatz. Die Verbindungsmittel werden auf Abscheren aus der horizontalen Verkehrslast und den minimalen abhebenden vertikalen Auflagerkräften aus der vertikalen Verkehrslast (aus Durchlaufträgerbetrachtung mit feldweiser Belastung) beansprucht.

Für den Nachweis auf Abscheren wird die abhebende Auflagerkraft aus  $q_{fk}$  und Querkraft aus Horizontallast  $q_{fk,1}$  maßgebend.

$$F_{A,g,k} = 0,05 \text{ kN/Bohle} \quad F_{A,q,k} = -0,06 \text{ kN/Bohle}$$

$$Q_{fk,1} = 0,1 \cdot 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m}/2 = 1 \text{ kN}$$

Aus der außermittigen Lasteinleitung der Horizontallast (Abstand OK Belag – VM-Achse = 9+8= 17 cm) resultiert ein Moment, das sich in ein weiteres Druck-Zug-Kräftepaar am Auflager zerlegen lässt:

$$Z_{qfk} = 1 \text{ kN/m} \cdot (0,09+0,08) \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} / 2,0 \text{ m} = 0,17 \text{ kN}$$

$$F_{ax,d} = (1,0 \cdot 0,05 - 1,5 \cdot 0,06) \text{ kN} / 0,15 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} / 2 - 1,5 \cdot 0,17 \text{ kN} = -0,52 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed,horiz} = 1,5 \cdot 1 \text{ kN} = 1,5 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed,res} = \sqrt{0,52^2 + 1,5^2} = 1,52 \text{ kN}$$

Nachweis (Passbolzen auf Abscheren in Stahlblech – Holz-Verbindung, zweiseitig, außen liegendes dickes Stahlblech):

$F_{V,Rd} = 4,36 \text{ kN/SF}$  (für Kraft-Faser-Winkel =  $19^\circ$ )

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1,52 \text{ kN}}{2 \cdot 4,36 \text{ kN}} = 0,17 < 1$$

## 4.5 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im GZG wird nur der Nachweis der Durchbiegung geführt.

### 4.5.1 Nachweis der Anfangsverformung

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast  $q_k$ :  $\psi_0 = 0,4$  und  $\psi_2 = 0$

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast  $q_{fwk}$ :  $\psi_0 = \psi_2 = 0$

**Nachweis Gesamtdurchbiegung:**

$$w_{inst} = w_{g,inst} + w_{q,1,inst} + \sum_{i=2}^n \psi_{0,i} \cdot w_{q,i,inst} \leq \frac{l}{300}$$

Bemessungsrelevant wird die Lastkombination  $g_k + q_{fwk}$ .

$$w_{inst} = 0,13 \text{ mm} + 2,27 \text{ mm} = 2,4 \text{ mm} < \frac{2000 \text{ mm}}{300} = 6,7 \text{ mm}$$

**Nachweis Durchbiegung aus Verkehrslast:**

$$w_{q,inst} \leq \frac{l}{400}$$

$$w_{q,inst} = 2,27 \text{ mm} < \frac{l}{400} = \frac{2000 \text{ mm}}{400} = 5 \text{ mm}$$

### 4.5.2 Nachweis der Endverformung

Kriechbeiwert  $k_{def} = 2,0$  für Vollholz in Nutzungsklasse 3

**Nachweis der Gesamtdurchbiegung:**

$$w_{fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{q,1,inst} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) + \sum_{i=2}^n w_{q,i,inst} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \leq \frac{l}{200}$$

Bemessungsrelevant wird die Lastkombination  $g_k + q_{fwk}$ .

$$w_{fin} = 0,13 \text{ mm} \cdot (1 + 2,0) + 2,27 \text{ mm} \cdot (1 + 0 \cdot 2,0) = 2,7 \text{ mm} < \frac{l}{200} = \frac{2000 \text{ mm}}{200} = 10 \text{ mm}$$

**Nachweis der Netto-Enddurchbiegung:**

$$w_{net,fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + \sum_{i=1}^n w_{q,i,inst} \cdot \psi_{2,i} \cdot (1 + k_{def}) - w_c \leq \frac{l}{300}$$

Da der quasi-ständige Anteil sämtlicher Einwirkungen aus Verkehr  $\psi_2 = 0$  ist und es keine Überhöhung gibt, ergibt sich die Netto-Enddurchbiegung nur aus Eigenlasten.

$$w_{net,fin} = 0,13 \text{ mm} \cdot (1 + 2,0) = 0,4 \text{ mm} < \frac{l}{300} = \frac{2000 \text{ mm}}{300} = 6,7 \text{ mm}$$

**DIN EN 1995-1-1,**  
8.6

**DIN EN 1990,** Tab.  
A2.2

**DIN EN 1995-1-1/NA,** Tab. NA.13,  
Z.1

**DIN EN 1995-2/NA,**  
NDP zu **DIN EN 1995-2,** 7.2 und Tab.  
7.1

**DIN EN 1995-1-1,**  
Tab. 3.2

**DIN EN 1995-1-1/NA,** Tab. NA.13,  
Z.1

**DIN EN 1995-1-1/NA,** Tab. NA.13,  
Z.1

## 5 Position 3: Querriegel

Der Querriegel HEB 180 aus S235 dienen als Auflager der Belagträger, als Kipphalterung der Hauptträger und als Pfosten im Wind- und Aussteifungsverband. Die Querriegel sind im oberen Bereich der Hauptträger angeordnet, um Querkraft im Holz zu vermeiden. Am Anfang und Ende der Brücke werden die Querträger als Rahmen ausgebildet, um die Kippstabilisierung der Hauptträger in Form einer Gabellagerung zu ermöglichen.

Die Querriegel und Endquerrahmen sind Stahlbauteile und werden in dieser Musterstatik nicht explizit nachgewiesen.

## 6 Position 4: Geländer

### 6.1 System und Belastung

Die Geländer werden als Füllstabgeländer aus Lärchekernholz hergestellt. Alle Geländerbauteile sind frei bewittert. Sie gelten daher als Wartungsbauteile und werden in Nutzungsklasse 3 eingeordnet. Nachgewiesen werden der Handlauf und der Geländerpfosten.

#### Eigenlast:

Handlauf NH C24 (Lärche), Querschnitt: je 12/12 cm

$$4,2 \text{ kN/m}^3 \cdot (0,12 \text{ m})^2 = 0,06 \text{ kN/m}$$

Geländerfeld gesamt:  $g_{k,Gel} = 0,24 \text{ kN/m}$

Pfosten:  $0,24 \text{ kN/m} \cdot 2,0 \text{ m}$   $G_k = 0,48 \text{ kN}$

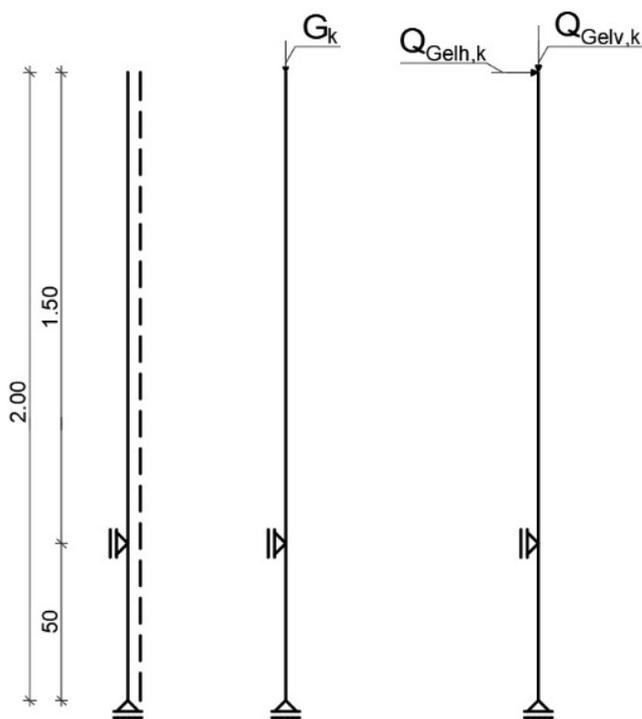
#### Verkehrslasten (Holmlasten)

$$Q_{Gelv,k} = 1 \text{ kN/m} \cdot 2,0 \text{ m} = 2,0 \text{ kN}$$

$$Q_{Gelh,k} = 1 \text{ kN/m} \cdot 2,0 \text{ m} = \pm 2,0 \text{ kN}$$

Der Handlauf wird als Einfeldträger mit der Stützweite von 2,0 m betrachtet.

Der Pfosten ist ein Kragträger.



## 6.2 Schnittgrößen und Bemessung

### 6.2.1 Handlauf

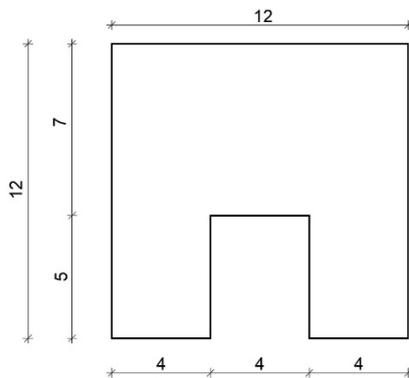
Biegung Geländerriegel unter Vertikallast

$$M_{f,v,d,Gel} = \frac{(1,35 \cdot 0,06 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 1,0 \text{ kN/m}) \cdot (2,0 \text{ m})^2}{8} = 0,79 \text{ kNm}$$

Biegung Geländerriegel unter Horizontallast

$$M_{f,h,d,Gel} = \frac{(1,5 \cdot 1,0 \text{ kN/m}) \cdot (2,0 \text{ m})^2}{8} = 0,75 \text{ kNm}$$

Nettoquerschnittswerte unter Berücksichtigung der Querschnittsschwächung von 4/5 cm am unteren Querschnittsrand durch die eingelegten Füllhölzer (vgl. MuZ H-Gel3):



$$I_y = 1402 \text{ cm}^4, z_s = 6,56 \text{ cm}$$

$$I_z = 1701 \text{ cm}^4, y_s = 6 \text{ cm}$$

Biegespannung:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d} \cdot z}{I_{y,n}} = \frac{79 \text{ kNm} \cdot 6,56 \text{ cm}}{1402 \text{ cm}^4} = 0,37 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d} \cdot y}{I_{z,n}} = \frac{75 \text{ kNm} \cdot 6}{1701 \text{ cm}^4} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Biegefestigkeit:

$$f_{m,k} = 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,70 \cdot \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 1,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Biegespannungsnachweis:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{0,37 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + 0,7 \cdot \frac{0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,43 < 1$$

DIN EN 338, Tab. 1

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.11)

## 6.2.2 Geländerpfosten

Der Geländerpfosten wird aus Lärchekernholz C35 hergestellt.

Biegemoment unter Horizontallast

$$M_{\text{Pfosten,h,d}} = (1,5 \cdot 1,0 \text{ kN/m}) \cdot 2,0\text{m} \cdot 1,5\text{m} = 4,5 \text{ kNm}$$

Normalkraft

$$N_{\text{Pfosten,d}} = 1,35 \cdot 0,48\text{kN} + 1,5 \cdot 1,0 \text{ kN/m} \cdot 2,0\text{m} = 3,65 \text{ kN}$$

Querkraft

$$V_{\text{Pfosten,d}} = 4,5\text{kNm} / 0,5\text{m} = 9,0 \text{ kN}$$

Auflagerkraft am oberen Verbindungsmittel

$$F_{A_x,Ed} = 1,5 \cdot 8 \text{ kN} = 12 \text{ kN}$$

Nettoquerschnittswerte unter Berücksichtigung der Querschnittsschwächung durch die Verbindungsmittel (Passbolzen M16, 4.6):

$$A_n = 12 \text{ cm} \cdot (12 - 1,6) \text{ cm} = 124,8 \text{ cm}^2$$

$$W_n = 249,6 \text{ cm}^3$$

Biegespannung:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{4,50\text{kNcm}}{249,6\text{cm}^3} = 1,80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Druckspannung:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{d}}{A} = \frac{3,65\text{kN}}{124,8\text{cm}^2} = 0,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Biegefestigkeit:

$$f_{m,k} = 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,70 \cdot \frac{3,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 1,88 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Druckfestigkeit:

$$f_{c,0,k} = 25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,70 \cdot \frac{2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 1,35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Nachweis Biegung mit Druckkraft:

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\left( \frac{0,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \right)^2 + \frac{1,80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,88 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,96 < 1,0$$

Schubnachweis:

Schubspannung am Rechteckquerschnitt:

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h}$$

Mit  $b_{ef} = k_{cr} \cdot b$  mit  $k_{cr} = \frac{2,0}{4,0} = 0,5$

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{9\text{kN}}{0,5 \cdot 124,8\text{cm}^2} = 0,216 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Schubfestigkeit:

$$f_{v,k} = 4,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,7 \cdot \frac{0,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 0,215 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

DIN EN 338, Tab. 1

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.19) reduziert auf einachsige Biegung

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.13a), und DIN EN 1995-1-1/NA, NDP zu 6.1.7 (2)

DIN EN 338, Tab. 1

Schubspannungsnachweis:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,216 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,215 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1$$

DIN EN 1995-1-1, Gl.  
(6.13)

### 6.2.3 Verbindungsmittel

Die Geländerpfosten werden über Passbolzen M16 aus nicht rostendem Stahl (A2) am Hauptträger befestigt. Als Verbindungsmittel kommen je Pfosten zwei Passbolzen 4.6 (d = 16 mm) zum Einsatz. Die Verbindungsmittel werden auf Abscheren aus der Normalkraft und auf Druck bzw. Zug aufgrund des Momentes aus der Horizontalkraft beansprucht. Um eine Quersugbeanspruchung infolge Schwindbehinderung im Hauptträger auszuschließen, sind die unteren Löcher im Pfosten und in der Stirnplatte des Querriegels als vertikale Langlöcher (5 mm) auszubilden. Die Abscherkraft kann daher nur durch die oberen Verbindungsmittel übertragen werden.

Abscherkraft:  $F_{V,Ed} = 3,65 \text{ kN}$

Druck/Zugkraft im oberen Verbindungsmittel:

$$F_{Ax,Ed} = 12 \text{ kN}$$

Nachweis Passbolzen auf Abscheren in Holz – Holz-Verbindung, einschnittig:

$$F_{V,Rd} = 7,11 \text{ kN/SF (vereinfachend ohne Erhöhung um } \Delta F_{V,Rd})$$

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{3,65 \text{ kN}}{7,11 \text{ kN}} = 0,51 < 1$$

Nachweis Passbolzen auf Zug:

$$F_{ax,Rd} = 56,52 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{12 \text{ kN}}{56,52 \text{ kN}} = 0,21 < 1$$

Tragfähigkeit Passbolzen auf Zug und Abscheren

$$\left( \frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v,d}}{F_{v,Rd}} \right)^2 = \left( \frac{12 \text{ kN}}{56,52 \text{ kN}} \right)^2 + \left( \frac{3,65 \text{ kN}}{7,11 \text{ kN}} \right)^2 = 0,31 < 1$$

Nachweis Querdruck im Holz mit Unterlagscheibe DIN 440R  $d_A = 72 \text{ mm}$ :

$$A_{\text{netto}} = 36,91 \text{ cm}^2$$

$$f_{cs,90,d} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_m} \cdot f_{cs,90,k} = \frac{0,70}{1,3} \cdot \left( 3 \cdot 0,27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right) = 0,44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cs,Rd} = A_{\text{netto}} \cdot f_{cs,90,d} = 16,24 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{F_{c,d}}{F_{cs,Rd}} = \frac{12 \text{ kN}}{16,24 \text{ kN}} = 0,74 < 1$$

DIN EN 1995-1-1,  
8.5.2 (2)

### 6.3 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im GZG wird nur der Nachweis der Durchbiegung geführt.

#### 6.3.1 Nachweis der Anfangsverformung

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast  $q_k$ :  $\psi_0 = 0,4$  und  $\psi_2 = 0$

**Nachweis Gesamtdurchbiegung:**

$$w_{inst} = w_{g,inst} + w_{q,1,inst} + \sum_{i=2}^n \psi_{0,i} \cdot w_{q,i,inst} \leq \frac{l}{150}$$

$$w_{inst} = 13mm > \frac{1500mm}{150} = 10mm$$

Der in der Norm empfohlene Grenzwert wird um 3 mm überschritten. Aus ästhetischen Gründen soll in Abstimmung mit dem Bauherren auf eine Vergrößerung der Querschnittshöhe verzichtet werden.

#### 6.3.2 Nachweis der Endverformung

Kriechbeiwert  $k_{def} = 2,0$  für Vollholz in Nutzungsklasse 3

**Nachweis der Gesamtdurchbiegung:**

$$w_{fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{q,1,inst} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) + \sum_{i=2}^n w_{q,i,inst} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \leq \frac{l}{100}$$

$$w_{fin} = 13mm \cdot (1 + 0 \cdot 2,0) = 13mm < \frac{l}{100} = \frac{1500mm}{100} = 15mm$$

**DIN EN 1990**, Tab. A2.2

**DIN EN 1995-1-1/NA**, Tab. NA.13, Z.1

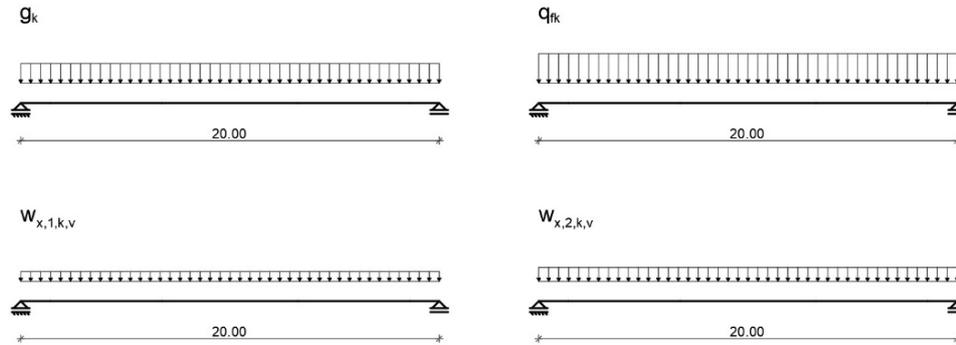
**DIN EN 1995-1-1**, Tab. 3.2

**DIN EN 1995-1-1/NA**, Tab. NA.13, Z.1

## 7 Position 5: Hauptträger

### 7.1 System und Belastung

Die Hauptträger sind Einfeldträger mit Stützweiten von 20,00 m. Die Queraussteifung erfolgt durch die stählernen Querriegel. An den Auflagern sind Endquerträger als Rahmen ausgebildet, um die erforderliche Gabellagerung zur gewährleisten.



Für die horizontale Belastung sind die Hauptträger als Bestandteile des Aussteifungsverbandes Durchlaufträger über 10 Felder mit Stützweiten von 2,0 m.

Querschnitt: Brettschichtholz GL24c 22/120 cm

Die kleinste Querschnittsabmessung des Hauptträgers beträgt 220 mm. Die Mindestdicke von 120 mm für Hauptträger aus Brettschichtholz ist damit eingehalten.

Die Querschnittsfläche des Hauptträgers beträgt 264.000 mm<sup>2</sup>. Die Mindestquerschnittsfläche von 24.000 mm<sup>2</sup> für Hauptträger aus Brettschichtholz ist damit auch eingehalten.

**DIN EN 1995-2/NA,**  
Tab. NA.2 Z. 1 SP. 2

**DIN EN 1995-2/NA,**  
Tab. NA.2 Z. 1 SP. 3

#### Eigenlast für einen Hauptträger

Eigenlast Hauptträger mit Verschalung u. Abdeckung:  $g_{k,HT} = 1,30 \text{ kN/m}$

Belag:  $0,54 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,00 \text{ m} / 2$   $g_{k,Belag} = 0,54 \text{ kN/m}$

Belagträger:  $g_{k,LT} = 0,08 \text{ kN/m}$

Querriegel:

$(0,51 \text{ kN/m} \cdot 1,38 \text{ m} / 2) \cdot 11 \text{ Stck.} / 20 \text{ m}$   $g_{k,QR} = 0,19 \text{ kN/m}$

Geländer:  $g_{k,Gel} = 0,24 \text{ kN/m}$

Verband:  $g_{k,Verb} = 0,15 \text{ kN/m}$

$\sum g_{k,HT} = 2,50 \text{ kN/m}$

#### Verkehrslast

gleichmäßig verteilte Flächenlast (Menschenansammlung)

$4,40 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,00 \text{ m} / 2$   $q_{fk} = 4,40 \text{ kN/m}$

Die konzentrierte Einzellast wird für die Hauptträgerbemessung nicht mehr maßgebend.

Horizontallast infolge Verkehr:

$18,30 \text{ kN} / 2 \text{ Stck.} =$   $Q_{fk,1} = 9,15 \text{ kN}$

Windlasten

Wind in x-Richtung:

Aus dem Versatzmoment der Windlastresultierenden bezogen auf die Verbandsebene ergeben sich Windlasten auf die Hauptträger in vertikaler Richtung. Die Verbandsebene wird in der Achse der Querriegel angeordnet, diese befindet sich 95 cm über der Unterkante der Hauptträger.

Windlast ohne Verkehr

$$w_{x,1,k,v} = 1,64 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,93 \text{ m} \cdot (1,93 \text{ m}/2 - 0,95 \text{ m})/1,60 \text{ m} = \pm 0,03 \text{ kN/m}$$

Windlast mit Verkehr

$$w_{x,2,k,v} = 1,44 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,33 \text{ m} \cdot (3,33 \text{ m}/2 - 0,95 \text{ m})/1,60 \text{ m} = \pm 2,14 \text{ kN/m}$$

Maßgebend wird der Lastfall „Wind mit Verkehr“.

Wind in y-Richtung (LF „Wind mit Verkehr“):

$$W_{y,2,k,h} = 24,94 \text{ kN}/2 = 12,47 \text{ kN}$$

**7.2 Charakteristische Schnittgrößen**

LF	max $M_k$ [kNm]	max $V_k$ [kN]	max $w$ [mm]	$k_{mod}$
$g_k$	125	25	13,2	0,6
$q_{ik}$	220	44	23,1	0,9
$w_{x,2,k,v}$	107	21,4	11,3	1,0

Die Hauptträger werden aufgrund der oberseitigen Abdeckung und der seitlichen Verschalung in Nutzungsklasse 2 eingeordnet. Daraus ergeben sich unter Berücksichtigung der Klassen der Lasteinwirkungsdauer die  $k_{mod}$ -Werte.

**7.3 Bemessungsschnittgrößen**

Folgende Lastfallkombinationen sind zu untersuchen (Wind ohne Verkehr wird aufgrund der geringen Lastgröße nicht maßgebend):

LK1 Eigengewicht

LK2 Eigengewicht + Verkehrslast

LK3 Eigengewicht + Verkehrslast +  $\psi_0 \cdot$  (Wind mit Verkehr)

LK4 Eigengewicht + Wind mit Verkehr +  $\psi_0 \cdot$  (Verkehrslast)

Das Maximum für  $q_d/k_{mod}$  definiert die maßgebende Lastfallkombination.

LK	$q_d$ [kN/m]	$k_{mod}$	$q_d / k_{mod}$ [kN/m]
1	$1,35 \cdot 2,5 = 3,38$	0,6	5,63
2	$1,35 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 4,4 = 9,98$	0,9	<b>11,08</b>
3	$1,35 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot (4,4 + 0,3 \cdot 2,14) = 10,94$	1,0	10,94
4	$1,35 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot (2,14 + 0,4 \cdot 4,4) = 8,75$	1,0	8,75

Maßgebend wird LK2.

Bemessungswert des Biegemomentes:

$$\max M_d = 1,35 \cdot M_{g,k} + 1,5 \cdot M_{q,k} = 1,35 \cdot 125 + 1,5 \cdot 220 = 498,75 \text{ kNm}$$

Zugehörige Normalkraft:

$$\text{zug } N_d = 1,35 \cdot N_{g,k} + 1,5 \cdot N_{q,k} = 1,35 \cdot 0 + 1,5 \cdot 9,15 = 13,73 \text{ kN}$$

Bemessungswert der Querkraft:

$$\max V_d = 1,35 \cdot V_{g,k} + 1,5 \cdot V_{q,k} = 1,35 \cdot 25 + 1,5 \cdot 44 = 99,75 \text{ kN}$$

## 7.4 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

### 7.4.1 Biegung mit Normalkraft

Biegespannungen:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{49875 \text{ kNcm} \cdot 6}{22 \cdot 120^2 \text{ cm}^3} = 0,94 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Druckspannung:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_n} = \frac{13,73 \text{ kN}}{22 \cdot 120 \text{ cm}^2} = 0,005 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Aufgrund der geringen Größe wird der Normalspannungsanteil aus der Druckkraft im Nachweis vernachlässigt.

Biegefestigkeit:

$$f_{m,g,k} = 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{m,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,90 \cdot \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 1,66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Biegespannungsnachweis:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,g,d}} \leq 1$$

$$\frac{0,94 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,57 < 1$$

Stabilitätsnachweise:

Die Knickbeiwerte betragen:  $k_{c,y} = 0,842$  und  $k_{c,z} = 0,976$

Der Anteil aus Biegeknicken wird aufgrund der geringen Drucknormalspannung nicht maßgebend und daher vernachlässigt.

Die Hauptträger sind durch die Querriegel gegen Kippen im Abstand von 2,0 m gesichert. Der Kippbeiwert  $k_{crit}$  ergibt sich zu 1,0, der Kippnachweis wird daher nicht maßgebend. Gleiches gilt für die kombinierten Nachweise aus Biegeknicken und Kippen.

### 7.4.2 Schub

Schubspannung am Rechteckquerschnitt:

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h}$$

$$\text{Mit } b_{ef} = k_{cr} \cdot b \quad \text{mit } k_{cr} = \frac{2,5}{3,5} = 0,714$$

$$\tau_{yd} = 1,5 \cdot \frac{99,75 \text{ kN}}{0,714 \cdot 22 \text{ cm} \cdot 120 \text{ cm}} = 0,08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Schubfestigkeit:

$$f_{v,g,k} = 3,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

DIN EN 14080,  
Tab.4

DIN EN 1995-1-1, Gl.  
(6.11)

DIN EN 1995-1-1, Gl.  
(6.23) bis (6.29)

DIN EN 1995-1-1, Gl.  
(6.33) und (6.34)

DIN EN 1995-1-1, Gl.  
(6.13a), und DIN EN  
1995-1-1/NA, NDP  
zu 6.1.7 (2)

DIN EN 14080, Tab.  
4

$$f_{v,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{0,35 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,24 \frac{kN}{cm^2}$$

Schubspannungsnachweis:

$$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{0,08 \frac{kN}{cm^2}}{0,24 \frac{kN}{cm^2}} = 0,33 < 1$$

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.13)

### 7.4.3 Auflagerkraft

Druckspannung senkrecht zur Faser:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$$\frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{99,75 kN}{22 cm \cdot (25 + 2 \cdot 3) cm} = 0,15 \frac{kN}{cm^2}$$

Es wird von einer Auflagerlänge von 25 cm ausgegangen. Die wirksame Kontaktlänge ergibt sich durch eine beidseitige Erhöhung um 3 cm.

DIN EN 1995-1-1, 6.1.5 Gl. (6.4)

DIN EN 1995-1-1, 6.1.5 (1)

Druckfestigkeit senkrecht zur Faser:

$$f_{c,90,g,k} = 2,5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c,90,g,d} = 0,90 \cdot \frac{0,25 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,17 \frac{kN}{cm^2}$$

DIN EN 14080, Tab. 4

Drucknachweis senkrecht zur Faser:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Der Querdruckbeiwert  $k_{c,90}$  darf bei verteilten Lasten und Auflagerlängen bis 400 mm für Brettschichtholzträger mit 1,75 angenommen werden. Da im Abstand von 2,00 m Lasteinleitungspunkte angeordnet sind, wird nicht von einer gleichmäßig verteilten Last ausgegangen. Der Querdruckbeiwert wird mit 1,0 angesetzt.

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.3)

DIN EN 1995-1-1, 6.1.5 (4)

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{0,15 \frac{kN}{cm^2}}{1,0 \cdot 0,17 \frac{kN}{cm^2}} = 0,88 < 1$$

### 7.4.4 Querzugnachweis

Der Anschluss der Querriegel an die Hauptträger erzeugt für die vertikalen Lasten eine Querzugbeanspruchung in den Hauptträgern. Für Queranschlüsse mit  $h_e/h > 0,7$  ist ein Querzugnachweis nicht erforderlich. Hier gilt:

$$h_e/h = 95 / 120 = 0,79 > 0,7$$

Der Querzugnachweis für die Hauptträger kann entfallen.

DIN EN 1995-1-1/NA, NCI zu 8.1.4 (NA.6)

### 7.4.5 Verbindungsmittel

Aufhängung der Querriegel an den Hauptträgern:

Auflagerkräfte aus Pos. 2:

$$\max F_{v,E,d} = 1,35 \cdot F_{g,k} + 1,5 \cdot F_{q,k} = 1,35 \cdot 0,44 kN \cdot 2 + 1,5 \cdot 8,15 kN \cdot 2 = 25,64 kN$$

Auflagerkräfte aus Querriegel (Pos. 3) und Verband:

$$\begin{aligned} \max F_{v,E,d} &= 1,35 \cdot F_{g,k} + 1,5 \cdot F_{q,k} = 1,35 \cdot (0,51 \text{ kN/m} \cdot \frac{1,38 \text{ m}}{2} + 0,15 \text{ kN/m} \cdot 2 \text{ m}) \\ &= 0,80 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gewählt: 2 Passbolzen M20, 4.6

(einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnem Blech) mit

$$F_{v,R,d} = 13,26 \text{ kN/VM}$$

$n_{ef} = n$  für  $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{(25,64 + 0,88) \text{ kN}}{2 \cdot 13,26 \text{ kN}} = 1$$

## 7.5 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

### 7.5.1 Nachweis der Anfangsverformung

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast  $q_k$ :  $\psi_0 = 0,4$  und  $\psi_2 = 0$

Kombinationsbeiwerte für Wind  $w_k$ :  $\psi_0 = 0,3$  und  $\psi_2 = 0$

**Nachweis Gesamtdurchbiegung:**

$$w_{inst} = w_{g,inst} + w_{q,1,inst} + \sum_{i=2}^n \psi_{0,i} \cdot w_{q,i,inst} \leq \frac{l}{300}$$

Bemessungsrelevant wird die Lastkombination  $g_k + q_{fk} + w_{x,2,k,v}$ .

$$w_{inst} = 13,2 \text{ mm} + 23,1 \text{ mm} + 0,3 \cdot 11,3 \text{ mm} = 39,7 \text{ mm} < \frac{20000 \text{ mm}}{300} = 66 \text{ mm}$$

**Nachweis Durchbiegung aus Verkehrslast:**

$$w_{q,inst} \leq \frac{l}{400}$$

$$w_{q,inst} = 23,1 \text{ mm} < \frac{l}{400} = \frac{20000 \text{ mm}}{400} = 50 \text{ mm}$$

### 7.5.2 Nachweis der Enddurchbiegung

Kriechbeiwert  $k_{def} = 0,8$  für Brettschichtholz in Nutzungsklasse 2

**Nachweis der Gesamtdurchbiegung:**

$$\begin{aligned} w_{fin} &= w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{q,1,inst} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) \\ &\quad + \sum_{i=2}^n w_{q,i,inst} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \leq \frac{l}{200} \end{aligned}$$

Bemessungsrelevant wird die Lastkombination  $g_k + q_{fk} + w_{x,2,k,v}$ .

$$\begin{aligned} w_{fin} &= 13,2 \text{ mm} \cdot (1 + 0,8) + 23,1 \text{ mm} \cdot (1 + 0 \cdot 0,8) + 11,3 \text{ mm} \cdot (0,3 + 0 \cdot 0,8) \\ &= 50,3 \text{ mm} < \frac{l}{200} = \frac{20000 \text{ mm}}{200} = 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

**Nachweis der Netto-Enddurchbiegung:**

$$w_{net,fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + \sum_{i=1}^n w_{q,i,inst} \cdot \psi_{2,i} \cdot (1 + k_{def}) - w_c \leq \frac{l}{300}$$

Da der quasi-ständige Anteil sämtlicher Einwirkungen aus Verkehr  $\psi_2 = 0$  ist, ergibt

DIN EN 1990, Tab. A2.2

DIN EN 1995-1-1/NA, Tab. NA.13, Z.1

DIN EN 1995-2/NA, NDP zu DIN EN 1995-2, 7.2 und Tab. 7.1

DIN EN 1995-1-1, Tab. 3.2

sich die Netto-Enddurchbiegung nur aus Eigenlasten abzüglich der Überhöhung.

Die Hauptträger werden für die Durchbiegung aus Eigenlast und dem häufigen Anteil der Verkehrslast  $\psi_1 = 0,4$  überhöht:

$$w_c = 13,2\text{mm} \cdot (1 + 0,8) + 0,4 \cdot 23,1\text{mm} = 33\text{mm}$$

$$w_{net,fin} = 13,2\text{mm} \cdot (1 + 0,8) - 33\text{mm} = -9\text{mm} < \frac{l}{300} = \frac{20000\text{mm}}{300} = 66\text{mm}$$

Damit verbleibt auch über die Nutzungsdauer eine minimale Trägerüberhöhung.

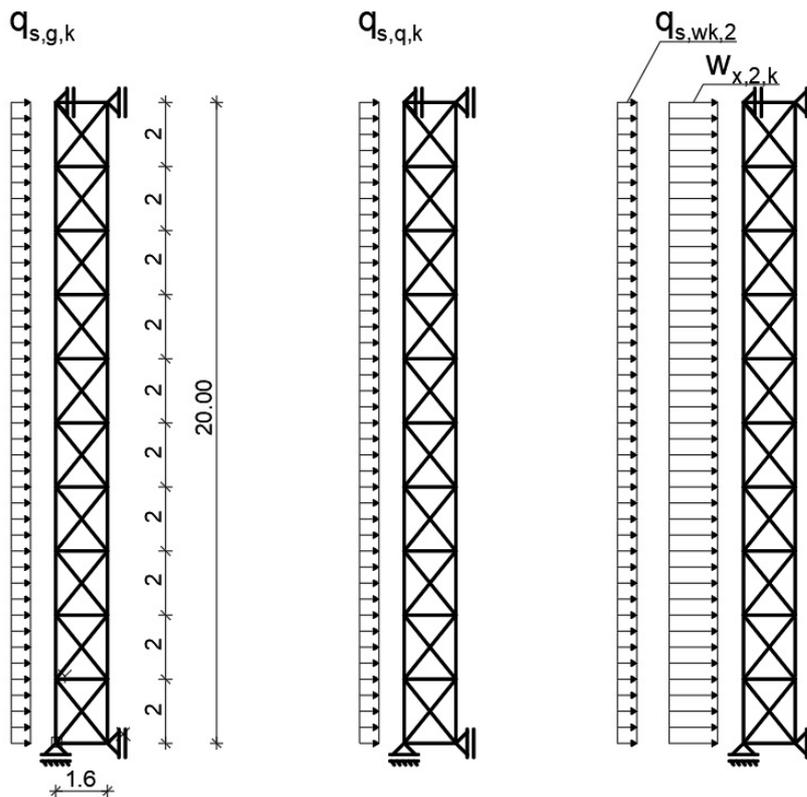
## 8 Position 5: Wind- und Aussteifungsverband

### 8.1 System und Belastung

Der liegende Wind- und Aussteifungsverband besteht aus den Hauptträgern als Gurte, den Querriegeln als Pfosten und zwei gekreuzten stählernen Zugdiagonalen je Verbandsfeld. Er wird in Höhe der Schwerachse der Querriegel angeordnet.

Die maximale Belastung resultiert aus dem Lastfall „Wind mit Verkehr“ mit

$$w_{x,2,res} = 1,44 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,33 \text{ m} = 4,80 \text{ kN/m}$$



Stabilisierungslasten aus den Hauptträgern

charakteristische Biegemomente aus der Bemessung der Hauptträger:

$$M_{gk} = 125 \text{ kNm}$$

$$M_{qk} = 220 \text{ kNm}$$

$$M_{wk,2} = 107 \text{ kNm}$$

DIN EN 1995-1-1,  
9.2.5.2

Mit  $N_k = (1 - k_{crit}) \cdot \frac{M_k}{h}$  und  $k_{crit} = 0,63$  (aus Nebenrechnung)

ergeben sich die mittleren Druckkräfte im Hauptträger zu:

$$N_{gk} = 38,54 \text{ kN}$$

$$N_{qk} = 67,83 \text{ kN}$$

$$N_{wk,2} = 33,00 \text{ kN}$$

Die Stabilisierungslasten ergeben sich aus

$$q_{s,k} = k_l \cdot \frac{n \cdot N_k}{k_{f,3} \cdot l} \text{ mit}$$

$$k_{f,3} = 30 \text{ und}$$

$$k_l = \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \sqrt{\frac{15}{l}} = \sqrt{\frac{15}{20}} = 0,87 \end{array} \right.$$

$$q_{s,k} = 0,87 \cdot \frac{2 \cdot N_k}{30 \cdot 20}$$

$$q_{s,g,k} = 0,11 \text{ kN/m}$$

$$q_{s,q,k} = 0,20 \text{ kN/m}$$

$$q_{s,wk,2} = 0,10 \text{ kN/m}$$

## 8.2 Schnittgrößen und Nachweise

Die Druck- und Zugnormalkräfte in den Gurten des Verbandes sind bei der Bemessung der Hauptträger zu berücksichtigen.

$$\max N_{c,0,d} = \max N_{t,0,d} = 233 \text{ kN}$$

Daraus ergibt sich eine maximale Normalspannung von:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_n} = \frac{233 \text{ kN}}{22 \cdot (120 - 2 \cdot 1,6) \text{ cm}^2} = 0,09 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Bei der Dimensionierung der Hauptträger wurden ausreichende Reserven im Biegespannungsnachweis berücksichtigt, so dass die Normalkräfte aus der Verbandsberechnung sicher aufgenommen werden.

Die Druckkräfte in den Verbandspfosten sind bei der Bemessung des Querriegels zu berücksichtigen.

$$\max N_{c,d} = 9 \text{ kN}$$

In den Verbandsdiagonalen tritt eine maximale Zugkraft auf von:

$$\max N_{t,d} = 56 \text{ kN}$$

Hierfür ist ein Zugankersystem auszuwählen. Eine Abstufung der Zugstabquerschnitte über die Tragwerkslänge ist sinnvoll, da die Zugkräfte in den inneren Verbandfeldern deutlich geringer sind.

Die horizontale Durchbiegung des liegenden Verbandes ist auf  $L/500 = 4 \text{ cm}$  zu begrenzen. Die Verbandsdurchbiegung in der seltenen Bemessungskombination beträgt  $24,7 \text{ mm}$  und ist damit geringer als der empfohlene Grenzwert.

Auf die einzelnen Nachweise am Verband wird nicht detailliert eingegangen.

Aufgrund der hohen Windangriffsfläche im Lastfall „Wind mit Verkehr“ und dem geringen Achsabstand der Hauptträger ist eine Zugsicherung an den Auflagern vorzusehen, da das geringe Eigengewicht das Moment aus Wind nicht überdrückt.

**DIN EN 1995-1-1**, Gl. (9.36) und Gl. (6.34)

**DIN EN 1995-1-1**, Gl. (9.37)

**DIN EN 1995-1-1/NA**, Tab. NA.21

**DIN EN 1995-1-1**, Gl. (9.38)

**DIN EN 1995-1-1**, 9.2.5.3 (2)