

Beispiel 13: Plattenbalkenbrücke

Inhalt

	Seite
Aufgabenstellung.....	13-2
1 System, Bauteilmaße, Betondeckung	13-2
1.1 System	13-2
1.2 Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung	13-3
1.3 Baustoffe.....	13-3
1.4 Querschnittswerte	13-4
2 Einwirkungen	13-5
2.1 Eigenlast (gesamter Überbau)	13-5
2.2 Stützensenkung	13-5
2.3 Temperatureinwirkung	13-6
2.4 Vertikallasten aus Straßenverkehr	13-6
2.5 Ermüdungslastmodell	13-7
2.6 Windeinwirkungen	13-7
3 Schnittgrößen.....	13-8
4 Vorspannung.....	13-9
4.1 Allgemeines.....	13-9
4.2 Spanngliedführung	13-10
4.3 Schnittgrößen infolge Vorspannung.....	13-11
4.4 Zeitabhängige Spannkraftverluste	13-12
5 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	13-14
5.1 Allgemeines.....	13-14
5.2 Rissbildungszustand	13-15
5.3 Grenzzustand der Dekompression.....	13-16
5.4 Begrenzung der Rissbreite.....	13-17
5.5 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten.....	13-18
5.6 Begrenzung der Betondruckspannungen und der Betonstahlspannungen.....	13-19
5.7 Begrenzung der Spannstahlspannungen	13-20
6 Grenzzustände der Tragfähigkeit	13-20
6.1 Allgemeines.....	13-20
6.2 Biegung mit Längskraft.....	13-21
6.3 Nachweis für Versagen mit Vorankündigung	13-23
6.4 Nachweise für Querkraft und Torsion.....	13-23
6.4.1 Querkraft.....	13-23
6.4.2 Torsion.....	13-25
6.4.3 Gurtanschluss	13-27
6.5 Ermüdung	13-29
6.5.1 Einwirkungen	13-29
6.5.2 Biegung.....	13-30
6.5.3 Querkraft.....	13-32
7 Darstellung der Bewehrung.....	13-34

Beispiel 13: Plattenbalkenbrücke

Aufgabenstellung

Zu bemessen ist der Überbau einer Richtungsfahrbahn einer im Grundriss geraden Autobahnbrücke mit zwei Fahrstreifen in Längsrichtung. Die Brücke wird in Längsrichtung elastisch gelagert. Der Betonüberbau wird als zweistegiger Plattenbalken (längs mit Vorspannung im nachträglichen Verbund vorgespannt, quer mit Betonstahl bewehrt) ausgebildet. Es werden keine Querträger vorgesehen.

Eine Bemessung für MLC-Lasten nach STANAG 2021 wird nicht durchgeführt.

Die Bemessungsanforderungen an die Brücke werden in Längs- und Querrichtung je nach Art der gewählten Vorspannung direkt im Eurocode 2 geregelt. Im Rahmen dieses Beispiels wird nur die Längsrichtung betrachtet.

1 System, Bauteilmaße, Betondeckung

1.1 System

In Längsrichtung stellt die Brücke einen Siebenfeldträger mit einer Gesamtlänge von $L = 210$ m dar. Die Spannweite der fünf Innenfelder beträgt jeweils 32,0 m, die der beiden Randfelder 25,0 m. Die Konstruktionshöhe beträgt 1,50 m (Bild 1).

Der Überbau wird in sieben Bauabschnitten (BA) mittels Vorschubrüstung hergestellt (Bild 2). Der statische Nachweis der einzelnen Bauzustände ist nicht Gegenstand dieses Anwendungsbeispiels.

Beachte auch die Auslegungen zu den Eurocodes auf: www.nabau.din.de

Hinweise zu den Eurocodes:

Die Bezeichnung der Regeln bedeutet:

(1)P verbindliche Regeln → Prinzip

(1) Anwendungsregeln, die die Prinzipien erfüllen

Hinweise zu den Nationalen Anhängen:

NDP National festzulegende Parameter

NCI Ergänzende nicht widersprechende Informationen zur Anwendung

MLC-Lasten: military load class

Kurzbezeichnung für militärische Verkehrslasten

STANAG: standardisation agreement

Standardisierungsabkommen der NATO.

Die Militärlasten werden gemäß Allgemeinem

Rundschreiben Straßenbau ARS Nr. 22/2012,

Anlage 2 und Anlage 3 des BMVBS [1]

behandelt. Die Teilsicherheitsbeiwerte und die

Kombinationsbeiwerte entsprechen denen der zivilen Lasten.

EC2-2/NA, (NDP) 7.3.1 (105), Tabelle 7.101DE

Druckspannungen in diesem Beispiel negativ (abweichend vom EC2)

Hilfreiche Arbeitsdokumente für den

Brückentragwerksplaner sind auch:

DIN-Normenhandbücher (Beuth-Verlag):

[E33] Eurocode 1 Einwirkungen – Band 3:

Brückenlasten

[E35] Eurocode 2 Betonbau – Band 2: Brücken

Lasten für Bauzustände siehe auch EC1-6

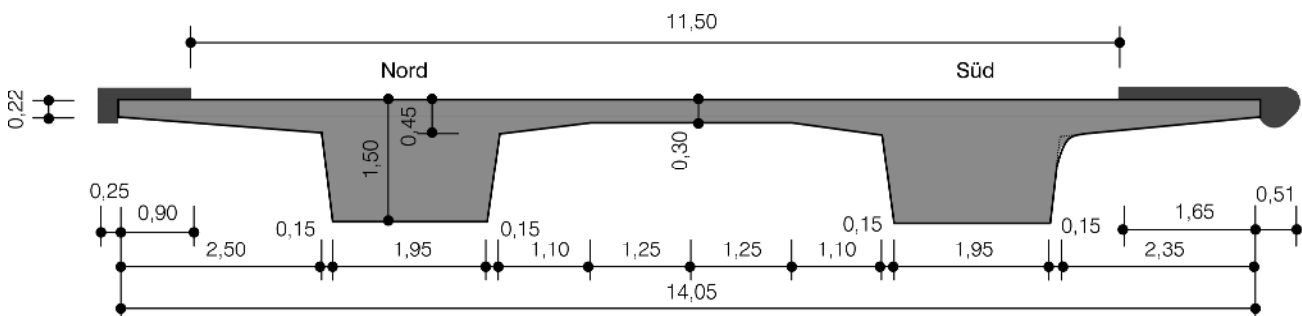


Bild 1: Regelquerschnitt der Brücke, Querschnitt einer Richtungsfahrbahn

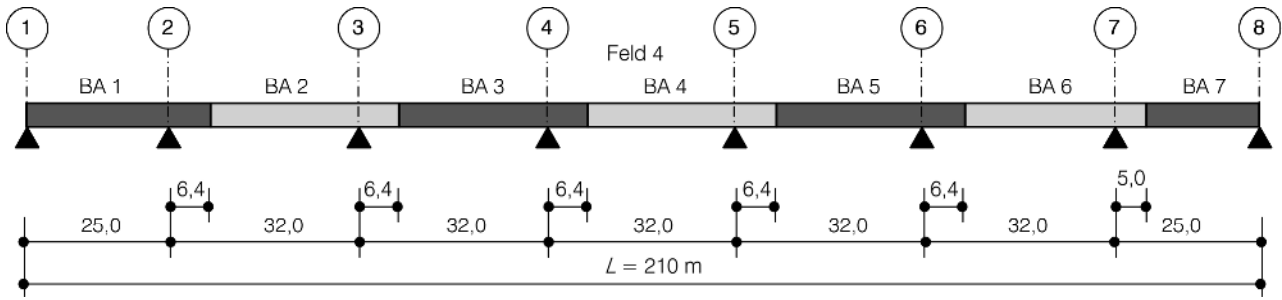


Bild 2: Statisches System, Bauphasen und Bauabschnitte

1.2 Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung

- Umgebungsbedingungen: Außenbauteil
 Expositionsklasse für Bewehrungskorrosion
 → infolge Karbonatisierung: → XC4
 → infolge Chloridangriff: → XD1
 Expositionsklasse für Betonangriff
 → Frost mit Taumittel: → XF2
 Mindestfestigkeitsklasse Beton ohne Luftporen → C30/37 [2]
 → Feuchtigkeitsklasse → WA [2]

Gewählt: C35/45 XC4, XD1, XF2, WA $E_{cm} = 34.000 \text{ MN/m}^2$

Betondeckung

- Betonstahl:
 → Mindestbetondeckung $c_{min,dur} = 40 \text{ mm}$
 + Vorhaltemaß $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$
 = Nennmaß der Betondeckung $c_{nom} = 45 \text{ mm}$

- Hüllrohre allgemein:
 $c_{min,dur} \geq 50 \text{ mm}$
 $c_{min,b} = \phi_{duct} \leq 80 \text{ mm}$

- Längsspannglieder unter der Oberfläche der Fahrbahnplatte:
 $c_{min,b} \geq 100 \text{ mm}$

1.3 Baustoffe

- Beton C35/45
 $f_{ck} = 35 \text{ MN/m}^2$
 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 35 / 1,5 = 19,8 \text{ MN/m}^2$
 $E_{cm} = 34.000 \text{ MN/m}^2$
 $f_{ctm} = 3,2 \text{ MN/m}^2$

- Betonstabstahl B500B
 $f_{yk} = 500 \text{ MN/m}^2$ (hohe Duktilität)
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$
 $E_s = 200.000 \text{ MN/m}^2$

- Spannstahl Litze St 1570/1770
 $f_{p0,1,k} = 1500 \text{ MN/m}^2$
 $f_{pk} = 1770 \text{ MN/m}^2$
 $f_{pd} = f_{p0,1,k} / \gamma_s = 1500 / 1,15 = 1304 \text{ MN/m}^2$
 $E_p = 195.000 \text{ MN/m}^2$

EC2-2/NA, (NCI) 4.2, Tabelle 4.1DE:
 XC4 wechselnd nass und trocken (Außenbauteile mit direkter Beregnung)
 XD1 mäßige Feuchte (Bauteile im Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen)
 XF2 mäßige Wassersättigung, mit Taumittel (in DIN 1045-2: min C35/45 ohne LP für XF2)
 WA langzeitige Alkalizufuhr siehe auch [2] ZTV-ING, Teil 3, Abschn. 1 Kap. 3.1 (3) und Kap. 4 (13) für Überbauten
 → Alle Bauwerke im Bereich der Bundesfernstraßen sind der Feuchtigkeitsklasse WA zuzuordnen.

Hier keine Expositionsklasse für chemischen Angriff und Verschleißbeanspruchung. Die Expositionsklassen sind anzugeben

EC2-2/NA, (NDP) 4.4.1.2 (5)
 Die Betondeckung ist unabhängig von den Expositionsklassen geregelt. Das gegenüber EC2-1-1 reduzierte Vorhaltemaß ist auf erhöhte Qualitätssicherungsmaßnahmen zurückzuführen.

EC2-1-1, 4.4.1.2 (3) bzw. EC2-2/NA, (NDP) 4.4.1.2 (3)
 Hüllrohrdurchmesser ϕ_{duct} entsprechend allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ)
 EC2-2/NA, (NDP) 4.4.1.2 (3) maßgebend!

EC2-1-1, 3.1.2, Tab. 3.1
 EC2-2/NA, (NDP) 2.4.2.4 (1)
 EC2-2/NA, (NDP) 3.1.6 (101)P

EC2-2/NA, (NCI) 3.2.2: (3) für Brückenüberbauten nur hochduktiler Betonstahl
 EC2-1-1, 3.2.7
 EC2-2/NA, (NDP) 2.4.2.4 (1)

Werte aus abZ

EC2-1-1, 3.3.6 (6), EC2-2/NA, (NDP) 2.4.2.4 (1)
 EC2-1-1, 3.3.6 (3)

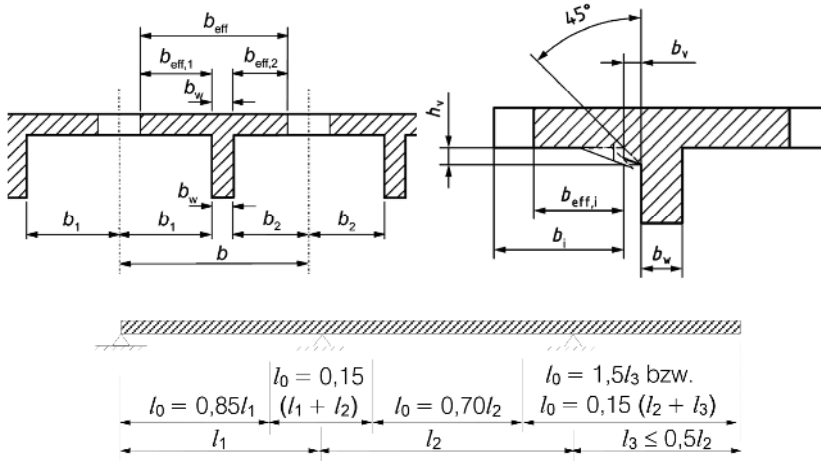
1.4 Querschnittswerte

Für die Bemessung ist ein idealisierter Plattenbalkenquerschnitt unter Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreite anzunehmen. Dieser wird auch für die Schnittgrößenermittlung mit herangezogen, obwohl der Ansatz einer konstanten mitwirkende Breite über die Feldlänge auch möglich wäre.

Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und als genügend genaue Abschätzung für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit können die maßgebenden Querschnittswerte wegen der gleichmäßigen Stützweitenverteilung mit folgender vereinfachter Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreiten ermittelt werden:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b$$

$$b_{\text{eff},i} = \min \begin{cases} 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \\ 0,2 \cdot l_0 \\ b_1 \end{cases}$$



EC2-1-1, 5.3.2.1

EC2-1-1, 5.3.2.1 (4)

EC2-2/NA, (NCI) 5.3.2.1 (2)

EC2-1-1, 5.3.2.1, Gl. (5.7), (5.7a), (5.7b)

EC2-1-1, 5.3.2.1, Bild 5.3
EC2-2/NA, (NCI) 5.3.2.1, Bild NA.5.103.1

EC2-1-1, 5.3.2.1 Bild 5.2 mit NCI

Tab. 1.4-1: Berechnung der mitwirkenden Plattenbreiten (für den Hauptträger des Querschnitts in Bild 1)

	l_{eff} [m]	l_0 [m]	b_w [m]	b_1 [m]	$d_{l,\text{Feld}}$ [m]	$d_{l,\text{Ans}}$ [m]	b_r [m]	$d_{r,\text{Feld}}$ [m]	$d_{r,\text{Ans}}$ [m]	b_{vl} [m]	b_{vr} [m]	$b_{\text{eff},l}$ [m]	$b_{\text{eff},r}$ [m]	b_{eff} [m]
Hauptträger Nord														
Randfeld	25	21,3	2,25	2,5	0,22	0,45	2,35	0,3	0,45	0,23	0,15	2,50	2,35	7,10
1. Innenstütze		8,55	2,25	2,5	0,22	0,45	2,35	0,3	0,45	0,23	0,15	1,36	1,33	5,32
Innenfeld	32	22,4	2,25	2,5	0,22	0,45	2,35	0,3	0,45	0,23	0,15	2,50	2,35	7,10
Innenstütze		9,6	2,25	2,5	0,22	0,45	2,35	0,3	0,45	0,23	0,15	1,43	1,46	5,52
Hauptträger Süd														
Randfeld	25	21,3	2,25	2,35	0,22	0,45	2,35	0,3	0,45	0,23	0,15	2,35	2,35	6,95
1. Innenstütze		8,55	2,25	2,35	0,22	0,45	2,35	0,3	0,45	0,23	0,15	1,33	1,33	5,29
Innenfeld	32	22,4	2,25	2,35	0,22	0,45	2,35	0,3	0,45	0,23	0,15	2,35	2,35	6,95
Innenstütze		9,6	2,25	2,35	0,22	0,45	2,35	0,3	0,45	0,23	0,15	1,38	1,40	5,49

Die Tabelle 1.4-1 zeigt, dass in den Feldquerschnitten für $b_{\text{eff},i}$ der kleinere Wert b_1 maßgebend wird.

Die Vorspannung wird bei der Schnittgrößenermittlung auf die Schwerlinie des Gesamtquerschnitts bezogen. Bei den Spannungsnachweisen werden die Schnittgrößen aus Vorspannung auf die Schwerlinie des idealisierten Querschnitts umgerechnet.

Gesamtquerschnitt – Querschnitt mit der gesamten vorhandenen Plattenbreite

siehe DAFStb-Heft [600], zu 5.3.2.1
→ bei den Nachweisen Bezug von:
 P_m auf den Gesamtquerschnitt,
 M_p auf den mitwirkenden Querschnitt.

Die Bemessung erfolgt aufgrund der annähernd symmetrischen Querschnitte für eine Querschnittshälfte.

Die Querschnittswerte der Tab. 1.4-2 wurden mit Hilfe eines EDV-Programms unter Berücksichtigung der mitwirkenden Breiten ermittelt.
→ Gesamtquerschnitt – Querschnitt mit der gesamten vorhandenen Plattenbreite

Tab. 1.4-2: Querschnittswerte des idealisierten Betonquerschnitts Hauptträger Nord

Querschnittswert	Einheit	Gesamtquerschnitt	mitwirkender Querschnitt			
			Feld	Koppelfuge	1. Innenstütze	Innenstütze
A_c	[m ²]	4,842	4,842	4,842	4,223	4,288
z_s	[m]	0,543	0,543	0,543	0,602	0,595
I_z	[m ⁴]	10,073	10,073	10,073	4,475	4,888
I_y	[m ⁴]	0,951	0,951	0,951	0,833	0,846
I_t	[m ⁴]	1,097	1,097	1,097	1,097	1,097
W_o	[m ³]	1,750	1,750	1,750	1,384	1,422
W_u	[m ³]	0,994	0,994	0,994	0,927	0,935

2 Einwirkungen

Nachfolgend werden die charakteristischen Einwirkungen als Grundlage für die Schnittgrößenermittlung und die anschließenden Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zusammengestellt.

Die Einwirkungen werden für den gesamten Überbau ermittelt. Die Aufteilung auf die Haupt- und Querträger erfolgt für ein Trägerrostsystem.

2.1 Eigenlast (gesamter Überbau)

EC1-1-1 mit EC1-1-1/NA

Eigenlast des Tragwerks $g_{k,1} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 9,688 \text{ m}^2 = 242,2 \text{ kN/m}$

Eigenlast des Fahrbahnbelages $g_{k,Bel} = (25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,08 \text{ m} + 0,50 \text{ kN/m}^2) \cdot 11,50 \text{ m} = 28,8 \text{ kN/m}$

[1] ARS 22/2012, Anlage 3 ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ für den Belag und zusätzliche Flächenlast für Mehreinbau von $0,50 \text{ kN/m}^2$)

Eigenlast der Kappen

Süd $g_{k,KS} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,439 \text{ m}^2 = 11,0 \text{ kN/m}$

Nord $g_{k,KN} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,253 \text{ m}^2 = 6,3 \text{ kN/m}$

Eigenlast der Leitplanke $g_{k,SPL} = 0,8 \text{ kN/m}$

Eigenlast des Geländers $g_{k,Gel} = 0,5 \text{ kN/m}$

Herstellerangaben

Herstellerangaben

2.2 Stützensenkung

EC2-1-1, 2.3.1.3 (1)

Nach Angaben im Bodengutachten sind für diese pfahlgegründete Brücke folgende Stützensenkungen in ungünstigster Kombination anzusetzen:

Von ihrer Art her gehören Baugrundsetzungen grundsätzlich zu den ständigen Einwirkungen, müssen aber wie veränderliche Einwirkungen auch ungünstig angeordnet werden. Generell sind die zu erwartenden Verschiebungen und Verdrehungen von Stützen infolge Baugrundbewegungen zu berücksichtigen.

Wahrscheinliche Setzung: $\Delta s_m = 10 \text{ mm}$

EC2-1-1, 2.3.1.3 (2):

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen

Mögliche Setzung: $\Delta s_k = 15 \text{ mm}$

EC2-2/NA, (NCI) 2.3.1.3, (NA.103):

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit 0,6-fach wegen Abfall der Steifigkeit im Zustand II zu berücksichtigen

(Im Bodengutachten ist als mögliche Setzung $\Delta s_k = 15 \text{ mm}$ angegeben. Im Brückenbau wird üblicherweise als wahrscheinliche Stützensenkung mindestens 10 mm angesetzt.)

2.3 Temperatureinwirkung

Hinsichtlich der Temperatureinwirkung handelt es sich um ein Brückenbauwerk des Typs 3. Für die Bemessung des Überbaus kann der Einfluss des extremalen konstanten Temperaturunterschiedes vernachlässigt werden, da daraus nur geringe Normalspannungen in Brückenlängsrichtung entstehen. Demgegenüber muss der lineare Temperaturunterschied zwischen Ober- und Unterseite des Brückenbauwerkes berücksichtigt werden.

$$\begin{aligned} \Delta T_{M,heat} &= 15 \text{ °C} \\ \Delta T_{M,cool} &= -8 \text{ °C} \end{aligned}$$

Korrektur in Abhängigkeit von der Belagsdicke (Beton)

	d_{vorh}	$= 80 \text{ mm}$
Oberseite wärmer	K_{sur}	$= 0,82$
Unterseite wärmer	K_{sur}	$= 1,0$

Anzusetzende lineare Temperaturunterschiede für den Endzustand

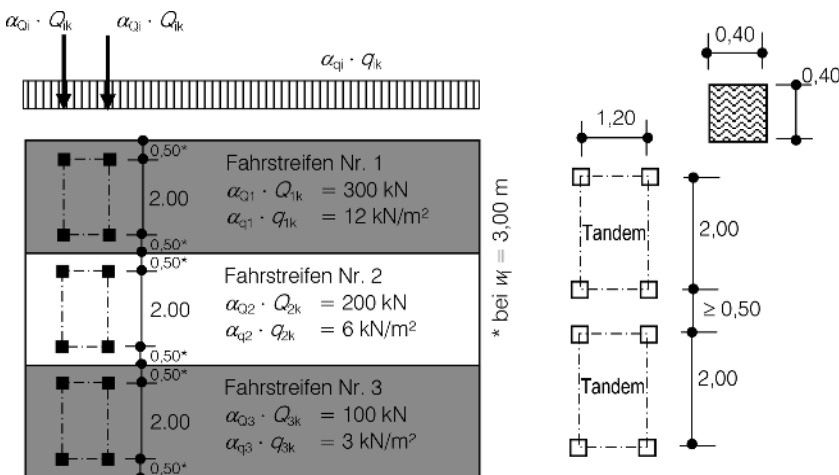
$$\begin{aligned} \Delta T_{M,heat} &= 15 \text{ °C} \cdot 0,82 = 12,3 \text{ °C} \\ \Delta T_{M,cool} &= -8 \text{ °C} \cdot 1,0 = -8 \text{ °C} \end{aligned}$$

Zwangsschnittgrößen infolge Temperaturbelastung sind im GZT zu berücksichtigen (mit den 0,6-fachen Werten der Steifigkeiten des Zustandes I)

2.4 Vertikallasten aus Straßenverkehr

In DIN EN 1991-2 sind die Einwirkungen aus Straßenverkehr durch Lastmodelle definiert, die für Brücken mit Einzelstützweiten < 200 m und Fahrbahnbreiten < 42 m angewendet werden können. Für größere Brücken liegen die angegebenen Lastmodelle auf der sicheren Seite, der Bauherr sollte jedoch die Verkehrslasten infolge Straßenverkehrs den jeweiligen Projektverhältnissen entsprechend festlegen. Mit den angegebenen Modellen sind alle normalerweise absehbaren Verkehrssituationen abgedeckt (Einwirkungen aus Straßenverkehr bestehend aus Personenkraftwagen und Lastkraftwagen in jeder Richtung auf jedem Fahrstreifen). Nicht berücksichtigt sind Einwirkungen von Lasten aus Straßenbauarbeiten infolge Schürfraupen, Lastwagen zum Bodentransport usw. Sind solche Nutzungen absehbar oder geplant, so sollten ergänzende Lastmodelle einschließlich der zugehörigen Kombinationsregeln durch den Bauherrn festgelegt werden.

Für die Bemessung des Überbaus (globale Nachweise) ist in Längsrichtung die Lastgruppe 1 (Vertikallasten) anzusetzen. Die Lastgruppe 1 beinhaltet das Lastmodell 1. Der Notgehweg auf den Kappen ist kein öffentlicher Gehweg und wird als Restfläche mit $\alpha_{qgr} \cdot q_{rk} = 3 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.



EC1-1-5, 6.1.1

EC1-1-5, 6.1.4.1, Tabelle 6.1

[1] ARS 22/2012, Anlage 3

EC2-2/NA, (NCI) 2.3.1.2 (3)

EC1-2, 4.

Lastmodell 1: Einzellasten und gleichmäßig verteilte Lasten, die die meisten der Einwirkungen aus LKW- und PKW-Verkehr abdecken. → nur für globale Nachweise

EC1-2, (NDP) 4.3.1 (2) Anmerkung 2: Lastmodell 2 ist nicht anzuwenden

EC1-2, (NDP) 4.3.4 (1) Sonderlastmodelle sind nicht anzuwenden.

EC1-2, 4.5.1, Tabelle 4.4a
Lastmodell 4: Menschengedänge
→ EC1-2, 4.5.1 Tabelle 4.4a, Fußnote b).

Das Lastmodell 1 besteht aus den Einzellasten (Tandem-System TS, als Doppelachse zweimal pro Fahrspur anzusetzen) und gleichmäßig verteilten Lasten (UDL-System). Für die Einzellasten ist eine Radaufstandsfläche entsprechend einem Quadrat mit einer Seitenlänge von 0,40 m anzusetzen. Die Breite der Fahrspuren beträgt in der Regel 3,0 m.

UDL: unit distributed load
 α_{Qi}, α_{qi} – Anpassungsfaktoren

entsprechend EC1-2, Bild 4.2a: Lastmodell 1

Die Achse des Tandem-Systems liegt im Zentrum des Fahrstreifens.

Im vorliegenden Beispiel entspricht die Fahrbahnbreite dem Abstand der Schrammborde (da Schrammbordhöhe ≥ 75 mm):

$$w = 11,5 \text{ m}$$

Da $w \geq 9,0$ m ergibt sich die Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen mit einer Breite von $b_1 = 3,0$ m aus der nächstkleineren ganzen Zahl von $w / 3$:

$$n_1 = \text{Int}(w / 3) = 3$$

Damit ergibt sich die rechnerisch verbleibende Restfläche zu:

$$R = w - 3 \cdot b_1 = 2,5 \text{ m}$$

Die Lage der rechnerischen Fahrstreifen ist für jeden Einzelnachweis getrennt zu wählen, wobei jeweils die ungünstigste Anordnung entscheidend ist. Dies gilt ebenso für die Anordnung der Doppelachsen. In Querrichtung sind die Doppelachsen nebeneinanderstehend anzunehmen.

Fahrstreifen 1: (Gleichlast und 2 Achsen TS)

$$\text{TS: } \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 300 \text{ kN} \quad \text{UDL: } \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 12 \text{ kN/m}^2$$

Fahrstreifen 2: (Gleichlast und 2 Achsen TS)

$$\text{TS: } \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 200 \text{ kN} \quad \text{UDL: } \alpha_{q2} \cdot q_{2k} = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

Fahrstreifen 3: (Gleichlast und 2 Achsen TS)

$$\text{TS: } \alpha_{Q3} \cdot Q_{3k} = 100 \text{ kN} \quad \text{UDL: } \alpha_{q3} \cdot q_{3k} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Restfläche: (Gleichlast)

$$\text{UDL: } \alpha_{qr} \cdot q_{rk} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

2.5 Ermüdungslastmodell

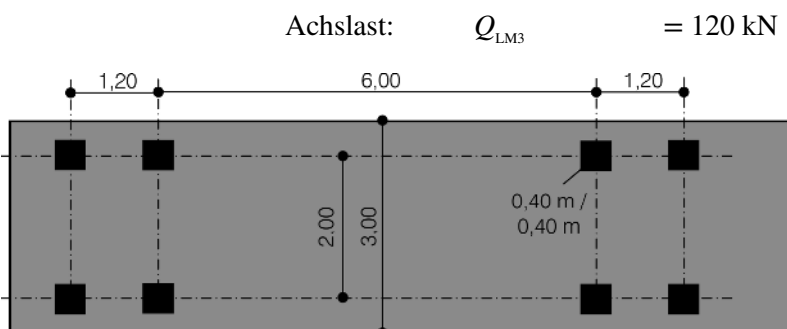
Bei der vorliegenden Brücke handelt es sich um eine Autobahnbrücke mit zwei Fahrstreifen je Fahrtrichtung und hohem LKW-Anteil:

$$\text{Anzahl LKW: } N_{\text{obs}} = 2,0 \cdot 10^6$$

In der Nähe von Fahrbahnübergängen (Abstand von der Dehnfuge $< 6,0$ m) ist ein zusätzlicher Erhöhungsfaktor zu beachten:

$$\begin{aligned} \text{bei } \geq 6,0 \text{ m: } \Delta\varphi_{\text{fat}} &= 1,0 \\ \text{Endbereich: } \Delta\varphi_{\text{fat}} &= 1,3 \end{aligned}$$

Das anzusetzende Ermüdungslastmodell 3 besteht aus 2 Doppelachsen mit einem Abstand von 7,20 m, die zentral im Fahrstreifen anzuordnen sind:



2.6 Windeinwirkungen

Wind wird für die vertikale Tragwirkung vernachlässigt.

EC1-2, (NDP) 4.2.3 (1)

siehe EC1-2, Bild 2

EC1-2, 4.2.3, Tabelle 4.1

EC1-2, 4.2.4 (1) und 4.2.5 (1)

EC1-2, (NDP) 4.3.2 (3) Anmerkungen 1 und 2 und Tabelle 4.2

Anmerkung: Ein dynamischer Erhöhungsfaktor (ähnlich dem Schwingbeiwert in DIN 1072) ist bereits in den Einwirkungen enthalten.

EC1-2, (NDP) 4.6.1 (2):

Es ist Ermüdungslastmodell 3 anzuwenden.

EC1-2, (NDP) 4.6.1 (3):

Es ist Tabelle 4.5 anzuwenden.

EC1-2, 4.6.1 (6), Bild 4.7 mit (NDP) 4.6.1 (6)

EC1-2, 4.6.4 (1)

EC1-2, 4.6.4 (1), Bild 4.8

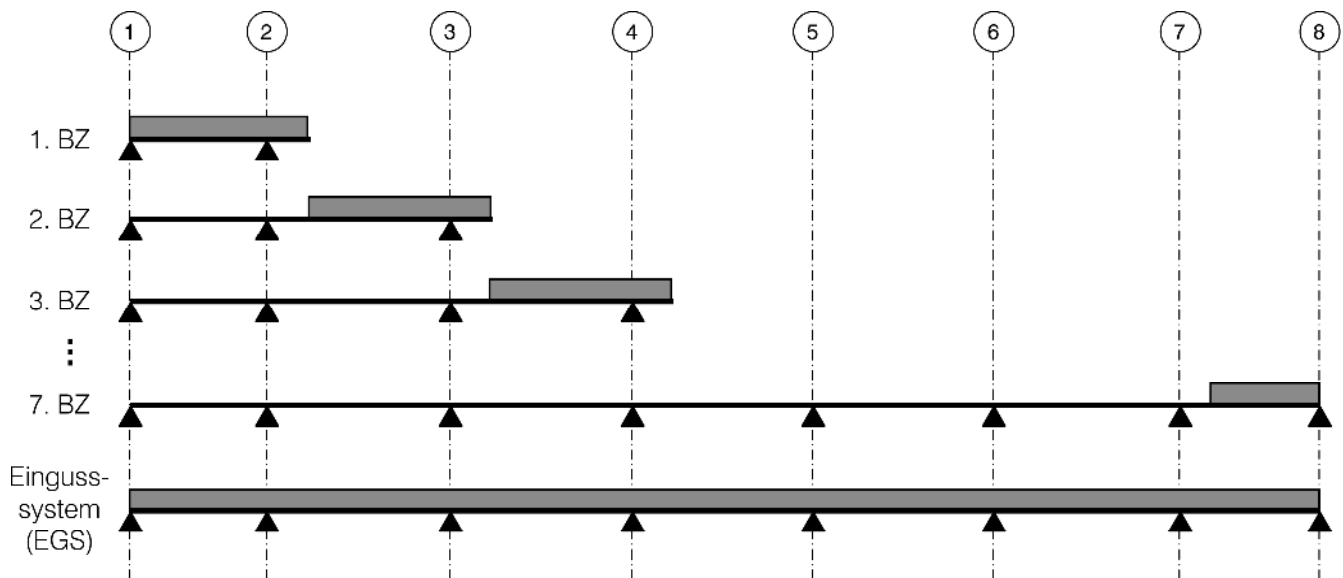
EC1-1-4 mit EC1-1-4/NA

Anhang NA.N: Windeinwirkungen auf Brücken Vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Windkraft in x-Richtung (Querrichtung)

3 Schnittgrößen

Bei der Schnittgrößenermittlung wird berücksichtigt, dass sich zunächst die Schnittgrößen für die Lastfälle Eigenlast und Vorspannung der gekoppelten Spannglieder aus der Summe der in den einzelnen Bauabschnitten ermittelten Werte ergeben. Erst im Laufe der Zeit erfolgt infolge Kriechen eine Schnittgrößenumlagerung hin zum Eingussystem. Dadurch resultieren zum Teil erhebliche Abweichungen der Schnittgrößen zum Eingussystem. Die Umlagerung wird mit dem Verfahren nach *Trost; Wolff* [4] durchgeführt.

[4] *Trost; Wolff*: Zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Beanspruchungen in abschnittsweise hergestellten Spannbetontragwerken, Bauingenieur 45 (1970)



Umlagerung [4]: Faktor $\kappa_N \approx 0,8$

Schnittgröße ($t \rightarrow \infty$) $\cong \text{EGS} \cdot 0,8 + \sum \text{BZ}(1...7) \cdot 0,2$

Bild 3: Umlagerung zwischen Bauzustand (BZ) und Eingussystem (EGS)

Die charakteristischen Werte der Schnittgrößen für die hier behandelte Brücke werden an einem ebenen Trägerrostsystem ermittelt. Der Überbau wird dabei durch zwei Hauptstabzüge dargestellt, die in den Stegachsen verlaufen.

Die Fahrbahnplatte zwischen den Stegen wird durch ideale Querstäbe mit einer Breite von $b = 1/10 l_{\text{Feld}}$ und mit den entsprechenden Querschnittswerten simuliert.

Die Einwirkungen werden direkt auf die Längs- und Querstäbe aufgebracht. Für die Steifigkeiten des Trägerrostsystems werden für die Schnittgrößenermittlung folgende ingenieurmäßige Annahmen getroffen. Diese gelten gleichzeitig für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit:

- Die Biegesteifigkeit der Hauptträger wird in Längsrichtung mit 100 % (Längsvorspannung) angesetzt.
- Die Torsionssteifigkeit der Hauptträger wird wegen der Mikrorissbildung auf 80 % abgemindert.
- Die Biegesteifigkeit der Querstäbe (mit Betonstahl bewehrt) wird auf 65 % abgemindert.
- Die Torsionssteifigkeit der Querstäbe (mit Betonstahl bewehrt) wird auf 40 % abgemindert.

Annahmen analog DAfStb-Heft [240]

Tab. 3-1: Schnittgrößenzusammenstellung für die charakteristischen Einwirkungen für den Hauptträger Nord nach Umlagerung

Einwirkung		Biegemoment M_{ik} [kNm]				Querkraft V_{ik} [kN]	Torsion M_{Tik} [kNm]	
		Stütze	Stütze ¹⁾	Koppelfuge	Feldmitte	Auflagermitte	Auflagermitte	
		Achse 4	Achse 4	in Feld 4	Feld 4	Achse 4	Achse 4	
Eigenlast $t \rightarrow \infty$:	$g_{k,1}$ ²⁾	-9218	-8285	107	5724	1917	-23	
Zusatzeigenlast	$g_{k,2}$	-1886	-1721	-53	1009	357	-20	
Verkehr TS:	$q_{k,TS}$	min	-2522	-2322	-1477	-588	916	-384
		max	465	443	2752	4427	-67	307
Verkehr UDL:	$q_{k,UDL}$	min	-5871	-5337	-1895	-1621	1081	-861
		max	1201	1126	1863	3937	-145	800
Wahrscheinliche Stützensenkung ³⁾ :	$g_{k,SET}$	min	-1791	-1626	-1077	-658	-112	-3
		max	1791	1626	1077	658	112	3
Temperatur	$T_{k,M}$	min	-1697	-1695	-1698	-1698	0	-4
		max	2610	2608	2611	2611	0	2
Ermüdungslastmodell	$q_{k,LM3}$	min	-1176	-1098	-628	-216	419	-260
		max	183	175	709	1449	-25	205

¹⁾ In dieser Spalte ist die Momentenausrundung am Stützquerschnitt für eine Lagerlänge von 0,6 m zuzüglich einer Ausbreitung unter 35° bis zur Schwerelinie mit $b = 0,6 \text{ m} + 2 \cdot \tan 35^\circ \cdot 0,95 \text{ m} = 1,93 \text{ m}$ enthalten.

²⁾ Die Schnittgrößenumlagerung für die Eigenlast $g_{k,1}$ vom Bauzustand zum Eingussssystem ist in der Tabelle eingearbeitet.

³⁾ Die mögliche Stützensenkung besitzt hier die 1,5-fachen Werte.

Die folgenden Nachweise werden jeweils exemplarisch für die ausgewählten Bemessungspunkte durchgeführt.

4 Vorspannung

4.1 Allgemeines

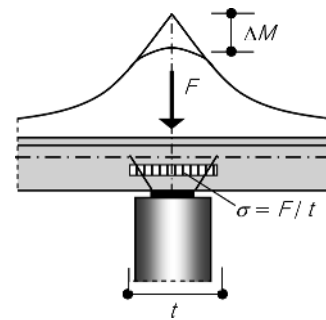
Es wird ein Litzenverfahren mit 15 und 19 Litzen je Spannglied mit nachträglichem Verbund gewählt. Jede Litze hat eine Querschnittsfläche von 150 mm² und besteht aus 7 kaltgezogenen Einzeldrähten der Stahlgüte St 1570/1770. Im Folgenden werden die wichtigsten Daten der beiden verwendeten Spannglieder angegeben:

- Spannglied mit 19 Litzen:
 - Querschnittsfläche je Spannglied: $A_p = 28,5 \text{ cm}^2$
 - Hüllrohrdurchmesser: $\phi_{duct,i} = 90 \text{ mm}$
 $\phi_{duct,a} = 97 \text{ mm}$
 - Reibungsbeiwert: $\mu = 0,21$
 - ungewollter Umlenkwinkel: $k = 0,3 \text{ }^\circ/\text{m}$
 - Verankerungsschlupf: $\Delta l = 5,0 \text{ mm}$
- Spannglied mit 15 Litzen:
 - Querschnittsfläche je Spannglied: $A_p = 22,5 \text{ cm}^2$
 - Hüllrohrdurchmesser: $\phi_{duct,i} = 85 \text{ mm}$
 $\phi_{duct,a} = 92 \text{ mm}$
 - Reibungsbeiwert: $\mu = 0,20$
 - ungewollter Umlenkwinkel: $k = 0,3 \text{ }^\circ/\text{m}$
 - Verankerungsschlupf: $\Delta l = 5,0 \text{ mm}$

nach EC2-2, 5.3.2.2 (104):

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} \cdot t / 8$$

t – unter 35° Lastausbreitung bis zur Stabachse



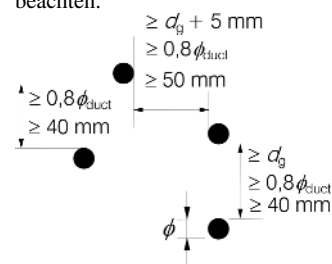
EC2-2/NA, (NCI) 3.3:

Bis zur bauaufsichtlichen Einführung der DIN EN 10138 dürfen nur Spannstähle mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung verwendet werden.

Für das Herstellverfahren, die Eigenschaften, die Prüfverfahren und die Verfahren zur Bescheinigung der Konformität gelten daher die Festlegungen dieser Zulassungen.

Die Werte sind der jeweils entsprechenden Zulassung zu entnehmen.

EC2-2/NA, (NCI) 8.10.1.3: (3) Bild 8.15DE: Lichte Mindestabstände zwischen Hüllrohren beachten.



d_g – Größtkorn der Gesteinskörnung

4.3 Schnittgrößen infolge Vorspannung

Der Mittelwert der Vorspannung für Bauteile mit nachträglichem Verbund zum Zeitpunkt t an der Stelle x ergibt sich zu:

$$P_{mt}(x,t) = P_{m0} - \Delta P_{el} - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_{sl} - \Delta P_{c+s+r}(t)$$

mit:

P_{m0}	Vorspannkraft unmittelbar nach dem Vorspannen
ΔP_{el}	Spannkraftverluste infolge elastischer Verformung des Bauteils bei der Spannkraftübertragung
$\Delta P_{\mu}(x)$	Spannkraftverluste infolge Reibung
ΔP_{sl}	Spannkraftverluste infolge Verankerungsschlupf
$\Delta P_{c+s+r}(t)$	Zeitabhängige Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation

Für das vorliegende Spannverfahren ergeben sich die folgenden zulässigen Spannungen und Spannkraften.

Die rechnerisch maximal auf das Spannglied aufzubringende Spannung (Überspannen) darf folgende Werte nicht übersteigen. Der Nachweis erfolgt für das Spannglied mit dem größten Umlenkwinkel.

$$\sigma_{P,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_{pk} \cdot e^{-\mu \cdot \gamma(\kappa-1)} = 0,8 \cdot 1770 \cdot e^{-0,21 \cdot 0,81(1,5-1)} = 1300 \\ 0,9 \cdot f_{p0,1k} \cdot e^{-\mu \cdot \gamma(\kappa-1)} = 0,9 \cdot 1500 \cdot e^{-0,21 \cdot 0,81(1,5-1)} = 1240 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{P,max} = 1240 \text{ MN/m}^2$$

An der Spannprese darf die Spannung folgende Werte nicht überschreiten:

$$\sigma_{P,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1770 = 1416 \\ 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1500 = 1350 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{P,max} = 1350 \text{ MN/m}^2$$

Der Mittelwert der Vorspannkraft, der unmittelbar nach dem Absetzen der Presse auf den Anker im Spannglied nicht überschritten werden darf, ermittelt sich wie folgt:

$$\sigma_{pm0} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1770 = 1328 \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1500 = 1275 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{pm0} = 1275 \text{ MN/m}^2$$

Daraus ergeben sich die zulässigen Vorspannkraften:

- Spannglied mit 19 Litzen:

P_{max}	$= 1240 \text{ MN/m}^2 \cdot 28,5 \text{ cm}^2$	$= 3534 \text{ kN}$
P_{m0}	$= 1275 \text{ MN/m}^2 \cdot 28,5 \text{ cm}^2$	$= 3633 \text{ kN}$
- Spannglied mit 15 Litzen:

P_{max}	$= 1240 \text{ MN/m}^2 \cdot 22,5 \text{ cm}^2$	$= 2790 \text{ kN}$
P_{m0}	$= 1275 \text{ MN/m}^2 \cdot 22,5 \text{ cm}^2$	$= 2868 \text{ kN}$

EC2-1-1, 5.10

EC2-1-1, 5.10.3 mit 5.10.5.1, 5.10.5.2, 5.10.5.3, 5.10.6 und EC2-2/NA, (NCI) 5.10.5.2 (2) und (3)

μ – Reibungsbeiwert (Zulassung)
 γ – Summe der gewollten (aus vorhandener Spanngliedführung, dem EDV-Programm entnommen) und ungewollten (aus der Spannglied-Zulassung, mit der Länge multiplizierten) Umlenkwinkel innerhalb der Einflusslänge des Spannankers
 κ – Vorhaltemaß zur Sicherung einer Überspannreserve
 $\kappa = 1,5$ (EC2-2/NA, (NCI) 5.10.2.1, (NA.103))

EC2-1-1, 5.10.2.1 mit
 EC2-2/NA, (NDP) 5.10.2.1 (1):
 Die tatsächlichen Spannungen beim Überspannen dürfen die Werte der Gl. (5.41) nicht überschreiten.
 Ein Überspannen ist aber nur zulässig, wenn die Spannprese mit einer Genauigkeit von $\pm 5\%$ arbeitet.

EC2-1-1, 5.10.3 mit
 EC2-2/NA, (NDP) 5.10.3 (2)

Da im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination nachgewiesen werden muss, dass nach Abzug aller Spannkraftverluste die Zugspannung nicht größer als $0,65f_{pk} = 1150 \text{ MN/m}^2$ werden darf (siehe Abschnitt 5.7), wird für diese Brücke die anfängliche Vorspannung, die auf das Spannglied aufgebracht wird, auf $\sigma_{pm0} = 1230 \text{ MN/m}^2$ begrenzt (aus einer Vorbemessung ermittelt).

Die Berechnung des Mittelwertes der anfänglichen Vorspannkraft unter Berücksichtigung der Verluste aus elastischer Betonverkürzung, Reibung und Schlupf in der Verankerung erfolgt softwareunterstützt [6].

In Tab. 4.3-1 sind die umgelagerten Schnittgrößen für den Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$, aber ohne zeitabhängige Verluste zusammengestellt ($M_{pm0,ind}$ ist der statisch unbestimmte Anteil aus dem Gesamtmoment infolge Vorspannung M_{pm0}).

Tab. 4.3-1: Schnittgrößen infolge Vorspannung

		Stützquer-schnitt	Koppel-fuge	Feldquer-schnitt	Querkraft V_{ik} Auflagermitte
Vorspannkraft P_{m0}	[kN]	-27823	-17970	-18873	≈ 0
Vorspann-moment M_{pm0}	[kNm]	16337	654	-8908	≈ 0
Vorspann-moment $M_{pm0,ind}$	[kNm]	5953	5954	5957	≈ 0

4.4 Zeitabhängige Spannkraftverluste

Nach DIN EN 1992 können die zeitabhängigen Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation $\Delta P_{c+s+r}(t,x)$ wie folgt abgeschätzt werden:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

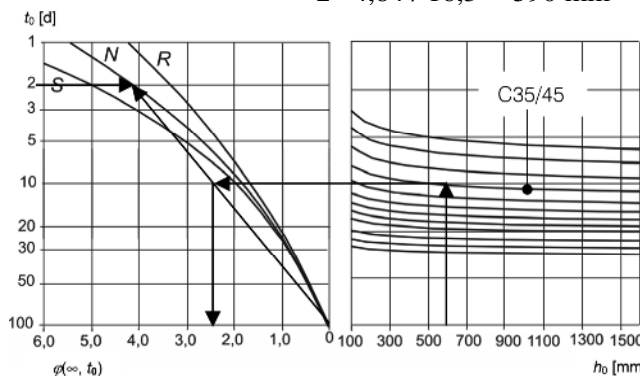
Die zeitabhängigen Verluste müssen für die bemessungsrelevanten Zeitpunkte und Schnitte berechnet werden.

Im vorliegenden Beispiel erfolgt die Bestimmung nur für den Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$. Als Eingangswerte für die Berechnung müssen zuerst die Endkriechzahl und das Endschwindmaß ermittelt werden.

Als Eingangswerte werden angesetzt:

- Alter bei Belastungsbeginn: $t_0 = 2 \text{ d}$
- Umgebungsbedingungen: RH = 80 %
- Wirksame Bauteildicke: $h_0 = 2 A_c / u = 2 \cdot 4,84 / 16,3 = 590 \text{ mm}$

→ Endkriechzahl:
 $\varphi(t \rightarrow \infty, 2 \text{ d}) = 2,4$



EC2-1-1, 7.2 (5) mit
EC2-2/NA, (NDP) 7.2 (5)

Diese Vorspannkraft ist kleiner als P_{max} .

Die tatsächlich auftretenden Spannkraftverluste während des Spannens sollten durch Messung der Spannkraft und des zugehörigen Dehnweges überprüft werden.
(siehe auch [2] ZTV-ING Teil 3, Massivbau, Abschnitt 2 Bauausführung)

Die Schnittgrößen infolge Vorspannung in den untersuchten Querschnitten ergeben sich aus der Umlagerung aus den aufsummierten Bauzuständen und dem Eingussystem. Die Berechnung erfolgte mittels EDV.

- $M_{pm0} = M_{pm0,dir} + M_{pm0,ind}$
- M_{pm0} – Gesamtmoment aus Vorspannung
- $M_{pm0,dir}$ – statisch bestimmter Anteil
- $M_{pm0,ind}$ – statisch unbestimmter Anteil

EC2-1-1, 3.1.4 und 5.10.6

EC2-1-1, 5.10.6, Gl. (5.46)
Bei dieser Gleichung wird ein einheitlicher, homogener Betonquerschnitt angenommen, die Betonstahlbewehrung wird vernachlässigt.

A_c – siehe Abschnitt 1.4
 u – Umfang für halben Querschnitt
($2 \cdot b + 2 \cdot \text{Steghöhe} + \text{Außenrand}$)
 $u = 2 \cdot 7,0 + 2 \cdot 1,05 + 0,22 \approx 16,3 \text{ m}$

EC2-2/NA, (NCI) 3.1.4 (1) P
für Brücken Annahme: RH = 80 %
Zementart: 32,5 R (CEM II),
Klasse N

EC2-1-1, 3.1.4 (5), Bild 3.1 b)

→ Endschwinddehnung:

$$\begin{aligned} \epsilon_{cs,\infty} &= \epsilon_{cd,\infty} + \epsilon_{ca,\infty} \\ \epsilon_{cs,\infty} &= \gamma_{lt} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} + 2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \\ \epsilon_{cd,0} &= 0,25 \cdot 10^{-3} \\ k_h &= 0,70 \quad \text{für } h_0 > 500 \text{ mm} \\ \gamma_{lt} &= 1,20 \\ \epsilon_{cs,\infty} &= 1,2 \cdot 0,70 \cdot 0,25 \cdot 10^{-3} + 2,5 \cdot (35 - 10) \cdot 10^{-6} \\ &= (-0,21 - 0,06) \cdot 10^{-3} = -0,27 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Für die Berechnung der Kriechzahl und des Schwindmaßes für unterschiedliche Zeitpunkte sind die Gleichungen in DIN EN 1992-2, Abschnitt 3.1.4 (6) angegeben.

Relaxation des Spannstahls:

Die für den jeweils verwendeten Spannstahl maßgebenden Relaxationsverluste sind den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) zu entnehmen. Im vorliegenden Beispiel wird der Spannungsverlust (in %) nach $5 \cdot 10^5$ Stunden infolge Relaxation in Abhängigkeit von der Anfangsspannung der Zulassung entnommen.

Tab. 4.4-1: Spannungsverlust infolge Relaxation nach $5 \cdot 10^5$ Stunden

σ_{p0} / f_{pk}	0,60	0,70	0,80
$\sigma_{pr} / \sigma_{p0}$	2,5 %	6,5 %	13,0 %

Mit Hilfe dieser Eingangswerte erfolgt exemplarisch die Berechnung der Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation für den Feldquerschnitt.

Spannkraftverluste im Feld:

$$\begin{aligned} A_c \cdot z_{cp}^2 / I_c &= 4,842 \cdot 0,79^2 / 0,951 = 3,178 \\ W_{cp} &= I_c / z_{cp} = 0,951 / 0,79 = 1,204 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\sigma_{cg} = (M_{gk,1} + M_{gk,2}) / W_{cp} = (5,724 + 1,009) / 1,204 = 5,592 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{cp0} = P_{m0} / A_c + M_{pm0} / W_{cp} = -18,873 / 4,842 - 8,908 / 1,204 = -11,296 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{cg} + \sigma_{cp0} = 5,592 - 11,296 = -5,704 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{pg0} = \sigma_{pm0} + E_p / E_{cm} \cdot M_{gk,2} / W_{cp} = 1104 + 5,74 \cdot 1,009 / 1,204 = 1119 \text{ MN/m}^2$$

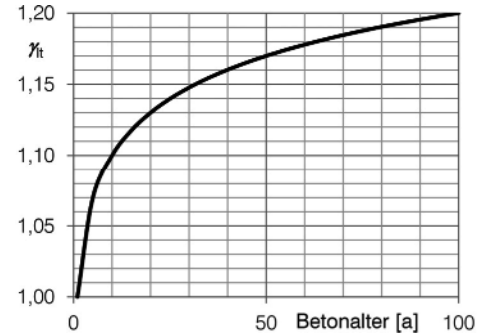
$$\begin{aligned} \sigma_{p0} / f_{pk} &= 1104 / 1770 = 0,623 \\ \rightarrow \Delta\sigma_{pr} &= 0,0342 \cdot 1104 = 38 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{-27 \cdot 1,95 - 0,8 \cdot 38 - 5,74 \cdot 2,4 \cdot 5,704}{1 + 5,74 \cdot \frac{0,0171}{4,842} (1 + 3,178) [1 + 0,8 \cdot 2,4]} = -130 \text{ MN/m}^2$$

Es ergibt sich für den Feldbereich ein Spannkraftverlust von $-130 / 1104 \cdot 100 = -11,8 \%$.

Für den Stützbereich liegt dieser Verlust bei $-16,9 \%$ und für den Bereich der Koppelfuge bei $-11,7 \%$.

EC2-1-1, 3.1.4: (6) Gl. (3.8)
 EC2-2, (NCI) 3.1.4: (6) Gl. (NA 103.9)
 EC2-1-1, 3.1.4: (6) Erläuterung Gl. (3.8) und Gl. (3.12)
 EC2-1-1/NA, Anhang B.2, (NCI) B.2 (80 %, C35/45, CEM Klasse N)
 EC2-1-1, 3.1.4 (6), Tabelle 3.3,
 EC2-2, Anhang B.105, Tab. B.101,
 $t = 100$ Jahre



Typische Rechenwerte nach abZ für Spannkraftverluste in [%] infolge Relaxation $\Delta R_{z,t}$ bezogen auf die Anfangsspannung R_i für kaltgezogene Drähte und Litzen mit sehr niedriger Relaxation [3]

R_i / R_m	Zeit nach dem Vorspannen [h]			
	1000	5000	$5 \cdot 10^5$	10^6
0,50	< 1,0 %			
0,55				
0,60	1,2 %	2,5 %	2,8 %	
0,65	1,3 %	2,0 %	4,5 %	5,0 %
0,70	2,0 %	3,0 %	6,5 %	7,0 %
0,75	3,0 %	4,5 %	9,0 %	10,0 %
0,80	5,0 %	6,5 %	13,0 %	14,0 %

R_i – Anfangsspannung nach Vorspannen
 R_m – charakteristische Zugfestigkeit
 $R_i / R_m \approx \sigma_{pm0} / f_{pk}$

Querschnittsbezogene Eingangswerte für die Berechnung nach Abschnitt 1.4
 Bezeichnungen siehe EC2-1-1, 5.10.6:
 (2) Gl. (5.46)

$$\begin{aligned} E_p / E_{cm} &= 195.000 / 34.000 = 5,74 \\ z_{cp} &= 1,50 - 0,543 - 0,17 = 0,79 \text{ m} \\ A_p &= 6 \cdot 28,5 = 171,0 \text{ cm}^2 \\ A_c &= 4,842 \text{ m}^2 \quad I_c = 0,951 \text{ m}^4 \\ P_{m0} &= -18873 \text{ kN} \quad M_{pm0} = -9560 \text{ kNm} \\ \sigma_{pm0} &= P_{m0} / A_p = 18,873 / 171,0 = 1104 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

EC2-1-1, 5.10.6:

$\sigma_{c,QP}$ – Betonspannung in Höhe der Spannglieder unter der quasi ständigen Einwirkungskombination (Eigenlast und Zusatzeigenlast als Mittel der Einwirkungen im betrachteten Zeitraum), jedoch ohne die Tandemlasten und nicht unter Ansatz feldweiser Verkehrslasten. Der Spannungsanteil aus der Vorspannung P_k bleibt unberücksichtigt.

→ Tab. 4.4-1

5 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

5.1 Allgemeines

Nach DIN EN 1992-2 sind zur Sicherung eines dauerhaften und nutzungsgerechten Verhaltens von Bauteilen bestimmte Spannungsbegrenzungen für Beton und Stahl sowie Nachweise der Dekompression und der Rissbreiten erforderlich.

Für die vorliegende Straßenbrücke werden gemäß Tabelle 7.101DE und 7.102DE die Anforderungen für die Grenzzustände der Dekompression und der Rissbildung festgelegt. Daraus ergeben sich folgende Bemessungskriterien:

- Nachweis der Dekompression unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination.
- Nachweis der Rissbreite für Biegung und Normalkraft unter der häufigen Einwirkungskombination.
- Nachweis der Schubrissbildung bei schlanken Stegen unter der häufigen Einwirkungskombination durch Begrenzung der schiefen Hauptzugspannungen

Die Kombinationsregeln der Einwirkungskombinationen sind in DIN EN 1990 wie folgt geregelt:

$$E_{d,char} = \sum_{j \geq 1} E_{Gk,j} + E_{Pk} + E_{Qk,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot E_{Qk,i} \quad \text{selten}$$

$$E_{d,frequ} = \sum_{j \geq 1} E_{Gk,j} + E_{Pk} + \psi_{1,1} \cdot E_{Qk,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot E_{Qk,i} \quad \text{häufig}$$

$$E_{d,perm} = \sum_{j \geq 1} E_{Gk,j} + E_{Pk} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot E_{Qk,i} \quad \text{quasi ständig}$$

Die Kombinationsbeiwerte sind in Tabelle 5.1-1 zusammengestellt:

Tab. 5.1-1: Kombinationsbeiwerte

Einwirkung		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Verkehr Doppelachse	TS	0,75	0,75	0,20
Verkehr gleichmäßig verteilte Last	UDL	0,40	0,40	0,20
Wind	W	0,60	0,20	0,00
Temperatur	T	0,80	0,60	0,50

Bei den Nachweisen werden anstelle des Mittelwertes der Vorspannkraft P_{mt} untere und obere charakteristische Werte der Vorspannung berücksichtigt. Diese errechnen sich aus dem Mittelwert zum betrachteten Zeitpunkt durch Multiplikation mit dem jeweils maßgebenden Streuungsbeiwert r_{sup} und r_{inf} . Für Vorspannung mit nachträglichem Verbund sind diese Streuungsbeiwerte mit 1,1 und 0,9 in DIN EN 1992 angegeben. Für einbetonierte girlandenförmige Spannglieder dürfen im Dekompressionsnachweis die Werte 1,05 und 0,95 verwendet werden.

Für die Spannungsermittlung kann i. Allg. im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von einer linear-elastischen Spannungs-Dehnungs-Linie für Stahl und Beton ausgegangen werden.

EC2-1-1, 7

Die Nachweise sind in EC2-2/NA, (NDP) 7.3.1 (105) (Tabelle 7.101DE und 7.102DE) geregelt.

Nach EC2-2/NA, (NCI) 7.3.1 (110) mit (NA.111) sind zusätzlich im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zur Begrenzung der Schubrissbildung die schiefen Hauptzugspannungen in schlanken Stegen unter Querkraft und Torsion nachzuweisen:

$$\sigma_{c1,häufig} = \frac{\sigma}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4 \cdot \tau^2} \leq f_{ctk,0.05}$$

Dieser Nachweis ist erst im Abstand $h/2$ von der Auflagerkante sinnvoll.

Eurocode Grundlagen der Tragwerksplanung

EC0/NA, (NCI) 6.5.3: (2) Gl.(6.14c)

EC0/NA, (NCI) 6.5.3: (2) Gl.(6.15c)

EC0/NA, (NCI) 6.5.3: (2) Gl.(6.16c)

EC0, A2.2.6 Tab. A2.1 mit $\psi_2 = 0,20$ für Verkehrslasten nach EC0/NA/A1, (NDP) A2.2.6 (1)

Obwohl EC0/NA für Temperaturlasten den Beiwert $\psi_0 = 0,60$ festlegt, ist hier [1] ARS 22/2012, Anlage 2 B) (2) zu beachten und deshalb $\psi_0 = 0,80$ zu verwenden.

→ da die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit relativ empfindlich auf mögliche Streuungen der Vorspannkraft (z. B. durch Spanngliedreibung) reagieren

EC2-2/NA, (NCI) 5.10.9 (1) P Index superior: oberer Wert Index inferior: unterer Wert

5.2 Rissbildungszustand und Begrenzung der Beton- und Stahlspannungen

Zunächst ist es erforderlich, den Rissbildungszustand des jeweils betrachteten Querschnitts zu überprüfen. Hierzu sieht DIN EN 1992 vor, dass die Spannungen am gerissenen Querschnitt berechnet werden müssen, wenn unter der seltenen Einwirkungskombination am Bauteilrand Betonzugspannungen größer als die mittlere Betonzugfestigkeit f_{ctm} auftreten.

Ebenso unter sind folgende Spannungen unter der seltenen Einwirkungskombination zu begrenzen:

- Die Betondruckspannungen sollen kleiner als $0,60f_{ck}$ sein (siehe 5.6).
- Die Zugspannungen der Bewehrung sollen kleiner als $0,80f_{yk}$ sein (siehe 5.8).

Bei der Ermittlung der maßgebenden Schnittgrößen müssen verschiedene Kombinationen untersucht werden, wobei entweder die Temperatur T oder die Lastgruppe $gr\ 1$ (Lastmodell 1: Tandemachse TS und die gleichmäßig verteilte Verkehrslast UDL) als Leiteinwirkung $E_{Qk,1}$ gewählt wird und die Vorspannung mit ihrem oberen oder unteren charakteristischen Wert in die Berechnung eingeht.

Die Kombinationsfaktoren ψ_0 (selten) sind Tabelle 5.1-1 entnommen

Die wahrscheinliche Stützensenkung wird als ständige Einwirkung ungünstigst 1,0-fach in den Berechnungen berücksichtigt.

Feldquerschnitt:

→ Temperatur vorherrschend

$$\begin{aligned} M_{\text{selt},k} &= M_{g1,k} + M_{g2,k} + M_{\text{SET},k} + \psi_{0,TS} \cdot M_{\text{TS},k} + \psi_{0,UDL} \cdot M_{\text{UDL},k} + M_{\text{TM},k} \\ &= 5724 + 1009 + 658 + 0,75 \cdot 4427 + 0,4 \cdot 3937 + 2611 \\ &= 14897 \text{ kNm} \end{aligned}$$

→ Verkehr vorherrschend

$$\begin{aligned} M_{\text{selt},k} &= M_{g1,k} + M_{g2,k} + M_{\text{SET},k} + M_{\text{TS},k} + M_{\text{UDL},k} + \psi_{0,T} \cdot M_{\text{TM},k} \\ &= 5724 + 1009 + 658 + 4427 + 3937 + 0,80 \cdot 2611 \\ &= 17844 \text{ kNm} \end{aligned}$$

d. h. Verkehr ist die maßgebende vorherrschende Einwirkung!

Für die Vorspannkraft in Feldmitte ergibt sich exemplarisch:

$$\begin{aligned} P_{k,\text{inf},\infty} &= r_{\text{inf}} \cdot P_{m,\infty} = 0,95 \cdot (-18873) \cdot (1 - 0,118) &= -15814 \text{ kN} \\ M_{\text{Pk},\text{inf},\infty} &= r_{\text{inf}} \cdot M_{\text{Pm},\infty} = 0,95 \cdot (-8908) \cdot (1 - 0,118) &= -7464 \text{ kNm} \\ M_{\text{selt},\text{maßg}} &= 17844 - 7464 &= 10380 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Für den oberen charakteristischen Wert der Vorspannkraft und des Momentes kann analog vorgegangen werden.

EC2-1-1, 7.3

EC2-1-1, 7.1 (2)

EC2-2, 7.2 (102) mit (NDP) 7.2 (102)

EC2-1-1, 7.2 (5) mit (NDP) 7.2 (5)

EC0, 6.5.3 (2) mit (NCI) 6.5.3 (2)
Lastgruppen nach EC1-2, 4.5.1,
Tab. 4.4a mit EC1-2, (NDP) 4.5.1, Tabelle 4.4a
und (NCI) 4.5.1

EC2-1-1, 2.3.1.3 (1)

charakteristische Werte der Biegemomente
siehe Tab. 3-1

Kombinationsfaktoren ψ_0 (charakteristisch)
siehe Tab. 5.5-1

Schnittgrößen infolge Vorspannung
siehe Tab. 4.3-1
Spannkraftverlust 11,8 % siehe 4.4

Tab. 5.2-1: Zusammenstellung der Schnittgrößen und Spannungen unter der seltenen Einwirkungskombination ($t \rightarrow \infty$)

Einheit			Stützquerschnitt	Koppelfuge	Feldquerschnitt
			Achse 4	in Feld 4	Feld 4
$M_{selt, maßg}$	max	[kNm]	9265	7825	10380
$M_{selt, maßg}$	min	[kNm]	-6392	-5753	-5742
$P_{k, sup, \infty}$		[kN]	-24277	-16661	-17478
$P_{k, inf, \infty}$		[kN]	-21965	-15074	-15814
$\sigma_{cu, selt}$	max	[MN/m ²]	4,25	5,32	7,18
$\sigma_{co, selt}$	max	[MN/m ²]	0,33	-0,14	-0,33
$\sigma_{cu, selt}$	min	[MN/m ²]	-13,41	-8,62	-9,39
$\sigma_{co, selt}$	min	[MN/m ²]	-12,18	-8,26	-9,20

Wie in der Tabelle zu erkennen ist, wird an der Unterseite des Querschnitts die Betonzugfestigkeit erreicht, so dass für die folgenden Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit davon ausgegangen werden kann, dass der Querschnitt unten gerissen ist und die Betondruckspannungen der Oberseite und Stahlspannungen der unteren Bewehrung im Zustand II berechnet werden müssen.

5.3 Grenzzustand der Dekompression

Der Nachweis der Dekompression des Querschnitts wird nach Abschluss von Kriechen und Schwinden zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ geführt. In DIN EN 1992-2 wird für Spannbetonüberbauten mit Vorspannung im Verbund und statisch unbestimmtem System gefordert, dass unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination an dem Bauteilrand keine Zugspannungen auftreten dürfen, der den Spanngliedern am nächsten liegt. Bei statisch bestimmtem System wäre in der entsprechenden Lastkombination für die Verkehrslast $\psi_2 = 0,50$ anstelle 0,20 zu setzen.

Die Kombinationsbeiwerte der quasi-ständigen Einwirkungskombination und die Überlagerungsgleichung siehe Abschnitt 5.1.

Ebenso unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination sind folgende Spannungen zu begrenzen:

- Die Betondruckspannungen sollen kleiner als $0,45f_{ck}$ sein (siehe 5.6).
- Die Zugspannungen der Spannbewehrung soll zum Zeitpunkt $t = \infty$, also nach Abzug aller Spannkraftverluste mit dem Mittelwert der Vorspannung maximal $0,65f_{pk}$ sein (siehe 5.7).

Feldquerschnitt:

$$M_{qs,k} = M_{g1,k} + M_{g2,k} + M_{SET,k} + \psi_{2,TS} \cdot M_{TS,k} + \psi_{2,UDL} \cdot M_{UDL,k} + \psi_{2,T} \cdot M_{TM,k}$$

$$M_{qs,k} = 5724 + 1009 + 658 + 0,2 \cdot (4427 + 3937) + 0,5 \cdot 2611$$

$$M_{qs,k} = 10369 \text{ kNm}$$

$$P_{m0} = -18873 \text{ kN} \quad M_{pm0} = -8908 \text{ kNm}$$

$$M_{Pk, inf, \infty} = -7464 \text{ kNm} \quad \rightarrow M_{qs, maßg} = 10369 - 7464 = 2905 \text{ kNm}$$

Daraus folgt für den Feldquerschnitt unten:

$$\sigma_{c,u\infty} = \frac{-0,95 \cdot 18,873}{4,811} - \frac{0,95 \cdot 8,908}{0,968} + \frac{0,95 \cdot 0,118 \cdot 18,873}{4,911}$$

$$+ \frac{0,95 \cdot 0,118 \cdot 8,908}{1,05} + \frac{5,724}{0,968} + \frac{4,645}{1,05}$$

$$\sigma_{c,u\infty} = -3,73 - 8,74 + 0,43 + 0,95 + 5,91 + 4,42 = -0,76 \text{ MN/m}^2 < 0$$

Die Werte der Tab. 5.2-1 wurden mit der Kombinationsgleichung nach EC0, (NCI) 6.5.3: (2) Gl. (6.14c) ermittelt, wobei in der Regel der Verkehr als vorherrschende Einwirkung, in einigen Fällen auch die Temperatur, für $E_{Qk,1}$ maßgebend war.

Die Nachweise wurden exemplarisch für $t \rightarrow \infty$ geführt. Zusätzliche Nachweise (z. B. für $t = 0$) sind ebenfalls zu führen.

Alle Spannungen wurden vereinfacht mit Bruttoquerschnittswerten gemäß Tab. 1.4-2 ermittelt.

Druckspannungen negativ

EC2-2/NA, (NDP) 7.3.1 (105), Tab.7.101DE

Im Bereich der Koppelfuge können beide Bauteilränder maßgebend werden, wenn die Spannglieder aufgefächert sind.

Es werden die Spannungen im Zustand I unter Berücksichtigung der ideellen sowie der Netto-Querschnittswerte für den Feldquerschnitt berechnet und tabellarisch für alle gewählten Nachweisschnitte dargestellt. Bei der Berechnung sind die anfängliche Vorspannkraft sowie die Eigenlast auf den Netto-Querschnitt zu beziehen, die zeitabhängigen Spannkraftverluste sowie die Einwirkungen infolge Ausbaulast, Stützensenkung, Verkehr und Temperatur auf die ideellen Querschnittswerte.

Querschnittswerte in Feldmitte:

$$A_{c, netto} = 4,811 \text{ m}^2$$

$$A_{c, ideell} = 4,911 \text{ m}^2$$

$$W_{u, netto} = 0,968 \text{ m}^3$$

$$W_{u, ideell} = 1,05 \text{ m}^3$$

Tab. 5.3-1: Zusammenstellung der Schnittgrößen und Spannungen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination für die Nachweise der Dekompression ($t \rightarrow \infty$)

		Einheit	Stützquerschnitt Achse 4	Koppelfuge in Feld 4	Feldquerschnitt Feld 4
$M_{qs,maßg}$	max	[kNm]	7493	3966	2905
$M_{qs,maßg}$	min	[kNm]	-1114	-1940	-3465
$P_{k,sup,\infty}$		[kN]	-24277	-16661	-17479
$P_{k,inf,\infty\infty}$		[kN]	-21965	-15074	-15814
$\sigma_{cu,qs}$	max	[MN/m ²]	+2,35¹⁾	+0,55 ≈ 0	-0,34
$\sigma_{co,qs}$	max	[MN/m ²]	-4,34	-1,97	-1,63
$\sigma_{cu,qs}$	min	[MN/m ²]	-6,31	-5,39	-7,10
$\sigma_{co,qs}$	min	[MN/m ²]	-10,94	-5,71	-4,93

¹⁾ Diese Spannungen sind nicht relevant, da sie am Bauteilrand auftreten, der den Spanngliedern nicht am nächsten liegt!

An den untersuchten Stellen treten unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination im Bereich der Koppelfuge Zugspannungen an der Bauteilunterseite auf. Die Überschreitung ist nur gering und daher vernachlässigbar.

Für den Stützbereich und in Feldmitte ist der Nachweis der Dekompression erfüllt, es treten keine Zugspannungen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination an dem Bauteilrand auf, der den Spanngliedern am nächsten liegt.

5.4 Begrenzung der Rissbreite

Die Begrenzung der Rissbreite umfasst die folgenden Nachweise:

- Nachweis der Mindestbewehrung nach DIN EN 1992, 7.3.2
- Nachweis der Rissbreite für Spannbetonüberbauten mit Vorspannung im Verbund und statisch unbestimmtem System unter häufiger Einwirkungskombination DIN EN 1992, 7.3.1

Es ist in den Bereichen ein Rissbreitennachweis für das abgeschlossene Rissbild erforderlich, in denen unter der maßgebenden Einwirkungskombination Betonzugspannungen auftreten, die größer als der Mittelwert der Betonzugfestigkeit f_{ctm} sind. In den restlichen Bereichen ist die Mindestbewehrung (siehe Abschnitt 5.5) ausreichend, die wiederum nur in den Bereichen angeordnet werden muss, in denen unter der seltenen Einwirkungskombination Druckspannungen kleiner als $|-1|$ MN/m² oder Zugspannungen vorhanden sind (Einzelriss).

Die Kombinationsfaktoren ψ_1 (häufig) sind Tabelle 5.5-1 entnommen.

Die wahrscheinliche Stützensenkung wird als ständige Einwirkung ungünstigst 1,0-fach in den Berechnungen berücksichtigt.

Feldquerschnitt:

$$M_{h,k} = M_{g1,k} + M_{g2,k} + M_{SET,k} + \psi_{1,TS} \cdot M_{TS,k} + \psi_{1,UDL} \cdot M_{UDL,k} + \psi_{2,T} \cdot M_{TM,k}$$

$$M_{qs,k} = 5724 + 1009 + 658 + 0,75 \cdot 4427 + 0,4 \cdot 3937 + 0,5 \cdot 2611$$

$$M_{h,k} = 13592 \text{ kNm}$$

$$M_{h,maßg} = 13592 - 7464 = 6127 \text{ kNm}$$

Die Querschnittswerte wurden mit Hilfe eines EDV-Programmes ermittelt. Ausgangswerte sind die Bruttoquerschnittswerte aus Tab. 1.4-2. Bei den Nettowerten wurden die leeren Hüllrohre, bei den ideellen Werten der Betonstahl und Spannstahl berücksichtigt.

Für andere Nachweisschnitte wird vereinfachend mit Bruttowerten gerechnet.

Druckspannungen negativ

Wird die geringfügige Spannungsüberschreitung im Bereich der Koppelfuge nicht akzeptiert, kann die Einhaltung der Dekompression entweder durch eine Modifikation der Spanngliedführung oder durch den Einbau eines zusätzlichen Spanngliedes erreicht werden.

EC2-1-1, 7.3.2

EC2-2/NA, (NDP) 7.3.1 (105)

Die maßgebende Einwirkungskombination ist bei diesem Beispiel für die Rissbreitenbegrenzung in Längsrichtung die häufige Einwirkungskombination (Vorspannung im Verbund, statisch unbestimmtes System).

EC2-2/NA, (NDP) 7.3.1 (105), Tabelle 7.101DE

EC2-1-1, 2.3.1.3 (1)

charakteristische Werte der Biegemomente siehe Tab. 3-1

$M_{Pk,inf,\infty} = 7464 \text{ kNm}$ siehe 5.2

Tab. 5.4-1: Zusammenstellung der Schnittgrößen und Spannungen unter der häufigen Einwirkungskombination ($t \rightarrow \infty$)

Einheit			Stützquerschnitt	Koppelfuge	Feldquerschnitt
			Achse 4	in Feld 4	Feld 4
$M_{h,maßg}$	max	[kNm]	7961	5794	6127
$M_{h,maßg}$	min	[kNm]	-3459	-3189	-4113
$P_{k,sup,\infty}$		[kN]	-24277	-16661	-17479
$P_{k,inf,\infty}$		[kN]	-21965	-15074	-15814
$\sigma_{cu,h}$	max	[MN/m ²]	2,85	2,72	2,90
$\sigma_{co,h}$	max	[MN/m ²]	-2,69	-1,29	-1,26

Bei den maximalen Spannungen unter der häufigen Einwirkungskombination zeigt sich, dass an keiner Stelle die auftretenden Spannungen größer als die Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 3,2 \text{ MN/m}^2$ sind. Daraus ergibt sich, dass die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite ausreichend ist, ein Nachweis der Rissbreite ist nicht notwendig.

5.5 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten

Die Zusammenstellung der Schnittgrößen und Spannungen unter der seltenen Einwirkungskombination ist in Tab. 5.2-1 angegeben. Daraus ergibt sich, dass in allen untersuchten Querschnitten Mindestbewehrung erforderlich ist, da die Betonspannungen jeweils

$$\sigma_{c,seht} > -1 \text{ MN/m}^2 \text{ betragen.}$$

Nachfolgend wird exemplarisch die Mindestbewehrung im Feld für den unteren Querschnittsrand ermittelt. Die Spannstahlbewehrung mit Verbund ρ_p darf dabei innerhalb eines Bereiches von höchstens 300 mm um die Bewehrung aus Betonstahl berücksichtigt werden. In Feldmitte ist dies gewährleistet, so dass der Spannstahl beim Nachweis der Mindestbewehrung berücksichtigt werden kann.

Die erforderliche Mindestbewehrung beträgt:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

$$\rightarrow \rho_s + \xi_1 \cdot \rho_p = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} / \sigma_s$$

Hierbei sind:

Betonzugfestigkeit für C35/45 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MN/m}^2$

Gewählter Stabdurchmesser $\phi_s = 20 \text{ mm}$

Modifizierter Grenzdurchmesser $\phi_s^* \leq \phi_s \cdot 2,9 / f_{ct,eff} = 20 \cdot 2,9 / 3,2 = 18,1 \text{ mm}$

\rightarrow zulässige Stahlspannung für eine Rissbreite $w_k = 0,2 \text{ mm}$

(Tab. 7.2DE) $\sigma_s \approx 200 \text{ MN/m}^2$

für $h = 1,50 \text{ m} > 0,80 \text{ m} \rightarrow k = 0,5$

für $h^* = 1 \text{ m} \rightarrow k_1 = 1,50$

Die Werte der Tabelle wurden mit der Kombinationsgleichung nach EC0, (NCI) 6.5.3: (2) Gl. (6.15c) ermittelt (siehe 5.1), wobei der Verkehr für den Feldquerschnitt, Koppelfugenquerschnitt und Stützquerschnitt oben maßgebend ist, anderenfalls ist die Temperatur nachweisrelevant.

Druckspannungen negativ

EC2-1-1, 7.3.2 und EC2-2, 7.3.2 (102) und EC2-2/NA, (NCI) 7.3.2 (105)

EC2-2/NA, (NDP) 7.3.2 (4), (NA.104): Eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten ist nur in den Bereichen notwendig, in denen unter der seltenen Einwirkungskombination Druckspannungen kleiner als -1 MN/m^2 oder Zugspannungen vorhanden sind.

EC2-1-1, 7.3.2 (3)

EC2-2, 7.3.2: (102) Gl. (7.1)

A_{ct} – Fläche der Betonzugzone
 ρ_s – auf A_{ct} bezogener Betonstahlgehalt
 ξ_1 – Korrekturbeiwert der Verbundspannungen nach EC2-1-1, 7.3.2: (3) Gl. (7.5)
 ρ_p – auf A_{ct} bezogener Spannstahlgehalt innerhalb eines Abstandes von höchstens 150 mm zur Bewehrung aus Betonstahl

$f_{ct,eff}$ ist die wirksame Zugfestigkeit zum betrachteten Zeitpunkt. Beim Auftreten von Rissen nur aus frühem Zwang durch abfließende Hydratationswärme kann $f_{ct,eff} < f_{ctm}$ betragen. Im vorliegenden Beispiel wird angenommen, dass die Rissbildung zu einem späteren Zeitpunkt mit $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ erfolgt, da der Zeitpunkt der Rissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann.

EC2-2/NA, (NCI) 7.3.2: (NA 106) Gl. (NA.7.5.2), umgestellt

EC2-2/NA, (NDP) 7.3.1: (105) Tab. 7.101DE
 EC2-2/NA, (NDP) 7.3.3 (2): Tab. 7.2DE

Zwang im Bauteil selbst hervorgerufen

für Drucknormalkraft aus Vorspannung

$$\begin{aligned}
 P_{k,\text{inf},\infty} &= +18873 \cdot 0,95 \cdot (1 - 0,118) && = +15814 \text{ kN} \\
 \sigma_c &= +15,814 / 4,911 && = +3,22 \text{ MN/m}^2 \\
 h_t &= -3,2 \cdot (1,5 - 0,543) / (-3,2 - 3,22) && = 0,48 \text{ m} \\
 A_{ct} &= 0,48 \cdot (1,95 + 0,48 \cdot 0,15 / 1,05) && = 0,969 \text{ m}^2 \\
 k_c &= 0,4 \cdot [1 - \sigma_c / (k_1 \cdot h/h^* \cdot f_{ct,\text{eff}})] && \leq 1,0 \\
 &= 0,4 \cdot [1 - 3,22 / (1,50 \cdot 1,5/1,0 \cdot 3,2)] && = 0,221
 \end{aligned}$$

$$\rho_p = 6 \cdot 28,5 \cdot 10^{-4} / 0,969 = 0,0176$$

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} = \sqrt{0,5 \cdot \frac{20}{1,6 \cdot \sqrt{2850}}} = 0,34$$

$$\rho_{s,\text{erf}} = \frac{0,221 \cdot 0,5 \cdot 3,2}{200} - 0,34 \cdot 0,0176 = -0,0042 < 0$$

→ ρ_s ist negativ, d. h. in Feldmitte ist keine zusätzliche Betonstahlbewehrung erforderlich!

→ Die Robustheitsbewehrung ist maßgebend (siehe Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Abschnitt 6.3).

5.6 Begrenzung der Betondruck- und der Betonstahlspannungen

Der Nachweis der Betondruckspannungen an der Querschnittsunterseite kann hier am ungerissenen System erfolgen, da die Oberseite nicht aufreißt (vgl. 5.2). Die maximale Druckspannung ist mit $13,0 \text{ MN/m}^2$ (Tabelle 5.2-1, Stütze) deutlich kleiner als $0,6f_{ck} = 0,6 \cdot 35 = 21,0 \text{ MN/m}^2$.

Der Nachweis der Betondruckspannungen an der Querschnittsoberseite und der Zugspannung der unteren Bewehrung erfolgt hier am gerissenen System für den Feldquerschnitt. Zur Ermittlung der anrechenbaren Bewehrung muss das unterschiedliche Verbundverhalten von Spanngliedern und schlaffer Bewehrung beachtet werden.

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} = \sqrt{0,5 \cdot \frac{20}{1,6 \cdot \sqrt{2850}}} = 0,34$$

Die anrechenbare Bewehrung beträgt somit:

$$\begin{aligned}
 \text{vorh } A_s &= A_s + \xi_1 \cdot A_p \\
 &= 34,5 \text{ cm}^2 + 0,34 \cdot 6 \cdot 19 \cdot 1,5 \text{ cm}^2 \\
 &= 92,6 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Vereinfachend wird hier mit 170 mm Randabstand der Vorspannung der ungünstigere Hebelarm verwendet. Der Nachweis erfolgt am Feldquerschnitt mit $M_{\text{selt}} = 10380 \text{ kNm}$ und $N_{\text{selt}} = -15814 \text{ kN}$.

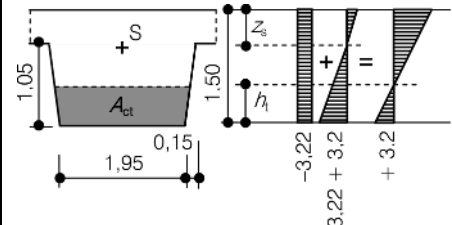
anrechenbare Vorspannung, siehe Tab. 5.2-1

Betondruckspannung in Höhe der Schwerelinie des Querschnitts

Höhe der Zugzone

Fläche der Zugzone unmittelbar vor der Rissbildung des Stegquerschnitts

EC2-2, 7.3.2: (102) Gl. (7.2)



EC2-1-1, 7.3.2: (3) Gl. (7.5)

ξ nach EC2-1-1, 6.8.2, Tab. 6.2

$\phi_p = 1,6\sqrt{A_p}$ für Litzenspannglieder

Außerhalb des Wirkungsbereiches der Spannglieder entfällt der zweite Term, d. h. eine Mindestbewehrung von $0,18\% \cdot 0,969 \text{ m}^2 = 17 \text{ cm}^2$ ist erforderlich.

Für den Bereich der Koppelfugen sind für die Mindestbewehrung die Regelungen nach EC2-2/NA, (NCI) 8.10.4 (105)P und (NCI) 6.8.3 (1)P zu beachten, u. a.:

- Mindestbewehrung erforderlich, wenn mehr als 50 % gekoppelt.
- Abminderung von P_m mit dem Faktor 0,75

EC2-2, 7.2 (102) mit (NDP) 7.2 (102)

Bereits bei kurzzeitigen Betondruckspannungen $I\sigma_c I > 0,6f_{ck}$ können durch die Überschreitung der aufnehmbaren Querzugspannung Längsrisse entstehen. Bei diesen Rissen in Richtung der Biegedruckspannung kann nicht unbedingt davon ausgegangen werden, dass bei einer Reduzierung der Beanspruchung die Risse wieder vollständig geschlossen werden, was zu einer Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit führen kann.

EC2-1-1, 7.3.2: Gl. (7.5),

ξ nach EC2-1-1, 6.8.2 (2), Tab. 6.2

$\phi_p = 1,6\sqrt{A_p}$ für Litzenspannglieder

charakteristische = seltene
Einwirkungskombination

Für Betondruckspannungen $|\sigma_c| > 0,45f_{ck}$ unter

Mit einer Druckzonenhöhe von 415 mm und einer Dehnungsverteilung von $-0,51 ‰$ oben und $+1,12 ‰$ an der Bewehrung beträgt die Betondruckspannung $\sigma_c = 17,4 \text{ MN/m}^2 < 0,6f_{ck} = 0,6 \cdot 35 = 21,0 \text{ MN/m}^2$.

Die Stahlspannung (bzw. Zuwachs der Spannstahlspannung) beträgt $\sigma_s = 225 \text{ MN/m}^2 < 0,8f_{yk} = 0,8 \cdot 500 \text{ MN/m}^2 = 400 \text{ MN/m}^2$.

Desweiteren sind zum Ansatz linearen Kriechens die Betondruckspannungen unter quasi ständiger Last nachzuweisen. Die Bestimmung der Druckspannungen kann am ungerissenen System erfolgen. Die maximale Betondruckspannung (siehe Tabelle 5.3.1) beträgt $\sigma_c = 10,94 \text{ MN/m}^2 < 0,45f_{ck} = 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ MN/m}^2$.

5.7 Begrenzung der Spannstahlspannungen

Neben der Begrenzung der Betondruck- und Bewehrungsstahlspannungen fordert DIN EN 1992 für den Spannstahl, dass unter quasi-ständiger Einwirkungskombination und nach Abzug aller Spannkraftverluste der Mittelwert der Vorspannung maximal $0,65f_{pk}$ sein darf.

Die Schnittgrößen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination sind bereits für den Nachweis der Dekompression in Abschnitt 5.3 ermittelt worden:

$$M_{qs,k} = 10369 \text{ kNm}$$

$$P_{m0} = -18873 \text{ kN} \quad M_{pm0} = -8908 \text{ kNm}$$

$$M_{Pk,inf,\infty} = -7464 \text{ kNm} \quad \rightarrow M_{qs,maßg} = 10369 - 7464 = 2905 \text{ kNm}$$

$$N_{Pm\infty} = -18,873 \cdot (1 - 0,118) = -16646 \text{ kN}$$

$$\sigma_{p,p+g,\infty} = N_{Pm\infty} / A_p = 16,646 / 0,0171 = 973 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{cp,\infty} = (M_{qs,k} - M_{gk,1}) / W_{cpi} = (10,369 - 5,724) / 1,28 = 3,63 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{p,\infty} = \sigma_{p,p+g,\infty} + E_p / E_{cm} \cdot \Delta\sigma_{cp,\infty} = 973 + 195000/34000 \cdot 3,63 = 995 \text{ MN/m}^2$$

$$< 0,65 \cdot 1770 = 1150 \text{ MN/m}^2$$

Für die anderen Nachweisstellen ergeben nahezu die gleichen Spannstahlspannungen.

6 Grenzzustände der Tragfähigkeit

6.1 Allgemeines

Nachfolgend werden die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft, Querkraft, Torsion und für Ermüdung wiederum für die bereits in Abschnitt 5 ausgewählten Stellen vorgenommen.

Zur Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Biegung mit Längskraft darf für gegliederte Querschnitte (Plattenbalken, Hohlkasten) nur derjenige Teil des Flansch und dessen Bewehrung als mitwirkend berücksichtigt werden, der durch die Querbewehrung und die Betondruckstreben schubfest an den Steg angeschlossen ist.

der quasi-ständigen Einwirkungskombination kommt es zu einer überproportionalen Zunahme des Kriechens. Ein Ansatz zur Berücksichtigung des nichtlinearen Kriechens wird in EC2-1-1, 3.1.4 (4) gegeben.

EC2-1-1, 7.2 (5) mit (NDP) 7.2 (5)
Zur Vermeidung breiter Risse ist das Überschreiten der Streckgrenze auf Gebrauchslastniveau (für Lastbeanspruchung) zu verhindern, welches zu irreversiblen Verformungen und instabilem Risswachstum mit breiten Rissen führen könnte.

EC2-1-1, 7.2 (5) mit NDP 7.2 (5)
Nachweis zur Vermeidung der Spannungsrissskorrosion. Bei externen Spanngliedern (nach EC2-2/NA, (NCI) Anhang NA.TT) oder Spanngliedern ohne Verbund, die auswechselbar sind, ist dieser Nachweis nicht erforderlich. Dann können deutlich höhere Spannstahlspannungen ausgenutzt werden.

Bei Betonbrücken mit Spanngliedern im Verbund wird die zulässige Spannkraft häufig durch diesen Nachweis bestimmt (vgl. 4.3).

Spannkraftverlust 11,8 % siehe 4.4

Die Konstruktionseigenlast beim Vorspannen ist in der Vorspannkraft bereits berücksichtigt und kann bei der Ermittlung von $\Delta\sigma_{cp,\infty}$ abgezogen werden.

EC2-1-1, 6

EC2-2/NA, (NCI) 6.1 (NA.111)

6.2 Biegung mit Längskraft

Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft erfolgt für den Betriebszustand zum maßgebenden Zeitpunkt für Vorspannung mit Verbund an den Bemessungsstellen Innenstütze und Innenfeld. Der Nachweis erfolgt mit Hilfe von Bemessungstabellen mit dimensionslosen Beiwerten.

Für die Schnittgrößenermittlung wird ein lineares Verfahren ohne Momentenumlagerung benutzt, so dass die Biegemomente aus Temperatur und Stützensenkung mit dem Abminderungsfaktor 0,60 multipliziert werden können. Der Teilsicherheitsbeiwert für Temperatur ist mit $\gamma_{Q,T} = 1,35$ anzusetzen.

Die mögliche Stützensenkung geht als ständige Einwirkung mit einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,set} = 1,0$ in die Überlagerung ein.

Die Kombinationsregeln der Einwirkungskombinationen sind in DIN EN 1990/NA wie folgt geregelt:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot E_{Gk,j} + \gamma_P \cdot E_{Pk} + \gamma_{Q,1} \cdot E_{Qk,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot E_{Qk,i}$$

- Nachweis im Feld ($t = 0$)

Bemessungsmoment bezogen auf die Spannstahlschwerachse:

$$M_{Eds} = \gamma_G \cdot (M_{g1,k} + M_{g2,k}) + \gamma_{G,set} \cdot M_{SET,k} + \gamma_P \cdot M_{Pm,ind} + \gamma_Q \cdot (M_{TS,k} + M_{UDL,k}) + \gamma_{Q,T} \cdot \psi_{0,T} \cdot M_{TM,k}$$

$$M_{Eds} = 1,35 \cdot (5724 + 1009) + 1,00 \cdot 987 \cdot 0,60 + 1,0 \cdot (1 - 0,118) \cdot 5957 + 1,35 \cdot (4427 + 3937) + 1,35 \cdot 0,80 \cdot 2611 \cdot 0,60$$

$$M_{Eds} = 9090 + 593 + 5254 + 11291 + 1269 = 27920 \text{ kNm}$$

Vorhandene statische Nutzhöhe: $d = h - d_1 - \phi_{duct} / 2 - e = 1,50 - 0,17 = 1,33 \text{ m}$

Mitwirkende Breite: $b_{eff} = b = 7,10 \text{ m}$

Bezogenes Bemessungsmoment:

$$\mu_{Eds} = |M_{Eds}| / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 27,920 / (7,10 \cdot 1,33^2 \cdot 19,8) = 0,112$$

Als Vordehnung des im Verbund liegenden Spannstahls wird näherungsweise bestimmt:

$$\epsilon_{pm}^{(0)} = \sigma_{pm0} / E_p = 1104 / 195.000 = 0,0057$$

Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten:

$$\rightarrow \omega_1 = 0,119 \quad \Delta \epsilon_{p1} = 20,5 \text{ ‰} \quad \epsilon_{c2} = -3,50 \text{ ‰}$$

$$\xi = x / d = 0,148 \rightarrow x = 0,148 \cdot 1,33 = 0,196 \text{ m} < h_{f,min} = 0,30 \text{ m}$$

$$\zeta = z / d = 0,939 \rightarrow z = 0,939 \cdot 1,33 = 1,24 \text{ m}$$

EC2-1-1, 6.1

Die Nachweise sind zu unterschiedlichen Zeitpunkten zu führen. Nachfolgend werden nur die jeweils maßgebenden Zeitpunkte $t = 0$ oder $t \rightarrow \infty$ untersucht.

EC2-2/NA, (NCI) 2.3.1.2 (2) und (3) (NA 102) und (NCI) 2.3.1.3 (3) (NA 103): Zwang aus Temperatur und Stützensenkung ist zu berücksichtigen. Die Zwangsschnittgrößen dürfen dann mit der 0,6-fachen Steifigkeit des Zustandes I ermittelt werden.

EC2-2/NA, (NCI) 2.3.1.3 (4)

EC0, (NCI) 6.4.3.2: (3) Gl. (6.10c)

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Straßenverkehrslast ist gemäß EC0/NA/A1, Tabelle NA.A2.1 $\gamma_{Q,sup} = 1,35$.

EC2-2/NA, (NCI) 2.3.1.2 (NA 102)
EC2-2/NA, (NCI) 2.3.1.3 (NA 103)
EC2-2/NA, (NCI) 2.3.1.3 (4)

b_{eff} siehe 1.4

[7] Band 1, Anhang A4: Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten für den Rechteckquerschnitt (C12/15 bis C50/60) f_{cd} siehe 1.3

$\sigma_{pm0} = 18,873 / 171,0 = 1104 \text{ MN/m}^2$
siehe Abschnitt 4.4

[7] Band 1, Anhang A4: Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten für den Rechteckquerschnitt (C12/15 bis C50/60)

Überprüfung der Gesamtspannstahldehnung:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{p1} &= \varepsilon_{pm}^{(0)} + \Delta\varepsilon_{p1} = 5,7 + 20,5 = 26,2 \text{ ‰} \\ &> \varepsilon_{py} = f_{p0,1k} / (E_p \cdot \gamma_s) = 1500 / (195 \cdot 1,15) = 6,7 \text{ ‰} \\ &< 0,9\varepsilon_{uk} = 0,9 \cdot 35 = 31,5 \text{ ‰}\end{aligned}$$

$$\sigma_{pd1} = f_{pk} / \gamma_s = 1770 / 1,15 = 1539 \text{ MN/m}^2$$

$$\begin{aligned}A_{ps,req} &= \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / \sigma_{pd1} \\ &= 0,119 \cdot 710 \cdot 133 \cdot 19,8 / 1539 = 144,5 \text{ cm}^2 \\ < A_{p,prov} &= 6 \cdot 28,5 = 171,0 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

→ Keine zusätzliche Betonstahlbewehrung erforderlich!

- Nachweis über der Stütze ($t \rightarrow \infty$)

Bemessungsmoment bezogen auf die Spannstahlschwerachse:

$$M_{E_{ds}} = \gamma_G \cdot (M_{g1,k} + M_{g2,k}) + \gamma_{G,set} \cdot M_{SET,k} + \gamma_p \cdot M_{Pm,ind,\infty} + \gamma_Q \cdot (M_{TS,k} + M_{UDL,k}) + \gamma_{Q,T} \cdot \psi_{0,T} \cdot M_{TM,k}$$

$$M_{E_{ds}} = -1,35 \cdot (8285 + 1721) - 1,00 \cdot 2439 \cdot 0,60 + 1,0 \cdot 5953 \cdot (1 - 0,169) - 1,35 \cdot (2322 + 5337) - 1,35 \cdot 0,80 \cdot 1695 \cdot 0,60$$

$$M_{E_{ds}} = -13508 - 1463 + 4947 - 10340 - 1098 = -21462 \text{ kNm}$$

minimale Stegbreite:

$$b_{eff} = 1,95 \text{ m}$$

Bezogenes Bemessungsmoment:

$$\begin{aligned}\mu_{E_{ds}} &= |M_{E_{ds}}| / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) \\ \mu_{E_{ds}} &= 21,462 / (1,95 \cdot 1,33^2 \cdot 19,8) = 0,314\end{aligned}$$

Verlust infolge Schwinden, Kriechen und Relaxation:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{pm}^{(0)} &= \sigma_{pm0} / E_p = 1085 / 195.000 = 0,0055 \\ \varepsilon_{pm\infty}^{(0)} &= (1 - 0,169) \cdot 0,0055 = 0,0046\end{aligned}$$

$$\rightarrow \omega_1 = 0,394 \quad \Delta\varepsilon_{p1} = 3,70 \text{ ‰} \quad \varepsilon_{c2} = -3,5 \text{ ‰}$$

$$\xi = x / d = 0,486 \rightarrow x = 0,486 \cdot 1,33 = 0,646 \text{ m}$$

$$\zeta = z / d = 0,798 \rightarrow z = 0,798 \cdot 1,33 = 1,061 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{p1} &= \varepsilon_{pm\infty}^{(0)} + \Delta\varepsilon_{p1} = 4,6 + 3,70 = 8,30 \text{ ‰} \\ &> \varepsilon_{py} = 6,7 \text{ ‰}\end{aligned}$$

$$\sigma_{pd1} > f_{p0,1k} / \gamma_s = 1500 / 1,15 = 1304 \text{ MN/m}^2$$

$$\begin{aligned}A_{ps,req} &= \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / \sigma_{pd1} \\ &= 0,394 \cdot 195 \cdot 133 \cdot 19,8 / 1304 = 155,1 \text{ cm}^2 \\ < A_{p,prov} &= 9 \cdot 28,5 = 256,5 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

→ Keine zusätzliche Betonstahlbewehrung erforderlich!

EC2-1-1, 3.3.6 (7), Bild 3.10

Für die Bemessung wird im Brückenbau üblicherweise der vereinfachte konstante Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie für den Spannstahl nach Erreichen der idealisierten Streckgrenze angenommen (ohne Dehnungsbegrenzung). Die hier dargestellte Ausnutzung des ansteigenden Astes der rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linie nach Überschreiten der Streckgrenzdehnung ist im vorliegenden Fall nicht erforderlich.

Der Sicherheitsbeiwert für die Straßenverkehrslast ist gemäß EC0/NA/A1, Tabelle NA.A2.1 $\gamma_{Q,sup} = 1,35$.

Spannkraftverlust 16,9 % siehe 4.4

Die Berechnung wird mit der minimalen Stegbreite durchgeführt.

Die mit zunehmendem Abstand von der Bauteilunterseite ansteigende ansetzbare Breite kann bei der Bemessung mit Hilfe der Bemessungstabelle nicht o. W. berücksichtigt werden, dies wäre nur durch Ermittlung eines Ersatzrechteckquerschnittes oder mit Hilfe einer EDV-gestützten Bemessung möglich.

f_{cd} siehe 1.3

$$\begin{aligned}A_p &= 9 \cdot 28,5 = 256,5 \text{ cm}^2 \\ P_{m0} &= -27,823 \text{ MN} \\ \sigma_{pm0} &= 27,823 / 256,5 = 1085 \text{ MN/m}^2\end{aligned}$$

[7] Band 1, Anhang A4:

Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten für den Rechteckquerschnitt (C12/15 bis C50/60)

EC2-1-1, 3.3.6 (7), Bild 3.10

(Linie B, horizontaler Ast, vereinfachte Annahme, ohne Dehnungsbegrenzung)

Falls zusätzliche Bewehrung erforderlich wird, kann auch Linie B (ansteigender Ast der Spannungs-Dehnungslinie des Spannstahls) in Bild 3.10 verwendet werden.

6.3 Nachweis für Versagen mit Vorankündigung

Nach DIN EN 1992 muss ein Versagen ohne Vorankündigung bei Erstrissbildung vermieden werden. Dies kann unter Nutzung der Methode in 6.1 (109) nach Verfahren b) durch die Anordnung einer Mindestbewehrung (Robustheitsbewehrung) mit einer Querschnittsfläche nach Gleichung (6.101a) gewährleistet werden:

$$\min A_s = M_{\text{rep}} / (f_{\text{yk}} \cdot z_s)$$

mit

$$\begin{aligned} M_{\text{rep}} &= W \cdot f_{\text{ctk},0,05} && \text{Rissmoment, ohne Vorspannung} \\ z_s &= 0,9d && \text{Hebelarm der inneren Kräfte im GZT} \end{aligned}$$

Für den Feldbereich ergibt sich:

$$\begin{aligned} W_{\text{u,ideell}} &= 0,99 \text{ m}^3 \\ f_{\text{ctk},0,05} &= 2,2 \text{ MN/m}^2 \\ d &= 1,40 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \min A_s &= 0,99 \cdot 2,2 / (500 \cdot 0,9 \cdot 1,40) = \mathbf{34,5 \text{ cm}^2} \\ &\rightarrow \text{gew } A_s \geq 11 \phi 20 = 34,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Diese Bewehrung muss an der Stegunterseite angeordnet und bis über das Auflager geführt werden.

Für den Stützbereich ergibt sich analog mit

$$\begin{aligned} W_{\text{o,ideell}} &= 1,79 \text{ m}^3 \\ \min A_s &= \mathbf{62,5 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

Diese Bewehrung ist in den Bereichen anzuordnen, in denen unter der seltenen Einwirkungskombination Zugspannungen im Beton auftreten (ohne Berücksichtigung der statisch bestimmten Wirkung der Vorspannung).

6.4 Nachweise für Querkraft und Torsion

Neben der Querkrafttragfähigkeit muss auch die Torsionstragfähigkeit sowie die Interaktion zwischen diesen beiden Beanspruchungen nachgewiesen werden.

6.4.1 Querkraft

Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

Der maßgebende Bemessungsschnitt für die Ermittlung der erforderlichen Querkraftbewehrung liegt bei direkter Lagerung im Abstand d vom Lagerrand. Demzufolge müssen die Schnittgrößen in diesem Bemessungsschnitt erst aus denen in der Auflagermitte bestimmt werden.

Querkraft in Auflagermitte:

$$\begin{aligned} V_{\text{Ed0}} &= \gamma_G \cdot (V_{\text{g1,k}} + V_{\text{g2,k}}) + \gamma_{\text{G,set}} \cdot V_{\text{SET,k}} + \gamma_Q \cdot (V_{\text{TS,k}} + V_{\text{UDL,k}}) + \\ &\quad + \gamma_{\text{QT}} \cdot \psi_{0,T} \cdot V_{\text{TM,k}} \\ V_{\text{Ed0}} &= 1,35 \cdot (1917 + 357) + 1,00 \cdot 168 \cdot 0,60 + 1,35 \cdot (916 + 1081) + \\ &\quad + 1,35 \cdot 0,80 \cdot 0 \\ V_{\text{Ed0}} &= 3070 + 101 + 2696 + 0 = 5867 \text{ kN} \end{aligned}$$

EC2-1-1, 5.10.1 (5) mit
EC2-2, 5.10.1 (106).

EC2-2, 6.1: (109) Gl. (6.101a)

EC2-2/NA, (NDP) 6.1 (109)

EC2-1-1, 3.1.3 Tabelle 3.1

EC2-2, 6.1 (110) iii)

EC2-2, 6.1 (110) i)

EC2-1-1, 6.2
EC2-1-1, 6.3

EC2-2/NA, (NCI) 6.2.1.8

EC2-1-1/NA, (NCI) 2.3.1.2 (NA 102)
EC2-2/NA, (NCI) 2.3.1.3 (NA 103)
Zwang aus Temperatur und Stützensenkung ist zu berücksichtigen. Die Zwangsschnittgrößen dürfen dann mit der 0,6-fachen Steifigkeit des Zustandes I ermittelt werden.

EC2-2/NA, (NCI) 2.3.1.3 (4) mögliche Stützensenkung mit Teilsicherheitsfaktor nach ECO $\gamma_{\text{G,set}} = 1,0$

charakteristische Werte der Querkräfte siehe Tab. 3-1

Querkraft im Abstand d vom Lagerrand:

Die Berechnung erfolgt unter Vernachlässigung der Abminderung für die auflagnahen Einzellasten aus TS:

$$V_{Ed0,red} = V_{Ed0} - [\gamma_G \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_Q \cdot q_{UDL,k}] \cdot (d + b / 2)$$

$$V_{Ed0,red} = 5867 - [1,35 \cdot (121,1 + 21,2) + 1,35 \cdot (3,0 \cdot 12,0 + 3,0 \cdot 6,0)] \cdot (1,33 + 0,70 / 2)$$

$$V_{Ed0,red} = 5867 - 265 \text{ kN/m} \cdot 1,68\text{m} = 5422 \text{ kN}$$

Berücksichtigung der Querkraftkomponente aus geneigten Spanngliedern im Bemessungsschnitt:

Gemittelter Neigungswinkel der Spannglieder im Bemessungsschnitt:

$$\theta = 2,1^\circ \quad (\text{gemittelter Wert aller Spanngliedlagen, dem Spanngliedplan entnommen, siehe Bild 5})$$

$$V_{Pm0} = P_{m0} \cdot \sin\theta = (-27823) \cdot \sin 2,1^\circ = -1020 \text{ kN}$$

$$V_{pd} = \gamma_p \cdot V_{Pm0} = 1,0 \cdot (1 - 0,169) \cdot (-1020)$$

$$V_{pd} = -847 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Ed,red} = 5422 - 847 = 4575 \text{ kN}$$

Da für balkenartige Bauteile grundsätzlich eine Mindestquerkraftbewehrung erforderlich ist, wird an dieser Stelle die Querkraft, die der Querschnitt ohne Bügelbewehrung ($V_{Rd,c}$) tragen kann, nicht berechnet. Nach DIN EN 1992-2/NA wird grundsätzlich das Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung verwendet.

Der Bemessungswert des Querkraftwiderstand $V_{Rd,max}$ muss auf der Grundlage des Nennwertes $b_{w,nom}$ der Querschnittsbreite berechnet werden, wenn der Querschnitt nebeneinander liegende verpresste Spannglieder mit einer Durchmessersumme $\Sigma\phi_{duct}$ größer $b_w / 8$ enthält:

$$b_w = 1,95 \text{ m}$$

$$\Sigma\phi_{duct} = 9 \cdot 0,097 = 0,873 \text{ m}$$

$$> b_w / 8 = 1,95 / 8 = 0,24 \text{ m}$$

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot \Sigma\phi_{duct} = 1,95 - 0,5 \cdot 0,873 = 1,51 \text{ m}$$

Nachweis der Druckstrebe bei Bauteilen mit lotrechter Querkraftbewehrung:

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

mit:

$$b_{w,nom} = 1,51 \text{ m}$$

$$z = 1,061 \text{ m} \quad \text{aus Biegebemessung im Stützbereich}$$

$$\nu_1 = 0,75 \quad \text{Abminderung Querkraft gerissener Beton}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0 \quad \text{Faktor Spannungszustand Druckgurt}$$

Der Winkel θ der Druckstrebe des Fachwerks ist dabei wie folgt zu begrenzen:

$$1,00 \leq \cot\theta \leq \frac{1,2 + 1,4\sigma_{cp} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed}} \leq 1,75$$

mit: $V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} (1 - 1,2\sigma_{cp} / f_{cd}) \cdot b_w \cdot z$

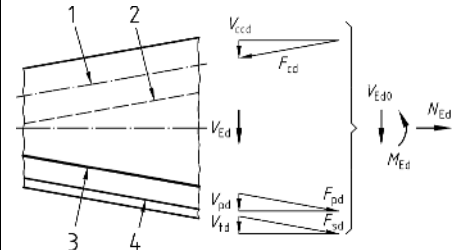
Belastung siehe 2.1 → je Hauptträger:

$$g_{k,1} = 242,2 / 2 = 121,1 \text{ kN/m}$$

$$g_{k,2} = 28,8 / 2 + 5,5 + 0,8 + 0,5 = 21,2 \text{ kN/m}$$

EC2-1-1, 6.2.1 (1)P Bild 6.2:
Querkraftanteil bei veränderlicher Querschnittshöhe

V_{cd} = Komponente des geneigten Druckgurts
 V_{td} = Komponente der geneigten Bewehrung



Der Bemessungswert der Vorspannkraft $P_d = \gamma_p \cdot P_{mt}$ darf generell mit $\gamma_p = 1,0$ ermittelt werden und wird hier angesetzt. Auf den Ansatz des Spannungszuwachses im Spannglied durch gleichzeitige Biegung wird hier vereinfachend verzichtet.

Bei balkenartigen Bauteilen ist nach EC2-1-1/NA, (NCI) 6.2.1 (4) (NA.104) grundsätzlich eine Mindestquerkraftbewehrung erforderlich. Damit erübrigt sich ein Nachweis von $V_{Rd,c}$.

EC2-1-1, 6.2.3: (6) Gl. (6.16)

EC2-1-1, 6.2.3 (1), Bild 6.5

Gemäß Abschnitt 4.2 sind 9 Spannglieder mit $\phi_{duct} = 97 \text{ mm}$ im Stützbereich vorhanden. Für den Nachweis wird davon ausgegangen, dass alle Spannglieder im Endzustand verpresst sind. Im Bauzustand mit nicht verpressten Spanngliedern bzw. solchen ohne Verbund sind größere Abminderungen erforderlich.

EC2-1-1, 6.2.3: (103) Gl. (6.9) bei lotrechter Bewehrung, bzw. EC2-1-1, 6.2.3: (4) Gl. (6.14) bei geneigter Bewehrung
 f_{cd} siehe 1.3

Abschnitt 6.2

EC2-2/NA, (NCI) 6.2.3 (1), beachte auch $z \leq d - 2c_{nom,1}$
EC2-2/NA, (NDP) 6.2.3 (103)
Die Spannungen in den Druckstreben werden auf den Wert $\sigma_c \leq \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}$ begrenzt.

EC2-2/NA, (NDP) 6.2.3: (2) Gl. (6.107aDE)
Achtung: Betondruckkraft ist positiv einzusetzen!

Dabei sind:

$$c = 0,50$$

$$\sigma_{cp} = -N_{Ed} / A_c = 23,120 / 4,842 = 4,77 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd,cc} = 0,24 \cdot 35^{1/3} \cdot (1 - 1,2 \cdot 4,77 / 19,8) \cdot 1,51 \cdot 1,061$$

$$V_{Rd,cc} = 0,893 \text{ MN}$$

$$\cot\theta = (1,2 + 1,4 \cdot 4,77 / 19,8) / (1 - 0,893 / 4,575)$$

$$= 1,91 \rightarrow \cot\theta = 1,75 \text{ Obergrenze}$$

Maßgebend wird bei einer kombinierten Beanspruchung der Druckstrebenwinkel im Torsionsfachwerk:

$$\text{gewählt: } \cot\theta = 1,68$$

Daraus ergibt sich:

$$V_{Rd,max} = 1,51 \cdot 1,061 \cdot 0,75 \cdot 19,8 / (1,68 + 1 / 1,68) = 10,5 \text{ MN}$$

$$> V_{Ed} = 5,857 \text{ MN}$$

Die erforderliche 90°-Bügelbewehrung infolge Querkraft ergibt sich zu:

$$\text{erf } A_{sw} / s_w = V_{Ed} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta)$$

$$= 4575 / (1,061 \cdot 43,5 \cdot 1,68) = 59,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestquerkraftbewehrung:

$$\min \rho_w = 0,16 \cdot 3,2 / 500 = 0,00102$$

$$\min A_{sw} / s_w = \rho_w \cdot b_w \cdot \sin\alpha$$

$$= 0,00102 \cdot 1,95 \cdot 10^4 \cdot 1,0 = 19,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Der maximale Bügelabstand in Längsrichtung beträgt für

$$0,3 < V_{Ed,red} / V_{Rd,max} = 4,575 / 10,5 = 0,44 < 0,6$$

$$\rightarrow s_{max} = 300 \text{ mm} < 0,5h = 0,5 \cdot 1500 = 750 \text{ mm}$$

Der maximale Abstand der Bügelschenkel in Querrichtung sollte im vorliegenden Beispiel nicht überschreiten:

$$\rightarrow s_{max} = 600 \text{ mm} < h$$

6.4.2 Torsion

Die Bemessung für die Torsionsbeanspruchung erfolgt für das maximal auftretende Torsionsmoment und für die maximale Querkraft in Stützenmitte für die Betondruckstrebe. Bei der Addition der gemeinsamen Bügelbewehrung wird die Querkraftbewehrung des Bemessungsschnittes für die einwirkende Querkraft zugrunde gelegt.

Das Bemessungstorsionsmoment ergibt sich aus der Trägerrostberechnung zu (vgl. Tabelle 3-1):

$$T_{Ed} = \gamma_G \cdot (T_{g1,k} + T_{g2,k}) + \gamma_{G,set} \cdot T_{SET,k} + \gamma_P \cdot T_{Pm} + \gamma_Q \cdot (T_{TS,k} + T_{UDL,k}) + \gamma_{Q,T} \cdot \psi_{0,T} \cdot T_{TM,k}$$

$$T_{Ed} = 1,35 \cdot (23 + 20) + 1,00 \cdot 5 \cdot 0,60 + 1,00 \cdot 83 + 1,35 \cdot (384 + 861) + 1,35 \cdot 0,80 \cdot 4 \cdot 0,60$$

$$T_{Ed} = 1827 \text{ kNm}$$

Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunktes des Querschnitts
 $P_{m0} = 27823 \text{ kN}$
 $N_{Ed} = (1 - 0,169) \cdot 27823 = 23120 \text{ kN}$

Maximalwert des Druckstrebenwinkels nach EC2-2/NA

EC2-2/NA, (NCI) 6.3.2 (102)

(siehe 6.4.2)

EC2-2, 6.2.3: (103) Gl. (6.9)
 Der Nachweis der Betondruckstrebe erfolgt bei direkter Lagerung für die maximale Bemessungsquerkraft in Auflagermitte.

EC2-2, 6.2.3: (103) Gl. (6.8), umgestellt

EC2-1-1, 9.2.2: (5) Gl. (9.4) mit EC2-2/NA, (NDP) 9.2.2 (5)
 Für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt (Hohlkästen oder Doppel-T-Querschnitte mit schmalen Steg) wäre $\min \rho_w = 0,256 f_{ctm} / f_{yk}$ wenn zu erwarten ist, dass die Schubrisse vor den Biegerissen auftreten.

EC2-2/NA, (NDP) 9.2.2: (6) Tab. NA.9.1

EC2-2/NA, (NDP) 9.2.2: (8) Tab. NA.9.2

→ vierschnittige Bügel bei einer Stegbreite von 1,95 m

EC2-1-1, 6.3

Berechnung des aufnehmbaren Torsionsmomentes $T_{Rd,max}$:

$$T_{Rd,max} = 2\nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

mit:

$$t_{ef,i} = 2 \cdot (45 + 20 + 20 / 2) = 150 \text{ mm}$$

$$A_k = 1,35 \cdot (2,10 + 1,80) / 2 = 2,63 \text{ m}^2$$

$$\nu = 0,525 \quad \text{für Torsion allgemein}$$

$$\alpha_{cw} = 1,00 \quad \text{Faktor Spannungszustand Druckgurt}$$

Der Druckstrebenwinkel bei kombinierter Beanspruchung durch Querkraft und Torsion errechnet sich, indem die Schubkraft aus Torsion in einer Wand der Schubkraft aus Querkraft hinzuaddiert wird:

Die Schubkraft je dünner Wand i , infolge Torsion beträgt:

$$V_{Ed,i} = \tau_{T,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i = [T_{Ed} / (2 \cdot A_k)] \cdot z_i =$$

$$= [1827 / (2 \cdot 2,63)] \cdot 1,35 = 467 \text{ kN}$$

Die Wandschubkraft in Kombination mit Querkraft ist damit:

$$V_{Ed,T+V} = V_{Ed,T} + V_{Ed} \cdot t_{ef,i} / b_w$$

$$= 467 + 5867 \cdot 0,15 / 1,51 = 1050 \text{ kN}$$

Der Wert $V_{Rd,cc}$ wird gemäß EC2-1-1/NA, Gl. (6.7bDE) ermittelt, indem $t_{ef,i}$ anstatt b_w eingesetzt wird:

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{yk}^{1/3} (1 - 1,2\sigma_{cp} / f_{cd}) \cdot t_{ef,i} \cdot z$$

$$V_{Rd,cc} = 0,24 \cdot 35^{1/3} \cdot (1 - 1,2 \cdot 4,77 / 19,8) \cdot 0,15 \cdot 1,061$$

$$= 0,089 \text{ MN}$$

Zur Berechnung der Druckstrebenneigung werden $V_{Ed,T+V}$ und $V_{Rd,cc}$ in EC2-1-1/NA, Gl. (6.107aDE) eingesetzt:

$$1,0 \leq \cot\theta \leq \frac{1,2 + 1,4\sigma_{cp} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed,T+V}} \leq 1,75$$

Damit ist:

$$\cot\theta = (1,2 + 1,4 \cdot 4,77 / 19,8) / (1 - 0,089 / 1,050)$$

$$= 1,68 \rightarrow \cot\theta = 1,68$$

$$\text{gewählt: } \cot\theta = 1,68$$

Damit ergibt sich das maximal aufnehmbare Torsionsmoment zu:

$$T_{Rd,max} = 0,525 \cdot 19,8 \cdot 2 \cdot 2,63 \cdot 0,15 / (1,68 + 1 / 1,68)$$

$$= 3,605 \text{ MNm} = \mathbf{3605 \text{ kNm}}$$

$$> T_{Ed} = 1827 \text{ kNm}$$

Erforderliche Torsionsbügelbewehrung

$$\text{erf } A_{sw} / s_w = T_{Ed} / (f_{yd} \cdot 2 A_k \cdot \cot\theta)$$

$$= 1827 / (43,5 \cdot 2 \cdot 2,63 \cdot 1,68) = 4,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

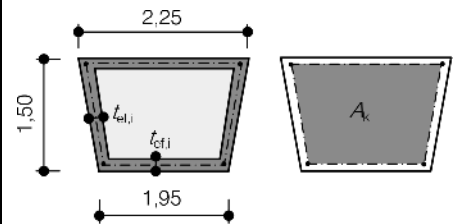
Gewählt: Bügel, zweiseitig, $\phi 16 / 100 \text{ mm} + \phi 16 / 125 \text{ mm}$

$$\text{vorh } a_{sw} = 40,0 + 32,0 = 72,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$> \text{erf } (a_{sw,V} + a_{sw,T}) = 59,0 + 2 \cdot 4,75 = 68,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

EC2-2/NA, (NCI) 6.3.2: (104) Gl. (6.30)

Der Ersatzhohlkasten wird nach EC2-2/NA, (NCI) 6.3.2 (1) mit folgender Skizze ermittelt:



EC2-1-1, 6.3.2: (1) Gl. (6.26) und Gl. (6.27)

z_i – Höhe der dünnen Wand i gemessen von Schnittpunkt zu Schnittpunkt mit den benachbarten Wänden.

EC2-2/NA, (NCI) 6.3.2: (102) Gl. (NA.6.27.1)

EC2-2/NA, (NDP) 6.2.3: (2) Gl. (6.7bDE)

EC2-2/NA, (NDP) 6.2.3: (2) Gl. (6.107aDE)
 σ_{cp} siehe 6.4.1

Maximalwert des Druckstrebenwinkels

EC2-2/NA, (NCI) 6.3.2:
(103) Gl. (NA.6.28.1), umgestellt

Die erforderlichen Bügelbewehrungen aus Querkraft und Torsion sind zu addieren, wobei die unterschiedliche Schnittigkeit zu beachten ist.

Erforderliche Torsionslängsbewehrung

$$\text{erf } A_{sl} / u_k = T_{Ed} \cdot / (f_{yd} \cdot 2 A_k \cdot \tan\theta) = 1827 / (43,5 \cdot 2 \cdot 2,63 \cdot 0,595) = \mathbf{13,42 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

In Druckgurten darf diese Bewehrung entsprechend den vorhandenen Druckkräften abgemindert werden.

Die Interaktion zwischen Querkraft und Torsion wird für die Betondruckstrebe über folgende Gleichung bei Kompaktquerschnitten berücksichtigt:

$$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right)^2 = \left(\frac{1,827}{3,605} \right)^2 + \left(\frac{5,867}{10,5} \right)^2 = 0,57 < 1,0$$

Die Interaktion der Torsions- und Biegebeanspruchung ist für die Bewehrung zu berücksichtigen. Nach EC2 sind für die Längsbewehrung lediglich die getrennt ermittelten Bewehrungsanteile zu addieren, wobei in der Biegedruckzone keine zusätzliche Torsionslängsbewehrung erforderlich ist, wenn die Zugspannungen infolge Torsion kleiner als die Betondruckspannungen infolge Biegung sind. In der Zugzone kann der Spannungszuwachs der Spannglieder mit bis zu $\Delta\sigma_p \leq 500 \text{ MN/m}^2$ herangezogen werden.

Da im Feldbereich nur etwa 2/3 des maximalen Torsionsmomentes an der Stütze auftreten, wird die erforderliche Torsionslängsbewehrung (seitliche Stegbewehrung) mit $\phi \mathbf{14 / 300 \text{ mm}} > 2/3 \cdot 13,42 = 9,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ gewählt.

Bei schlanken Stegen ($h_w / b_w > 3$) ist die Begrenzung der Schubrissbildung mit Hilfe der schiefen Hauptzugspannungen nachzuweisen. Es ist $h_w / b_w = 1,51/1,50 = 1,01 < 3$, so dass der Nachweis hier entfallen kann.

6.4.3 Gurtanschluss

Nach DIN EN 1992 sind die im Biegebruchnachweis angesetzten Gurte über Bewehrung und Druckstreben am Steg anzuschließen. Da hier im Stützbereich die Spannbewehrung zum Nachweis der Biegung ausreicht und diese komplett im Steg liegt, erübrigt sich dieser Nachweis für das Stützmoment.

Für das Feldmoment wurde eine Breite von $b_{eff} = 7,10 \text{ m}$ mit einer Druckzonenhöhe von $x = 0,198 \text{ m}$ angesetzt, so dass pro Flanschseite hier ein Anteil von $(1 - b_w / b_{eff}) / 2 = (1 - 2,25 \text{ m} / 7,10 \text{ m}) / 2 = 34,2 \%$ der Gesamtdruckzone anzuschließen ist.

$$\nu_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x)$$

Die maximale Druckkraft der Biegebemessung beträgt $F_d = 27,497 \text{ MNm} / 1,24 \text{ m} = 22,2 \text{ MN}$.

Der Abstand der Momentennullpunkte wird vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend für den Lastfall Eigengewicht im Feld mit $x = 22,05 \text{ m}$ bestimmt. Damit ist die maximale Größe von $\Delta x = 22,05 \text{ m} / 4 = 5,51 \text{ m}$.

Bei parabelförmigem Verlauf der Biegemomente beträgt die maximale Druckkraftdifferenz $\Delta F_d = (1 - 0,5^2) \cdot 0,342 \cdot 22,2 \text{ MN} = 5,69 \text{ MN}$.

EC2-2, 6.3.2: (103) Gl. (6.28), umgestellt

Auf den Umfang des dünnwandigen Ersatzquerschnitts verteilt.

EC2-2/NA, (NCI) 6.3.2: (NA.104) Gl.(NA.6.29.1)

Der Nachweis der Betondruckstrebe erfolgt für die maximale Querkraft und das maximale Torsionsmoment in Auflagermitte.

Mit der quadratischen Interaktionsbeziehung für Kompaktquerschnitte wird berücksichtigt, dass der Kern innerhalb des Ersatzhohlkastens im Gegensatz zum tatsächlichen Hohlkasten (lineare Interaktion) noch für die Lastabtragung der Querkraft mitwirkt.

Die Robustheitsbewehrung nach Abschnitt 6.3 deckt die erforderliche Torsionslängsbewehrung ab. Nur in den Stegseitenflächen wird die Torsionslängsbewehrung maßgebend.

EC2-2, 6.3.2 (103)

EC2-2/NA, (NCI) 7.3.1 (110) (NA.111) (siehe Kommentar zu 5.1).

EC2-1-1, 6.2.4

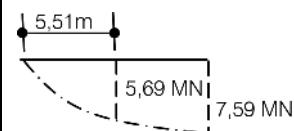
EC2-2/NA, (NCI) 6.1 (NA.111)

EC2-2, 6.2.4 (103)

Die Druckzone liegt vollständig in der Platte, so dass das Verhältnis der Breiten die Anteile der Druckkräfte wiedergibt.

EC2-2, 6.2.4: (103) Gl. (6.20)

Die anzuschließende Druckkraft wird gemäß folgender Skizze ermittelt.



$$\nu_{\text{Ed}} = 5,69 \text{ MN} / (0,45 \text{ m} \cdot 5,51 \text{ m}) = 2,29 \text{ MN/m}^2$$

Es ist ratsam, den Druckstrebenwinkel nach der genauen Gleichung zu ermitteln. Die vereinfachende Annahme von $\cot\theta_f = 1,0$ bzw. $1,2$ führt für Spannbetonbauteile zu Ergebnissen, die deutlich auf der sicheren Seite liegen.

$$\begin{aligned} V_{\text{Rd,cc}} &= c \cdot 0,48 \cdot f_{\text{ck}}^{1/3} (1 - 1,2\sigma_{\text{cp}} / f_{\text{cd}}) \cdot h_f \cdot \Delta x \\ V_{\text{Rd,cc}} &= 0,24 \cdot 35^{1/3} \cdot (1 - 1,2 \cdot 4,77 / 19,8) \cdot 0,45 \cdot 5,51 \\ V_{\text{Rd,cc}} &= 1,38 \text{ MN} \\ \cot\theta_f &= (1,2 + 1,4 \cdot 4,77 / 19,8) / (1 - 1,38 / 5,69) \\ &= 2,03 \rightarrow \cot\theta_f = 1,75 \end{aligned}$$

Die erforderliche Gurtanschlussbewehrung des Druckgurtes ergibt sich zu:

$$\text{erf } A_{\text{sf}} / s_f = \nu_{\text{Ed}} \cdot h_f / (f_{\text{yd}} \cdot \cot\theta_f) = 2290 \cdot 0,45 / (43,5 \cdot 1,75) = 13,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Diese Bewehrung ist, sofern kein genauere Nachweis geführt wird, zur Hälfte an der Unterseite und zur Hälfte an der Oberseite anzuordnen.

Da die erforderliche Spannbewehrung mit $144,5 \text{ cm}^2$ im Nachweis der Biegung kleiner als die vorhandene Bewehrung ist, kann zur Reduktion der Gurtanschlussbewehrung eine kleinere mitwirkende Breite angesetzt werden.

$$\omega_1 = (171 \text{ cm}^2 + 34,5 \text{ cm}^2 \cdot 500/1570) / 144,5 \text{ cm}^2 \cdot 0,119 = 0,150$$

Aus dem allgemeinen Bemessungsdiagramm ergibt sich dann:

$$\mu_{\text{Eds}} = 27,920 / (b_{\text{eff}} \cdot 1,33^2 \cdot 19,8) = 0,139$$

So dass b_{eff} auf $5,75 \text{ m}$ reduziert werden kann. Damit beträgt die anzuschließende Kraft nur $(1 - b_w / b_{\text{eff}})/2 = (1 - 2,25 \text{ m} / 5,75 \text{ m})/2 = 30,4 \%$ der Druckzone. Die erforderliche Gurtanschlussbewehrung ist:

$$\begin{aligned} \text{erf } A_{\text{sf}} / s_f &= \nu_{\text{Ed}} \cdot h_f / (f_{\text{yd}} \cdot \cot\theta_f) \\ &= 2290 \cdot (0,304 / 0,342) \cdot 0,45 / (43,5 \cdot 1,75) \\ &= \mathbf{12,0 \text{ cm}^2/\text{m}} \end{aligned}$$

Damit muss an der Unterseite der Fahrbahnplatte eine Bewehrung von

$$\text{erf } A_{\text{sf}} / s_f = 12,0 \text{ cm}^2 / 2 = 6,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

eingelegt werden.

An der Oberseite wird die Biegebewehrung der Querrichtung maßgebend, die im Rahmen dieses Beispiels nicht nachgewiesen wird.

EC2-2/NA, (NDP) 6.2.4 (4)

Als Druckspannung im Gurt wird auf der sicheren Seite liegend die Druckspannung im Schwerpunkt des Querschnitts angesetzt.

EC2-2/NA, (NDP) 6.2.3: (2) Gl. (6.107aDE):
 $1,0 \leq \cot \leq 1,75$

EC2-1-1, 6.2.4: (4) Gl. (6.21), umgestellt

EC2-2/NA, (NCI) 6.2.4 (NA.105)

Aus EC2-2/NA, (NCI) 6.1 (NA.111) kann rückgeschlossen werden, dass eine Verkleinerung der mitwirkenden Breite zur Reduktion der Gurtanschlussbewehrung möglich ist.

vorh. $A_s = 171 \text{ cm}^2$ Spannbewehrung
+ $34,5 \text{ cm}^2$ Betonstahlbewehrung, die mit dem Verhältnis der Fließspannungen eingeht.

Voraussetzung für diese einfache Rechnung ist, dass die Bewehrung bis zur Fließgrenze ausgenutzt ist. Sonst ist eine genauere Biegebemessung mit verringerter mitwirkender Breite erforderlich.

6.5 Ermüdung

6.5.1 Einwirkungen

Nach DIN EN 1992 ist der Nachweis für Ermüdung im GZT zu führen.

Nachfolgend werden die charakteristischen Einwirkungen als Basis für den zu führenden Ermüdungsnachweis zusammengestellt. Für den Nachweis wird das Ermüdungslastmodell LM3 verwendet. Darüber hinaus werden die Eingangswerte sowie die Berechnung der Korrekturbeiwerte λ_s nach EC2-2/NA, Anhang NA.NN für Betonstahl und Spannstahl durchgeführt.

Da unter der seltenen Einwirkungskombination die Betondruckspannungen auf $0,6f_{ck}$ beschränkt wurden, ist ein Ermüdungsnachweis des Betons auf Druck bei der vorliegenden Straßenbrücke nicht erforderlich. Es erfolgt daher nachfolgend nur ein Ermüdungsnachweis für den Betonstahl und Spannstahl unter Biege- und Querkraftbeanspruchung.

Eingangswerte:

$$N_{obs} = 2,0 \cdot 10^6 \quad \text{für Autobahnen und Straßen mit } \geq 2 \text{ Fahrstreifen je Fahrtrichtung mit hohem LKW-Anteil}$$

$$k_2 = 9 \quad \text{für Betonstahl}$$

$$k_2 = 7 \quad \text{für Spannstahl}$$

$$k_2 = 5 \quad \text{für Spannstahlkopplung}$$

$$N_{years} = 100 \quad \text{angenommene Nutzungsdauer der Brücke}$$

$$\bar{Q} = 1,0 \quad \text{für } k_2 = 5, 7 \text{ und } 9 \text{ und große Entfernung (Autobahn)}$$

Der Korrekturbeiwert λ_s zur Ermittlung der schädigungsäquivalenten Schwingbreite aus der Spannungsgeschwindigkeit ergibt sich unter Beachtung der folgenden Randbedingungen:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$$

Tab. 6.5-1: Bestimmung von $\lambda_{s,1}$ (Beiwert für Stützweite und System)

$\lambda_{s,1}$	Stütze	Koppelfuge	Feld $l = 32,0 \text{ m}$	Querkraft
Verbindungen	–	1,74	–	–
Betonstahl	0,98	1,20	1,20	1,20
Spannstahl	1,08	1,35	1,35	–

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot (N_{obs} / 2,0)^{1/k_2}$$

$$= 1,0 \quad \text{Beiwert für das jährliche Verkehrsaufkommen}$$

$$\lambda_{s,3} = (N_{years} / 100)^{1/k_2}$$

$$= 1,0 \quad \text{Beiwert für die Nutzungsdauer}$$

$$\lambda_{s,4} = 1,0 \quad \text{Beiwert zur Erfassung des Einflusses mehrerer Fahrstreifen}$$

$$\varphi_{fat} = 1,2 \quad \text{Versagensbeiwert (Oberfläche mit geringer Rauigkeit)}$$

Tab. 6.5-2: Bestimmung des Korrekturbeiwertes λ_s

λ_s	Stütze	Koppelfuge	Feld $l = 32,0 \text{ m}$	Querkraft
Verbindungen	–	$1,74 \cdot 1,2$ = 2,09	–	–
Betonstahl	$0,98 \cdot 1,2$ = 1,18	$1,20 \cdot 1,2$ = 1,44	$1,20 \cdot 1,2$ = 1,44	$1,20 \cdot 1,2$ = 1,44
Spannstahl	$1,08 \cdot 1,2$ = 1,30	$1,35 \cdot 1,2$ = 1,62	$1,35 \cdot 1,2$ = 1,62	–

EC2-1-1, 6.8

EC1-2, (NDP) 4.6.1 (2) Anmerkung 2

EC2-2/NA, Anhang NA.NN

EC2-2/NA, (NDP) 6.8.1 (102) g)

Anzahl erwarteter LKW je Fahrstreifen / Jahr
EC1-2, 4.6.1 (3) Tab. 4.5
Parameter der Wöhlerlinien
EC2-2/NA, (NCI) 6.8.4 (1), Tabelle 6.3DE
EC2-2/NA, (NCI) 6.8.4 (1), Tabelle 6.4DE
→ Gemäß abZ

Gemäß ARS 22/2012 Anlage 4, 100 Jahre
EC2-2/NA, Anhang NA.NN.2 (105)P,
Tab. NA.NN.1: Beiwert für Verkehrsart
große Entfernungen > 100 km

In der Praxis ist eine Mischung der Verkehrsarten vorhanden. Die Berechnung erfolgt somit auf der sicheren Seite.

EC2-2/NA, Anhang NA.NN.2:
(103)P Gl. (NA.NN.2)

EC2-2/NA, Anhang NA.NN.2 (104)P:
Bilder NA.NN.1 und NA.NN.2

EC2-2/NA, Anhang NA.NN.2:
(105)P Gl. (NA.NN.3)

EC2-2/NA, Anhang NA.NN.2:
(106)P Gl. (NA.NN.4)

EC2-2/NA, Anhang NA.NN.2:
(107)P Gl. (NA.NN.5)
Gemäß ARS 22/2012 Anlage 3, B) (3) ist je Fahrtrichtung bis RQ 31,5 B 1 LKW-Fahrstreifen anzusetzen. In diesem Beispiel wird also $\lambda_{s,4} = 1,0$ gesetzt.

EC2-2/NA, Anhang NA.NN.2 (108)P, gemäß ARS 22/2012 Anlage 4 mit 1,2 festgelegt.

6.5.2 Biegung

Für den Ermüdungsnachweis (Nachweis der Biegung wird hier nur in Feldmitte geführt) ist die erweiterte häufige Einwirkungskombination zugrunde zu legen. Der statisch bestimmte Anteil der Vorspannung wird bei diesem Nachweis mit dem 0,9-fachen Mittelwert, der statisch unbestimmte Anteil mit dem maßgebenden charakteristischen Wert berücksichtigt.

Einwirkungskombination:

$$E_{d,fat} = \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) + Q_{fat}$$

Grundmoment (Wert in Klammern in obiger Gleichung):

$$\begin{aligned} M_0 &= \sum M_{g,k} + M_{SET,k} + \psi_{1,1} \cdot M_{TM,k} + 1,1 \cdot M_{P_{moo,ind,k}} + 0,90 \cdot M_{P_{moo,dir}} \\ M_0 &= 5724 + 1009 + 658 + 0,6 \cdot 2611 + 1,1 \cdot 5957 \cdot (1 - 0,118) - \\ &\quad - 0,90 \cdot 14865 \cdot (1 - 0,118) \\ &= 7391 + 1567 + 5780 - 11800 \\ M_0 &= 2938 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Biegemoment aus Ermüdungslastmodell LM3:

$$\begin{aligned} \min \Delta M_{LM3} &= 1,4 \cdot (-216) &= -303 \text{ kNm} \\ \max \Delta M_{LM3} &= 1,4 \cdot 1449 &= 2030 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Bemessungsmomente:

$$\begin{aligned} M_{\min} &= 2938 - 303 &= 2635 \text{ kNm} \\ M_{\max} &= 2938 + 2030 &= 4968 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Die Normalkraft aus der statisch bestimmten Vorspannung beträgt:

$$N_p = 0,90 \cdot (-18873 \text{ kN}) \cdot (1 - 0,118) = -14981 \text{ kN}$$

Die Berechnung der Spannungen im Beton- und Spannstahl für diese Bemessungsmomente können entweder iterativ ermittelt werden oder mit Hilfe der Bemessungstabellen nach [5].

Hieraus ergeben sich zunächst folgende Spannungsschwingbreiten im Querschnitt nach Zustand II:

$$\begin{aligned} \text{Betonstahl:} \quad \Delta \sigma_s &= 12,4 \text{ MN/m}^2 - (-1,6) \text{ MN/m}^2 = 14 \text{ MN/m}^2 \\ \text{Spannstahl:} \quad \Delta \sigma_p &= 9,4 \text{ MN/m}^2 - (-3,9) \text{ MN/m}^2 = 13 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Aufgrund der schlechteren Verbundeigenschaften der Spannstahl-Litzen steigt deren Spannung im Zustand II langsamer als die des Betonstahls. Dies wird durch die Erhöhung der Betonstahlspannungen berücksichtigt:

$$\eta = \frac{A_s + \sum \frac{e_{pi}}{e_s} \cdot A_{pi}}{A_s + \sum \frac{e_{pi}}{e_s} \cdot A_{pi} \cdot \sqrt{\xi \cdot \phi_s / \phi_p}}$$

Dabei sind:

$$\begin{aligned} A_{si}, A_{pi} &- \text{Betonstahl- und Spannstahlflächen} \\ e_{si}, e_{pi} &- \text{Abstand der jeweiligen Bewehrungslagen zur Nulllinie} \\ \phi_s &= 20 \text{ mm} \\ \phi_p &= 1,6 \cdot \sqrt{A_p} = 1,6 \cdot \sqrt{28,5} = 85 \text{ mm} \end{aligned}$$

EC2-2/NA, (NCI) 6.8.3 (1)P
Hinweis: Beim Nachweis im Bereich der Koppelfuge Abminderung des statisch bestimmten Anteils der Vorspannwirkung mit dem Faktor 0,75.

Gemäß EC2-2/NA, (NCI) 6.8.3 (1)P wird hier der obere charakteristische Wert des statisch unbestimmten Momentenanteils aus Vorspannung angesetzt.

Kombination EC2-1-1, 6.8.3:
(3)P Gl. (6.69), siehe Tab. 3-1 und 4.3-1
ECO, A2.2.6 Tab. A2.1 mit
ECO/NA/A1, (NDP) A2.2.6 (1)

Moment aus Vorspannung ohne statisch unbestimmte Wirkung:
 $M_{P_{moo,dir}} = -8908 - 5957 = -14865 \text{ kNm}$
Spannkraftverlust 11,8 % siehe 4.4
charakteristische Werte der Biegemomente siehe Tab. 3-1

EC2-2/NA, Anhang NA.NN.2:
(101)P Lastfaktor 1,4 für
Bereiche außerhalb von Zwischenstützen

[5] *Hochreither*: Bemessungsregeln für teilweise vorgespannte, biegebeanspruchte Betonkonstruktionen (1982)

Anmerkung: Unter der seltenen Einwirkungskombination wird in Feldmitte die Betonzugfestigkeit erreicht. Auf der sicheren Seite wird daher der Ermüdungsnachweis in Feldmitte für einen gerissenen Querschnitt geführt.

EC2-2/NA, (NCI) 6.8.2 (2)P

EC2-1-1, 6.8.2: (2)P Gl. (6.64) und
EC2-2/NA, (NCI) 6.8.2 (2)P
Bild NA 6.101 berücksichtigt unterschiedliches Verbundverhalten von Spannstahl und Betonstahl.

Bei biegebeanspruchten Bauteilen ist die unterschiedliche Höhenlage der Spannglieder sowie des Betonstahls z. B. über die Wichtung nach Maßgabe des Abstandes zur Dehnungs-Nulllinie zu berücksichtigen.

$$\begin{aligned} \xi &= 0,5 \\ A_s &= 34,6 \text{ cm}^2 && \text{(Robustheitsbewehrung)} \\ A_p &= 171,0 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$e_p / e_s = 0,24 / 0,35 = 0,69$$

$$\eta = \frac{1 \cdot 34,6 + 0,69 \cdot 171}{1 \cdot 34,6 + 0,69 \cdot 171 \cdot \sqrt{0,5 \cdot 20 / 85}} = 2,03$$

Daraus ergibt sich die endgültige Spannungsschwingbreite im Betonstahl wie folgt:

$$\Delta\sigma_s = 2,03 \cdot 14 = \mathbf{28,4 \text{ MN/m}^2} < 70 \text{ MN/m}^2$$

Die schadensäquivalenten Schwingbreiten ergeben sich in Feldmitte zu:

$$\begin{aligned} \text{Betonstahl} \quad \Delta\sigma_{s, \text{equ}} &= 1,44 \cdot 28,4 = \mathbf{40,9 \text{ MN/m}^2} \\ \text{Spannstahl} \quad \Delta\sigma_{p, \text{equ}} &= 1,62 \cdot 13 = \mathbf{21,1 \text{ MN/m}^2} \end{aligned}$$

Die Anforderungen an Betonstahl, Spannstahl und Verbindungen hinsichtlich des Ermüdungsnachweises gelten nach EC2 als erfüllt, wenn die folgende Bedingung eingehalten ist:

$$\gamma_{F, \text{fat}} \cdot \Delta\sigma_{s, \text{equ}}(N^*) \leq \Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*) / \gamma_{S, \text{fat}}$$

Hierbei sind:

$\Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*)$ Schwingbreite bei N^* Zyklen entsprechend Wöhlerlinien nach EC2-2/NA, NCI 6.8.4 (1) für Spannstahl und für Betonstahl

$$\begin{aligned} \gamma_{F, \text{fat}} &= 1,0 \\ \gamma_{S, \text{fat}} &= 1,15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*) &= 175 \text{ MN/m}^2 && \text{für Betonstahl} \\ \Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*) &= 120 \text{ MN/m}^2 && \text{für gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren} \\ \Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*) &= 80 \text{ MN/m}^2 && \text{für Kopplung gemäß Zulassung} \end{aligned}$$

Für den Betonstahl folgt damit:

$$1,0 \cdot 40,9 \text{ MN/m}^2 < 175 / 1,15 = 152 \text{ MN/m}^2 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Für den Spannstahl folgt damit:

$$1,0 \cdot 21,1 \text{ MN/m}^2 < 120 / 1,15 = 104 \text{ MN/m}^2 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

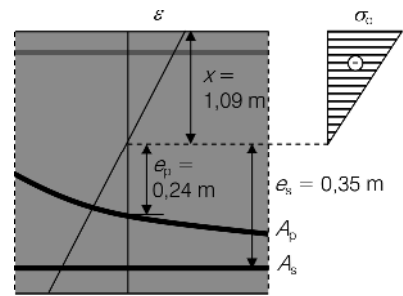
Für die Koppelfuge ergibt sich:

$$\begin{aligned} M_0 &= 107 - 53 + 1077 + 0,6 \cdot 2611 + 1,1 \cdot 5954 \cdot (1 - 0,117) - \\ &\quad - 0,75 \cdot 5300 \cdot (1 - 0,117) \\ &= 4970 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{min}} &= 4970 + 1,40 \cdot (-628) = 4090 \text{ kNm} \\ M_{\text{max}} &= 4970 + 1,40 \cdot 709 = 5962 \text{ kNm} \\ N_p &= 0,75 \cdot (-17970 \text{ kN}) \cdot (1 - 0,117) = -11900 \text{ kN} \end{aligned}$$

EC2-1-1, 6.8.2 (2) Tabelle 6.2

Für den Feldquerschnitt ergibt sich:



EC2-1-1, 6.8.6 (1) mit EC2-2/NA, (NDP) 6.8.6 (1)

EC2-2/NA, Anhang NA.NN.2: (102)P Gl. (NA.NN.1)

Schadensäquivalente Schwingbreite, die der Schwingbreite bei gleich bleibendem Spannungsspektrum mit N^* Spannungszyklen entspricht und zur gleichen Schädigung führt, wie ein Schwingbreitenspektrum infolge fließenden Verkehrs.

EC2-1-1, 6.8.5: (3) Gl. (6.71)

EC2-2/NA, (NDP) 2.4.2.3 (1) EC2-1-1, 2.4.2.4 (1):

Der empfohlene Wert $\gamma_{C, \text{fat}}$ und $\gamma_{S, \text{fat}}$ beim Nachweis gegen Ermüdung entsprechen denen für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation nach Tabelle 2.1DE

EC2-2/NA, (NCI) 6.8.4 (1), Tabelle 6.3DE EC2-2/NA, (NCI) 6.8.4 (1), Tabelle 6.4DE (Klasse 1) → Spannstahl mit entspr. abZ → gemäß allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung anpassen!

EC2-2/NA, (NCI) 6.8.3 (1) P:

Beim Nachweis im Bereich der Koppelfuge Abminderung des statisch bestimmten Anteils der Vorspannwirkung mit dem Faktor 0,75.

$$M_{\text{pm0,dir}} = 654 - 5954 = -5300 \text{ kNm}$$

Spannkraftverlust 11,7 % siehe 4.4

Die Druckzonenhöhe beträgt 530 mm. Die untere Bewehrung beträgt 34,6 cm². Die Dehnungen im Querschnitt mit diesen Eingangswerten sind:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{\text{oben}} &= -0,353 \text{ ‰}; \\ \varepsilon_{\text{unten}} &= 0,610 \text{ ‰}.\end{aligned}$$

Der Spannungszuwachs der gekoppelten Spannglieder beträgt $\Delta\sigma_p = 4,2 \text{ MN/m}^2$,

derjenige der durchlaufenden Spannglieder $\Delta\sigma_p = 69,0 \text{ MN/m}^2$.

Bei der geringeren Momentenbeanspruchung von 4090 kNm ergibt sich der Spannungszuwachs zu $\Delta\sigma_p = -17 \text{ MN/m}^2$ und $\Delta\sigma_p = +9 \text{ MN/m}^2$. Die Schwingbreite der Spanngliedkopplungen ist damit:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{p,\text{equ}} &= 1,62 \cdot (4,2 + 17) \\ &= \mathbf{34,3 \text{ MN/m}^2} \\ &< 80 / 1,15 = 70 \text{ MN/m}\end{aligned}$$

Die Schwingbreite der durchlaufenden Spannbewehrung beträgt:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{p,\text{equ}} &= 1,62 \cdot (69 - 9) \\ &= \mathbf{97,2 \text{ MN/m}^2} \\ &< 120 / 1,15 = 104 \text{ MN/m}\end{aligned}$$

→ **Damit ist der Nachweis für die Biegebeanspruchung erfüllt.**

6.5.3 Querkraft

Für den Ermüdungsnachweis der Querkraftbewehrung gehen die Querkräfte und Torsionsmomente aus Ermüdungslastmodell ELM3 ein:

$$\begin{aligned}\max \Delta V_{z,\text{ELM3}} &= 1,75 \cdot 419 &= 733 \text{ kN} \\ \min \Delta V_{z,\text{ELM3}} &= 1,75 \cdot (-25) &= -44 \text{ kN} \\ V_{z,\text{Fat}} &= (\max \Delta V_{z,\text{ELM3}} - \min \Delta V_{z,\text{ELM3}}) &= 777 \text{ kN}\end{aligned}$$

Die Schwankung des Torsionsmomentes infolge einer Überfahrt des Lastmodells besteht nur aus der maximalen Amplitude des positiven oder negativen Torsionsmomentes:

$$\begin{aligned}\max \Delta T_{\text{ELM3}} &= 1,75 \cdot 205 &= 358 \text{ kNm} \\ \min \Delta T_{\text{ELM3}} &= 1,75 \cdot (-260) &= -455 \text{ kNm} \\ T_{\text{Fat}} &= \text{MAX} \{ |\max \Delta V_{z,\text{LM3}}|; |\min \Delta V_{z,\text{LM3}}| \} &= 455 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Über den maßgebenden Druckstrebenwinkel der Querkraft-/Torsionsbemessung errechnet sich der Druckstrebenwinkel des Ermüdungsnachweises zu:

$$\cot\theta_{\text{fat}} = \sqrt{\cot\theta} = \sqrt{1,68} = 1,30$$

Abstand Spannbewehrung vom oberen Rand = 295 mm + 543 mm = 838 mm. Kopplungen liegen bei 588 mm und die durchlaufenden Spannglieder bei 1088 mm.

EC2-2/NA, Anhang NA.NN.2:
(101)P Lastfaktor 1,75 für Nachweise an
Zwischenunterstützungen

EC2-1-1, 6.8.2: (3) Gl. (6.65) umgestellt

Hinweis: In [8] *Teworte/Hegger* (2013) wird vorgeschlagen, bei doppeltprofilierten I-Spann- betonträgern mit geringen Querkraftbewehrungsgraden den Druckstrebenwinkel θ der statischen Querkraftbemessung im GZT unverändert für den Ermüdungsnachweis der Querkraftbewehrung zu verwenden (bei sinnvoller Begrenzung der Oberlast). D. h., die Vergrößerung des Druckstrebenwinkels auf $\tan\theta_{\text{fat}} = (\tan\theta)^{0,5}$ kann sehr konservative Werte liefern.

Die gewählte Querkraft-/Torsionsbewehrung besteht aus Bügeln $\phi 16 / 100 \text{ mm} + \phi 16 / 125 \text{ mm}$ ($2 \cdot 20,0 \text{ cm}^2/\text{m} + 2 \cdot 16,0 \text{ cm}^2/\text{m}$), wobei der maßgebende Biegerollendurchmesser mindestens $D = 4\phi$ beträgt.

Die Spannungsschwingbreite wird für eine Stegseite ermittelt:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{s,\text{equ}}(N^*) &= \lambda_s \cdot [V_{z,\text{Fat}} / (2 z \cdot \cot\theta_{\text{fat}} \cdot A_{\text{sw}} / s_w) + \\ &\quad + T_{\text{Fat}} / (2 A_k \cdot \cot\theta_{\text{fat}} \cdot A_{\text{sw}} / s_w)] \\ &= 1,44 \cdot [777 \text{ kN} / (2 \cdot 1,061 \text{ m} \cdot 1,30 \cdot 36,0 \text{ cm}^2/\text{m}) + \\ &\quad + 455 \text{ kNm} / (2 \cdot 2,63 \text{ m}^2 \cdot 1,30 \cdot 36,0 \text{ cm}^2/\text{m})] \\ &= 1,44 \cdot [777 \text{ kN} / 99,3 \text{ cm}^2 + 455 \text{ kNm} / 246,2 \text{ cm}^2\text{m}] \\ &= 1,44 \cdot [7,82 \text{ kN/cm}^2 + 1,84 \text{ kN/cm}^2] = 13,9 \text{ kN/cm}^2 \\ &= \mathbf{139 \text{ MN/m}^2} \end{aligned}$$

Der Nachweis gegen Ermüdung der Betonstahlbügel nach EC2 gilt als erfüllt, wenn auch hier folgende Bedingung eingehalten ist:

$$\gamma_{\text{F,fat}} \cdot \Delta\sigma_{s,\text{equ}}(N^*) \leq \Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*) / \gamma_{\text{S,fat}}$$

Dabei ist für die Betonstahl-Bügelbewehrung grundsätzlich der Biegerollendurchmesser D mittels Reduktionsfaktor ζ_1 zu berücksichtigen.

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*) &= \zeta_1 \cdot 175 \text{ MN/m}^2 \\ &= (0,35 + 0,026 \cdot D / \phi) \cdot 175 \text{ MN/m}^2 \\ &= (0,35 + 0,026 \cdot 4) \cdot 175 \text{ MN/m}^2 \\ &= 79,5 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Mit diesem reduzierten Wert kann der Nachweis mit der vorgesehenen Bewehrung nicht eingehalten werden.

Jedoch darf bei Verwendung von 90° Bügeln mit $\phi \leq 16 \text{ mm}$ und Bügelhöhen $\geq 600 \text{ mm}$ auf den Reduktionsfaktor ζ_1 verzichtet werden, so dass der Nachweis mit der vorhandenen Bewehrung eingehalten ist:

$$\rightarrow \mathbf{1,0 \cdot 139 \text{ MN/m}^2 < 175 \text{ MN/m}^2 / 1,15 = 152 \text{ MN/m}^2}$$

siehe 6.4.2

EC2-2/NA, (NDP) 8.3: (2), Tabelle 8.101DE

Hebelarm z siehe 6.2 Biegebemessung im Stützbereich

EC2-1-1, 6.8.5: (3) Gl. (6.71)

EC2-1-1/NA, (NDP) 6.8.4, Tabelle 6.3DE, mit Fußnote a

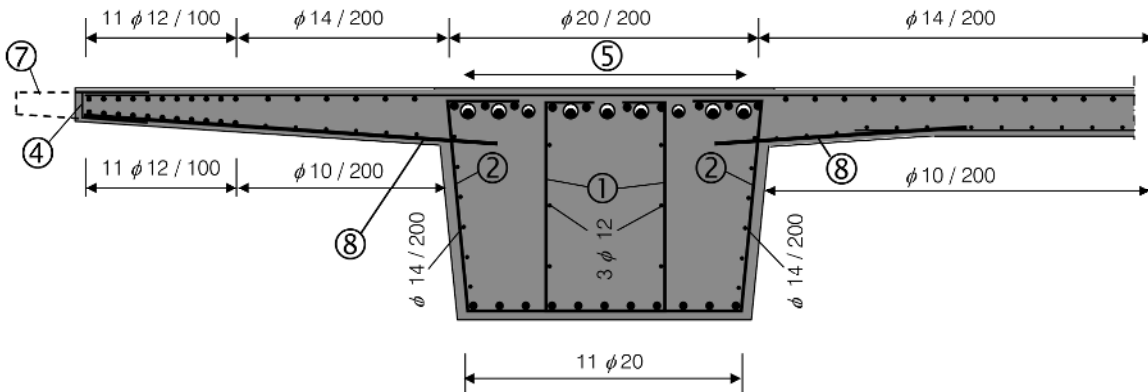
EC2-1-1/NA, (NCI) 6.8.4, Tabelle 6.3DE, Fußnote a

EC2-1-1, 6.8.5: (3) Gl. (6.71)

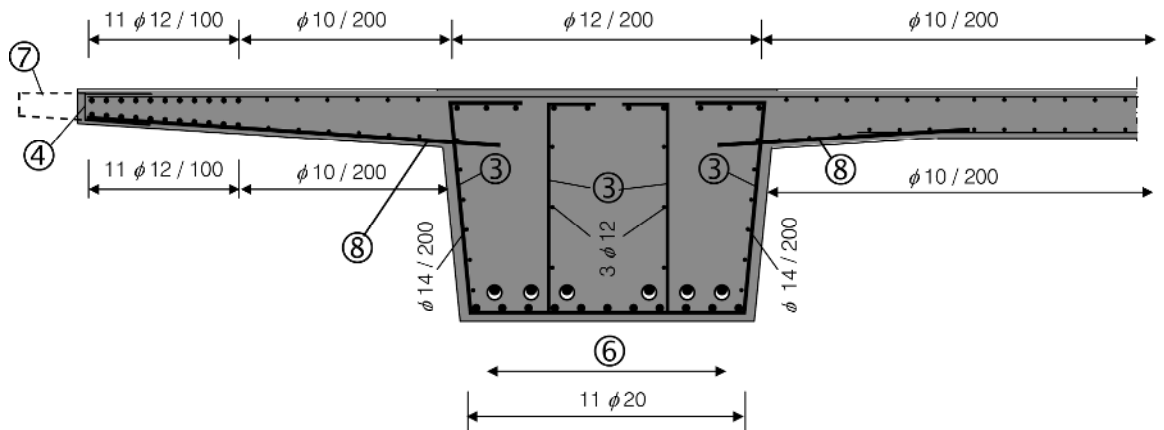
7 Darstellung der Bewehrung

Schematische Darstellung, obere Bügelschenkel in gleicher Lage wie die Querbewehrung

Stützquerschnitt



Feldquerschnitt



- ① Bügel \varnothing 16 / 125 mm
- ② Bügel \varnothing 16 / 100 mm
- ③ Bügel \varnothing 16 / 200 mm
- ④ Steckbügel \varnothing 12 / 400 mm
- ⑤ 9 Spannglieder Typ 1 (19 Litzen)
- ⑥ 6 Spannglieder Typ 1 (19 Litzen)
- ⑦ Kappenanschlussbewehrung nach Richtzeichnungen des BMVBS
- ⑧ Gurtanschlussbewehrung unten \varnothing 14 / 200 mm (oben Querbiegung maßgebend)

Bauteil: Beispiel 13: Plattenbalkenbrücke	
Betonfestigkeitsklasse und Expositionsklassen: C35/45 XC4, XD1, XF2, WA	Betonstahlsorte – Spannstahlsorte: B500B – St 1570/1770
Besondere Anforderungen:	Spannverfahren nach Zulassung-Nr.: ...
Betondeckung: Bügel	Verlegemaß c_v 45 mm
	Bewehrungszeichnung-Nr.: