Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (http://www.ub.tuwien.ac.at).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau

o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.

A-1040 Wien, Karlsplatz 13, E212

DIPLOMARBEIT

Master´s Thesis

Rechnerische Untersuchungen zur Einstufung von Eisenbetonbrücken gemäß Eurocode

ausgeführt am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau

unter der Anleitung von

o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.

und

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Bernd Köberl

verfasst von

Hans Glatz
Schwaighof 24
A – 8240 Friedberg
E610 / 0026654

Wien, im Februar 2007

……

(Hans Glatz)

Kurzfassung

Stahlbeton bzw. Eisenbeton wird seit rund 100 Jahren im Brückenbau eingesetzt. Viele der vor 100 Jahren errichteten Eisenbahnbrücken werden auch heute noch verwendet. Im Laufe der Zeit haben sich die Normen und Vorschriften allerdings mehrfach geändert. Bei den Belastungsnormen sind heute dynamische Einwirkungen zu berücksichtigen, weiters ist der Lastfall Entgleisung zu untersuchen. Die heutigen Bemessungsnormen schreiben beispielsweise Ermüdungsnachweise vor, welche früher nicht erforderlich waren. Die Berechnungen wurden also mit der Zeit immer aufwendiger und genauer. Auf der anderen Seite wurden die Sicherheitsbeiwerte ständig heruntergesetzt. Weiters veränderten sich die Vorschriften der Konstruktionsregeln, wie zum Beispiel die erforderliche Betondeckung oder die erforderliche Mindestbewehrung. Um die Tragfähigkeit und zukünftige Verwendbarkeit dieser Brücken aus heutiger Sicht zu beurteilen, wurden in dieser Arbeit einige Brücken nach den Vorschriften des Eurocodes nachgerechnet.

Als Grundlage dieser Berechnungen dient eine Zusammenstellung von ausgeführten Brückentragwerken aus dem Jahre 1907. Diese enthält allgemeine Beschreibungen, Berechnungen und Pläne der Bauwerke. Bei den angeführten Tragwerken handelt es sich um Einfeldträger unterschiedlicher Spannweite. Die Querschnitte (Plattenbalken) sind teilweise mit Druckbewehrung ausgeführt.

Die Baustoffkennwerte wurden ebenfalls dieser Zusammenstellung entnommen und mit Hilfe eines Regelwerkes an die heute gültigen Sicherheitskonzepte angepasst.

Die Nachberechnungen der Hauptträger lieferten durchwegs positive Ergebnisse, es konnten allerdings nie alle Nachweise erbracht werden. Mängel wurden vor allem bei der Querkraftabtragung festgestellt. Die Auflagerbereiche konnten fast immer nachgewiesen werden, da hier zusätzlich zu den Bügeln auch Aufbiegungen vorhanden sind. In den Feldbereichen konnte die erforderliche Querkraftbewehrung durch die vorhandenen Bügel allerdings bei keiner Brücke abgedeckt werden. Deswegen wurde als Alternative versucht, den Hauptträger einer ausgewählten Brücke über ein geeignetes Stabwerkmodell nachzuweisen. Hierbei wurde ein Tragmodell gewählt, bei dem die fehlende Querkraftbewehrung im Feldbereich über ein Bogen-Zugbandmodell überbrückt wird. Diese Berechnungen lieferten deutlich bessere Ergebnisse. Weiters wurden einige konstruktive Mängel, wie unzureichende Betondeckung und ungünstige Bügelformen festgestellt.

Die Nachberechnungen der Tragplatten erfolgten über den Lastfall Entgleisung. Für diesen außergewöhnlichen Lastfall wurden die Brücken damals nicht berechnet, deswegen konnten die Nachweise erwartungsgemäß für keine der Brücke erbracht werden. Die Überschreitungen der Querschnittswiderstände hielten sich allerdings in Grenzen.

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse, sowie dessen Erläuterungen werden am Ende dieser Arbeit angeführt.

Abstract

Reinforced concrete has been used for about 100 years in bridge construction. Many of the 100 years old railway bridges are still in use today. During their service life standards and regulations have changed several times. In today's load standards dynamic effects are to be considered and also the loading case derailment has to be investigated. Today's calculation standards for example require proofs of fatigue, which were not necessary in former times. The calculations became more complex and more exact. On the other side the safety factors were constantly reduced. Also the regulations of the construction rules changed, like the required concrete cover or the necessary nominal reinforcement for example. To judge the load carrying capacity and the future usability of these bridges from today's viewpoint, in this work some bridges were calculated by the regulations of the Eurocode.

The basis of these calculations is a summary of bridge structures build in the year 1907. This contains general descriptions, calculations and plans of the bridge construction works. The structures are single span beams of different span. The cross sections (T-beams) are partly with compressive reinforcement.

The building material characteristic values were as well taken from this summary and adapted with the help of a specific set of rules to the today valid security concepts.

The recalculations of the main beams supplied quite positive results, but all proofs could not be provided. Especially the shear force caused problems. The support areas could be nearly always proven, because there are bend up reinforcing bars additional to the stirrups. However, in the span areas the necessary shear force reinforcement could not be covered by the existing stirrups. Therefore as an alternative it was tried to proof the main beam of a selected bridge over a suitable truss model. Here a carrying model was selected, with which the missing shear force reinforcement in the span area is bridged over an arch-tieback model. These calculations supplied clearly better results. Also some constructional deficiencies were noted, like insufficient concrete cover and unfavourable stirrup shapes.

The recalculations of the carrying slabs were made by the loading case derailment. For this unusual loading case the bridges were not calculated at that time, therefore the proofs could not be provided as expected for any of the bridges. The overstepping of the cross section resistances was however within limits.

A summary of the results, as well as its interpretations are stated at the end of this work.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung 1
1.1 Ziel der Arbeit 1
2 Grundlagen der Berechnung 2
2.1 Verwendete Normen 2
2.2 Baustoffkennwerte 3
2.2.1 Beton 3
2.2.2 Betonstahl 4
2.3 Brückentragwerke 5
2.3.1 Querschnitt 5
2.3.2 Längenschnitt 6
2.3.3 Variable Abmessungen und Bewehrungsangaben 7
2.4 Einwirkungen 9
2.4.1 Ständige Einwirkungen - Eigengewicht 9
2.4.2 Veränderliche Einwirkungen - Verkehrslasten 9
2.4.2.1 Variante I: Verkehrslasten nach im Jahr 1907 gültiger Norm 9
2.4.2.2 Variante II: Verkehrslasten nach ÖNORM EN 1991-2 [3] 10
2.4.3 Außergewöhnliche Einwirkungen - Entgleisung 10
2.5 Einwirkungskombinationen 11
2.5.1 Kombination von Einwirkungen bei ständigen oder vorübergehenden Bemessungssituationen (Grundkombination) ([2], 6.4.3.2) 11
2.5.2 Kombination von Einwirkungen bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen ([2], 6.4.3.3) 12
2.5.3 Einwirkungskombinationen beim Nachweis gegen Ermüdung ([5], 6.8.3) 12
2.6 Grundlagen der Ermüdungsberechnungen 12
3 Nachberechnung Brücke Nr. 9 15
3.1 Bauwerksabmessungen, Bewehrungsangaben 15
3.2 Nachweise des Hauptträgers 18
3.2.1 Statisches System 18
3.2.2 Lastaufstellung, Schnittgrößen 18
3.2.3 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) 26
3.2.3.1 Bemessungsschnittgrößen 26
3.2.3.2 Querschnittswiderstand Biegung 28

3.2.3.3 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten ... 32
3.2.3.4 Querschnittswiderstand Querkraft ... 35
3.2.3.5 Verankerung der Längsbewehrung ... 43
3.2.3.6 Ermüdungsnachweise ... 45
3.3 Nachweis der Tragplatte (über Lastfall Entgleisung) ... 54
3.3.1 Belastungsmodell Entgleisung, statisches System ... 54
3.3.2 Lastaufstellung, Schnittgrößen ... 55
3.3.3 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) ... 56
3.3.3.1 Bemessungsschnittgrößen ... 56
3.3.3.2 Querschnittswiderstand Biegung ... 56
3.3.3.3 Querschnittswiderstand Querkraft ... 58
3.4 Nachweise Konstruktionsregeln ... 59
3.5 Berechnung des Hauptträgers als Stabwerkmodell ... 64
3.5.1 Gewähltes Stabwerkmodell ... 64
3.5.2 Querschnittswerte der Druck- und Zugstäbe ... 65
3.5.3 Einwirkungen ... 67
3.5.4 Ermittlung der Stabkräfte ... 68
3.5.5 Nachweise der Knoten ... 73
4 Ergebnisse Brücke Nr. 9 ... 77
4.1 Nachweise Tragfähigkeit ... 77
4.2 Nachweise Konstruktionsregeln ... 79
4.3 Interpretation ... 79
5 Ergebnisse Brücke 1 bis Brücke 16 ... 81
5.1 Nachweise Tragfähigkeit ... 81
5.1.1 Einzelergebnisse ... 81
5.1.2 Ergebnisvergleich ... 98
5.2 Nachweise Konstruktionsregeln ... 101
5.3 Interpretation ... 101
5.3.1 Brücke 6 bis Brücke 16 ... 101
5.3.2 Brücke 1 bis Brücke 5 ... 101
6 Zusammenfassung ... 103
Literaturverzeichnis ... 105

1 Einleitung

„Der Eisenbetonbau – bei den neuen von der k. k. Eisenbahnbaudirektion ausgeführten Bahnlinien Österreichs [1].“ Dies ist der Titel einer 1907 von Ingenieur A. Nowak herausgegebenen Zusammenstellung von damals, im Zuge des Bahnlinienbaues, ausgeführten Bauwerken. Diese Zusammenstellung enthält allgemeine Erläuterungen, Pläne und Berechnungen von Gründungsbauwerken, Mauern, Eisenbahnbrücken, Straßenbrücken- und Übergangsstegen und sonstigen Objekten. Das Kapitel Eisenbahnbrücken dient als Grundlage der vorliegenden Arbeit.

Stahlbeton – oder Eisenbeton, wie dieser Baustoff damals genannt wurde – war 1907 noch ein eher junger Baustoff. Vor allem bei Eisenbahnbrücken kam dieser bis dahin kaum zum Einsatz. Durch die positiven Erfahrungen bei anderen Bauwerken, kam Stahlbeton aber letztendlich auch hier zur Verwendung. Da viele dieser Brücken auch heute noch befahren werden, kann man davon ausgehen, dass dieser Einsatz auch berechtigt war.

1.1 Ziel der Arbeit

Aufgabe dieser Arbeit ist die rechnerische Untersuchung von damals gebauten Eisenbahnbrücken gemäß Eurocode, auf Grundlage der oben genannten Zusammenstellung. Zu untersuchen sind insgesamt 16 Standardbrückentragwerke mit Spannweiten bis zu zehn Metern, die jeweils mehrfach zur Ausführung kamen.

Ziel dieser Arbeit ist die Beurteilung der Tragfähigkeit dieser Brücken und weiters die Erläuterung eventuell vorhandener konstruktiver Mängel.

2 Grundlagen der Berechnung

2.1 Verwendete Normen

Sämtliche Berechnungen erfolgen nach Eurocode. Allerdings sind die Normen des Eurocodes für Neubauten konzipiert worden und können für die bestehenden Bauwerke nicht immer direkt angewendet werden. Deswegen wird an manchen Stellen der Arbeit auf andere Normen beziehungsweise Richtlinien zurückgegriffen. Die verwendeten Normen und Richtlinien sind in Tabelle 2-1 angeführt.

Tabelle 2-1: verwendete Normen und Richtlinien

Bezeichnung	**Titel**	**Ausgabe**
ÖNORM EN 1990 [2]	*Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*	2003-03-01
ÖNORM EN 1991-2 [3]	*Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke* *Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*	2004-08-01
ÖNORM B 1991-2 [4]	*Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke* *Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken* *Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen*	2004-08-01
ÖNORM EN 1992-1-1 [5]	*Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken* *Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*	2005-11-01
VORSCHLAG ÖNORM B 1992-1-1 [6]	*Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken* *Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau* *Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*	2006-02-14
prEN 1992-2 [7]	*Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken* *Teil 2: Betonbrücken – Planungs- und Ausführungsregeln*	2004-10
ÖNORM B 4700 [8]	*Stahlbetontragwerke – EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung*	2001-06-01
VORSCHLAG ONR 24008 [9]	*Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken*	2005-10-21

2.2 Baustoffkennwerte

In diesem Kapitel wird versucht die damaligen Baustoffkennwerte von Beton und Betonstahl an die heute gültigen Normen anzupassen, um eine Berechnung nach Eurocode zu ermöglichen.

2.2.1 Beton

Der verwendete Beton wurden laut [1] in einem Mischungsverhältnis von 1:3 (1 Teil Portlandzement zu je 1,5 Teilen Sand und Kies) hergestellt. Bei Brücken mit einer Überschüttungshöhe von mehr als 1 m wurde auch ein Mischungsverhältnis von 1:4 verwendet. Diese Brücken werden in dieser Arbeit nicht behandelt.

Die Mindestdruckfestigkeiten wurden in [1] folgendermaßen geregelt: *„Der Beton soll nach 28 Tagen feuchter Luftlagerung und einem Mischungsverhältnisse von 1:3 eine geringste Druckfestigkeit von 210 kg/cm² bei einer Zugfestigkeit von 25 kg/cm² und bei einem Mischungsverhältnisse von 1:4 eine geringste Druckfestigkeit von 160 kg/cm² bei einer Zugfestigkeit von 18 kg/cm² besitzen. Die Festlegung dieser Zahlen und deren Beglaubigung ist Sache des Lieferanten."*

Die zulässigen Spannungen für Beton unter Druck betragen nach [1] 35 kg/cm² (für Lichtweiten bis 2 m), 30 kg/cm² (für Lichtweiten zwischen 2 und 5 m) und 25 kg/cm² (für Lichtweiten über 5 m). Die zulässige Spannung bei Abscheren beträgt 4,5 kg/cm².

Aus dem Vergleich der Mindestdruckfestigkeiten und den zulässigen Spannungen kann man erkennen, dass früher auf einem sehr hohen Sicherheitsniveau gerechnet wurde (Sicherheiten von 4,6 bis 8,4). Der Grund für diese hohen Sicherheiten ist, dass man mit dem damals neuen Baustoff „Eisenbeton" noch wenig Erfahrung hatte. Es wurden allerdings auch damals schon sehr aufwendige Versuchsreihen durchgeführt, in denen verschiedene Parameter wie Mischungsverhältnis, Versuchswürfelgröße oder Wasserzusatz verändert wurde (siehe [10] und [11]).

Um von diesen Angaben nun auf rechenbare Größen zu kommen, wird die bisher noch nicht veröffentlichte ON-Regel ONR 24008 [9] herangezogen und die geringste Druckfestigkeit von 210 kg/cm² (nach 28 Tagen, Mischungsverhältnis 1 : 3) als charakteristische Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ (nach 28 Tagen, am 150 mm Würfel) im Sinne der ÖNORM EN 1992-1-1 [5] festgelegt.

$$f_{ck,cube} = 21 \text{ N/mm}^2 \quad (10 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2)$$

Die Umrechnung der Würfelfestigkeit (150 mm Würfel) auf die charakteristische Zylinderfestigkeit f_{ck} erfolgt nach oben genannter Regel mit dem Faktor 0,8.

$$f_{ck} = 0{,}8 \cdot f_{ck,cube} \qquad \text{([9], Abschnitt 6.2.3)}$$

$$\rightarrow \; f_{ck} = 0{,}8 \cdot 21 \text{ N/mm}^2 = 16{,}8 \text{ N/mm}^2$$

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} ergibt sich durch Berücksichtigung der Materialsicherheit:

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ ([5], Formel 3.15)

$\alpha_{cc} = 1{,}0$ … Beiwert, siehe [5] – Kapitel 3.1.6

$\gamma_c = 1{,}5$ … Teilsicherheitsbeiwert Beton ([5], Tabelle 2.1N)
(Bemessungs-Situation: Ständig & Vorübergehend)

$\gamma_c = 1{,}2$ … Teilsicherheitsbeiwert Beton ([5], Tabelle 2.1N)
(Bemessungs-Situation: Außergewöhnlich)

→ $f_{cd} = 1{,}0 \cdot 16{,}8 / 1{,}5 = 11{,}2$ N/mm² (B-S: Ständig & Vorübergehend)

→ $f_{cd} = 1{,}0 \cdot 16{,}8 / 1{,}2 = 14{,}0$ N/mm² (B-S: Außergewöhnlich)

Der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} errechnet sich wie folgt:

$f_{ctm} = 0{,}30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ ([5], Tabelle 3.1)

→ $f_{ctm} = 0{,}30 \cdot 16{,}8^{(2/3)} = 1{,}97$ N/mm²

Der mittlere Elastizitätsmodul E_{cm} errechnet sich mit folgender Formel:

$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm} / 10)^{0{,}3} = 22 \cdot [\,(f_{ck}+8) / 10\,]^{0{,}3}$ ([5], Tabelle 3.1)

→ $E_{cm} = 22 \cdot [\,(16{,}8+8) / 10\,]^{0{,}3} \sim 29$ GPa = 29.000 N/mm²

Ein weiterer erforderlicher Materialkennwert des Betons ist die Verbundfestigkeit f_{bd}. Diese wird für die Berechnung der erforderlichen Verankerungslängen benötigt. In Eurocode 2 (ÖNORM EN 1992-1-1 [5]) ist nur die Verbundfestigkeit für Rippenstahl geregelt. Bei den vorhandenen Brücken wurde jedoch ausschließlich Rundstahl verwendet. Deshalb wird an dieser Stelle die EUROCODE-nahe Norm ÖNORM B 4700 [8] herangezogen, in welcher es in Tabelle 14 auch Festlegungen für Rundstähle gibt. Der vorhandene Beton (f_{ck} = 16,8 N/mm²) entspricht ungefähr einen Beton der Klasse C 16/20 (f_{ck} = 16 N/mm²), daher wird dessen Verbundfestigkeit übernommen.

C 16/20 (f_{ck} = 16 N/mm²) → $f_{bd} = 1{,}0$ N/mm² ([8], Tabelle 14)

Um die oben getroffenen Annahme bezüglich der Betondruckfestigkeiten abzusichern, wird an dieser Stelle eine Prüfung der Betondruckfestigkeit an Ort und Stelle empfohlen. Die Prüfung kann beispielsweise mit dem Rückprallhammer (zerstörungsfreies Verfahren) erfolgen.

2.2.2 Betonstahl

Für die hergestellten Brücken wurde ein damals gewöhnliches Handelseisen, ein so genanntes Martinflusseisen verwendet. Laut ON-Regel ONR 24008 [9, Abschnitt 6.2.4] besitzt dieses Eisen

eine Streckgrenze (5 % - Fraktile) von 203 bis 296 N/mm². Der E-Modul beträgt 210.000 N/mm². Aus Sicherheitsgründen wird der charakteristische Wert der Streckgrenze des Betonstahls f_{yk} an der unteren Grenze des angegebenen Bereichs festgelegt.

$$f_{yk} = 203 \text{ N/mm}^2$$

Den Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls f_{yd} erhält man wiederum durch Division mit dem Materialsicherheitsbeiwert:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \qquad \text{([5], Bild 3.8)}$$

$\gamma_s = 1{,}15$ … Teilsicherheitsbeiwert Betonstahl ([5], Tabelle 2.1N)
(Bemessungs-Situation: Ständig & Vorübergehend)

$\gamma_s = 1{,}0$ … Teilsicherheitsbeiwert Betonstahl ([5], Tabelle 2.1N)
(Bemessungs-Situation: Außergewöhnlich)

→ $f_{yd} = 203 / 1{,}15 = 177 \text{ N/mm}^2$ (B-S: Ständig & Vorübergehend)

→ $f_{yd} = 203 / 1{,}0 = 203 \text{ N/mm}^2$ (B-S: Außergewöhnlich)

Um die tatsächlichen Stahlfestigkeiten festzustellen, wird an dieser Stelle eine Baustoffprüfung bei etwaigen Abbruchobjekten empfohlen.

2.3 Brückentragwerke

2.3.1 Querschnitt

Der in Abbildung 2-1 dargestellte Querschnitt und dessen Abmessungen sind aus [1] entnommen. Es ist dies ein 4-stegiger Plattenbalken mit seitlichen Stirnträgern. Abmessungen, welche mit Variablen gekennzeichnet sind, sind je nach Brückentyp unterschiedlich (siehe Tabelle 2-2), Maße mit Zahlenangaben sind bei allen Brückentypen gleich.

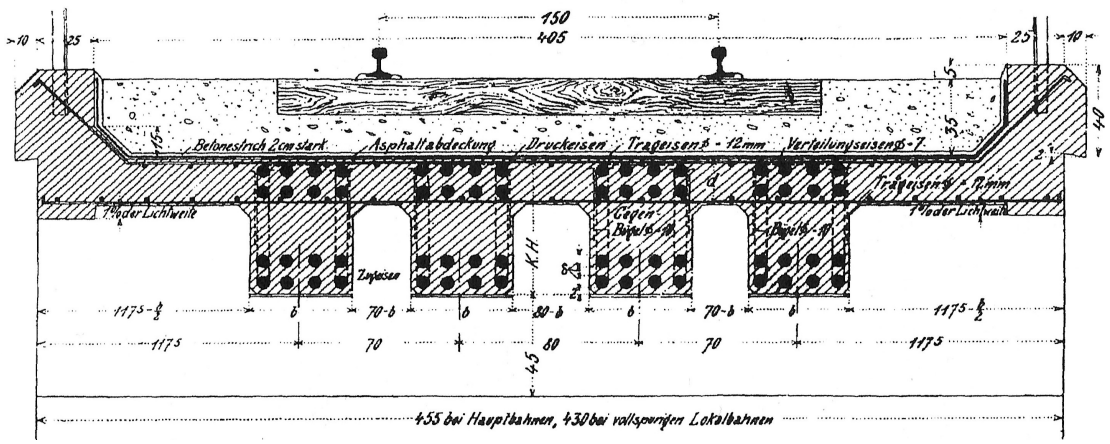


Abbildung 2-1: Brückenquerschnitt ([1], Seite 37)

2.3.2 Längenschnitt

Der Längenschnitt ist ebenfalls aus [1] entnommen und in Abbildung 2-2 dargestellt. Diese Abbildung enthält neben dem Biegeplan der Längsbewehrung auch die Bügelausteilung der unterschiedlichen Brückentypen.

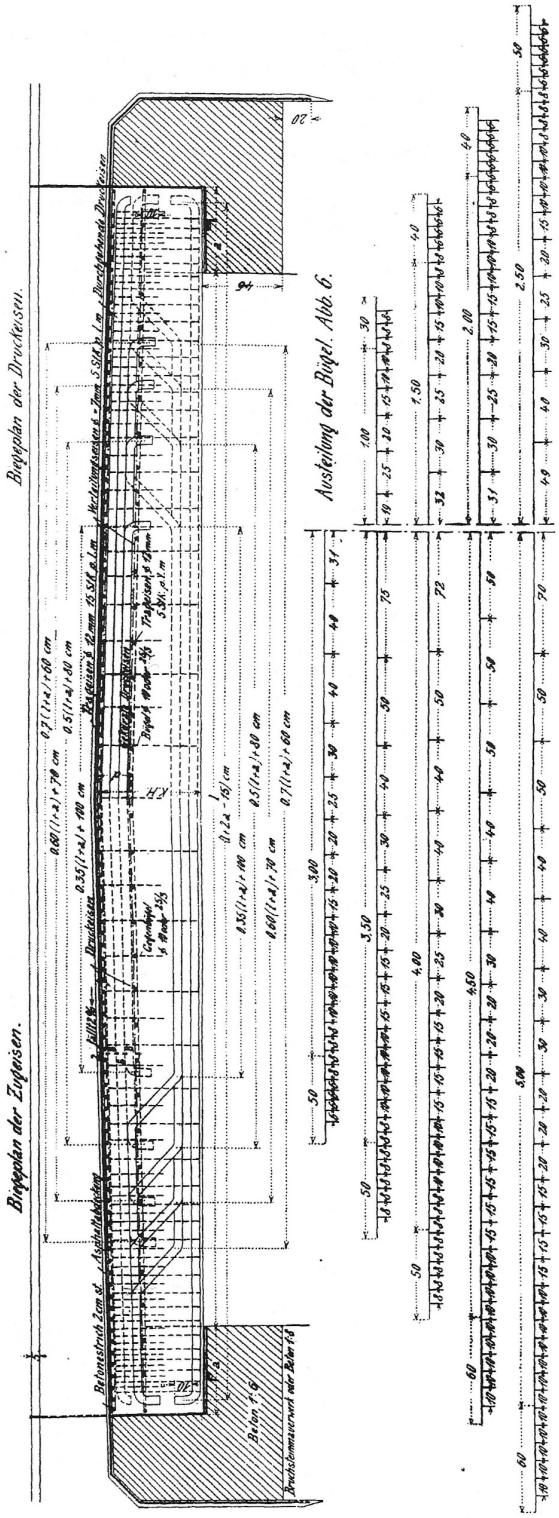


Abbildung 2-2: Brückenlängsschnitt mit Bügelaufteilung

2.3.3 Variable Abmessungen und Bewehrungsangaben

Die insgesamt 16 unterschiedlichen Brückentragwerkstypen haben eine Lichtweite zwischen zwei und zehn Meter. Bei den Tragwerken ab vier Meter Lichtweite gibt es jeweils eine Brückenvariante mit verringerter Konstruktionshöhe. Diese wird durch eine Bewehrung der Betondruckzone erreicht.

Die genauen Abmessungen und die Bewehrungsangaben sind in der aus [1] entnommenen Tabelle 2-2 dargestellt. In Tabelle 2-3 sind jene Angaben nochmals zusammengefasst, welche für die Nachberechnungen erforderlich sind. Die Kennzeichnung der Variablen in dieser Tabelle entspricht der Kennzeichnung der Variablen in den Berechnungen.

Tabelle 2-2: Abmessungen, Bewehrungsangaben ([1], Seite 32 und 33)

Tabelle über die Stärke und Zahl der Eiseneinlagen sowie über sonstige Angaben und über Materialmengen bei den Objekten für die angeführten Lichtweiten (zu Blatt Nr. $\frac{22}{U.}$ E. B. D.)

l Lichtweite in m	Konstruktionshöhe KH in mm	a Auflagerbreite in mm	b Balkenbreite in mm	d Plattenstärke in mm	Zugeisen bei sämtlichen Tragbalken des Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl der geraden	Anzahl der gebogenen	Länge der geraden in mm	Länge der gebogenen in mm	Druckeisen bei sämtlichen Tragbalken des Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl der geraden durchgehenden	Anzahl der gekürzten	Länge der geraden durchgehenden in mm	Länge der gekürzten in mm
2	350	300	300	200	28	16	—	2 700	—	—	—	—	—	—
3	400	400	300	200	36	16	12	3 900	4 200	—	—	—	—	—
4	400	400	400	200	44	16	12	4 900	5 100	44	16	—	4 800	—
	600	400	450	200	26	16	12	4 900	5 300	—	—	—	—	—
5	500	500	450	200	50	16	12	6 100	6 400	50	12	—	6 000	—
	700	500	450	200	34	16	12	6 100	6 700	—	—	—	—	—
6	600	500	450	200	50	16	12	7 100	7 500	50	16	4	7 000	5500
	800	500	450	200	40	16	12	7 100	7 700	—	—	—	—	—
7	700	500	450	200	50	16	16	8 100	8 600	50	16	4	8 000	6200
	1000	500	450	200	44	16	12	8 100	8 900	—	—	—	—	—
8	800	500	450	250	50	16	16	9 100	9 600	50	16	4 4	9 000	6300 7000
	1100	500	450	250	50	16	16	9 100	10 000	—	—	—	—	—
9	900	600	450	250	50	16	16	10 300	10 900	50	16	4 4 4	10 200	6100 7000 7700
	1300	600	450	250	50	16	16	10 300	11 400	—	—	—	—	—
10	1000	600	450	250	50	16	16	11 300	12 000	50	20	4 4 4 4	11 200	4800 6600 7600 8400
	1500	600	450	250	50	16	12	11 300	12 600	—	—	—	—	—

Trageisen der Platte eines Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl der unteren	Anzahl der oberen	Länge der unteren in mm	Länge der oberen in mm	Verteilungseisen der Platte eines Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl	Länge in mm	Bügeleisen bei sämtlichen Tragbalken eines Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl	Länge in mm	Gegenbügeleisen bei sämtlichen Tragbalken eines Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl	Länge in mm	Menge des Tragbetons (1:3) in m³	Asphaltabdeckung in m²
12	13	39	4600 (4350)	5000 (4750)	7	46 (42)	2 600	10	144	700	—	—	—	3,65 (3,52)	26,5 (24,8)
12	19	57	„	„	7	46 (42)	3 600	10	208	800	—	—	—	5,52 (5,33)	30,5 (28,5)
12	24	72	„	„	7	46 (42)	4 800	10	304	800	10	76	110	7,44 (7,20)	35,0 (32,7)
12	24	72	„	„	7	46 (42)	4 800	10	304	1200	—	—	—	8,98 (8,74)	36,9 (34,5)
12	30	90	„	„	7	46 (42)	6 000	10	320	1000	10	80	110	10,66 (10,36)	40,6 (38,0)
12	30	90	„	„	7	46 (42)	6 000	10	320	1400	—	—	—	12,82 (12,52)	42,4 (39,5)
12	35	105	„	„	7	46 (42)	7 000	10	352	1200	10	88	110	13,74 (13,39)	46,0 (42,9)
12	35	105	„	„	7	46 (42)	7 000	10	352	1600	—	—	—	16,26 (15,91)	47,8 (44,8)
12	40	120	„	„	7	46 (42)	8 000	10	352	1400	10	88	110	17,15 (16,75)	51,5 (48,1)
12	40	120	„	„	7	46 (42)	8 000	10	352	2000	—	—	—	21,45 (21,05)	54,2 (50,9)
12	45	135	„	„	7	46 (42)	9 000	10	368	1600	10	92	110	22,24 (21,68)	56,9 (53,4)
12	45	135	„	„	7	46 (42)	9 000	10	368	2200	—	—	—	27,10 (26,54)	59,6 (56,0)
12	51	153	„	„	7	46 (42)	10 200	10	384	1800	10	96	110	27,10 (26,46)	62,3 (58,5)
12	51	153	„	„	7	46 (42)	10 200	10	384	2600	—	—	—	34,40 (33,76)	65,9 (61,7)
12	56	168	„	„	7	46 (42)	11 200	10	416	2000	10	104	110	31,80 (31,10)	68,0 (63,9)
12	56	168	„	„	7	46 (42)	11 200	10	416	3000	—	—	—	41,85 (41,15)	72,0 (68,2)

Für überschüttete Objekte und für Objekte mit Konstruktionshöhen, welche in der vorstehenden Tabelle nicht enthalten sind, ist eine besondere statische Berechnung aufzustellen.
Die in obiger Tabelle eingeklammerten Zahlen gelten für vollspurige Lokalbahnen.

Tabelle 2-3: Abmessungen, Bewehrungsangaben (eigene Darstellung)

Brücke Nr.	Lichtweite		Konstruktionshöhe		Auflagerbreite		Balkenbreite		Plattenstärke		Biegebewehrung der Hauptträger								Biegebewehrung der Platte				Bügelbewehrung der Hauptträger		
											Zugbewehrung			Druckbewehrung			Zug-bewehrung		Druck-bewehrung					
											Durchmesser		Anzahl der geraden Stäbe	Anzahl der gebogenen Stäbe	Durchmesser	Anz. der geraden, durchgehenden St.	Anzahl der gekürzten Stäbe	Durchmesser	Anzahl der oberen Stäbe	Durchmesser	Anzahl der unteren Stäbe	Bügelabstände (Feldmitte → Auflager)			Durchmesser	
																							[cm]		
Nr.	LW		KH		a		b_w		h_f		d_{s1}		$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	s			$d_{s,Bü}$	
1	2	[m]	0,35	[m]	0,30	[m]	0,30	[m]	0,20	[mm]	28	[-]	16	-	-	-	-	12	39	12	13	19 25 20 15 10 10 8 8 8			10	
2	3		0,40		0,40		0,30		0,20		36		16	12	-	-	-	12	57	12	19	32 30 25 20 15 10 10 8 8 6 6 6 6			10	
3	4		0,40		0,40		0,40		0,20		44		16	12	44	16	-	12	72	12	24	31 30 25 20 15 15 10 10 8 8 8 6 6 →			10	
4			0,60		0,40		0,45		0,20		26		16	12	-	-	-	12	72	12	24	→ 6 6 6 6 6			10	
5	5		0,50		0,50		0,45		0,20		50		16	12	50	12	-	12	90	12	30	49 40 30 25 20 15 10 10 10 8 8 8 8 →			10	
6			0,70		0,50		0,45		0,20		34		16	12	-	-	-	12	90	12	30	→ 6 6 6 6 6 6			10	
7	6		0,60		0,50		0,45		0,20		50		16	12	50	16	4	12	105	12	35	31 40 40 30 25 20 20 15 10 10 10 10 10 →			10	
8			0,80		0,50		0,45		0,20		40		16	12	-	-	-	12	105	12	35	→ 8 8 8 8 6 6 6 6			10	
9	7		0,70		0,50		0,45		0,20		50		16	16	50	16	4	12	120	12	40	75 50 40 30 25 20 15 15 10 10 10 10 10 →			10	
10			1,00		0,50		0,45		0,20		44		16	12	-	-	-	12	120	12	40	→ 8 8 8 8 8 8 8 8			10	
11	8		0,80		0,50		0,45		0,25		50		16	16	50	16	8	12	135	12	45	72 50 40 40 30 25 20 15 15 15 10 10 10 →			10	
12			1,10		0,50		0,45		0,25		50		16	16	-	-	-	12	135	12	45	→ 10 8 8 8 8 8 8 8 8			10	
13	9		0,90		0,60		0,45		0,25		50		16	16	50	16	12	12	153	12	51	50 50 50 40 40 30 30 20 20 20 15 15 15 15 →			10	
14			1,30		0,60		0,45		0,25		50		16	16	-	-	-	12	153	12	51	→ 15 10 10 10 10 10 10 10 10			10	
15	10		1,00		0,60		0,45		0,25		50		16	16	50	20	16	12	168	12	56	70 50 50 40 40 30 30 20 20 20 15 15 15 15 →			10	
16			1,50		0,60		0,45		0,25		50		16	12	-	-	-	12	168	12	56	→ 10 10 10 10 10 10 10 10 10			10	

2.4 Einwirkungen

2.4.1 Ständige Einwirkungen - Eigengewicht

Das Eigengewicht ergibt sich aus den Abmessungen und den Eigenlasten (Wichten) der vorkommenden Baustoffe. Diese sind ebenfalls aus [1] entnommen und in der Tabelle 2-4 angeführt.

Tabelle 2-4: Wichten γ der Materialien

Martinflusseisen…….	75 kN/m³
Beton…….	24 kN/m³
Schotter……..	19 kN/m³
Isolierung……	12 kN/m³
Gewicht der Schiene…..	0,6 kN/m

2.4.2 Veränderliche Einwirkungen - Verkehrslasten

Zur Beurteilung der Tragfähigkeit werden zwei Belastungsmodelle untersucht. Einerseits die zur Zeit des Baues üblichen Verkehrslasten und andererseits die heute gültigen Verkehrslasten nach Eurocode.

2.4.2.1 Variante I: Verkehrslasten nach im Jahr 1907 gültiger Norm

Als Verkehrslast wird ein Lastenzug nach Abbildung 2-3 angesetzt, wobei die ungünstigste Laststellung am Träger zu ermitteln ist. In den Fällen, in denen das größte Biegemoment mit bereits einer Achslast erreicht wird, ist der Achsdruck auf 20 t (200 kN) zu erhöhen [1].

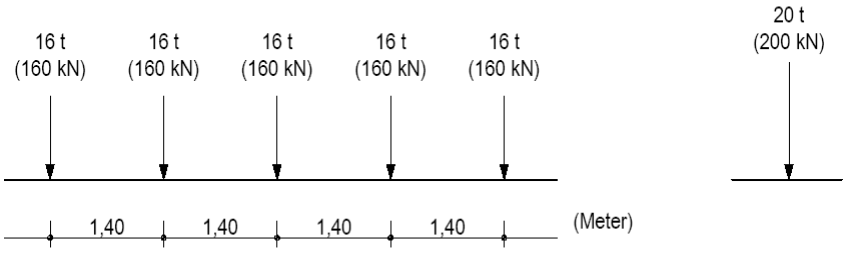


Abbildung 2-3: Belastungsbild nach Verkehrslastnorm um 1907

In der Berechnung wird dieses Belastungsmodell als Variante I gekennzeichnet. Die geführten Nachweise nach diesem Lastmodell dienen nur zur Information, da dieses Modell heute nicht mehr gültig ist.

2.4.2.2 Variante II: Verkehrslasten nach ÖNORM EN 1991-2 [3]

Als Verkehrslasten werden die Lasten nach dem Lastmodell 71 ([3], Abschnitt 6.3.2) angesetzt, welche für den Regelverkehr auf Hauptstrecken bestimmt sind.

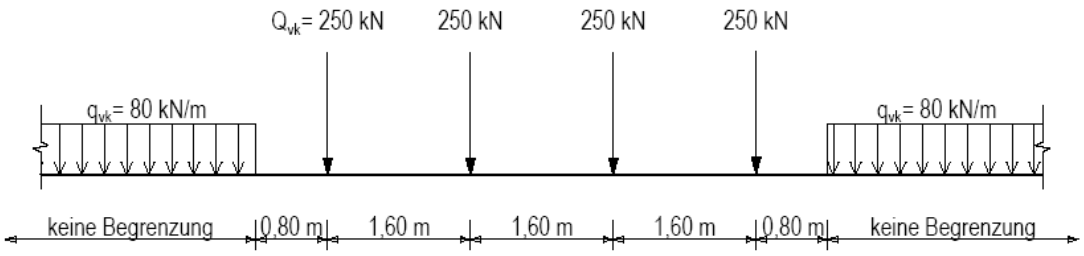


Abbildung 2-4: Belastungsmodell 71 und charakteristische Werte der Vertikallasten nach ÖNORM EN 1991-2 [3]

Die charakteristischen Werte dieser Verkehrslasten sind mit dem Lastklassenbeiwert α zu multiplizieren. Der Lastklassenbeiwert ist dem nationalen Anhang dieser Norm zu entnehmen, er beträgt für Brücken der ÖBB grundsätzlich 1,21. Für den Ermüdungsnachweis ist mit $\alpha = 1{,}0$ zu rechnen. Um das dynamische Verhalten der Verkehrslasten zu berücksichtigen, sind diese weiters mit dem dynamischen Beiwert Φ zu multiplizieren. Laut nationalem Anhang ist hierfür der Wert Φ_2 (für sorgfältig instand gehaltene Gleise) zu nehmen.

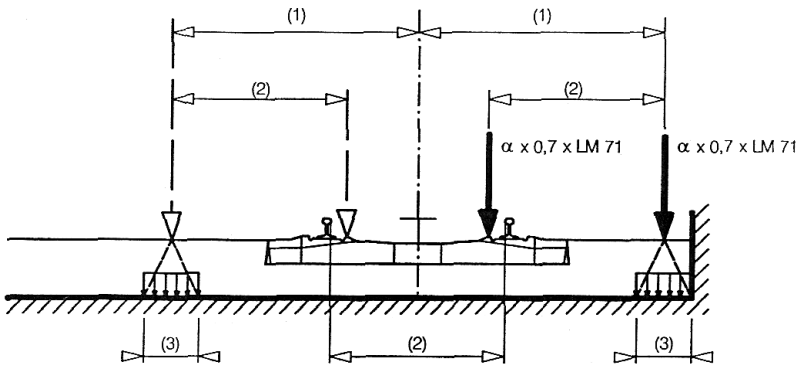
$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}82 \quad \text{mit} \quad 1{,}0 \leq \Phi_2 \leq 1{,}67 \qquad \text{([3], Formel 6.4)}$$

In der Berechnung wird dieses Belastungsmodell als Variante II gekennzeichnet.

2.4.3 Außergewöhnliche Einwirkungen - Entgleisung

Gemäß ÖNORM EN 1991-2 [4] 6.7.1 sind Bemessungssituation I und II zu untersuchen. Bemessungssituation I soll den Einsturz von Hauptbauteilen des Bauwerkes verhindern. Diese wird für den Nachweis der Tragplatte (Kapitel 3.3) angesetzt. Sie ist in Abbildung 2-5 dargestellt. Der dynamische Beiwert braucht hierbei nicht berücksichtigt werden.

Bei Bemessungssituation II soll die Brücke weder umkippen noch einstürzen. Für diese Berechnung müssen die entstehenden Torsionsmomente vom Tragwerk aufgenommen werden. Die Torsionssteifigkeit von Plattenbalkenbrücken hängt sehr stark vom Vorhandensein von Endquerträgern ab. Aus den Angaben geht jedoch nicht hervor ob diese Träger existieren. Es ist hierfür eine Inspektion vor Ort notwendig. Die Bemessungssituation II wird daher nicht weiter untersucht.



Legende

(1) max. 1,5*s* oder weniger bei vorhandener Mauer
(2) Spurweite *s*
(3) für Schotteroberbau können die Ersatzlasten auf ein Quadrat von 450 mm Seitenlänge verteilt auf die Oberseite des Tragwerks angesetzt werden.

Abbildung 2-5: Entgleisung – Bemessungssituation I – Ersatzlast q_{A1d} ([3], Bild 6.26)

2.5 Einwirkungskombinationen

Die Kombinationen der Einwirkungen sind in ÖNORM EN 1990 [2] geregelt. Für die erforderlichen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind darin folgende Regeln festgelegt.

2.5.1 Kombination von Einwirkungen bei ständigen oder vorübergehenden Bemessungssituationen (Grundkombination) ([2], 6.4.3.2)

Die Kombination erfolgt über die Anwendung der Formeln (6.9b) und (6.10) der ÖNORM EN 1990 [2].

$$E_d = \sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Eisenbahnbrücken sind dem Anhang A2 dieser Norm zu entnehmen. Diese betragen laut Tabelle A2.4(B) dieser Norm für ständige ungünstige Einwirkungen γ_G=1,35 und für die veränderliche Leiteinwirkung aus dem Lastmodell 71 γ_Q=1,45. Die veränderliche Leiteinwirkung nach 2.4.2.1 (Variante I: Verkehrslasten nach im Jahr 1907 gültiger Norm) wird als „andere Einwirkung aus Verkehr“ betrachtet und mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_Q=1,50 multipliziert.

Da nur eine ständige Einwirkung G, keine Vorspannung P und keine weiteren begleitenden veränderlichen Einwirkungen Q vorhanden sind, vereinfacht sich die obige Formel zu:

$$E_d = 1,35 \cdot G_k \text{ "+" } 1,50 \cdot Q_k \quad \text{(für Lastmodell 1907)}$$

$$E_d = 1,35 \cdot G_k \text{ "+" } 1,45 \cdot Q_k \quad \text{(für Lastmodell 71 nach Eurocode)}$$

2.5.2 Kombination von Einwirkungen bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen ([2], 6.4.3.3)

Die Kombination erfolgt über die Anwendung der Formeln (6.11a) und (6.11b) der ÖNORM EN 1990 [2].

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } A_d \text{ "+" } (\psi_{1,1} \text{ oder } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Da nur eine ständige Einwirkung G vorhanden ist, und die außergewöhnliche Einwirkung A_d die veränderliche Einwirkung Q ausschließt, vereinfacht sich obige Formel zu:

$$E_d = G_k \text{ "+" } A_d$$

2.5.3 Einwirkungskombinationen beim Nachweis gegen Ermüdung ([5], 6.8.3)

Die Kombination erfolgt über die Anwendung der Formeln (6.68) und (6.69) der ÖNORM EN 1992-1-1 [5].

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

Da nur eine ständige Einwirkung G und eine zyklische Einwirkung Q_{fat} (Lastmodell 71) vorhanden sind, vereinfacht sich obige Formel zu:

$$E_d = G_k \text{ "+" } Q_{fat}$$

2.6 Grundlagen der Ermüdungsberechnungen

Die Ermüdungsberechnungen erfolgen nach ÖNORM EN 1992-1-1 [5], Kapitel 6.8 beziehungsweise prEN 1992-2 [7], Kapitel 6.8.

Gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5] 6.8.2 (1) sind die Spannungen am gerissenen Querschnitt unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons, jedoch unter Erfüllung der Verträglichkeitsbedingungen der Dehnungen zu ermitteln.

Die Spannungs- und Dehnungsverteilung eines Plattenbalkens unter Biegung mit Druckbewehrung ist in Abbildung 2-6 gegeben.

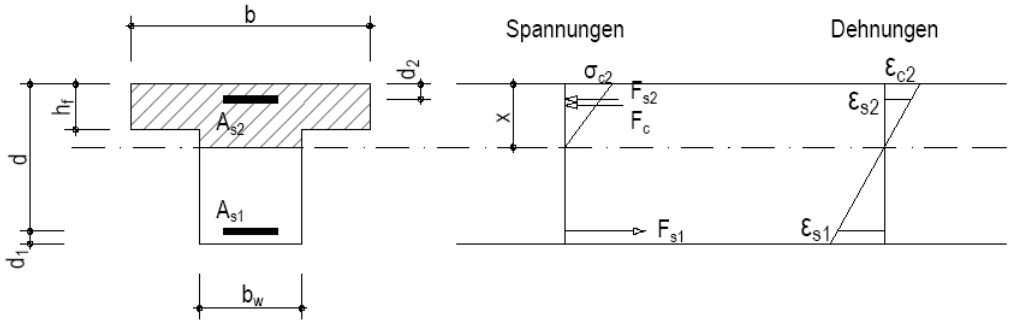


Abbildung 2-6: Spannungs- und Dehnungsverteilung eines Plattenbalkens mit Druckbewehrung

Über die Gleichgewichtsbedingung der Normalkräfte und der Berücksichtigung der Verträglichkeitsbedingung der Dehnungen kann die Druckzonenhöhe bestimmt werden. Es wird zwischen Fall A ($x \le h_f$) und Fall B ($x > h_f$) unterschieden. Mit bekannter Druckzonenhöhe kann das ideelle Trägheitsmoment berechnet werden.

- Gleichgewichtsbedingung der Normalkräfte:

$$\boxed{\sum N = 0: \quad F_{s1} = F_{s2} + F_c}$$

mit: $F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \qquad F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \qquad (\sigma = E \cdot \varepsilon)$

$$F_c = \frac{1}{2} \cdot x \cdot b \cdot \sigma_{c2} \qquad (x \le h_f \rightarrow \text{Fall A})$$

$$F_c = \frac{1}{2} \cdot x \cdot b \cdot \sigma_{c2} - \frac{1}{2 \cdot x}\left(x - h_f\right)^2 \cdot \left(b - b_w\right) \cdot \sigma_{c2} \qquad (x > h_f \rightarrow \text{Fall B})$$

- Verträglichkeitsbedingungen der Dehnungen:

$$\boxed{\frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{c2}} = \frac{1-\xi}{\xi}} \qquad \boxed{\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{c2}} = \frac{\xi \cdot d - d_2}{\xi \cdot d}} \qquad \text{mit:} \quad \xi = \frac{x}{d}$$

→ Fall A ($x \le h_f$):

Gleichgewichtsbedingung:

$$\frac{1}{2} \cdot E_c b \cdot \xi \cdot d - \frac{E_s}{\xi d}\left[d\left(1-\xi\right) A_{s1} - \left(\xi d - d_2\right) A_{s2} \right] = 0$$

aufgelöst nach ξ:

$$\xi = \frac{1}{E_c\, b\, d}\left\{ -E_s\left(A_{s1} + A_{s2}\right) + E_s^{\,0,5}\left[E_s\left(A_{s1} + A_{s2}\right)^2 + 2\, E_c\, b\, \left(A_{s1}\, d + A_{s2}\, d_2\right)\right]^{0,5} \right\}$$

Ideelles Trägheitsmoment für den gerissenen Zustand:

$$I_{ideell} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s1} \cdot \left(d - x\right)^2 + n \cdot A_{s2} \cdot \left(x - d_2\right)^2 \qquad \text{mit} \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

→ Fall B ($x > h_f$):

Gleichgewichtsbedingung:

$$\frac{E_c}{2}\left[b\cdot\xi\cdot d-\frac{1}{\xi d}(b-b_w)(\xi d-h_f)^2 \right]-\frac{E_s}{\xi d}\left[d(1-\xi)A_{s1}-(\xi d-d_2)A_{s2} \right]=0$$

aufgelöst nach ξ:

$$\xi=\frac{1}{E_c\, b_w\, d}\left\{ -E_s(A_{s1}+A_{s2})-E_c\, h_f(b-b_w)+\left[(E_s(A_{s1}+A_{s2})+E_c\, h_f(b-b_w))^2+ \right.\right.$$
$$\left.\left. +E_c{}^2\, h_f{}^2(b_w\, b-b_w{}^2)+2\, E_s\, E_c\, b_w(A_{s1}\, d+A_{s2}\, d_2) \right]^{0,5} \right\}$$

Ideelles Trägheitsmoment für den gerissenen Zustand:

$$I_{ideell}=\frac{b_w\cdot(x-h_f)^3}{3}+\frac{b\cdot h_f{}^3}{12}+b\cdot h_f\cdot\left(x-\frac{h_f}{2}\right)^2+n\cdot A_{s1}\cdot(d-x)^2+n\cdot A_{s2}\cdot(x-d_2)^2$$

mit $\quad n=\frac{E_s}{E_c}$

Die Spannungen des Betons und die Spannungen des Betonstahls werden nun über das ideelle Trägheitsmoment und dem Faktor $n = E_s/E_c$ berechnet.

$$\sigma_{s1}=n\cdot\frac{M}{I_{ideell}}\cdot(d-x) \qquad \sigma_{s2}=-n\cdot\frac{M}{I_{ideell}}\cdot(x-d_2) \qquad \sigma_{c2}=-\frac{M}{I_{ideell}}\cdot x$$

3 Nachberechnung Brücke Nr. 9

In diesem Kapitel wird Brückentragwerk Nr. 9 (gemäß Tabelle 2-3), mit einer Lichtweite von 7,0 m, exemplarisch nachgewiesen. Die Nachberechnungen der übrigen Brücken erfolgt analog zu dieser. Dazu wurden die Berechnungen in der Office-Anwendung Microsoft Excel programmiert. Um den Umfang dieser Arbeit in Grenzen zu halten, werden von den übrigen Brücken allerdings nur die Ergebnisse dargestellt (siehe Kapitel 5).

Die Nachweise erfolgen nach ÖNORM EN 1992-1-1 [5] *„Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“*, sowie prEN 1992-2 [7] *„Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken – Planungs- und Ausführungsregeln“*.

3.1 Bauwerksabmessungen, Bewehrungsangaben

Brücke Nr. 9 weist, bei einer Lichtweite von sieben Meter, eine Konstruktionshöhe von 0,7 Meter auf. Abbildung 3-1 und Abbildung 3-2 zeigen - zur besseren Übersicht - nochmals einen allgemeinen Querschnitt und einen allgemeinen Längsschnitt.

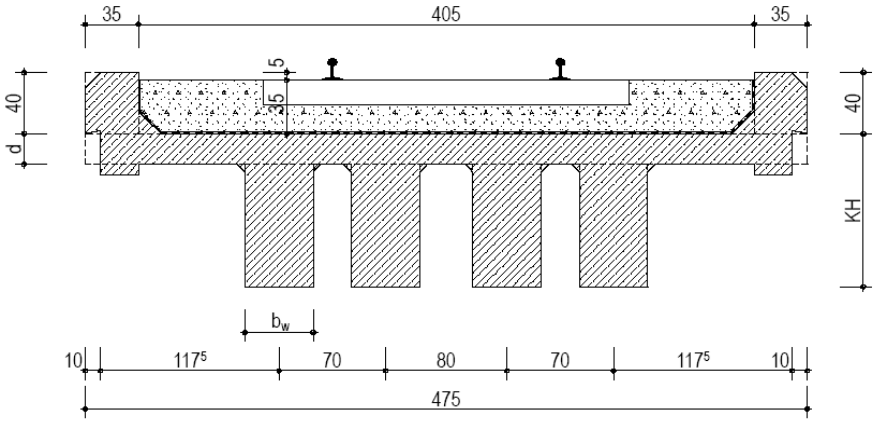


Abbildung 3-1: Brückenquerschnitt

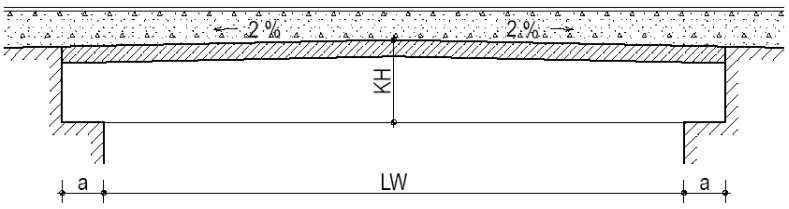


Abbildung 3-2: vereinfachter Brückenlängsschnitt

Die folgenden Angaben werden aus Kapitel 2.3, insbesondere aus Tabelle 2-3 übernommen.

Abmessungen:

LW	=	7,00 m	...Lichtweite
KH	=	0,70 m	...Konstruktionshöhe
a	=	0,50 m	...Auflagerbreite
b_W	=	0,45 m	...Balkenbreite
h_f	=	0,20 m	...Plattenstärke

Bewehrung Hauptträger (Rundeisen):

- Zugbewehrung (untere Bewehrung):

d_{s1}	=	50 mm	...Durchmesser der Stäbe
$n_{ger.}$	=	16	...Anzahl der geraden Stäbe
$n_{geb.}$	=	16	...Anzahl der gebogenen Stäbe

$$A_{s1} = n_{ger.} \cdot d_{s1}^2 \cdot \pi / 4 + n_{geb.} \cdot d_{s1}^2 \cdot \pi / 4 =$$
$$= 314{,}16 + 314{,}16 = 628{,}3 \text{ cm}^2$$

- Druckbewehrung (obere Bewehrung)

d_{s2}	=	50 mm	...Durchmesser der Stäbe
$n_{ger.d.}$	=	16	...Anzahl der geraden, durchgehenden Stäbe
$n_{gek.}$	=	4	...Anzahl der gekürzten Stäbe

$$A_{s2} = n_{ger.d.} \cdot d_{s2}^2 \cdot \pi / 4 + n_{gek.} \cdot d_{s2}^2 \cdot \pi / 4 =$$
$$= 314{,}16 + 78{,}54 = 392{,}7 \text{ cm}^2$$

- Aufbiegungen:

$n = 4$ ...Anzahl der aufgebogenen Stäbe pro Balken

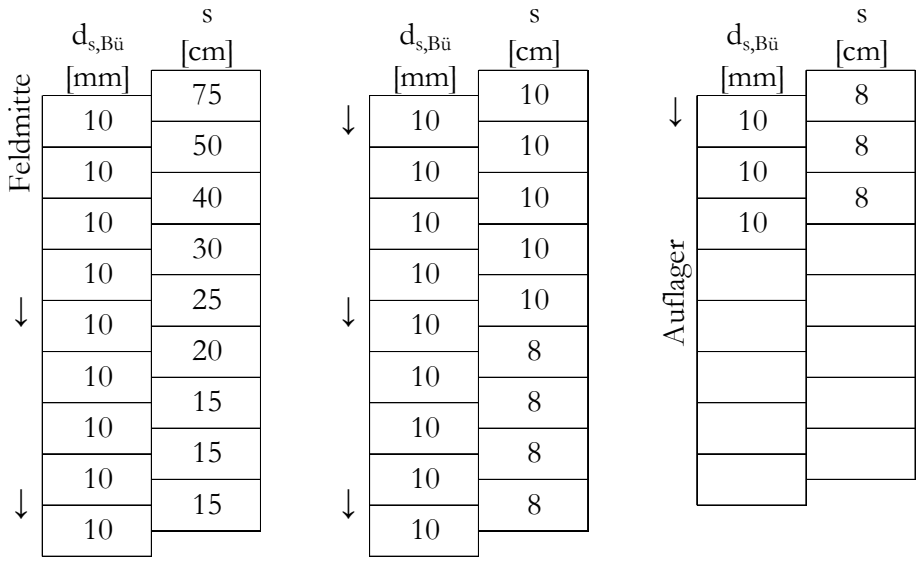
Längen (untere Seite):

l_1	=	$0{,}7 \cdot (LW + a) + 0{,}60$ m	= 5,850 m
l_2	=	$0{,}6 \cdot (LW + a) + 0{,}70$ m	= 5,200 m
l_3	=	$0{,}5 \cdot (LW + a) + 0{,}80$ m	= 4,550 m
l_4	=	$0{,}35 \cdot (LW + a) + 1{,}00$ m	= 3,625 m

- Bügelbewehrung:

Durchmesser der Bügelbewehrung: $d_{s,Bü} = 10$ mm

Bügelaufteilung:



Bewehrung Platte (Rundeisen):

- Zugbewehrung (obere Bewehrung):

$d_{s1} = 12$ mm ...Durchmesser der Stäbe

$n_{ob.} = 120$ ...Anzahl der oberen Stäbe

$B = 8{,}0$ m ...Verteilungsbereich L= LW + 2a

$$a_{s1} = d_{s1}^2 \cdot \pi / 4 \cdot n_{ob.}/B = 16{,}96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Druckbewehrung (untere Bewehrung):

$d_{s2} = 12$ mm ...Durchmesser der Stäbe

$n_{un.} = 40$ ...Anzahl der unteren Stäbe

$B = 8{,}00$ m ...Verteilungsbereich L= LW + 2a

$$a_{s2} = d_{s2}^2 \cdot \pi / 4 \cdot n_{un.}/B = 5{,}65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.2 Nachweise des Hauptträgers

3.2.1 Statisches System

Das statische System (Einfeldträger) mit der Stützweite l ist in Abbildung 3-3 gezeichnet.

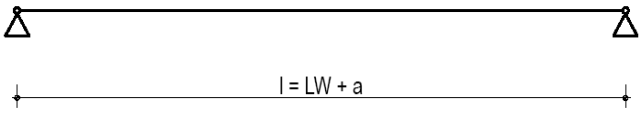


Abbildung 3-3: Statisches System

Stützweite: $l = LW + a = 7{,}0 + 0{,}50 = 7{,}50$ m

3.2.2 Lastaufstellung, Schnittgrößen

Ständige Einwirkung - Eigengewicht:

Die in Tabelle 3-1 errechnete charakteristische Gleichlast aus Eigengewicht ergibt sich aus Kapitel 2.4.1, Abbildung 3-1 und Tabelle 2-3.

Tabelle 3-1: charakteristische Gleichlast aus Eigengewicht

	Anzahl a [-]	Wichte γ [kN/m³]	Breite b [m]	Höhe h [m]	charakteristische Gleichlast $g_{k,i}$ [kN/m]
Schotter….	1	19	4,05	0,35	26,93
Isolierung….	1	12	4,05	0,01	0,49
Schiene….					0,60
Platte….	1	25	4,75	0,2	23,75
Balken…. (Balkenhöhe = KH - h_f = 0,50 m)					
	4	25	0,45	0,5	22,50
Stirnträger….	2	25	0,35	0,4	7,00
					g_k = 81,27 kN/m

Das maximale Biegemoment aus Eigengewicht beträgt: $M_G = g_k \cdot l^2 / 8 = 571{,}4$ kNm

Die maximale Querkraft aus Eigengewicht beträgt: $V_G = g_k \cdot l / 2 = 304{,}8$ kN

Für den Nachweis der Schubkraftdeckung ist der gesamte Querkraftverlauf erforderlich. Dieser ist in Abbildung 3-4 dargestellt. Er errechnet sich mit folgender Formel:

$$V_G(x) = \frac{g_k \cdot l}{2} - g_k \cdot x \qquad g_k = 81{,}27 \text{ kN/m} \qquad l = 7{,}50 \text{ m}$$

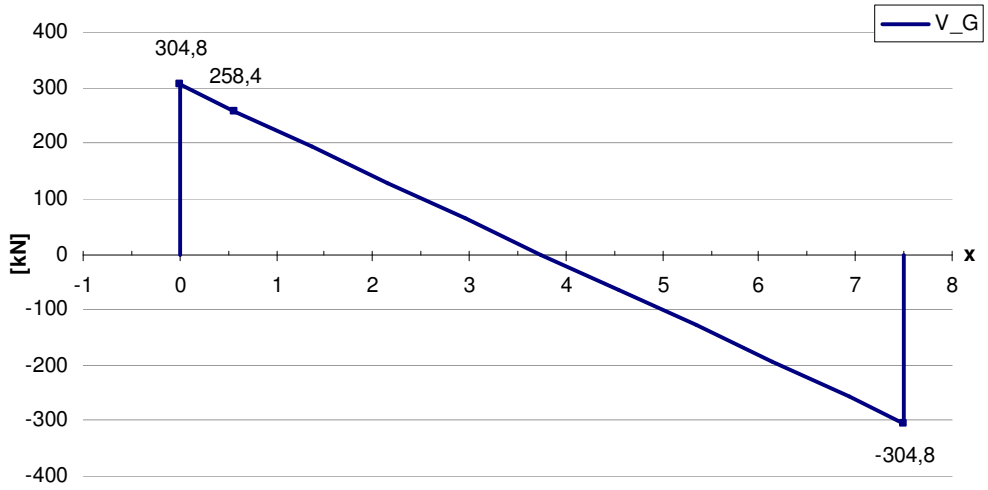


Abbildung 3-4: Querkraftverlauf aus Eigengewicht - V_G

Neben dem Datenpunkt am Auflager ist in Abbildung 3-4 auch der Datenpunkt im Abstand d (Nutzhöhe) vom Auflager angegeben. Dieser Wert ist für den Nachweis der Schrägzugbewehrung am Auflager (Kapitel 3.2.3.4 - Querschnittswiderstand Querkraft) erforderlich. Die Nutzhöhe d errechnet sich folgendermaßen:

Balkenhöhe am Auflager:

$$h = KH - 0{,}02 \cdot l/2 = 0{,}7 - 0{,}02 \cdot 7{,}5/2 = 0{,}625 \text{ m}$$

statische Nutzhöhe am Auflager:

$$d = h - d_1$$

$$d_1 = c + d_{s,Bü} + 0{,}5\, d_{s1} = 20 + 10 + 50/2 = 55 \text{ mm} = 5{,}5 \text{ cm}$$

(Annahme: Betondeckung c = 2,0 cm)

→ d = 62,5 - 5,5 = 57,0 cm

→ V_g (0,57) = 258,4 kN

Veränderliche Einwirkung - Verkehrslast:

Die Schnittgrößen aus den Verkehrslasten errechnen sich auf Grundlage des Kapitels 2.4.2. Um die ungünstigste Laststellung herauszufinden werden Einflusslinien für Biegemoment und Querkraft herangezogen.

- Variante I: Verkehrslast nach damals gültiger Norm (1907) [1]

Belastung: - Einzellasten P_1 = 160,0 kN im Abstand von 1,4 m bzw.
- Einzellast P_2 = 200,0 kN

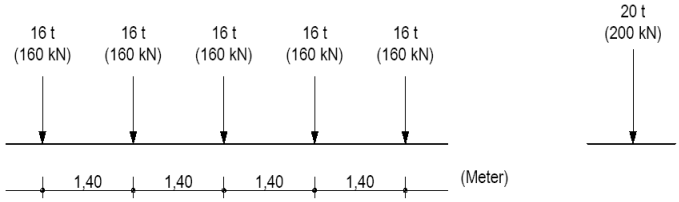
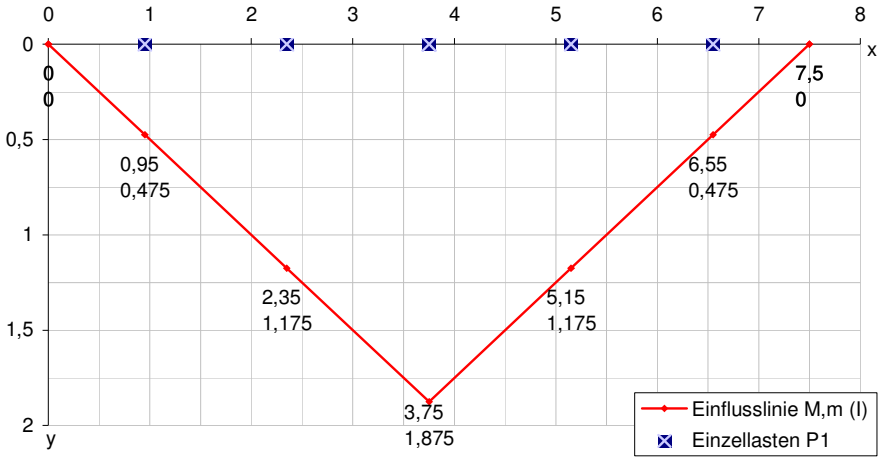


Abbildung 3-5: Verkehrslast um 1907 (Variante I)



x [m]	y [m]
-	-
-	-
0,95	0,475
2,35	1,175
3,75	1,875
5,15	1,175
6,55	0,475
-	-
-	-
Σy_M =	**5,175**

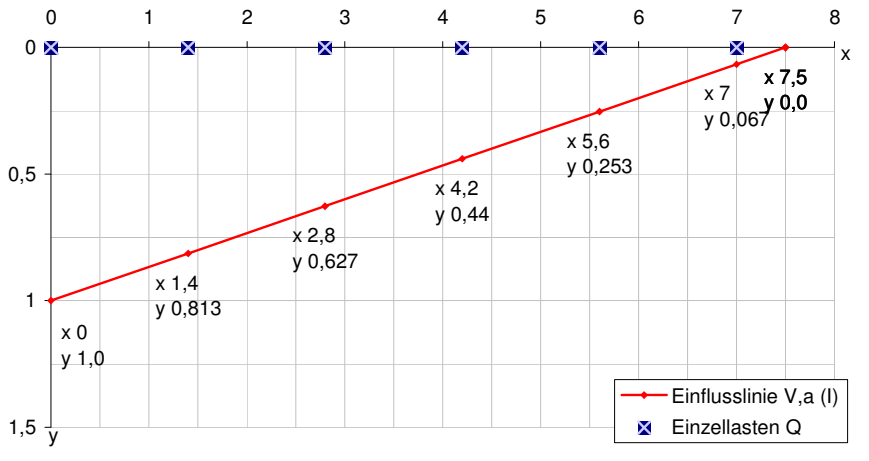
Abbildung 3-6: Einflusslinie M_m (Biegemoment in Feldmitte – Variante I)

Die Einflusslinie M_m für das maximale Biegemoment in Feldmitte ist in Abbildung 3-6 ersichtlich. Das maximale Moment errechnet sich nun entweder aus dem Lastenzug der Kraft P_1 mit der Laststellung aus Abbildung 3-6 oder aus der Einzelkraft P_2 in Feldmitte.

$$M_Q^I = P_1 \cdot \Sigma y = 160 \cdot 5{,}175 = 828{,}0 \text{ kNm} \rightarrow \text{maßgebend}$$

$$\text{bzw. } M_Q^I = P_2 \cdot l / 4 = 200 \cdot 7{,}5 / 4 = 375{,}0 \text{ kNm}$$

Das maximale Biegemoment aus Verkehrslasten (Var. I) beträgt: $M_Q^I = 828{,}0$ kNm



x [m]	y [-]
0,00	1,000
1,40	0,813
2,80	0,627
4,20	0,440
5,60	0,253
7,00	0,067
-	-
-	-
-	-
Σy_V =	**3,2**

Abbildung 3-7: Einflusslinie V_a (Querkraft am Auflager – Variante I)

Die maximale Querkraft am Auflager errechnet sich analog zum Biegemoment über die zugehörige Einflusslinie V_a (siehe Abbildung 3-7).

$$V_Q^I = P_1 \cdot \Sigma y_V = 160 \cdot 3{,}2 = 512{,}0 \text{ kN} \rightarrow \text{maßgebend}$$
$$\text{bzw. } V_Q^I = P_2 = 200{,}0 \text{ kN}$$

Die maximale Querkraft aus Verkehrslasten (Var. I) beträgt: $V_Q^I = 512{,}0$ kN

Um nun für eine beliebige Stelle x die maximale Querkraft zu ermitteln, ist für jede Stelle x, mit Hilfe der zugehörigen Einflusslinie V_x (Abbildung 3-8), die ungünstigste Laststellung zu ermitteln. Allgemein kann der Verlauf der maximalen und minimalen Querkraft (Abbildung 3-9) mit Hilfe der untenstehenden Formeln berechnet werden.

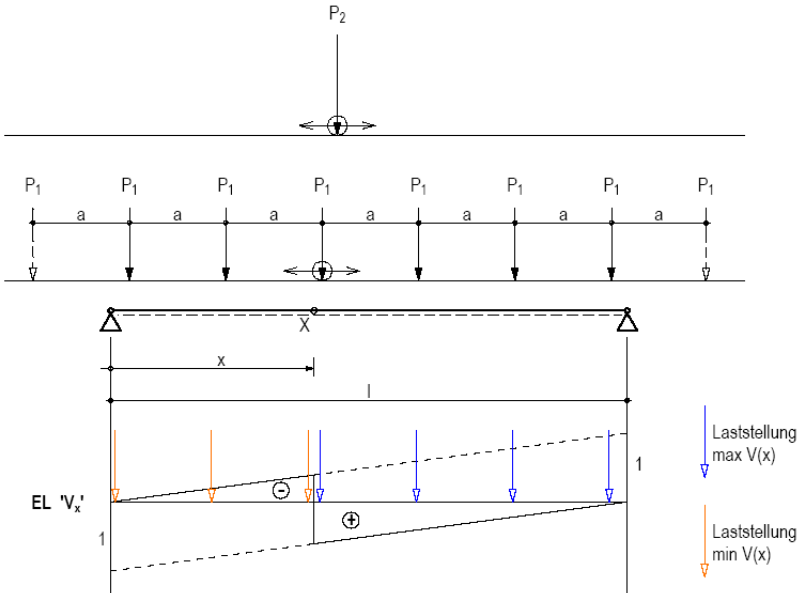


Abbildung 3-8: Einflusslinie V_x (Querkraft an der Stelle x – Variante I)

$$\max V(x) = \frac{P_1}{l} \sum_{i=0}^{i \le \frac{l-x}{a}} (l - x - i \cdot a) \quad \text{bzw.} \quad \frac{P_2}{l}(l-x)$$

$$\min V(x) = -\frac{P_1}{l} \sum_{i=0}^{i \le \frac{x}{a}} (x - i \cdot a) \quad \text{bzw.} \quad -\frac{P_2}{l} \cdot x$$

(i = 0, 1, 2, …)

$P_1 = 160$ kN
$P_2 = 200$ kN
$l = 7{,}50$ m
$a = 1{,}4$ m

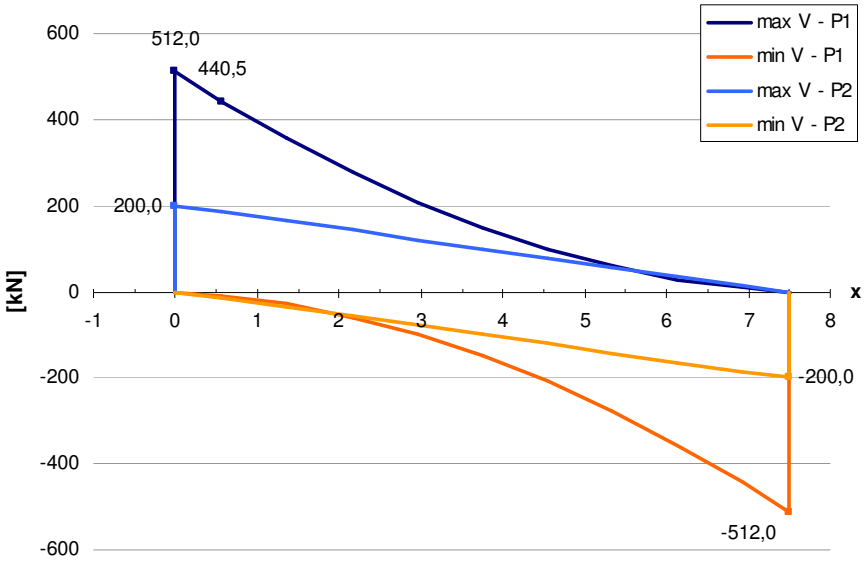


Abbildung 3-9: Querkraftverlauf Verkehrslast Variante I - V_Q^I

- Variante II: Verkehrslast nach heute gültiger Norm (Eurocode) [3][4]

Lastmodell 71:

- Einzellasten Q_{vk} = 250,0 kN - Streckenlast q_{vk} = 80,0 kN/m

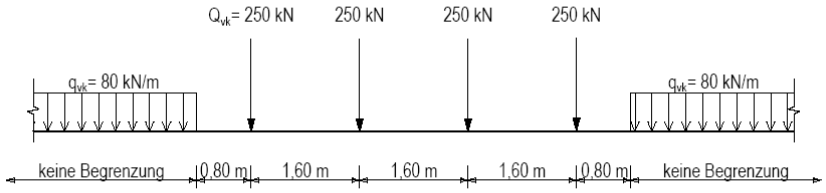


Abbildung 3-10: Belastungsmodell 71 und charakteristische Werte der Vertikallasten nach ÖNORM EN 1991-2 [3]

Vor der Berechnung der Schnittgrößen, welche wiederum mit Hilfe von Einflusslinien erfolgt, werden die charakteristischen Lasten des Belastungsmodells aus Abbildung 3-10 mit dem Lastklassenbeiwert α und dem dynamischen Beiwert Φ multipliziert.

Lastklassenbeiwert α: **α = 1,21** (für Brücken der ÖBB)

dynamischer Beiwert Φ: $\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82$ mit $1,0 \leq \Phi_2 \leq 1,67$

(für sorgfältig instand gehaltene Gleise)

L_Φ = 7,50 m (ÖNORM EN 1991-2, Tab. 6.2: Fall 5.1)

→ Φ_2 = 1,39 ≥ 1,0 und ≤ 1,67 → **Φ_2 = 1,39**

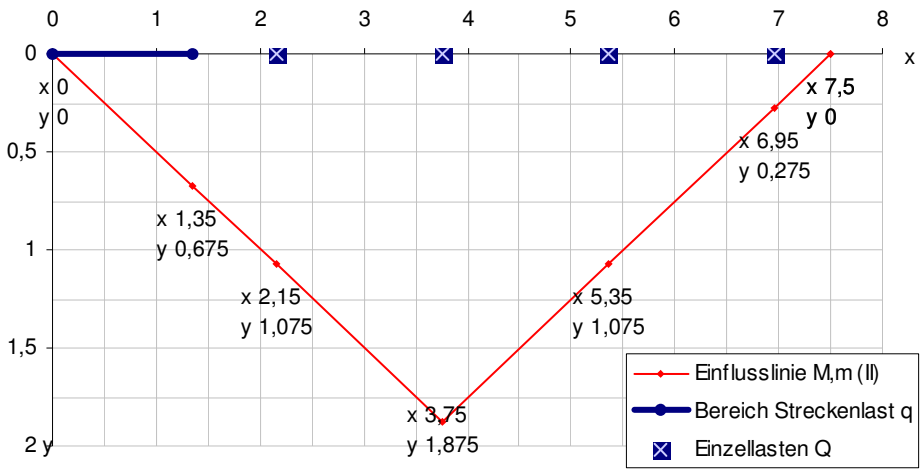


Abbildung 3-11: Einflusslinie M_m (Biegemoment in Feldmitte – Variante II)

Abbildung 3-11 zeigt die Einflusslinie M_m für das maximale Biegemoment in Feldmitte. Aus dieser Abbildung ist weiters die zugehörige Laststellung des Belastungsmodells 71 ersichtlich. Die Berechnung erfolgt in Tabelle 3-2 mit untenstehenden Formeln.

Einzellast: $M_i^Q = \alpha \cdot \Phi_2 \cdot Q_{vk} \cdot y_i$

Streckenlast: $M_i^q = \alpha \cdot \Phi_2 \cdot q_{vk} \cdot \Delta x \cdot y_m$

mit $\Delta x = x_{nach} - x_{vor}$

$y_m = 1/2 \cdot (y_{nach} + y_{vor})$

Tabelle 3-2: Tabelle zur Einflusslinie M_m – Var. I (Abbildung 3-11)

x_i [m]	y_i [m]	$Q_{vk,i}$ [kN]	**M_i^Q [kNm]**	$q_{vk,i}$ [kN/m]	Δx [m]	y_m [m]	**M_i^q [kNm]**	
0	0			80,0	1,35	0,3375	**61,18**	q
1,35	0,675							
2,15	1,075	250,0	**451,1**					Q
3,75	1,875	250,0	**786,8**					
5,35	1,075	250,0	**451,1**					
6,95	0,275	250,0	**115,4**					
-	-			-	-	-	-	q
-	-							
		ΣM_i^Q =	**1804,5 kNm**			**ΣM_i^q =**	**61,2 kNm**	

$M_Q^{II} = \Sigma M_i^Q + \Sigma M_i^q = 1804{,}5 + 61{,}2 = \quad 1865{,}6$ kNm

Das maximale Biegemoment aus Verkehrslasten (Var. II) beträgt: $M_Q^{II} = 1865{,}6$ kNm

Die Berechnung der maximalen Querkraft am Auflager erfolgt unter Verwendung der Einflusslinie V_a (Abbildung 3-12), der zugehörigen Tabelle 3-3 und nachfolgenden Formeln.

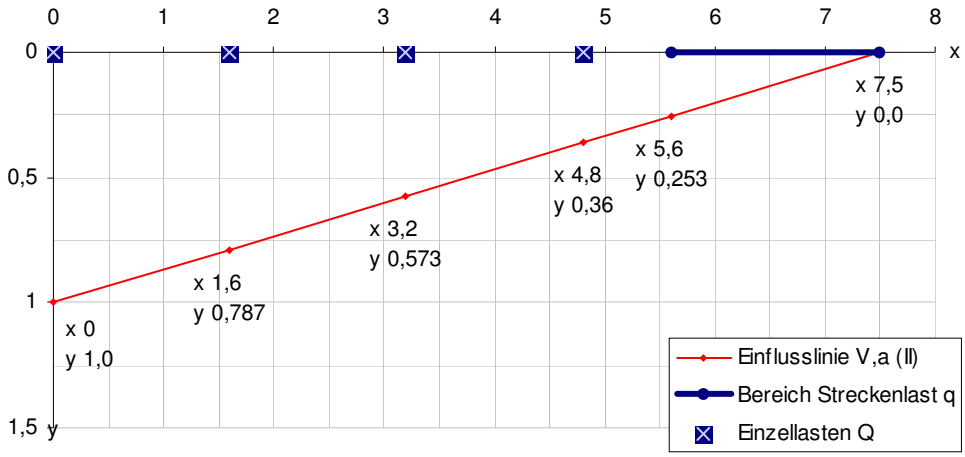


Abbildung 3-12: Einflusslinie V_a (Querkraft am Auflager – Variante II)

Einzellast: $V_i^Q = \alpha \cdot \Phi_2 \cdot Q_{vk} \cdot y_i$

Streckenlast: $V_i^q = \alpha \cdot \Phi_2 \cdot q_{vk} \cdot \Delta x \cdot y_m$ mit $\Delta x = x_{nach} - x_{vor}$

$y_m = 1/2 \cdot (y_{nach} + y_{vor})$

Tabelle 3-3: Tabelle zur Einflusslinie V_a – Var. II (Abbildung 3-12)

x_i [m]	y_i [-]	$Q_{vk,i}$ [kN]	**V_i^Q [kNm]**	$q_{vk,i}$ [kN/m]	Δx [m]	y_m [m]	**V_i^q [kNm]**	
0	1,0	250,0	**419,6**					
1,6	0,787	250,0	**330,1**					Q
3,2	0,573	250,0	**240,6**					
4,8	0,36	250,0	**151,1**					
5,6	0,253			80,0	1,9	0,127	**32,32**	q
7,5	0,0							
		ΣV_i^Q =	**1141,4 kNm**			**ΣV_i^q =**	**32,3 kNm**	

$V_Q^{II} = \Sigma V_i^Q + \Sigma V_i^q = 1141{,}4 + 32{,}3 = \quad 1173{,}7$ kNm

Die maximale Querkraft aus Verkehrslasten (Var. II) beträgt: $V_Q^{II} = \quad 1173{,}7$ kNm

Die Ermittlung des in Abbildung 3-14 dargestellten Querkraftverlaufes der maximalen und minimalen Querkraft erfolgt über die Einflusslinien V_x (Abbildung 3-13). Die Formeln für die maximale und minimale Querkraft an der Stelle x sind unten angegeben.

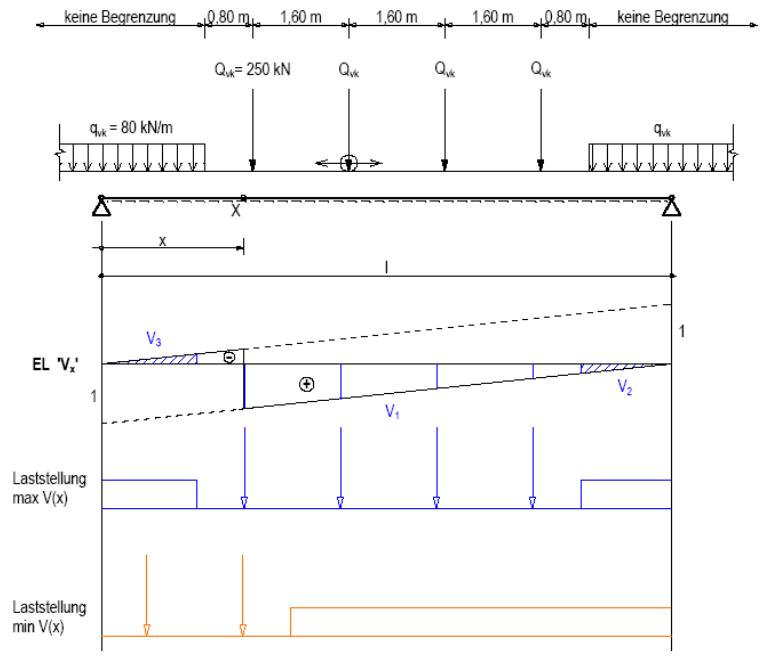


Abbildung 3-13: Einflusslinie V_x (Querkraft an der Stelle x – Variante II)

$$\boxed{\begin{aligned}\max V(x) &= \alpha \cdot \Phi_2 \cdot \left(V_1 + V_2 + V_3\right)\\ \min V(x) &= \text{analog}\end{aligned}}$$

$$V_1 = \frac{Q_{vk}}{l} \sum_{i=0}^{i \le \frac{l-x}{1{,}6\,m} \le 3} \left(l - x - i \cdot 1{,}6\,m\right) \qquad (i = 0, 1, 2, \ldots)$$

$$V_2 = \begin{cases} \dfrac{l-x}{1{,}6\,m} \le 3{,}5: & 0 \\ \dfrac{l-x}{1{,}6\,m} > 3{,}5: & \dfrac{q_{vk}}{2 \cdot l}\left(l - x - 5{,}6\,m\right)^2 \end{cases}$$

$$V_3 = \begin{cases} x \le 0{,}8\,m: & 0 \\ x > 0{,}8\,m: & -\dfrac{q_{vk}}{2 \cdot l}\left(x - 0{,}8\,m\right)^2 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} Q_{vk} &= 250\ \text{kN/m} \\ q_{vk} &= 80\ \text{kN/m} \\ \alpha &= 1{,}21 \\ \Phi_2 &= 1{,}39 \\ l &= 7{,}50\ \text{m} \end{aligned}$$

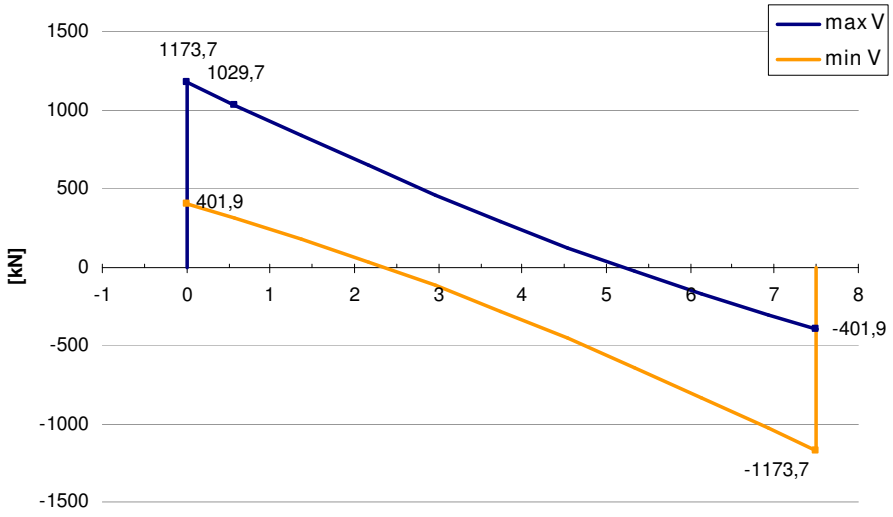


Abbildung 3-14: Querkraftverlauf Verkehrslast Variante II - V_Q^{II}

3.2.3 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)

Sämtliche Nachweise erfolgen nach Eurocode 2 (ÖNORM EN 1992-1-1 [5], VORSCHLAG ÖNORM B 1992-1-1 [6], prEN 1992-2 [7]).

3.2.3.1 Bemessungsschnittgrößen

Die Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen erfolgt auf Grundlage des Kapitels Einwirkungskombinationen (Kapitel 2.5).

Variante I (Verkehrslastnorm 1907):

Biegemoment: $\mathbf{M_{Ed}^{I}} = 1{,}35 \cdot M_G + 1{,}5 \cdot M_Q^{I}$

$= 1{,}35 \cdot 571{,}4 + 1{,}5 \cdot 828{,}0$ **$= 2013$ kNm**

Querkraft: $\mathbf{V_{Ed}^{I}} = 1{,}35 \cdot V_G + 1{,}5 \cdot V_Q^{I}$

$= 1{,}35 \cdot 304{,}8 + 1{,}5 \cdot 512{,}0$ **$= 1179$ kN**

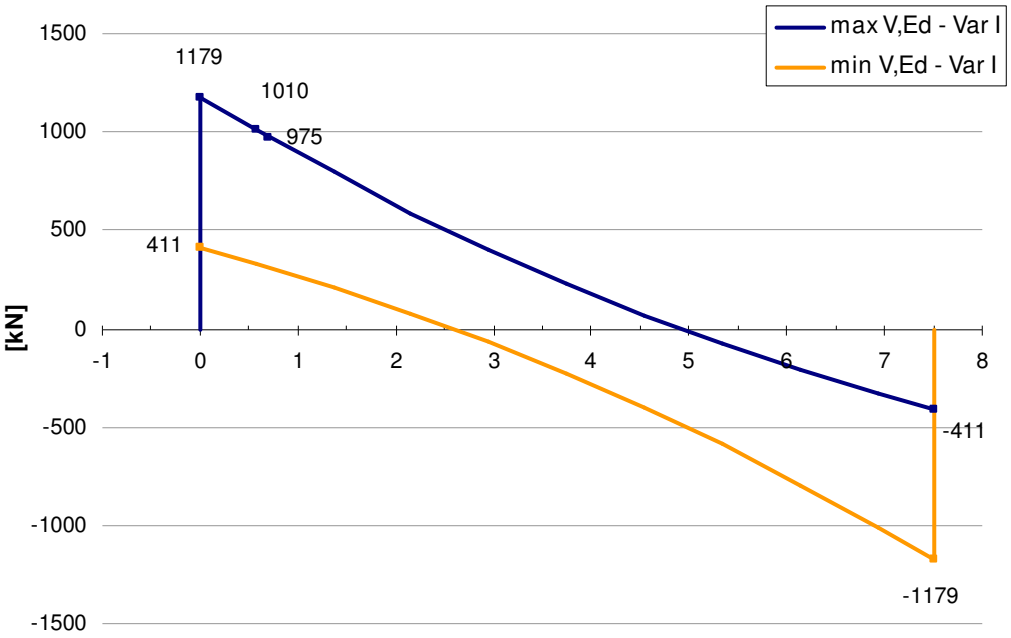


Abbildung 3-15: Querkraftverlauf Variante I - V_Q^I

Tabelle 3-4: Datenpunkte zu Abbildung 3-15

x [m]	$\mathbf{V_{Ed}^{I}}$ **[kN]**
0,00	**1179**
0,57	**1010**
0,70	**975**

Die Datenpunkte in Tabelle 3-4 sind für den Querkraftnachweis (Kapitel 3.2.3.4) und für den Nachweis der Schubkräfte zwischen Gurt und Steg (Kapitel 3.2.3.3) von Bedeutung.

Variante II (Verkehrslastnorm Eurocode):

Biegemoment: $\mathbf{M_{Ed}^{II}} = 1{,}35 \cdot M_G + 1{,}45 \cdot M_Q^{II}$

$= 1{,}35 \cdot 571{,}4 + 1{,}45 \cdot 1865{,}6$ **= 3477 kNm**

Querkraft: $\mathbf{V_{Ed}^{II}} = 1{,}35 \cdot V_G + 1{,}45 \cdot V_Q^{II}$

$= 1{,}35 \cdot 304{,}8 + 1{,}45 \cdot 1173{,}7$ **= 2113 kN**

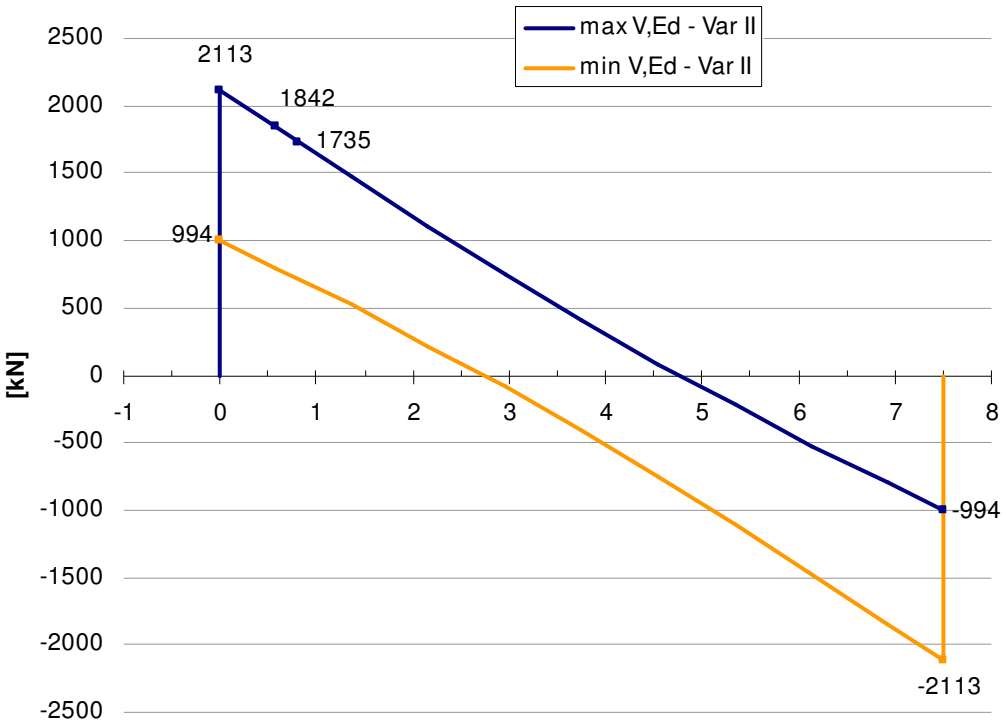


Abbildung 3-16: Querkraftverlauf Variante II - V_Q^{II}

Tabelle 3-5: Datenpunkte zu Abbildung 3-16

x [m]	$\mathbf{V_{Ed}^{II}}$ **[kN]**
0,00	**2113**
0,57	**1842**
0,80	**1735**

Die Datenpunkte in Tabelle 3-5 sind für den Querkraftnachweis (Kapitel 3.2.3.4) und für den Nachweis der Schubkräfte zwischen Gurt und Steg (Kapitel 3.2.3.3) von Bedeutung.

3.2.3.2 Querschnittswiderstand Biegung

Der Nachweis erfolgt gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5], Kapitel 6.1. Die Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite erfolgt nach [5], Kapitel 5.3.2.1.

- mitwirkende Plattenbreite:

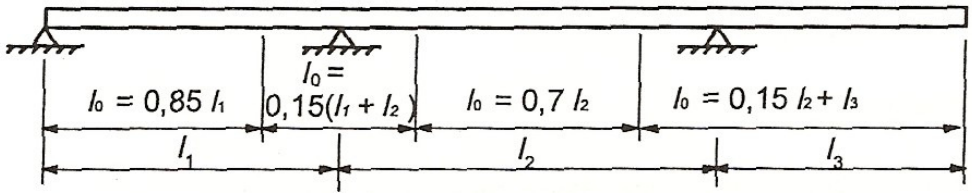


Abbildung 3-17: mitwirkende Plattenbreite Bild 1 ([5], Bild 5.2)

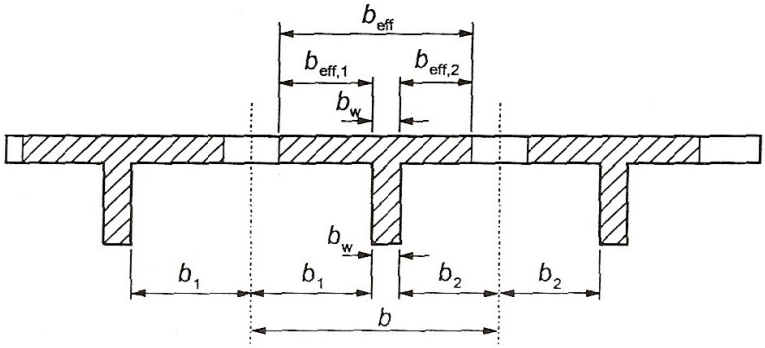


Abbildung 3-18: mitwirkende Plattenbreite Bild 2 ([5], Bild 5.3)

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

mit $b_{eff,i} = 0{,}2 \cdot b_i + 0{,}1 \cdot l_0 \le 0{,}2 \cdot l_0$

und $b_{eff,i} \le b_i$

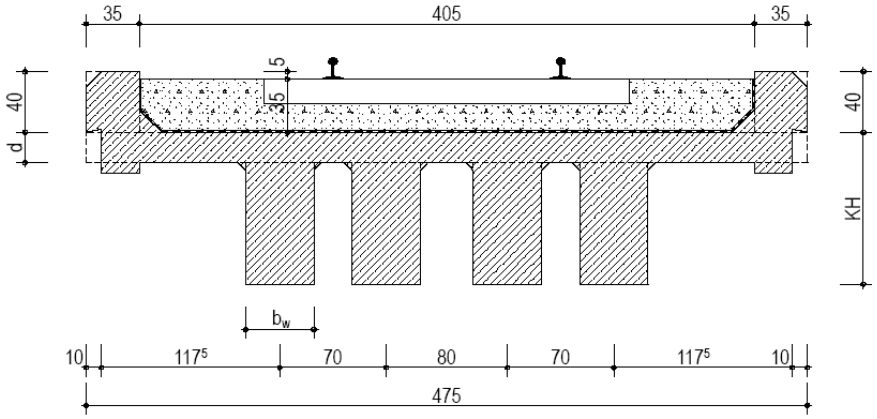


Abbildung 3-19: mitwirkende Plattenbreite – Brückenquerschnitt

$b_{eff,1}$: $b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0$

b_1 = 1,175 m - $b_w/2$ = 1,175 - 0,45/2 = 0,95 m

l_0 = 7,50 m

→ $b_{eff,1}$ = 0,2· 0,95 + 0,1· 7,5 = 0,94 m ≤ 0,2 · l_0 = 1,50 m

≤ b_1 = 0,95 m

→ $b_{eff,1}$ = 0,94 m

b_{eff}: $b_{eff} = b_{eff,1} + b_w/2 + 0,70\text{ m} + 0,80\text{ m} + 0,70\text{ m} + b_w/2 + b_{eff,1} \leq b$

$b_{eff,1}$ = 0,94 m

b_w = 0,45 m

b = 4,55 m

→ b_{eff} = 4,53 m ≤ b = 4,55 m → **b_{eff} = 4,53 m**

Die mitwirkende Plattenbreite beträgt 4,53 m.

Die mitwirkende Plattenbreite ist nicht nur für den Biegenachweis (b_{eff} möglichst groß), sondern auch für den Nachweis der Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten (Kapitel 3.2.3.3) von Bedeutung, da die Gurte an den Querschnitt „angeschlossen" werden müssen, um überhaupt mittragen zu können. An dieser Stelle wird nun eine neue mitwirkende Plattenbreite ($b_{eff,gew} \leq b_{eff}$) gewählt, um ein optimales Ergebnis für beide Nachweise zu erzielen.

Breite B ohne Mitwirkung der seitlichen Gurte:

B = $b_w/2$ + 0,70 m + 0,80 m + 0,70 m + $b_w/2$

= 0,45/2 + 0,70 + 0,80 + 0,70 + 0,45/2 = 2,65 m

maximale mitwirkende Plattenbreite b_{eff}: b_{eff} = 4,53 m

gewählte mitwirkende Plattenbreite $b_{eff,gew}$:

$$\boxed{B \leq b_{eff,gew} \leq b_{eff}}$$

$$(2,65 \leq b_{eff,gew} \leq 4,53)$$

gewählt: $b_{eff,gew}$ = 3,80 m

Die gewählte mitwirkende Plattenbreite beträgt: **$b_{eff,gew}$ = 3,80 m**

- statische Nutzhöhe d in Feldmitte:

Annahme: Betondeckung c = 2,0 cm

$d_1 = c + d_{s,Bü} + 0{,}5\, d_{s1} + n_{geb.} \cdot 2\, d_{s1}/(n_{ger.} + n_{geb.}) =$

$= 20 + 10 + 0{,}5 \cdot 50 + 16 \cdot 2 \cdot 50/(16 + 16) =$ 105 mm = 10,5 cm

$d_2 = c + d_{s,Bü} + 0{,}5\, d_{s2} + n_{gek.} \cdot 2\, d_{s2}/(n_{ger.d.} + n_{gek.}) =$

$= 20 + 10 + 0{,}5 \cdot 50 + 4 \cdot 2 \cdot 50/(16 + 4) =$ 75 mm = 7,5 cm

$d = KH - d_1 = 70 - 10{,}5 = 59{,}5$ cm

Die statische Nutzhöhe beträgt 59,5 cm.

- Querschnittswiderstand (Biegung) des Plattenbalkens:

Die Ermittlung des Querschnittswiderstandes erfolgt unter Beachtung der Grundsätze nach ÖNORM EN 1992-1-1 [5], Kapitel 6.1. Die Verteilung der Betonspannungen erfolgt nach dem Block-Diagramm (Spannungsblock gemäß [5], Kapitel 3.1.7 (3)).

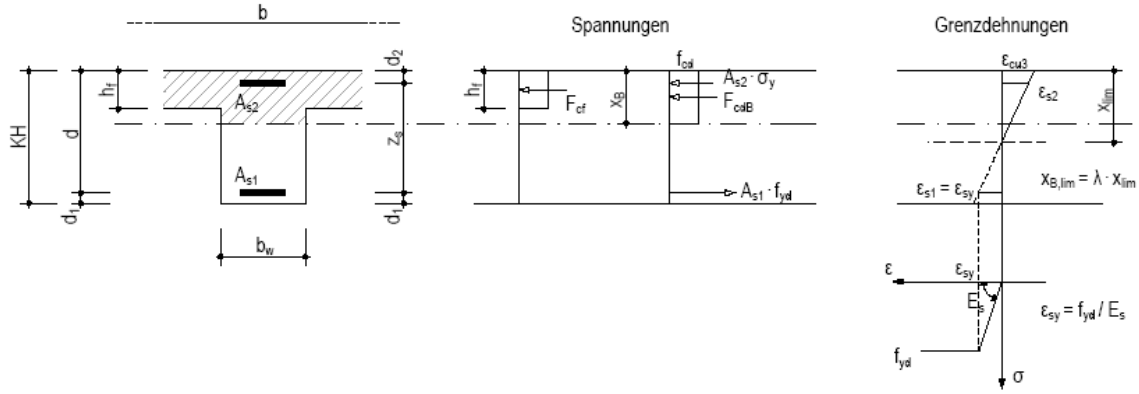


Abbildung 3-20: Spannungen (Spannungsblock) und Grenzdehnungen am Querschnitt

Die Begrenzung der Betondruckzonenhöhe ergibt sich aus den Grenzdehnungen des Betons und des Betonstahls.

$$x_{lim} = \frac{|\varepsilon_{cu3}| \cdot d}{|\varepsilon_{cu3}| + \varepsilon_{sy}} = \frac{3{,}5 \cdot d}{3{,}5 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{700 \cdot d}{700 + f_{yd}}$$

$$x_{B,lim} = \lambda \cdot x_{lim} = 0{,}8 \cdot \frac{700 \cdot d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \cdot d}{700 + f_{yd}}$$

Bei der Berechnung des Querschnittswiderstandes werden die Fälle A ($x_B \leq h_f$), B ($h_f \leq x_B \leq x_{B,lim}$) und C ($x_B \geq x_{B,lim}$ - bei vorhandener Druckbewehrung) unterschieden.

Fall A: $\boxed{x_B = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}}}$

$x_B \le h_f$: $\boxed{M_{Rd} = x_B \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_B}{2} \right)}$

$x_B > h_f$: Fall B

Fall B: $\boxed{x_B = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - F_{cf}}{\Sigma b_w \cdot f_{cd}}}$ mit $F_{cf} = h_f \cdot (b - \Sigma b_w) \cdot f_{cd}$

$x_B \le x_{B,lim}$: $\boxed{M_{Rd} = M_{cf} + x_B \cdot \Sigma b_w \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_B}{2} \right)}$ mit $M_{cf} = F_{cf} \cdot \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$

$x_B > x_{B,lim}$: Fall C (bei vorhandener Druckbewehrung)

Fall C: $\boxed{x_B = x_{B,lim}}$ $\boxed{M_{Rd} = M_{cf} + M_{c,lim} + A_{s2} \cdot \sigma_y \cdot z_s}$

mit $M_{c,lim} = F_{cdB,lim} \cdot \left(d - \frac{x_{B,lim}}{2} \right)$ $F_{cdB,lim} = x_{B,lim} \cdot \Sigma b_w \cdot f_{cd}$

$\sigma_y = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - F_{cf} - F_{cdB,lim}}{A_{s2}} \le f_{yd}$ $z_s = d - d_2$

Berechnung:

d =	0,595 m	A_{s1} =	628,3 E-04 m²
$b = b_{eff,gew}$ =	3,8 m		
Σb_w =	1,80 m	f_{cd} =	11,2 MN/m²
h_f =	0,20 m	f_{yd} =	177 MN/m²
d_2 =	0,075 m	A_{s2} =	392,7 E-04 m²

$x_{B,lim}$ = 0,3799 m

Fall A: x_B = 0,2613 m > h_f = 0,20 m → **Fall B**

M_{Rd} = --- MNm

→ Fall B: F_{cf} = 4,48 MN

x_B = 0,3294 m ≤ $x_{B,lim}$ = 0,3799 m

M_{cf} = 2,2176 MNm

→ M_{Rd} = 5,0752 MNm

Fall C: x_B = $x_{B,lim}$= --- m

$F_{cdB,lim}$ = --- MN

$M_{c,lim}$ = --- MNm

σ_y= --- MN/m² ≤ f_{yd}= --- MN/m²

→ σ_y= --- MN/m²

z_s= --- m

M_{Rd} = --- MNm

Der Querschnittswiderstand (Biegung) beträgt: **M_{Rd} = 5075 kNm**

- Nachweis Querschnittswiderstand Biegung:

Var I:

M_{Ed}^{I}= 2013 kNm < M_{Rd} = 5075 kNm **Nachweis erbracht!**

(Ausnutzung: 40%)

Var II:

M_{Ed}^{II}= 3477 kNm < M_{Rd} = 5075 kNm **Nachweis erbracht!**

(Ausnutzung: 69%)

3.2.3.3 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten

Der Nachweis erfolgt gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5], Kapitel 6.2.4 beziehungsweise prEN 1992-2 [7], Kap. 6.2.4. Es wird der Anschluss des seitlichen Gurtes nachgewiesen.

- Längsschubkraft v_{Ed} im äußeren Gurt:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x}$$

Δx: Maximalwert der für Δx angenommen werden darf:

- halber Abstand zwischen Momentennullpunkt und Momentenmaximum

Δx ~ l/4 = 7,5 / 4 = 1,875 m

- Abstand zwischen Einzellasten

Var I: 1,4 m Var II: 1,6 m

→ Δx^{I} = 1,4 m

→ Δx^{II} = 1,6 m

ΔF_d: Längskraftdifferenz im Gurt über die Länge Δx

Die größte Längskraftdifferenz ΔF_d ist im Bereich der maximalen Querkraft, also im Auflagerbereich. Die Laststellungen für Variante I und Variante II sind den Einflusslinien V_a

(Abbildung 3-7 und Abbildung 3-12) zu entnehmen, die zugehörigen Schnittgrößen sind in Tabelle 3-4 und Tabelle 3-5 angegeben.

$$\Delta F_d = \Delta F_{gesamt} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{\Delta M_{Ed}}{z} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{V_{Ed} \cdot \Delta x}{z} \cdot \frac{b_1}{b}$$

ΔF_{gesamt}	…Längskraftdifferenz der gesamten mitwirkenden Breite des Plattenbalkens über die Länge Δx
b_1	…Breite des anzuschließenden Gurtes
$b = b_{eff,gew}$	…mitwirkende Plattenbreite
ΔM_{Ed}	…Momentendifferenz über die Länge Δx
z	…Hebelsarm der inneren Kräfte
$V_{Ed} = V_{Ed}(\Delta x/2)$	…Mittlere Querkraft im Bereich Δx

$V_{Ed}^{I}(\Delta x/2) = V_{Ed}^{I}(x= 0{,}7m) = 975\ kN = 0{,}975\ MN$
$V_{Ed}^{II}(\Delta x/2) = V_{Ed}^{II}(x= 0{,}8m) = 1735\ kN = 1{,}735\ MN$

$z = 0{,}9 \cdot d = 0{,}9 \cdot 0{,}57 = 0{,}513\ m$ $\quad d = 0{,}57\ m$ (am Auflager)

$b_1 = (b - 0{,}70 - 0{,}80 - 0{,}70 - b_w)/2 =$
$= (3{,}8 - 0{,}70 - 0{,}80 - 0{,}70 - 0{,}45) / 2 = 0{,}575\ m$
$b = b_{eff,gew} = 3{,}80\ m$

$\rightarrow \Delta F_d^{I} = 0{,}975 \cdot 1{,}4 / 0{,}513 \cdot 0{,}575 / 3{,}8 = 0{,}402\ MN$
$\rightarrow \Delta F_d^{II} = 1{,}735 \cdot 1{,}6 / 0{,}513 \cdot 0{,}575 / 3{,}8 = 0{,}819\ MN$

h_f: Die Dicke des Gurtes am Anschluss
$\rightarrow h_f = 0{,}20\ m$

Die Längsschubkraft v_{Ed} im äußeren Gurt beträgt somit:

$\mathbf{v_{Ed}^{I}} = 0{,}402 / (0{,}2 \cdot 1{,}4) = 1{,}437\ MN/m^2 =$ **1437 kN/m²**
$\mathbf{v_{Ed}^{II}} = 0{,}819 / (0{,}2 \cdot 1{,}6) = 2{,}559\ MN/m^2 =$ **2559 kN/m²**

- Querschnittswiderstand v_{Rd}:

Beton: $$\boxed{v_{Rd,c} = \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\theta_f}$$

$\nu = 0{,}6(1 - f_{ck}/250) = 0{,}6(1 - 16{,}8/250) = 0{,}560$
$f_{cd} = 11{,}2\ MN/m^2$
$\cot\theta_f = 1{,}46$ (gewählt) $\quad 1{,}0 \le \cot\theta_f \le 2{,}0$ für Druckgurte
$\rightarrow \theta_f = 34{,}4°$

$\rightarrow v_{Rd,c} = 0{,}56 \cdot 11{,}2 \cdot \sin(34{,}4) \cdot \cos(34{,}4) = 2{,}9224\ MN/m^2$

Bewehrung: $$v_{Rd,s} = a_{sf} \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta_f \cdot \frac{1}{h_f}$$

$a_{sf} = a_{s1} + a_{s2} =$ 16,96 + 5,65 = 22,62 cm²/m= 22,62 E-04 m²/m

$f_{yd} =$ 177,0 MN/m²

→ $v_{Rd,s}$ = 22,62 E-04· 177· cot(34,4) / 0,2 = 2,923 MN/m²

Der Querschnittswiderstand (Schubkräfte Steg/Gurt) beträgt: **v_{Rd} = 2922 kN/m²**

- Nachweis Querschnittswiderstand Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurt:

Var I:

$v_{Ed,f}^{I}$ = 1437 kN < V_{Rd} = 2922 kN **Nachweis erbracht!**

(Ausnutzung: 49%)

Var II:

$v_{Ed,f}^{II}$ = 2559 kN < V_{Rd} = 2922 kN **Nachweis erbracht!**

(Ausnutzung: 88%)

3.2.3.4 Querschnittswiderstand Querkraft

Der Nachweis erfolgt gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5], Kapitel 6.2 beziehungsweise prEN 1992-2 [7], Kapitel 6.2. Es wird der Querkraftwiderstand der Bügelbewehrung, der Querkraftwiderstand der Aufbiegungen und als dritter Punkt der Querkraftwiderstand der Kombination aus Bügelbewehrung und Aufbiegungen berechnet.

1) Querschnittswiderstand Querkraft - Bügelbewehrung

- Querschnittswiderstand im Bereich des Auflagers:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$

A_{sw} = 4· 4 Ø10 = 12,57 cm² = 12,57 E-04 m²
(A_{sw} im Abstand d vom Auflager)
s = 0,10 m … Bügelabstand

z = 0,9 · d (d = 57 cm - am Auflager)
→ z = 0,9 · 57 = 51,3 cm = 0,513 m

f_{ywd} = 177 MN/m² $0,6 \leq \tan\theta \leq 1,0$ bzw.
cot θ = 1,10 (gewählt) $1,0 \leq \cot\theta \leq 1,67$

→ **$V_{Rd,s}$ = 1,255 MN**

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

α_{cw} = 1,0 (für Tragwerke, die nicht aus Spannbeton sind)

b_w = 4 · 0,45 m = 1,80 m

z = 0,513 m
$\nu_1 = \nu$ = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 (1 - 16,8 / 250) = 0,560 cot θ = 1,10
f_{cd} = 11,2 MN/m² tan θ = 0,91

→ **$V_{Rd,max}$ = 2,881 MN**

- Schubkraftdeckung - Bügelbewehrung:

In Abbildung 3-21 und Abbildung 3-22 sind die Schubkraftdeckungslinien der Bügelbewehrung dargestellt. Die blaue Linie kennzeichnet die Einwirkung, die grüne Linie (Beton) und die rote Linie (Bewehrung) den Widerstand.

Querkraftwiderstand V_{Rd} - Bügelbewehrung:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$

$z = 0{,}513$ m

$f_{ywd} = 177$ MN/m²

$\cot\theta = 1{,}10$

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

$\mathbf{V_{Rd,max}} =$ **2,881 MN** (siehe oben)

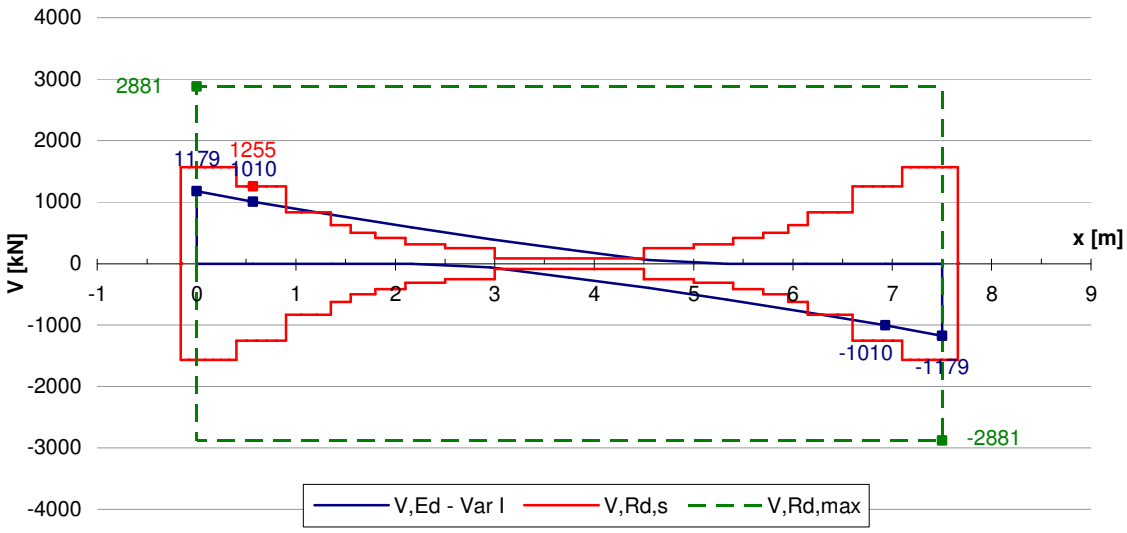


Abbildung 3-21: Schubkraftdeckung Bügelbewehrung - Var. I

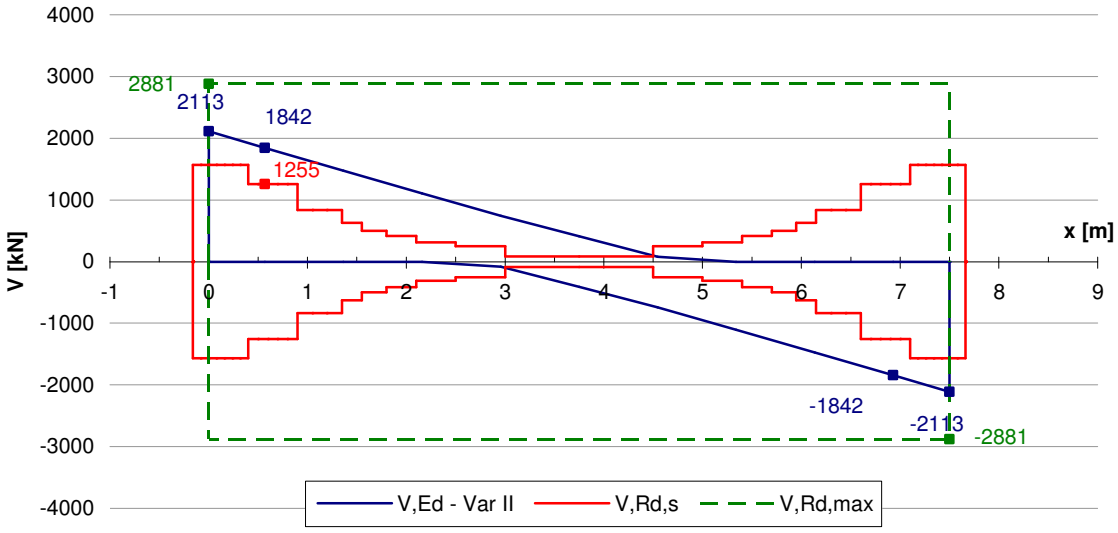


Abbildung 3-22: Schubkraftdeckung Bügelbewehrung - Var. II

2) Querschnittswiderstand Querkraft - Aufbiegungen

- Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ - ohne Querkraftbewehrung:

Der Widerstand wird für den Bereich zwischen den Aufbiegungen berechnet.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

mit mindestens

$$V_{Rd,c} = \left(\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$C_{Rd,c} = 0{,}18 / \gamma_c = 0{,}18 / 1{,}5 = 0{,}12$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2{,}0 \quad \text{mit d in mm}$$

$\rightarrow k = 1{,}58 \le 2{,}0 \rightarrow k = 1{,}58$

d = 595 mm (in Feldmitte)

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \le 0{,}02$$

$\rightarrow \rho_1 = 0{,}05867 > 0{,}02 \rightarrow \rho_1 = 0{,}02$

A_{s1} = 628,32 cm²
b_w = 180,0 cm
d = 59,5 cm

f_{ck} = 16,8 N/mm²
k_1 = 0,15
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ = 0 (keine Normalkraft vorhanden)

$\nu_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0{,}2848$

$\rightarrow V_{Rd,c} = [\, 0{,}12 \cdot 1{,}58 \cdot (100 \cdot 0{,}02 \cdot 16{,}8)\text{^}1/3 + 0{,}15 \cdot 0\,] \cdot 1800 \cdot 595 =$

$= 655156 \text{ N} = 655{,}2 \text{ kN}$

$\rightarrow V_{Rd,c} = (0{,}2848 + 0{,}15 \cdot 0) \cdot 1000 \cdot 174 = 305073 \text{ N} = 305{,}1 \text{ kN}$

$\rightarrow V_{Rd,c}$ = 655,2 kN

Rechnerisch ist in Querschnitten mit $V_{Ed} \le V_{Rd,c}$ gemäß [5] 6.2.1 (3) keine Querkraftbewehrung erforderlich, eine konstruktive Mindestbewehrung gemäß [5] Kapitel 9.2.2 ist jedoch trotzdem notwendig ([5] 6.2.1 (4)).

- Querkraftwiderstand V_{Rd} - geneigte Querkraftbewehrung:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha$$

Anzahl und Länge (untere Seite) der aufgebogenen Bewehrungsstäbe:

Anzahl: 4 Längen: l_1 = 5,850 m l_3 = 4,550 m

l_2 = 5,200 m l_4 = 3,625 m

(siehe Kapitel Angaben)

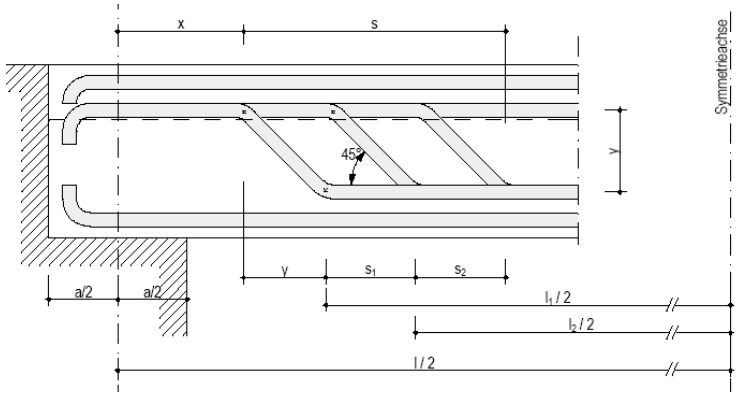


Abbildung 3-23: Ausführung der Aufbiegungen

Balkenhöhe und stat. Nutzhöhe im Bereich des Auflagers: h = 62,5 cm

d = 57,0 cm

Wirkungsbereich s der Aufbiegungen:

$x = l/2 - l_1/2 - y$

$y \sim 2 \cdot (h/2 - c - d_{s,Bü} - 2{,}5 d_{s1}) =$

$= 2 \cdot (62{,}5/2 - 2 - 1 - 2{,}5 \cdot 5) =$ 31,5 cm = 0,315 m

→ x = 7,5/2 - 5,85/2 - 0,315 = 0,510 m ≤ d= 0,570 m vom Auflager

$s_1 = l_1/2 - l_2/2 =$ 0,325 m

$s_2 = l_2/2 - l_3/2 =$ 0,325 m

$s_3 = l_3/2 - l_4/2 =$ 0,4625 m

→ Σs_i = 1,1125 m

→ $s = y + \Sigma s_i$ = 0,315 + 1,113 = 1,428 m

vorhandene Bewehrung:

$A_{sw,1}$ =	$n \cdot d_{s1}^2 \cdot \pi/4$ =	$4 \cdot 5^2 \cdot \pi/4$ =	78,54 cm² =	78,54 E-04 m²
$A_{sw,2}$ =		=	78,54 cm² =	78,54 E-04 m²
$A_{sw,3}$ =		=	78,54 cm² =	78,54 E-04 m²
$A_{sw,4}$ =		=	78,54 cm² =	78,54 E-04 m²
(n … Anzahl der Balken)		→ $A_{sw} = \Sigma A_{sw,i}$ =		314,16 E-04 m²

Querkraftwiderstand $V_{Rd,s}$:

A_{sw} = 314,16 E-04 m² cot θ = 1,10 (gewählt)

s = 1,428 m $1,0 \leq \cot\theta \leq 1,67$

z = 0,9· d = 0,513 m

f_{ywd} = 177 MN/m² α = 45°

→ **$V_{Rd,s}$=** 2,967 MN = **2967 kN** (Bereich: x= 0,51m s= 1,428m)

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$$

α_{cw}= 1,0 (für Tragwerke, die nicht aus Spannbeton sind)

b_w= 4 · 0,45 m = 1,80 m

z= 0,513 m

ν_1= ν= 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 (1 - 16,8 / 250) = 0,560

f_{cd}= 11,2 MN/m²

cot θ = 1,10

α = 45°

→ **$V_{Rd,max}$ =** 5,500 MN = **5500 kN**

- Schubkraftdeckung - Aufbiegungen:

In Abbildung 3-24 und Abbildung 3-25 sind die Schubkraftdeckungslinien der Aufbiegungen ersichtlich. Die Einwirkung (blau) ist den Widerständen (grün - Beton, rot - Aufbiegungen und orange - Beton, in den Bereichen, in denen keine Bewehrung vorhanden ist) gegenübergestellt.

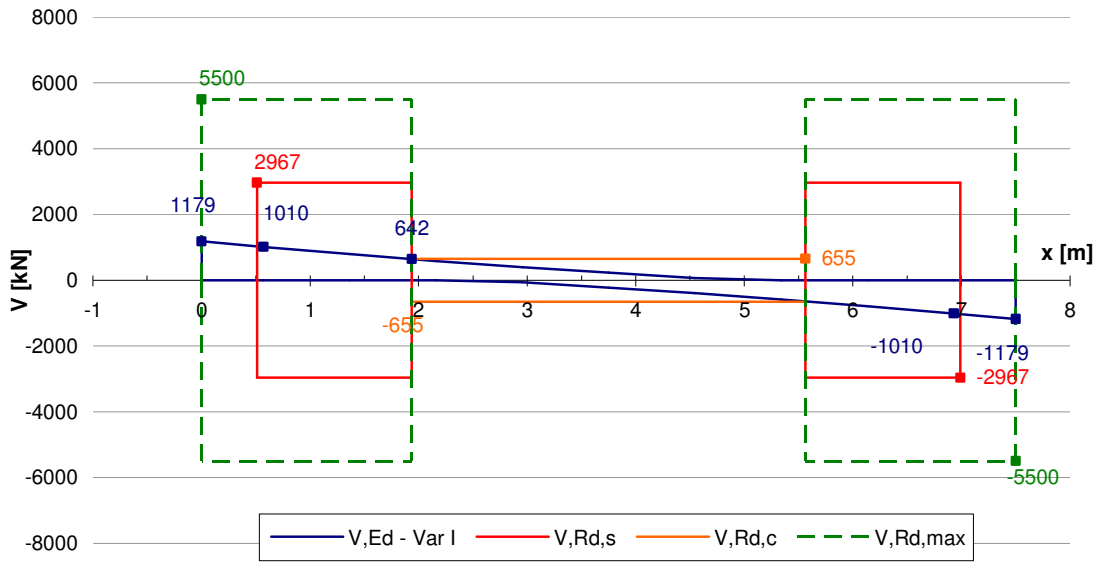


Abbildung 3-24: Schubkraftdeckung Aufbiegungen - Var. I

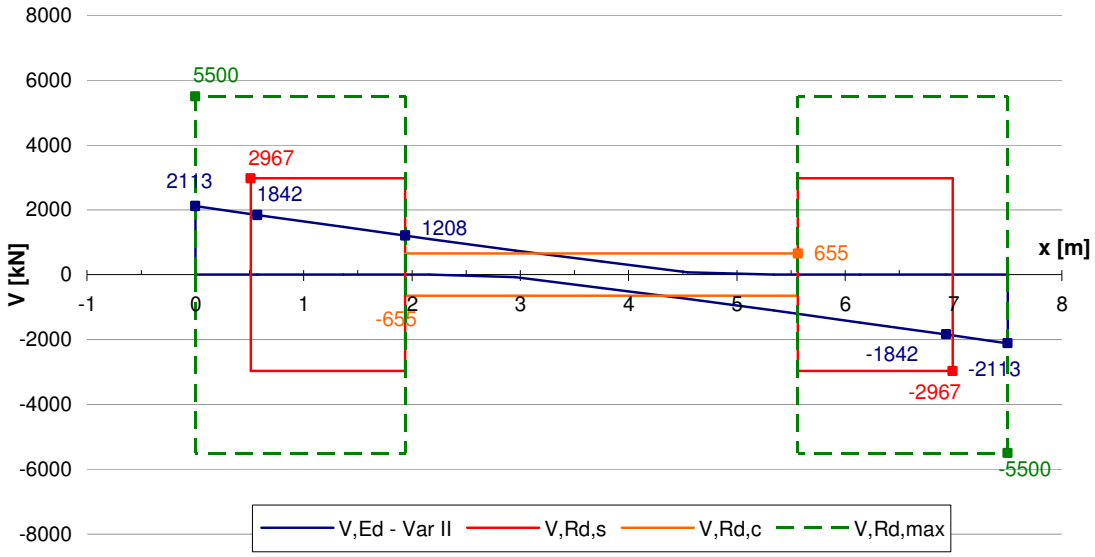


Abbildung 3-25: Schubkraftdeckung Aufbiegungen - Var. II

3) Querschnittswiderstand Querkraft - Überlagerung der Querschnittswiderstände aus der Bügelbewehrung und den Schrägaufbiegungen

Gemäß prEN 1992-2 [7] 9.2.2 (101) darf die Querkraftbewehrung aus einer Kombination von Bügeln und aufgebogenen Stäben bestehen. Daher werden bei der Überlagerung die Querschnittswiderstände der Bewehrung ($V_{Rd,s}$) addiert. Die Querschnittswiderstände des Betons werden neu errechnet, wobei mit einem resultierenden Winkel α_{res} der Querkraftbewehrung gerechnet wird.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$$

α_{cw}= 1,0 (für Tragwerke, die nicht aus Spannbeton sind)

b_w= 4 · 0,45 m = 1,80 m

z= 0,513 m

$\nu_1 = \nu$= 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 (1 - 16,8 / 250) = 0,560

f_{cd}= 11,2 MN/m²

cot θ = 1,100

$$\alpha = \alpha_{res} = \frac{\alpha_{Bügel} \cdot V_{Rd,s,Bügel} + \alpha_{Aufb.} \cdot V_{Rd,s,Aufb.}}{V_{Rd,s,Bügel} + V_{Rd,s,Aufb.}}$$

→ α = (90 · 1255 + 45· 2967) / (1255 + 2967) = 58,4°

→ **$V_{Rd,max}$ =** 4,494 MN = **4494 kN**

- Schubkraftdeckung und Nachweise der Querkraftwiderstände Var. I (Belastungsnorm 1907):

Abbildung 3-26 zeigt die Schubkraftdeckung der Variante I. Die Einwirkung ist blau, die Widerstände sind grün (Beton), rot (Bewehrung) und orange (Beton ohne Bewehrung) dargestellt. Die Nachweise erfolgen in Tabelle 3-6 und Tabelle 3-7. Die Nachweisstellen des Betons sind am Auflager und am Ende der Aufbiegungen, die Nachweisstellen der Bewehrung sind im Abstand d vom Auflager, am Ende der Aufbiegungen und an der maßgebenden Stelle zwischen den Aufbiegungen.

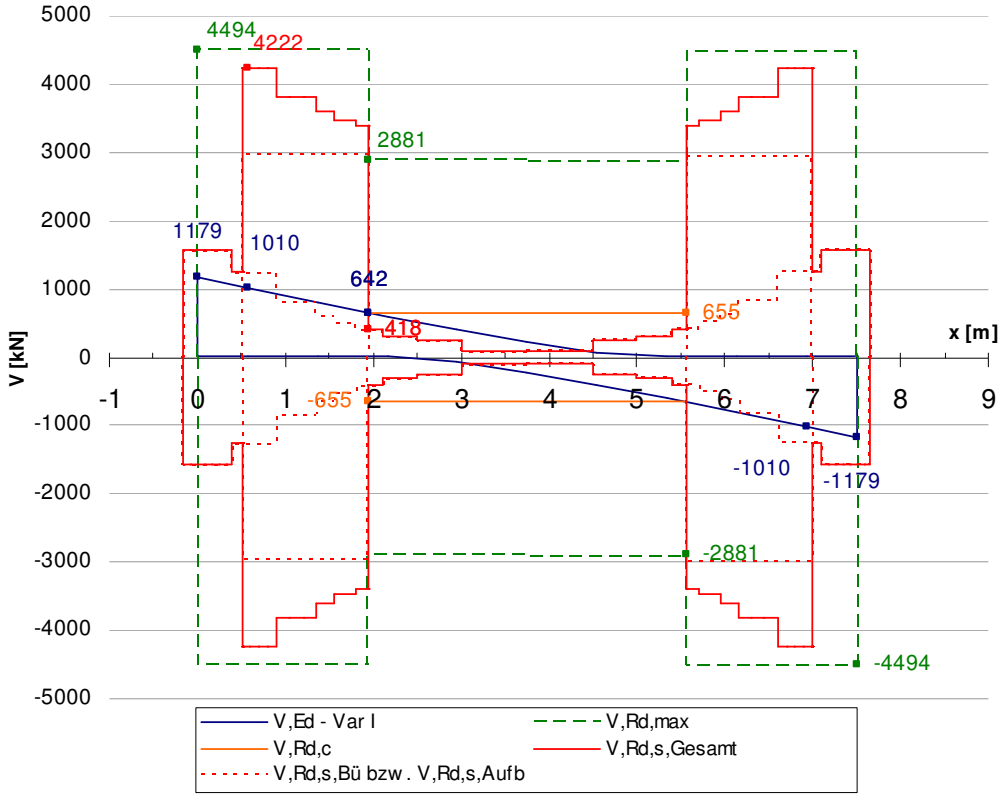


Abbildung 3-26: Schubkraftdeckung - Var. I (Belastungsnorm 1907)

Tabelle 3-6: Nachweise Querkraftwiderstände Beton - Var. I

Beton	(Auflager)	(Ende Aufbieg.)
x [m]	0	1,94
$V_{Rd,max}$ [kN]	**4494**	**2881**
V_{Ed}^{I} [kN]	**1179**	**642**
Ausnutzung:	**26%**	**22%**
NW erbracht:	**Ja**	**Ja**

Tabelle 3-7: Nachweise Querkraftwiderstände Bewehrung - Var. I

Bewehrung	(d vom Auflager)	(Ende Aufbieg.)	(maßgeb. zw. Aufbieg.)
x [m]	0,57	1,94	1,94
$V_{Rd,s}$ (gesamt) [kN]	4222	418	418
$V_{Rd,c}$ [kN]	-	655	655
max ($V_{Rd,s}$;$V_{Rd,c}$) [kN]	**4222**	**655**	**655**
V_{Ed}^{I} [kN]	**1010**	**642**	**642**
Ausnutzung:	**24%**	**98%**	**98%**
Nachweis erbracht:	**Ja**	**Ja**	**Ja**

- Schubkraftdeckung und Nachweise der Querkraftwiderstände Var. II (Belastungsnorm Eurocode):

Abbildung 3-27 zeigt die Schubkraftdeckung der Variante II. Die Darstellung erfolgt wie bei Variante I. Die Nachweise sind in Tabelle 3-8 und Tabelle 3-9 dargestellt.

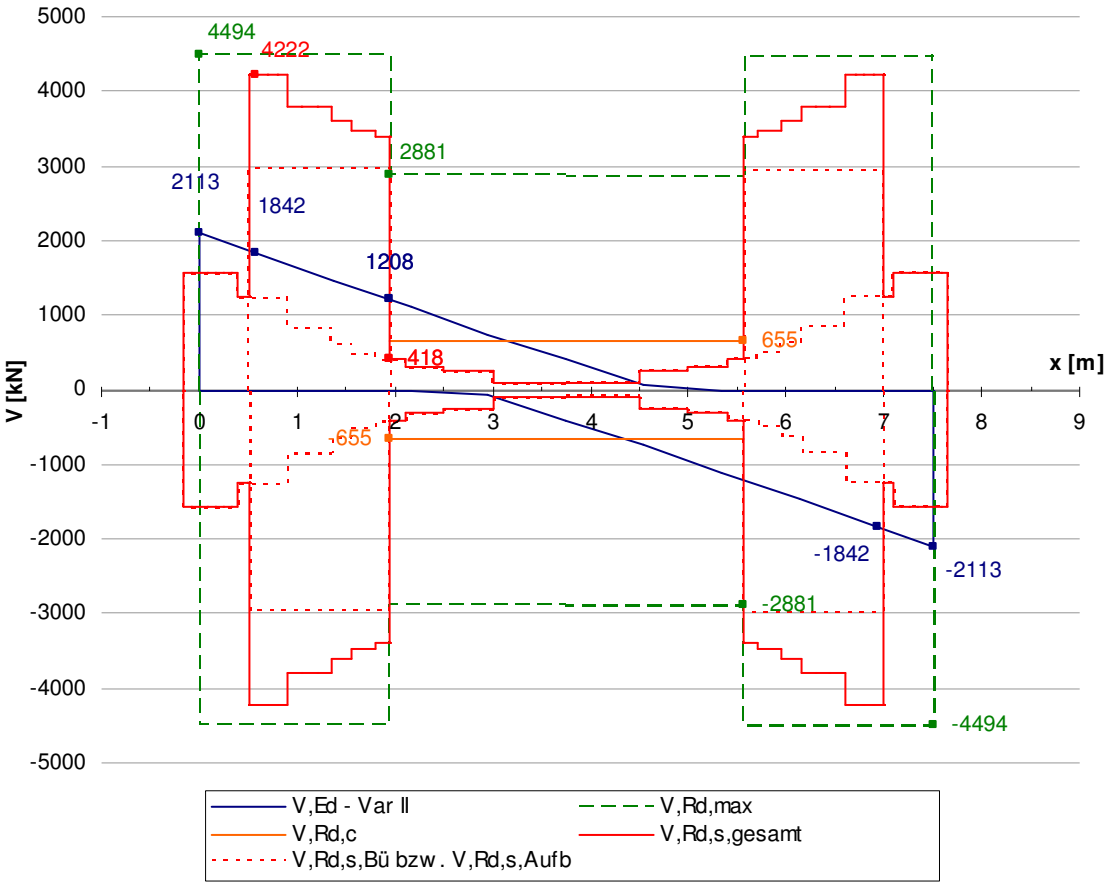


Abbildung 3-27: Schubkraftdeckung - Var. II (Belastungsnorm Eurocode)

Tabelle 3-8: Nachweise Querkraftwiderstände Beton - Var. II

Beton	(Auflager)	(Ende Aufbieg.)
x [m]	0	1,94
$V_{Rd,max}$ [kN]	**4494**	**2881**
V_{Ed}^{II} [kN]	**2113**	**1208**
Ausnutzung:	**47%**	**42%**
NW erbracht:	**Ja**	**Ja**

Tabelle 3-9: Nachweise Querkraftwiderstände Bewehrung - Var. II

Bewehrung	(d vom Auflager)	(Ende Aufbieg.)	(maßgeb. zw. Aufbieg.)
x [m]	0,57	1,94	1,94
$V_{Rd,s}$ (gesamt) [kN]	4222	418	418
$V_{Rd,c}$ [kN]	-	655	655
max ($V_{Rd,s}$;$V_{Rd,c}$) [kN]	**4222**	**655**	**655**
V_{Ed}^{II} [kN]	**1842**	**1208**	**1208**
Ausnutzung:	**44%**	**184%**	**184%**
Nachweis erbracht:	**Ja**	**Nein**	**Nein**

3.2.3.5 Verankerung der Längsbewehrung

Der Nachweis erfolgt gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5], Kapitel 9.2.1.4. bzw. Kapitel 8.4. Die erforderliche Verankerungskraft ΔF_{td} ist nach prEN 1992-2 [7], Formel 6.18 zu berechnen.

- <u>erforderliche Verankerungskraft ΔF_{td} und zugehörige Bewehrung am Auflager:</u>

$$\boxed{\Delta F_{td} = 0,5\, V_{Ed} \left(\cot\theta - \cot\alpha\right)}$$

V_{Ed}^{I} = 1,179 MN (Var. I) $\cot\theta$ = 1,10 (siehe Querkraftber.)
V_{Ed}^{II} = 2,113 MN (Var. II) $\cot\alpha$ = 0

$\rightarrow \Delta F_{td}^{I} = 0,5 \cdot 1,179 \cdot (1,1 - 0) =$ 0,649 MN
$\rightarrow \Delta F_{td}^{II} = 0,5 \cdot 2,113 \cdot (1,1 - 0) =$ 1,162 MN

$A_{s,erf}^{I} = \Delta F_{td}^{I} / f_{yd}$ = 0,649/177 = 36,6 E-04 m² = 36,65 cm²
$A_{s,erf}^{II} = \Delta F_{td}^{II} / f_{yd}$ = 1,162/177 = 65,7 E-04 m² = 65,67 cm²

$A_{s,vorh} = A_{s1} \cdot n_{ger.} / (n_{ger.} + n_{geb.}) = 628,3 \cdot 16 / (16 + 16) =$ 314,2 cm²
(Es müssen die aufgebogenen Stäbe von A_{s1} abgezogen werden.)

- <u>Basiswert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$:</u>

$$\boxed{l_{b,rqd} = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}}$$

d_s = 50 mm = 0,05 m f_{bd} = 1,0 MN/m²

$\sigma_{sd}^{I} = A_{s,erf}^{I} / A_{s,vorh} \cdot f_{yd}$ = 36,65/314,2 · 177 = 20,65 MN/m²
$\sigma_{sd}^{II} = A_{s,erf}^{II} / A_{s,vorh} \cdot f_{yd}$ = 65,67/314,2 · 177 = 37,00 MN/m²

$\rightarrow l_{b,rqd}^{I}$ = 0,05/4 · 20,65/1 = 0,258 m
$\rightarrow l_{b,rqd}^{II}$ = 0,05/4 · 37/1 = 0,462 m

- <u>Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd}:</u>

$$\boxed{l_{bd} = \alpha_1\, \alpha_2\, \alpha_3\, \alpha_4\, \alpha_5\, l_{b,rqd} \geq l_{b,min}}$$

$l_{b,min}^{I} > 0,3\, l_{b,rqd}^{I}$ =	0,077 m	$l_{b,min}^{II} > 0,3\, l_{b,rqd}^{II}$ =	0,139 m
> 10 Ø =	0,500 m	> 10 Ø =	0,500 m
> 100 mm =	0,100 m	> 100 mm =	0,100 m

α_1 = 1 (da Hakenlänge < 5Ø - für Winkelhaken zu kurz)
α_2 = 1 (da keine genauen Angaben über Betondeckung vorhanden)
$\alpha_3 = \alpha_4$ = 1 (da keine Querbewehrung vorhanden)

$\alpha_5 = 1 - 0{,}04\ p$ $\quad \geq 0{,}7 \quad \leq 1{,}0$

$p = V_{sd}/(4 \cdot a \cdot b_w)$ ...Querdruck

$a = 0{,}50$ m ...Auflagerbreite

$b_w = 0{,}45$ m ...Balkenbreite = Auflagertiefe

$\rightarrow p^{I} = 1{,}179 / (4 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}45) = 1{,}31$ MN/m²

$\rightarrow p^{II} = 2{,}113 / (4 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}45) = 2{,}35$ MN/m²

$\rightarrow \alpha_5^{I} = 0{,}95$

$\rightarrow \alpha_5^{II} = 0{,}91$

$l_{bd}^{I} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}258 = 0{,}245$ m $< l_{b,min}^{I} = 0{,}500$ m

$l_{bd}^{II} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}91 \cdot 0{,}462 = 0{,}419$ m $< l_{b,min}^{II} = 0{,}500$ m

$\rightarrow l_{bd}^{I} = 0{,}500$ m $= 50{,}0$ cm $\quad \rightarrow l_{bd}^{II} = 0{,}500$ m $= 50{,}0$ cm

- <u>vorhandene Längsbewehrung $l_{b,vorh}$:</u>

Die Verankerung der Längsbewehrung ist in Abbildung 3-28 dargestellt. Die vorhandene Verankerungslänge beträgt hierbei für kleine und große Stabdurchmesser jeweils rund a+2 cm.

$$l_{b,vorh.} = a + 2 = 50 + 2 = 52{,}0 \text{ cm}$$

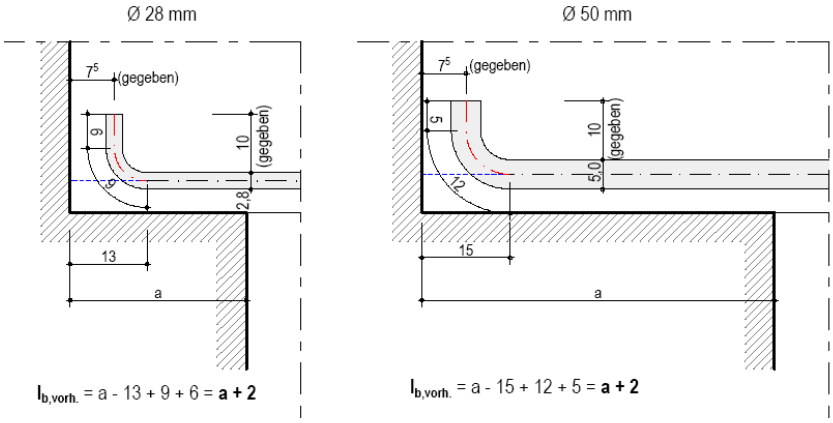


Abbildung 3-28: vorhandene Verankerungslänge

- <u>Nachweis Verankerung der Längsbewehrung:</u>

Var I:

$l_{b,vorh.} =$	52,0 cm	>	$l_{bd}^{I} =$	50,0 cm

Nachweis erbracht!

(Ausnutzung: 96%)

Var II:

$l_{b,vorh.} =$	52,0 cm	>	$l_{bd}^{II} =$	50,0 cm

Nachweis erbracht!

(Ausnutzung: 96%)

3.2.3.6 Ermüdungsnachweise

Die Ermüdungsnachweise erfolgen nach ÖNORM EN 1992-1-1 [5], Kapitel 6.8 beziehungsweise prEN 1992-2 [7], Kapitel 6.8. Die Berechnungen erfolgen nur für Variante II (Belastungsnorm Eurocode).

Zuerst wird ein vereinfachter Nachweis (Stufe 1) geführt. Können die Bedingungen des Nachweises nicht erfüllt werden, ist ein Nachweis der Stufe 2 erforderlich. In dieser Arbeit werden jedoch immer beide Nachweisstufen angeführt. Ermüdungssicherheit ist gegeben, wenn einer der beiden Nachweise erbracht werden kann.

- Bemessungsschnittgrößen für Ermüdungsnachweise:

Die Bemessungsschnittgrößen werden auf Grundlage des Kapitels 2.5.3 ermittelt. Der Lastklassenbeiwert α beträgt für Ermüdungsnachweise 1,0 (siehe Kapitel 2.4.2.2). Er muss daher aus den Schnittgrößen der Verkehrslast herausgerechnet werden.

Biegemoment in Feldmitte:

$$M_{Ed}^{II} = M_G + M_{Q,fat}^{II}$$

$$M_G = 571{,}4 \text{ kNm}$$

$$M_{Q,fat}^{II} = M_Q^{II}/\alpha = 1865{,}6/1{,}21 = 1541{,}8 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow \mathbf{M_{Ed}^{II}} = 571{,}4 + 1541{,}8 = \mathbf{2113 \text{ kNm}}$$

Querkraft am Auflager:

$$V_{Ed}^{II} = V_G + V_{Q,fat}^{II}$$

$$V_G = 304{,}8 \text{ kN}$$

$$V_{Q,fat}^{II} = V_Q^{II}/\alpha = 1173{,}7/1{,}21 = 970{,}0 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \mathbf{V_{Ed}^{II}} = 304{,}8 + 970 = \mathbf{1275 \text{ kN}}$$

Querkraft im Abstand d= 0,57 m vom Auflager:

$$V_{Ed}^{II} = V_G + V_{Q,fat}^{II}$$

$$V_G = 258{,}4 \text{ kN}$$

$$V_{Q,fat}^{II} = V_Q^{II}/\alpha = 1029{,}7/1{,}21 = 851{,}0 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \mathbf{V_{Ed}^{II}} = 258{,}4 + 851 = \mathbf{1109 \text{ kN}}$$

- Ermüdungsnachweis Biegung:

Zunächst müssen die Querschnittsspannungen unter den Bemessungsschnittgrößen gemäß Kapitel 2.6 ermittelt werden. Anschließend werden die Ermüdungsnachweise geführt.

- Formeln zur Berechnung der Querschnittsspannungen am Plattenbalken mit Druckbewehrung (gemäß Kapitel 2.6):

· Fall A ($x \le h_f$):

Druckzonenhöhe x:

$$\boxed{x = \xi \cdot d}$$

$$\xi = \frac{1}{E_c\ b\ d} \left\{ -E_s \left(A_{s1} + A_{s2}\right) + E_s^{0,5} \left[E_s \left(A_{s1} + A_{s2}\right)^2 + 2\ E_c\ b\ \left(A_{s1}\, d + A_{s2}\, d_2\right) \right]^{0,5} \right\}$$

Ideelles Trägheitsmoment für den gerissenen Zustand:

$$\boxed{I_{ideell} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s1} \cdot \left(d - x\right)^2 + n \cdot A_{s2} \cdot \left(x - d_2\right)^2} \qquad \text{mit} \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

· Fall B ($x > h_f$):

Druckzonenhöhe x:

$$\boxed{x = \xi \cdot d}$$

$$\xi = \frac{1}{E_c\ b_w\ d} \left\{ -E_s \left(A_{s1} + A_{s2}\right) - E_c\ h_f \left(b - b_w\right) + \left[\left(E_s \left(A_{s1} + A_{s2}\right) + E_c\ h_f \left(b - b_w\right)\right)^2 + \right.\right.$$
$$\left.\left. + E_c^{\,2}\ h_f^{\,2} \left(b_w\ b - b_w^{\,2}\right) + 2\ E_s\ E_c\ b_w \left(A_{s1}\, d + A_{s2}\, d_2\right) \right]^{0,5} \right\}$$

Ideelles Trägheitsmoment für den gerissenen Zustand:

$$\boxed{I_{ideell} = \frac{b_w \cdot \left(x - h_f\right)^3}{3} + \frac{b \cdot h_f^{\,3}}{12} + b \cdot h_f \cdot \left(x - \frac{h_f}{2}\right)^2 + n \cdot A_{s1} \cdot \left(d - x\right)^2 + n \cdot A_{s2} \cdot \left(x - d_2\right)^2}$$

$$\text{mit} \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

· Spannungen des Betons, Spannungen des Betonstahls (Fall A und B):

$$\boxed{\sigma_{s1} = n \cdot \frac{M}{I_{ideell}} \cdot \left(d - x\right) \qquad \sigma_{s2} = -n \cdot \frac{M}{I_{ideell}} \cdot \left(x - d_2\right) \qquad \sigma_{c2} = -\frac{M}{I_{ideell}} \cdot x}$$

- Berechnung der Querschnittsspannungen:

· Angaben:

E_s	210.000	MN/m²	→ n = 210000/29000 =	7,241	
E_c	29.000	MN/m²			
$b = b_{eff,gew.}$	3,80	m	M_G	0,5714	MNm
$b_w = \Sigma b_w$	1,80	m	$M_{Q,fat}^{II}$	1,5418	MNm
h_f	0,20	m			
A_{s1}	628,32 E-04	m²	A_{s2}	392,70 E-04	m²
d	0,595	m	d_2	0,075	m

· Betondruckzone, ideelles Trägheitsmoment:

Fall A: ξ = 0,4086

$x = \xi \cdot d$ = 0,243 m > h_f = 0,20 m → Fall B

I_{ideell} = --- m^4 = --- cm^4

→ Fall B: ξ = 0,4106

$x = \xi \cdot d$ = 0,244 m

→ I_{ideell} = 8,252E-02 m^4 = 8.252.065 cm^4

· Normalspannungen:

zufolge Eigengewicht:

$\sigma_{s1,G}$ = 7,24· 0,571/0,082521· (0,595 - 0,244) = 17,6 MN/m²

$\sigma_{s2,G}$ = -7,24· 0,571/0,082521· (0,244 - 0,075) = -8,5 MN/m²

$\sigma_{c2,G}$ = -0,571/0,082521· 0,244 = -1,69 MN/m²

zufolge zyklischer Einwirkung (Verkehslast):

$\sigma_{s1,Qfat}$ = 7,24· 1,542/0,082521· (0,595 - 0,244) = 47,5 MN/m²

$\sigma_{s2,Qfat}$ = -7,24· 1,542/0,082521· (0,244 - 0,075) = -22,9 MN/m²

$\sigma_{c2,Qfat}$ = -1,542/0,082521· 0,244 = -4,56 MN/m²

- Nachweise:

· **Ermüdungsnachweis Biegung – Betonstahl Stufe 1:** Vereinfachter Nachweis, gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5] 6.8.6

- für nichtgeschweißte Bewehrungsstäbe unter Zugbeanspruchung
- Grundkombination und häufige zyklische Einwirkung

ψ_1 = 0,8 ([2], prA1:2004 Tab. A2.3)

- Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_s \leq k_1$ = 70 N/mm²

$\Delta\sigma_s = \psi_1 \cdot \sigma_{s1,Qfat}$ = 0,8· 47,5 = 38,0 N/mm²

Nachweis:

$\Delta\sigma_s$ =	38,0 N/mm²	≤	70 N/mm²

Nachweis erbracht!

· **Ermüdungsnachweis Biegung – Betonstahl Stufe 2:** Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Schwingbreiten, gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5] 6.8.5

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

$\gamma_{F,fat}$ = 1,0 $\gamma_{s,fat}$ = 1,15 ([5], 6.8.4 (1))

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ = 195,0 N/mm² ([6], 4.6, zu Abschnitt 6.8.4 (1))

$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*) = \lambda_s \cdot \Delta\sigma_{S,71}$ ([7], Anhang NN 3.1)

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

$\lambda_{s,1}$ für schweren Mischverkehr:

$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2m) + [\lambda_{s,1}(20m) - \lambda_{s,1}(2m)] \cdot (\log L - 0,3) =$

$= 0,95 + [0,70 - 0,95] \cdot (\log 7,5 - 0,3) = \quad 0,806$

$\lambda_{s,2} = \sqrt[k_2]{\frac{Vol}{25 \cdot 10^6}} = \sqrt[9]{\frac{25 \cdot 10^6}{25 \cdot 10^6}} = \quad 1,000$ (Verkehrsvolumen $25 \cdot 10^6$ t)

$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{years}}{100}} = \sqrt[9]{\frac{150}{100}} = \quad 1,046$ (Nutzungsdauer 150 Jahre)

$\lambda_{s,4} = \quad 1,000$ (eingleisige Strecke)

$\rightarrow \lambda_s = \quad 0,843$

$\Delta\sigma_{S,71} = \sigma_{s1,Qfat} = \quad 47,5 \text{ N/mm}^2$

$\rightarrow \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) = 0,843 \cdot 47,5 = 40,0 \text{ N/mm}^2$

Nachweis: $1,00 \cdot 40 \leq 195 / 1,15$

$40,0 \text{ N/mm}^2 \leq 169,6 \text{ N/mm}^2$

Nachweis erbracht!

- **Ermüdungsnachweis Biegung – Beton Stufe 1:** Nachweis gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5] 6.8.7 (2)

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{c,max}$: max. Druckspannung unter häufiger EWK (Druck positiv)

$\sigma_{c,max} = \sigma_{c2,G} + \psi \cdot \sigma_{c2,Qfat} = 1,69 + 0,8 \cdot 4,56 = \quad 5,34 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,min}$: min. Druckspannung (Druck positiv)

$\sigma_{c,min} = \sigma_{c2,G} = \quad 1,69 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd,fat}$: $f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot (1 - f_{ck}/250)$ ([5], 6.8.7 (1))

$k_1 = 1,0 \qquad f_{cd} = \quad 11,2 \text{ N/mm}^2$

$\beta_{cc}(t_0) = 1,0 \qquad f_{ck} = \quad 16,8 \text{ N/mm}^2$

$\rightarrow f_{cd,fat} = 1 \cdot 1 \cdot 11,2 \cdot (1 - 16,8/250) = 10,4 \text{ N/mm}^2$

Nachweis:

$5,34 / 10,4 \leq 0,5 + 0,45 \cdot (1,69 / 10,4) \leq 0,9$

$0,51 \leq 0,57 \leq 0,9$

$0,51 \leq 0,57$

Nachweis erbracht!

· **Ermüdungsnachweis Biegung – Beton Stufe 2:** Nachweis gemäß prEN 1992-2 [7], Anhang NN.3.2

$$\boxed{14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,equ}}{\sqrt{1 - R_{equ}}} \geq 6}$$

mit $R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}}$ $E_{cd,min,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}}$ $E_{cd,max,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}$

$\sigma_{cd,min,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c \left(\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71} \right)$ $\sigma_{cd,max,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c \left(\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm} \right)$

$\sigma_{c,perm} = \sigma_{c2,G} =$ 1,69 N/mm² $\gamma_{sd} = 1,0$

$\sigma_{c,min,71} = \sigma_{c2,G} =$ 1,69 N/mm²

$\sigma_{c,max,71} = \sigma_{c2,G} + \sigma_{c2,Qfat} = 1,69 + 4,56 =$ 6,26 N/mm²

$\lambda_c = \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c,1} \cdot \lambda_{c,2,3} \cdot \lambda_{c,4}$

$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1$ für die Druckzone

$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \cdot 1,69/10,4 = 0,972 < 1 \rightarrow \lambda_{c,0} = 1$

$\lambda_{c,1}$ für schweren Mischverkehr:

$\lambda_{c,1}(L) = \lambda_{c,1}(2m) + [\lambda_{c,1}(20m) - \lambda_{c,1}(2m)] \cdot (\log L - 0,3) =$

$= 0,70 + [0,75 - 0,70] \cdot (\log 7,5 - 0,3) = 0,729$

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \left[\frac{Vol}{25 \cdot 10^6} \right] + \frac{1}{8} \log \left[\frac{N_{Years}}{100} \right]$$

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \left[\frac{25 \cdot 10^6}{25 \cdot 10^6} \right] + \frac{1}{8} \log \left[\frac{150}{100} \right] = 1,022$$

(Verkehrsvolumen $25 \cdot 10^6$ t; Nutzungsdauer 150 Jahre)

$\lambda_{c,4} = 1,000$ (eingleisige Strecke)

$\rightarrow \lambda_c = 0,745$

$\sigma_{cd,min,equ} = 1,69 + 0,745\ (1,69 - 1,69) =$ 1,69 N/mm²

$\sigma_{cd,max,equ} = 1,69 + 0,745\ (6,26 - 1,69) =$ 5,09 N/mm²

$E_{cd,min,equ} = 1,0 \cdot (1,69/10,4) = 0,162$

$E_{cd,max,equ} = 1,0 \cdot (5,09/10,4) = 0,487$

$\rightarrow R_{equ} = \frac{0,162}{0,487} = 0,332$

Nachweis:

$$14 \cdot \frac{1 - 0,487}{\sqrt{1 - 0,332}} \geq 6$$

$$8,78 \geq 6$$

Nachweis erbracht!

- Ermüdungsnachweis Querkraft:

Die Berechnung erfolgt im Bereich der maximalen Querkraft (Auflagerbereich). Zuerst müssen wieder die Betonstahl- bzw. die Betonspannungen berechnet werden. Man erhält diese durch Umformen der Formeln 6.13 und 6.14 der ÖNORM EN 1992-1-1 [5].

$$\sigma_s = \frac{V}{\frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot \left(\cot\theta_{fat} + \cot\alpha\right) \cdot \sin\alpha}$$

$$\sigma_c = \frac{V}{b_w \cdot z \cdot \left(\cot\theta + \cot\alpha\right)} \cdot \left(1 + \cot^2\theta\right)$$

mit $\tan\theta_{fat} = \sqrt{\tan\theta} \le 1$ für die Bemessung der Querkraftbewehrung gemäß ÖN EN 1992-1-1 6.8.2 (3)

- Angaben:

Die Angaben werden aus dem Querkraftnachweis übernommen.

cot θ	1,10	→	tan θ =	0,91	→	$\tan\theta_{fat}$ =	0,953 ≤ 1
z	0,513 m		(θ =	42,3 °)		(θ_{fat} =	43,6 °)
b_w	1,80 m						

Vorhandene Bewehrung im Abstand d vom Auflager:

Aufbiegungen		Bügelbewehrung	
A_{sw}	314,16 E-04 m²	A_{sw}	12,57 E-04 m²
s	1,428 m	s	0,10 m
α	45 °	α	90 °

Bemessungsquerkraft: (siehe Bemessungsschnittgrößen Ermüdungsnachweise)

im Abstand d vom Auflager: (für Nachweis der Bewehrung)		am Auflager: (für Betonnachweis)	
V_G	258,4 kN	V_G	304,8 kN
$V_{Q,fat}^{II}$	851,0 kN	$V_{Q,fat}^{II}$	970,0 kN

- Spannungen:

Gemäß prEN 1992-2 [7] 9.2.2 (1) darf die Querkraftbewehrung aus einer Kombination von Bügeln und aufgebogenen Stäben bestehen. Es wird angenommen, dass sich die Querkraft anteilsmäßig aufteilt. Demnach sind die Spannungen in den Bügeln und in den Aufbiegungen gleich groß. Die Spannungen werden errechnet, indem die gesamte Querkraft auf die gesamte Bewehrungsfläche bezogen wird. Die Spannungen im Beton werden mit einem resultierenden Winkel α_{res} der Querkraftbewehrung berechnet.

α_{res} = 58,4° (siehe Querkraftnachweis)

Spannungen zufolge Eigengewicht:

$\sigma_{s,G} = \sigma_{s,G,Aufb.} = \sigma_{s,G,Büg.} =$

$$= \frac{0{,}2584}{314{,}16E\text{-}04/1{,}428 \cdot 0{,}513\ (\cot 43{,}6 + \cot 45)\ \sin 45 + 12{,}57E\text{-}04/0{,}1 \cdot 0{,}513\ (\cot 43{,}6 + \cot 90)\ \sin 90}$$

$$= 11{,}2\ \text{MN/m}^2$$

$$\sigma_{c,G} = \frac{-0{,}3048 \cdot (1+\cot^2(42{,}3))}{1{,}8 \cdot 0{,}513\ (\cot 42{,}3 + \cot 58{,}4)} = -0{,}43\ \text{MN/m}^2$$

Spannungen zufolge zyklischer Einwirkung (Verkehslast):

$\sigma_{s,Qfat} = \sigma_{s,Qfat,Aufb.} = \sigma_{s,Qfat,Büg.} =$

$$= \frac{0{,}851}{314{,}16E\text{-}04/1{,}428 \cdot 0{,}513\ (\cot 43{,}6 + \cot 45)\ \sin 45 + 12{,}57E\text{-}04/0{,}1 \cdot 0{,}513\ (\cot 43{,}6 + \cot 90)\ \sin 90}$$

$$= 36{,}8\ \text{MN/m}^2$$

$$\sigma_{c,Qfat} = \frac{-0{,}97 \cdot (1+\cot^2(42{,}3))}{1{,}8 \cdot 0{,}513\ (\cot 42{,}3 + \cot 58{,}4)} = -1{,}35\ \text{MN/m}^2$$

- Nachweise:

· **Ermüdungsnachweis Querkraft – Betonstahl (Aufbiegungen und Bügel) Stufe 1:** Vereinfachter Nachweis, gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5] 6.8.6

- für nichtgeschweißte Bewehrungsstäbe unter Zugbeanspruchung
- Grundkombination und häufige zyklische Einwirkung

$\psi_1 = 0{,}8$ ([2], prA1:2004 Tab. A2.3)

- Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_s \leq k_1 = 70\ \text{N/mm}^2$

$\Delta\sigma_s = \psi_1 \cdot \sigma_{s,Qfat} = 0{,}8 \cdot 36{,}8 = 29{,}4\ \text{N/mm}^2$

Nachweis:

$\Delta\sigma_s$ =	29,4 N/mm²	≤	70 N/mm²

Nachweis erbracht!

· **Ermüdungsnachweis Querkraft – Betonstahl Stufe 2:** Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Schwingbreiten, gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5] 6.8.5

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

$\gamma_{F,fat}$ = 1,0 $\gamma_{s,fat}$ = 1,15 ([5], 6.8.4 (1))

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ = 195,0 N/mm² ([6], 4.6, zu Abschnitt 6.8.4 (1))

$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*) = \lambda_s \cdot \Delta\sigma_{S,71}$ ([7], Anhang NN 3.1)

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

$\lambda_{s,1}$ für schweren Mischverkehr:

$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2m) + [\lambda_{s,1}(20m) - \lambda_{s,1}(2m)] \cdot (\log L - 0,3) =$

$= 0,95 + [0,70 - 0,95] \cdot (\log 7,5 - 0,3) = \quad 0,806$

$\lambda_{s,2} = \sqrt[k_2]{\frac{Vol}{25 \cdot 10^6}} = \sqrt[9]{\frac{25 \cdot 10^6}{25 \cdot 10^6}} = \quad 1,000$ (Verkehrsvolumen $25 \cdot 10^6$ t)

$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{years}}{100}} = \sqrt[9]{\frac{150}{100}} = \quad 1,046$ (Nutzungsdauer 150 Jahre)

$\lambda_{s,4} = \quad 1,000$ (eingleisige Strecke)

$\rightarrow \lambda_s = \quad 0,843$

$\Delta\sigma_{S,71} = \sigma_{s,Qfat} = \quad 36,8 \text{ N/mm}^2$

$\rightarrow \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) = 0,843 \cdot 36,8 = 31,0 \text{ N/mm}^2$

Nachweis:

$$1,00 \cdot 31 \leq 195 / 1,15$$

$$\boxed{31,0 \text{ N/mm}^2 \leq 169,6 \text{ N/mm}^2}$$

Nachweis erbracht!

· **Ermüdungsnachweis Querkraft – Beton Stufe 1:** Nachweis gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5] 6.8.7 (2)

$$\boxed{\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45\frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2}$$

$\sigma_{c,max}$: max. Druckspannung unter häufiger EWK (Druck positiv)

$\sigma_{c,max} = \sigma_{c2,G} + \psi_1 \cdot \sigma_{c2,Qfat} = \quad 0,43 + 0,8 \cdot 1,35 = \quad 1,51 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,min}$: min. Druckspannung (Druck positiv)

$\sigma_{c,min} = \sigma_{c2,G} = \quad 0,43 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd,fat}$: $f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot (1 - f_{ck}/250)$ ([5], 6.8.7 (1))

$k_1 = 1,0 \qquad f_{cd} = \quad 11,2 \text{ N/mm}^2$

$\beta_{cc}(t_0) = 1,0 \qquad f_{ck} = \quad 16,8 \text{ N/mm}^2$

$\rightarrow f_{cd,fat} = 1 \cdot 1 \cdot 11,2 \cdot (1 - 16,8/250) = 10,4 \text{ N/mm}^2$

Nachweis:

$$1,51 / 10,4 \leq 0,5 + 0,45 \cdot (0,43 / 10,4) \leq 0,9$$

$$0,14 \leq 0,52 \leq 0,9$$

$$\boxed{0,14 \leq 0,52}$$

Nachweis erbracht!

· **Ermüdungsnachweis Querkraft – Beton Stufe 2:** Nachweis gemäß prEN 1992-2 [7], Anhang NN.3.2

$$\boxed{14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,equ}}{\sqrt{1 - R_{equ}}} \geq 6}$$

mit $R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}}$ $E_{cd,min,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}}$ $E_{cd,max,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}$

$\sigma_{cd,min,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c \left(\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71} \right)$ $\sigma_{cd,max,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c \left(\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm} \right)$

$\sigma_{c,perm} = \sigma_{c,G} =$ 0,43 N/mm² $\gamma_{sd} = 1,0$

$\sigma_{c,min,71} = \sigma_{c,G} =$ 0,43 N/mm²

$\sigma_{c,max,71} = \sigma_{c,G} + \sigma_{c,Qfat} = 0,43 + 1,35 =$ 1,78 N/mm²

$\lambda_c = \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c,1} \cdot \lambda_{c,2,3} \cdot \lambda_{c,4}$

$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1$ für die Druckzone

$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \cdot 0,43/10,4 = 0,948 < 1 \rightarrow \lambda_{c,0} = 1$

$\lambda_{c,1}$ für schweren Mischverkehr:

$\lambda_{c,1}(L) = \lambda_{c,1}(2m) + [\lambda_{c,1}(20m) - \lambda_{c,1}(2m)] \cdot (\log L - 0,3) =$

$= 0,70 + [0,75 - 0,70] \cdot (\log 7,5 - 0,3) = 0,729$

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \left[\frac{Vol}{25 \cdot 10^6} \right] + \frac{1}{8} \log \left[\frac{N_{Years}}{100} \right]$$

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \left[\frac{25 \cdot 10^6}{25 \cdot 10^6} \right] + \frac{1}{8} \log \left[\frac{150}{100} \right] = 1,022$$

(Verkehrsvolumen $25 \cdot 10^6$ t; Nutzungsdauer 150 Jahre)

$\lambda_{c,4} =$ 1,000 (eingleisige Strecke)

$\rightarrow \lambda_c =$ 0,745

$\sigma_{cd,min,equ} = 0,43 + 0,745\ (0,43 - 0,43) =$ 0,43 N/mm²

$\sigma_{cd,max,equ} = 0,43 + 0,745\ (1,78 - 0,43) =$ 1,43 N/mm²

$E_{cd,min,equ} = 1,0 \cdot (0,43/10,4) = 0,041$

$E_{cd,max,equ} = 1,0 \cdot (1,43/10,4) = 0,137$

$\rightarrow R_{equ} = \frac{0,041}{0,137} = 0,297$

Nachweis:

$$14 \cdot \frac{1 - 0,137}{\sqrt{1 - 0,297}} \geq 6$$

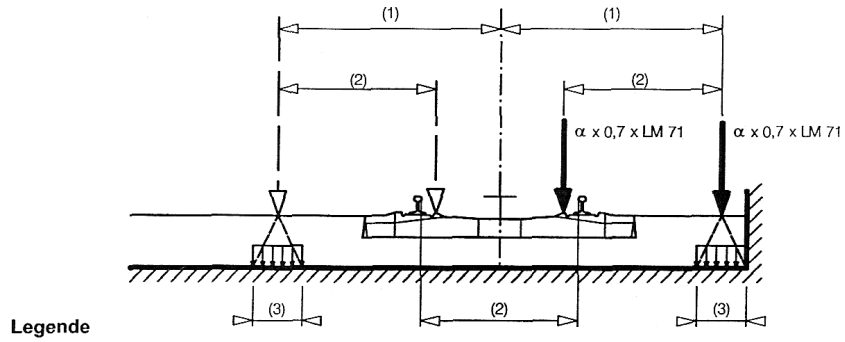
$$14,4 \geq 6$$

Nachweis erbracht!

3.3 Nachweis der Tragplatte (über Lastfall Entgleisung)

3.3.1 Belastungsmodell Entgleisung, statisches System

Wie in den Grundlagen (Kapitel 2.4.3) erwähnt, wird die Tragplatte des Plattenbalkens über den Lastfall Entgleisung (Bemessungssituation I nach ÖNORM EN 1991-2 [4] 6.7.1) nachgewiesen. Abbildung 3-29 zeigt nochmals das Belastungsmodell nach Eurocode und Abbildung 3-30 die Anwendung auf die vorhandene Brücke, sowie das statische System.



Legende

(1) max. 1,5*s* oder weniger bei vorhandener Mauer
(2) Spurweite *s*
(3) für Schotteroberbau können die Ersatzlasten auf ein Quadrat von 450 mm Seitenlänge verteilt auf die Oberseite des Tragwerks angesetzt werden.

Abbildung 3-29: Entgleisung – Bemessungssituation I – Ersatzlast q_{A1d} ([3], Bild 6.26)

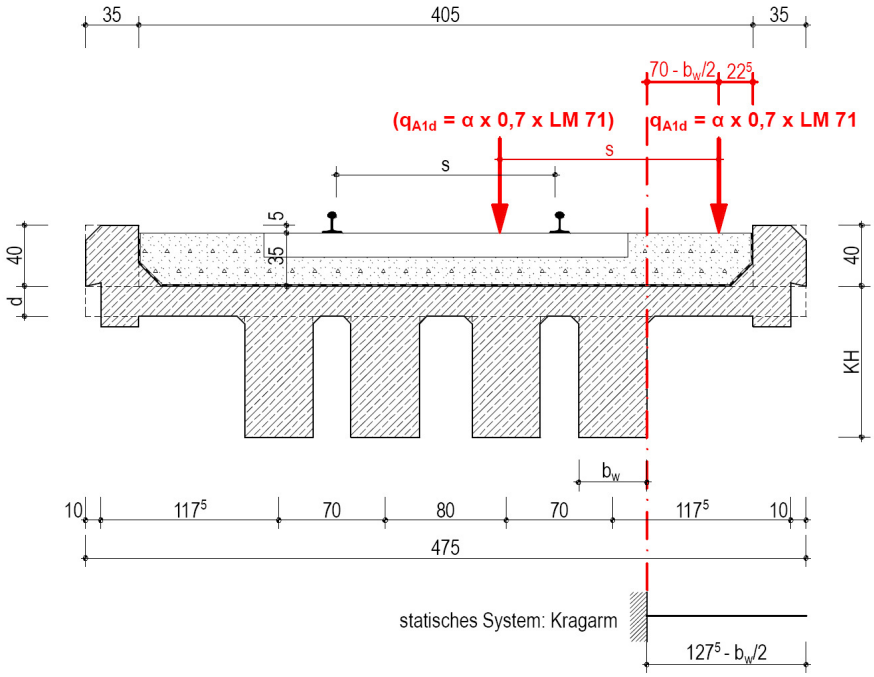


Abbildung 3-30: Anwendung des Belastungsmodells

3.3.2 Lastaufstellung, Schnittgrößen

Ständige Einwirkung - Eigengewicht:

Die in Tabelle 3-10 errechneten Werte ergeben sich aus Kapitel 2.4.1, Abbildung 3-1 und Tabelle 2-3.

Tabelle 3-10: charakteristische Schnittgrößen aus Eigengewicht

(b_w = 0,45 m)

	γ	b		h	Gewichtskraft $G=\gamma \cdot b \cdot h$ G	Querkraft $V_G=G$ $\mathbf{V_G}$	Hebelsarm x		Biegemoment $M_G= -G \cdot x$ $\mathbf{M_G}$
	[kN/m³]	(Formel)	[m]	[m]	[kN/m]	**[kN/m]**	(Formel)	[m]	**[kNm/m]**
Schotter	19	$0{,}925\text{-}b_w/2$	0,7	0,35	4,655	**4,655**	b/2	0,350	**-1,629**
Isolierung	12	$0{,}925\text{-}b_w/2$ +0,35	1,05	0,01	0,126	**0,126**	~b/2	0,525	**-0,066**
Platte	25	$1{,}275\text{-}b_w/2$	1,05	0,20	5,250	**5,250**	b/2	0,525	**-2,756**
Stirnträger	25		0,35	0,40	3,500	**3,500**	$1{,}275\text{-}b_w/2$ -b/2	0,875	**-3,063**
					V_G=	**13,53**		**M_G=**	**-7,51**

Das maximale Biegemoment aus Eigengewicht beträgt: M_G = -7,51 kNm/m

Die maximale Querkraft aus Eigengewicht beträgt: V_G = 13,53 kN/m

Außergewöhnliche Einwirkung - Entgleisung:

Es wird zunächst die Ersatzlast q_{A1d} bestimmt. Mit dieser werden anschließend die Schnittgrößen ermittelt.

Ersatzlast $q_{A1d} = \alpha \cdot 0{,}7 \cdot$ LM 71

α: α = 1,21 … Lastklassenbeiwert

LM 71: - Einzellasten Q_{vk} = 250 kN / 1,6 m = 156,25 kN/m → **maßgeb.**
- Streckenlast q_{vk} = 80 kN/m

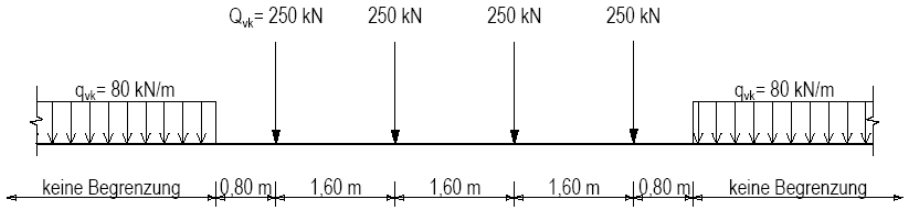


Abbildung 3-31: Belastungsmodell 71 und charakteristische Werte der Vertikallasten nach ÖNORM EN 1991-2 [3]

→ Ersatzlast $q_{A1d} = \alpha \cdot 0{,}7 \cdot$ LM 71 = $1{,}21 \cdot 0{,}7 \cdot 156{,}25$ kN/m = 132,3 kN/m

→ $V_A = q_{A1d}$ = 132,3 kN/m
→ $M_A = - q_{A1d} \cdot (0{,}7 \text{ m} - b_w/2)$ = -62,9 kNm/m

Das maximale Biegemoment aus Entgleisung beträgt: M_A = -62,9 kNm/m

Die maximale Querkraft aus Entgleisung beträgt: V_A = 132,3 kN/m

3.3.3 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)

Sämtliche Nachweise erfolgen nach Eurocode 2 (ÖNORM EN 1992-1-1 [5], VORSCHLAG ÖNORM B 1992-1-1 [6], prEN 1992-2 [7]).

3.3.3.1 Bemessungsschnittgrößen

Die Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen erfolgt auf Grundlage des Kapitels Einwirkungskombinationen (Kapitel 2.5).

Biegemoment: $\mathbf{M_{Ed}} = M_G + M_A$ = (-7,5) + (-62,9) = **-70,4 kNm**

Querkraft: $\mathbf{V_{Ed}} = V_G + V_A$ = 13,5 + 132,3 = **145,9 kN**

3.3.3.2 Querschnittswiderstand Biegung

Der Nachweis erfolgt gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5], Kapitel 6.1. Es wird ein Plattenstreifen von einen Meter Breite berechnet.

- statische Nutzhöhe d:

Annahme: Betondeckung c = 2,0 cm

$d_1 = c + 0{,}5\, d_{s1}$ = 20 + 0,5· 12 = 26 mm = 2,6 cm

$d_2 = c + 0{,}5\, d_{s2}$ = 20 + 0,5· 12 = 26 mm = 2,6 cm

$d = h_f - d_1$ = 20 - 2,6 = 17,4 cm

Die statische Nutzhöhe beträgt 17,4 cm.

- Querschnittswiderstand (Biegung) der Tragplatte:

Der Widerstand wird analog zu Kapitel 3.2.3.2 (Querschnittswiderstand des Hauptträgers) berechnet. Bei einem Rechteckquerschnitt werden allerdings nur zwei Fälle unterschieden.

$$x_{B,lim} = \frac{560 \cdot d}{700 + f_{yd}}$$

Fall A: $x_B = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}}$

$x_B \leq x_{B,lim}$:

$$M_{Rd} = x_B \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_B}{2} \right)$$

$x_B > x_{B,lim}$: Fall B

Fall B: $x_B = x_{B,lim}$

$$M_{Rd} = M_{c,lim} + A_{s2} \cdot \sigma_y \cdot z_s$$

mit $M_{c,lim} = F_{cdB,lim} \cdot \left(d - \frac{x_{B,lim}}{2} \right)$

$F_{cdB,lim} = x_{B,lim} \cdot b \cdot f_{cd}$

$\sigma_y = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - F_{cdB,lim}}{A_{s2}} \leq f_{yd}$

$z_s = d - d_2$

Berechnung:

b =	1,00 m				
d =	0,174 m	A_{s1} =	16,96 E-04 m²	f_{cd} =	14 MN/m²
d_2 =	0,026 m	A_{s2} =	5,65 E-04 m²	f_{yd} =	203 MN/m²

$x_{B,lim}$ = 0,1079 m

→ Fall A: x_B = 0,0246 m ≤ $x_{B,lim}$ = 0,11 m

→ M_{Rd} = 0,0557 MNm

Fall B: x_B = $x_{B,lim}$= --- m

$F_{cdB,lim}$ = --- MN

$M_{c,lim}$ = --- MNm

σ_y= --- MN/m² ≤ f_{yd}= --- MN/m²

→ σ_y= --- MN/m²

z_s= --- m

M_{Rd} = --- MNm

Der Querschnittswiderstand (Biegung) beträgt: **M_{Rd} = 56 kNm**

- Nachweis Querschnittswiderstand Biegung:

$\lvert M_{Ed} \rvert$ =	70 kNm >	M_{Rd} =	56 kNm	**Nachweis nicht erbracht!**

(Ausnutzung: 126%)

3.3.3.3 Querschnittswiderstand Querkraft

Der Nachweis erfolgt gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5], Kapitel 6.2 beziehungsweise prEN 1992-2 [7], Kapitel 6.2. Es wird der Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung berechnet ([7], 6.2.2).

- Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

mit mindestens

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$C_{Rd,c} = 0{,}18 / \gamma_c = 0{,}18 / 1{,}5 = 0{,}12$

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ mit d in mm $\quad d = 174$ mm

$\rightarrow k = 2{,}07 > 2{,}0 \quad \rightarrow k = 2{,}00$

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0{,}02$ $\quad A_{s1} = 16{,}96$ cm² $\quad b_w = 100{,}0$ cm $\quad d = 17{,}4$ cm

$\rightarrow \rho_1 = 0{,}00975 \leq 0{,}02 \quad \rightarrow \rho_1 = 0{,}0097$

$f_{ck} = 16{,}8$ N/mm²

$k_1 = 0{,}15$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0$ (keine Normalkraft vorhanden)

$\nu_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0{,}4058$

$\rightarrow V_{Rd,c} = [\, 0{,}12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0{,}00975 \cdot 16{,}8)\text{^}1/3 + 0{,}15 \cdot 0\,] \cdot 1000 \cdot 174 =$

$= 106054 \text{ N} = 106{,}05 \text{ kN}$

$\rightarrow V_{Rd,c} = (0{,}4058 + 0{,}15 \cdot 0) \cdot 1000 \cdot 174 = 70602 \text{ N} = 70{,}60 \text{ kN}$

Der Querschnittswiderstand (Querkraft) beträgt: **$V_{Rd} = 106{,}05$ kN**

- Nachweis Querschnittswiderstand Querkraft:

$V_{Ed} = 145{,}9$ kN > $V_{Rd,c} = 106{,}1$ kN **Nachweis nicht erbracht!**

(Ausnutzung: 138%)

3.4 Nachweise Konstruktionsregeln

In diesem Kapitel werden maßgebende konstruktive Festlegungen der ÖNORM EN 1992-1-1 [5] in Bezug auf die vorhandene Brücke erläutert, sowie konstruktive Mängel aufgezeigt. Konstruktive Festlegungen sind für die Tragfähigkeit meist nicht zwingend erforderlich, sie haben jedoch Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit bzw. Dauerhaftigkeit einer Konstruktion.

Betondeckung (gemäß [5] 4.4.1 bzw. [6] 4.4):

Es wird dir Betondeckung des Hauptträgers überprüft. Hierzu muss die Betondeckung der Längsbewehrung und die Betondeckung der Bügelbewehrung gesondert kontrolliert werden.

Nennmaß der Betondeckung c_{nom}:

$$\boxed{c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}}$$

Δc_{dev} = 5 mm … Vorhaltemaß ([6], Kap. 4.4)

$c_{min} = \max\{c_{min,b};\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add};\ 10\ mm\}$ ...Mindestbetondeckung

$c_{min,b}$: Mindestbetondeckung - Verbundkriterium

$c_{min,b} = d_{s1}$ = 50 mm (Längsbewehrung)

$c_{min,b} = d_{s,Bü}$ = 10 mm (Bügelbewehrung)

$c_{min,dur}$: Mindestbetondeckung - Umgebungsbedingungen

$c_{min,dur}$	= 25 mm	für XC4	([6], Tab. 1)
$\Delta c_{dur,\gamma}$	= 0		([5], 4.4.1.2 (6))
$\Delta c_{dur,st}$	= 0		([6], Kap. 4.4)
$\Delta c_{dur,add}$	= 0		([6], Kap. 4.4)

→ c_{min} = max {50; 25 + 0 - 0 - 0; 10} = 50 mm (Längsbewehrung)

→ c_{min} = max {10; 25 + 0 - 0 - 0; 10} = 25 mm (Bügelbewehrung)

→ c_{nom} = 50 + 5 = 55 mm (Längsbewehrung)

→ c_{nom} = 25 + 5 = 30 mm (Bügelbewehrung)

erforderliche Betondeckung (von Betonoberfläche bis Bügelbewehrung):

$c_{erf,Lä} = c_{nom} - d_{s,Bü}$ = 55 - 10 = 45 mm (Längsbewehrung)

$c_{erf,Bü} = c_{nom}$ = 30 mm (Bügelbewehrung)

→ c_{erf} = 45 mm

vorhandene Betondeckung:

Die vorhandene Betondeckung ist in Abbildung 2-1 mit zwei Zentimeter angegeben.

Nachweis der Betondeckung:

c_{vorh} =	20 mm	<	c_{erf} =	45 mm

Nachweis nicht erbracht!

Längsbewehrung – Mindest- und Höchstbewehrung (gemäß [5] 9.2.1.1):

Es wird die Mindestbewehrung des Hauptträgers am Auflager und die Höchstbewehrung in Feldmitte der Längszugbewehrung nachgewiesen.

Mindestbewehrung:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad \text{bzw.} \quad A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

f_{ctm} = 1,97 N/mm² $b_t = \Sigma b_w$ = 180 cm

f_{yk} = 203 N/mm² d = 57 cm (am Auflager)

$A_{s,min}$ = 0,26· 1,97/203· 180· 57 = 25,89 cm² → maßgebend

bzw. $A_{s,min}$ = 0,0013· 180· 57 = 13,34 cm²

vorhandene Bewehrung am Auflager:

$A_{s,vorh} = A_{s1} \cdot n_{ger.} / (n_{ger.} + n_{geb.})$ = 628,3 · 16 / (16 + 16) = 314,2 cm²

(Es müssen die aufgebogenen Stäbe von A_{s1} abgezogen werden.)

Nachweis der Mindestbewehrung:

$A_{s,vorh}$ =	314,2 cm²	≥	$A_{s,min}$ =	25,89 cm²

Nachweis erbracht!

Höchstbewehrung:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

$A_c = b_{eff,gew} \cdot h_f + (KH - h_f) \cdot \Sigma b_w$ =

= 3,8· 0,2 + (0,7 - 0,2)· 1,8 = 1,66 m² = 16600 cm²

$A_{s,max}$ = 0,04· 16600 = 664,0 cm²

vorhandene Bewehrung in Feldmitte: $A_{s,vorh} = A_{s1}$ = 628,32 cm²

Nachweis der Höchstbewehrung:

$A_{s,vorh}$ =	628,3 cm²	≤	$A_{s,max}$ =	664,0 cm²

Nachweis erbracht!

Verankerung der Längsbewehrung

Dieser Nachweis wurde bereits in Kapitel 3.2.3.5 geführt.

Querkraftbewehrung – Bügelform

Gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5] 9.2.2 (2) haben Bügel die Längszugbewehrung zu umfassen. Die vorhandenen Bügel umfassen jedoch nur einen Teil dieser. Durch das in Abbildung 3-32 dargestellte Kräftemodell ist ersichtlich, dass Spaltzugkräfte am unteren Trägerrand entstehen. Diese Kräfte können jedoch nicht von der vorhandenen Bügelbewehrung aufgenommen werden, da diese nicht um die gesamte Längsbewehrung herumgeführt werden. Die aufnehmbaren Kräfte werden also durch die Zugfestigkeit des Betons bestimmt. Wird diese überschritten entstehen Längsrisse an der Trägerunterseite, welche ein Versagen des Bauteils ankündigen.

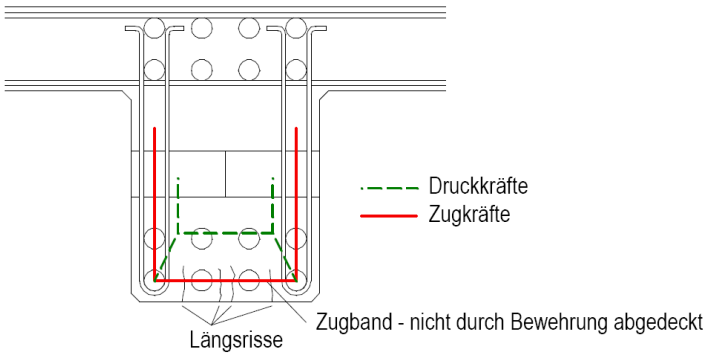


Abbildung 3-32: Bügelform

Querkraftbewehrung – Mindestbewehrung

Die Mindestquerkraftbewehrung wird nach [5] 9.2.2 (5) bzw. [6] 4.9 berechnet.

<u>erforderliche Mindestbewehrung:</u>

$$\rho_{w,min} = 0{,}15 \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$$

f_{ctm} = 1,97 N/mm² f_{yd} = 177 N/mm²

$\rightarrow \rho_{w,min} = 0{,}15 \cdot 1{,}97/177 = 0{,}00167$

<u>vorhandene Bewehrung (Feldmitte):</u>

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin\alpha}$$

A_{sw} = 4· 4 Ø 10 = 12,57 cm² (4 Balken, 4 Querschnitte)

s = 75· 2 = 150 cm (Bügelabstand in Feldmitte)

$b_w = \Sigma b_w$ = 180 cm α = 90°

$\rightarrow \rho_{w,vorh}$ = 12,57 / (150· 180· sin 90) = 0,00047

Nachweis der Mindestquerkraftbewehrung:

$\rho_{w,vorh}$ =	0,00047	<	$\rho_{w,min}$ =	0,00167

Nachweis nicht erbracht!

Querkraftbewehrung – Abstände der Querkraftbewehrungselemente

Die maximalen Längs- und Querabstände von Querkraftbewehrungselementen sind in [6] (VORSCHLAG ÖNORM B 1992-1-1) Kapitel 4.9 geregelt.

größter Längsabstand - Bügel:

größter zulässiger Längsabstand:

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha) \leq 250\,mm, \quad \alpha \geq 45°$$

d= 59,5 cm (Feldmitte) α= 90°

$\rightarrow$ $s_{l,max}$ = 0,75· 59,5· (1 + cot 90) = 45 cm > 25 cm

$\rightarrow$ $s_{l,max}$ = 25 cm

größter vorhandener Längsabstand:

$s_{l,vorh}$ = 150 cm

Nachweis:

$s_{l,vorh}$ =	150 cm	>	$s_{l,max}$ =	25 cm

Nachweis nicht erbracht!

größter Längsabstand - Aufbiegungen:

größter zulässiger Längsabstand:

$$s_{b,max} = 0,8 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha), \quad 45° \leq \alpha \leq 60°$$

d= 57,0 cm (Auflagerbereich) α = 45°

$\rightarrow$ $s_{b,max}$ = 0,8· 57· (1 + cot 45) = 91 cm

größter vorhandener Längsabstand:

$s_{b,vorh}$ = 46,3 cm

Nachweis:

$s_{b,vorh}$ =	46 cm	≤	$s_{b,max}$ =	91 cm

Nachweis erbracht!

größter Querabstand - Bügelschenkel:

größter zulässiger Querabstand:

$$\boxed{s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 800 \text{ mm}}$$

d= 57,0 cm (Auflagerbereich)

$\rightarrow$ $s_{t,max}$ = 0,75· 57 = 43 cm $\leq$ 80 cm

$\rightarrow$ $s_{t,max}$ = 43 cm

größter vorhandener Querabstand:

$$s_{t,vorh} = b_w - 2c - 2d_{s,Bü} - 2d_{s1} - d_{s,Bü} = 45 - 2\cdot 2 - 2\cdot 1 - 2\cdot 5 - 1 = 28 \text{ cm}$$

Nachweis:

$s_{t,vorh}$ =	28 cm	$\leq$	$s_{t,max}$ =	43 cm

Nachweis erbracht!

3.5 Berechnung des Hauptträgers als Stabwerkmodell

Da der Querkraftnachweis (Variante II) des Hauptträgers (3.2.3.4) nicht erbracht werden konnte, wird in diesem Kapitel eine alternative Berechnung des Hauptträgers durchgeführt. Es wird versucht über ein geeignetes Stabwerkmodell die Tragfähigkeit nachzuweisen. Grundlage dieser Berechnung ist einerseits die ÖNORM EN 1992-1-1 [5] (Kapitel 6.5: Stabwerkmodelle) und andererseits der Betonkalender 2001 [12] (zweiter Teil, Kapitel E: Konstruieren im Stahlbetonbau von Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. mult. J. Schlaich und Prof. Dr.-Ing. K. Schäfer).

3.5.1 Gewähltes Stabwerkmodell

Unter mehreren untersuchten Stabwerkmodellen lieferte das in Abbildung 3-33 dargestellte Modell die besten Ergebnisse. Es wurde hierbei versucht, die unzureichende Querkraftbewehrung im Feldbereich (zwischen den Aufbiegungen, vgl. Abbildung 3-27) durch einen „Druckbogen“, der sich am Ende der Aufbiegungen an der vorhandenen Querkraftbewehrung abstützt bzw. aufhängt, zu überbrücken.

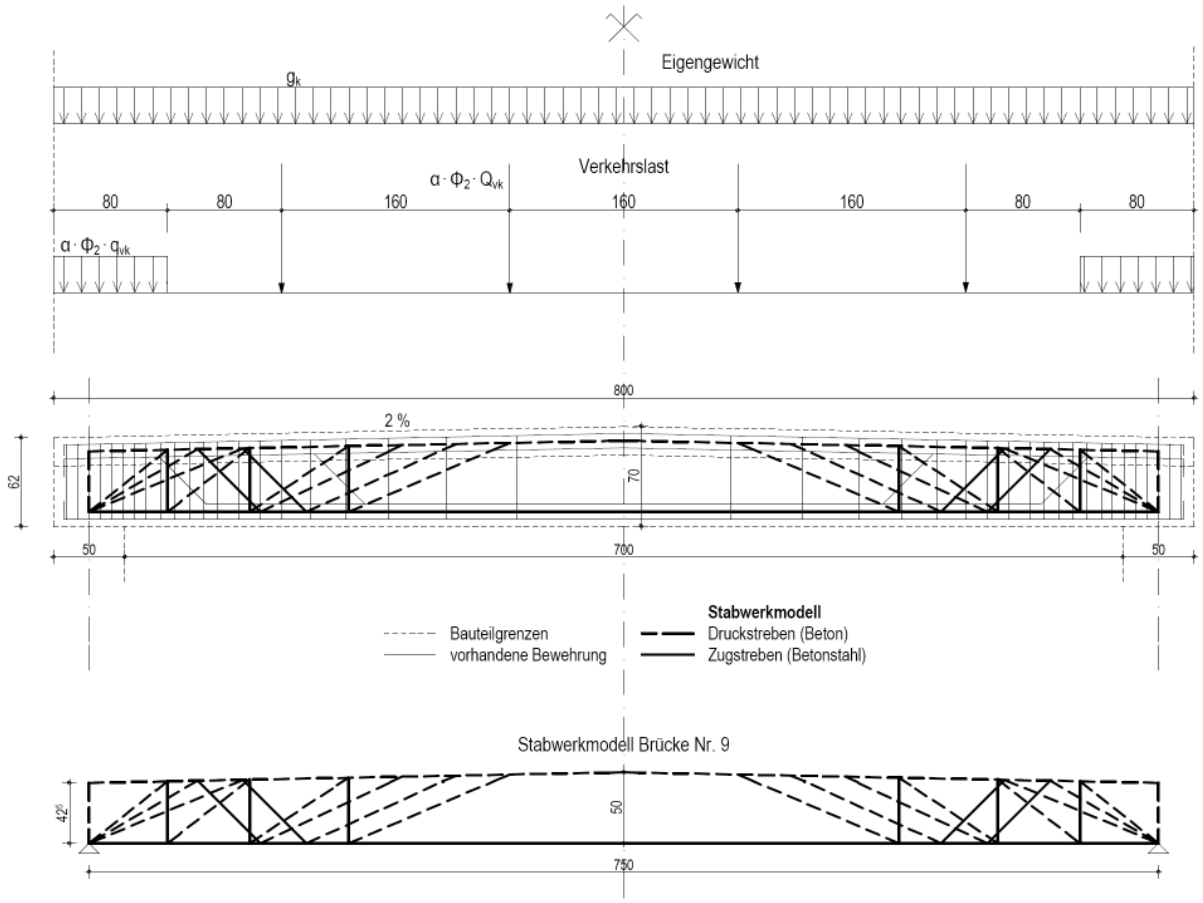


Abbildung 3-33: Stabwerkmodell Brücke Nr. 9

Der Zuggurt des Fachwerkes liegt im Schwerpunkt der Zugbewehrung (Feldmitte), der Druckgurt im Schwerpunkt der Platte. Für das Stabwerkmodell wurden weiters zwei der insgesamt vier Aufbiegungen, sowie die Großzahl der Bügel berücksichtigt. Es wurden dabei immer mehrere Bügel zu einem Fachwerksstab zusammengefasst (siehe Abbildung 3-34). Diese Abbildung zeigt außerdem die Knoten- und Stabnummerierung, sowie die genaue Bemaßung der Geometrie.

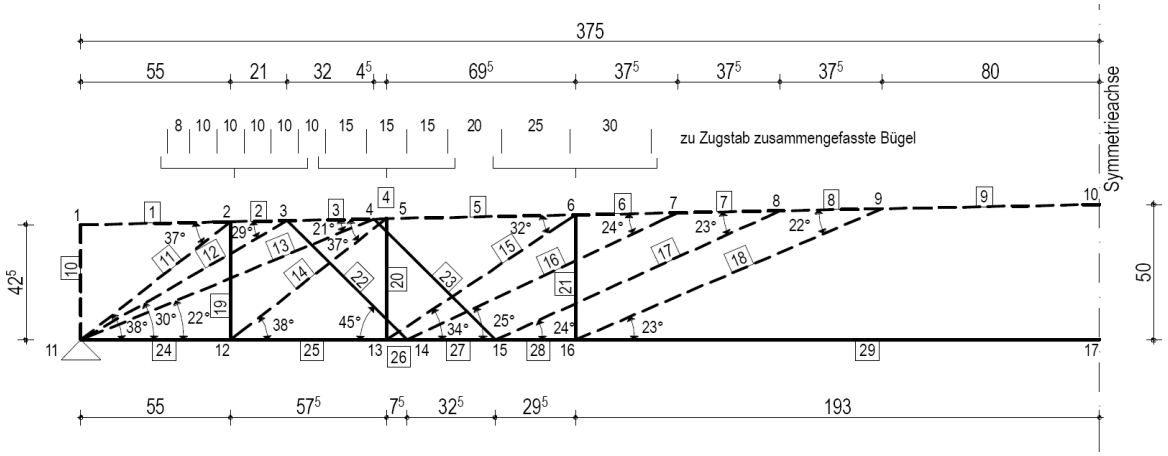


Abbildung 3-34: Knoten- und Stabnummerierung, Bemaßung

3.5.2 Querschnittswerte der Druck- und Zugstäbe

Die Querschnittswerte der Zugstäbe werden den Bewehrungsangaben (Tabelle 2-3) entnommen, die Betondruckstreben werden nach Abbildung 3-35 ermittelt.

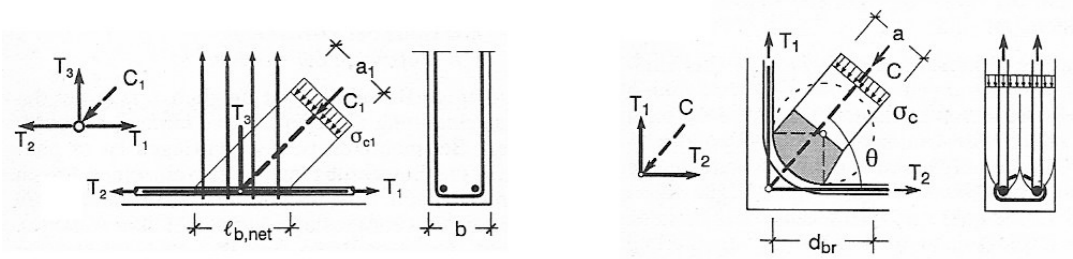


Abbildung 3-35: Ermittlung der Betondruckstreben ([12], Bild 3.5-24a und Bild 3.5-25)

Für die Ermittlung der Betondruckstrebenhöhe bei Bewehrungsumlenkung ist nach Abbildung 3-35 der Biegerollendurchmesser erforderlich. Da dieser nicht bekannt ist, wird auf die älteste gefundene Bestimmung zurückgegriffen. Im Buch *„Der Stahlbetonbau – Werkstoff, Berechnung und Gestaltung"* [13] von Dr.-Ing. Rudolf Saliger aus dem Jahr 1949 findet man im 19. Abschnitt Vorschriften über die Wahl des Krümmungsdurchmessers. Demnach hat dieser bei Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser größer 40 Millimeter mindestens den 15-fachen Wert des Stabdurchmessers zu betragen. Bei einem Stabdurchmesser von 50 Millimeter, wie er bei den

Aufbiegungen bei Brücke Nr. 9 verwendet wird, ergibt das einen lichten Krümmungsdurchmesser von 75 Zentimeter. Dies entspricht einem Krümmungsradius von 37,5 Zentimeter.

Bei der Ermittlung der Breite der Betondruckstreben wird die Querschnittsbreite des Balkens (45 Zentimeter) in vier Teile geteilt. Die beiden äußeren Teile stehen den Betondruckstreben der Bügelbewehrung zur Verfügung, die beiden inneren Teile stehen den Betondruckstreben der beiden Aufbiegungen zur Verfügung. Somit wird ein Überschneiden der Betondruckstreben verhindert.

Die Höhe und Breite der Betondruckstreben für das gewählte Stabwerkmodell sind in Abbildung 3-36 dargestellt.

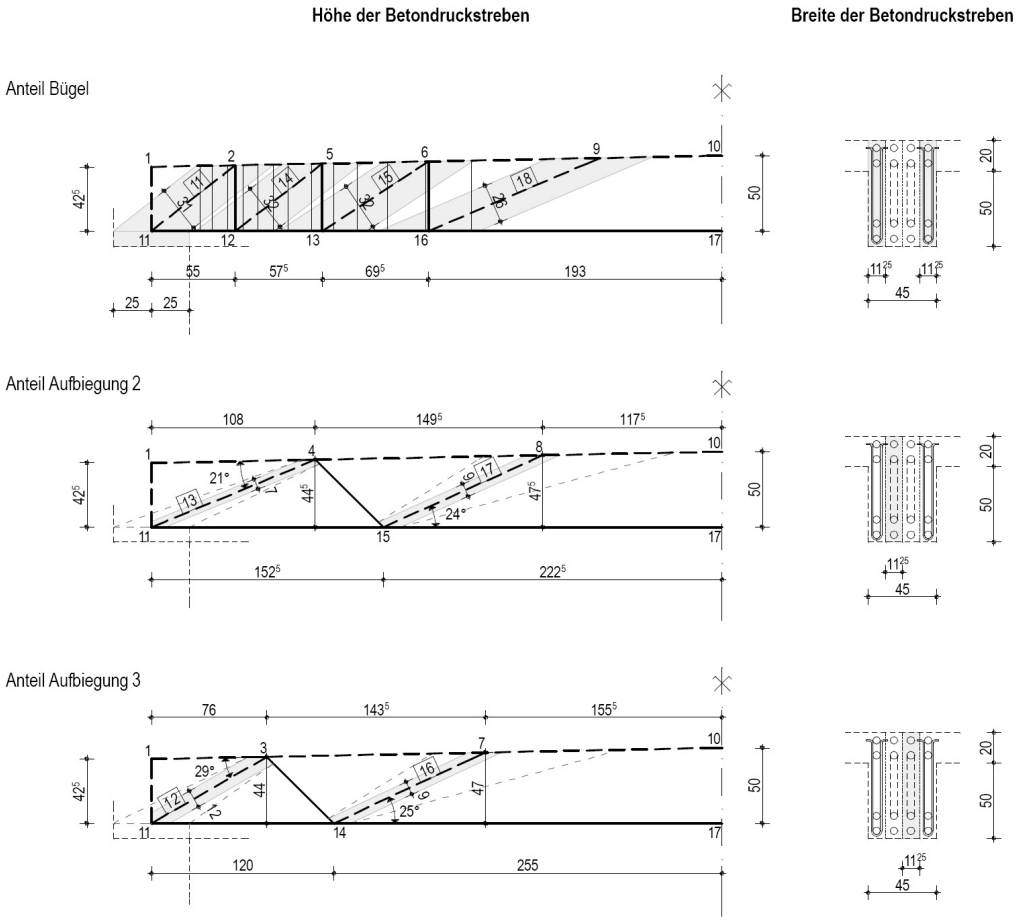


Abbildung 3-36: Höhe und Breite der Betondruckstreben

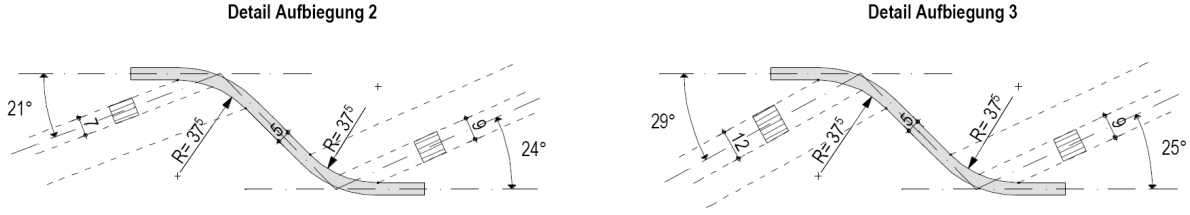


Abbildung 3-37: Details Aufbiegungen

Die Breite der Betondruckstrebe des Obergurtes entspricht der gewählten mitwirkenden Plattenbreite gemäß Kapitel 3.2.3.2 (3,80 Meter), als Höhe wird die Plattendicke gewählt (20 Zentimeter).

In Tabelle 3-11 sind die Querschnittswerte der Druck- und Zugstreben zusammengefasst, wobei die Angaben auf einen Querschnittsbalken bezogen sind.

Tabelle 3-11: Querschnittswerte der Druck- und Zugstreben pro Balken

Druckstreben				Zugstreben			
Stab	Breite [cm]	Höhe [cm]	Fläche [cm²]	Stab	Anzahl [-]	Ø [mm]	Fläche [cm²]
1-9	95	20	1900	19	24	10	18,8
10	45	50	2250	20	16	10	12,6
11	22,5	31	698	21	12	10	9,4
12	11,25	12	135	22	1	50	19,6
13	11,25	7	79	23	1	50	19,6
14	22,5	32	720	24	4	50	78,5
15	22,5	32	720	25	4	50	78,5
16	11,25	9	101	26	5	50	98,2
17	11,25	9	101	27	6	50	117,8
18	22,5	26	585	28	7	50	137,4
				29	7	50	137,4

3.5.3 Einwirkungen

Die Einwirkungen aus Eigengewicht und Verkehrslast werden über die Fachwerksknoten in die Konstruktion eingeleitet. Bei den Verkehrslasten werden zwei maßgebende Laststellungen untersucht (Laststellung 1: symmetrische Belastung in Feldmitte, Laststellung 2: auflagernahe Belastung). Einzelkräfte, welche nicht direkt am Knoten angreifen, werden entsprechend ihrer Knotenabstände aufgeteilt.

Die in 3.5.4 durchgeführte Berechnung bezieht sich auf einen Querschnittsbalken. Deswegen müssen auch die Einwirkungen auf einen Balken bezogen werden, d. h. die Lasten werden mit dem Faktor 0,25 multipliziert. Die charakteristischen Einzelkräfte und die charakteristischen Gleichlasten aus Eigengewicht und Verkehrslast betragen somit:

$$g_k = 81,27\,\mathrm{kN/m} \cdot 0,25 = 20,32\,\mathrm{kN/m}$$
$$Q_k = \alpha \cdot \Phi_2 \cdot Q_{vk} \cdot 0,25 = 1,21 \cdot 1,39 \cdot 250\,\mathrm{kN} \cdot 0,25 = 105,1\,\mathrm{kN}$$
$$q_k = \alpha \cdot \Phi_2 \cdot q_{vk} \cdot 0,25 = 1,21 \cdot 1,39 \cdot 80\,\mathrm{kN} \cdot 0,25 = 33,64\,\mathrm{kN/m}$$

Die Einwirkungen aus Eigengewicht und Verkehrslast, sowie die Aufteilung dieser Lasten auf die Knoten ist in Abbildung 3-38 dargestellt.

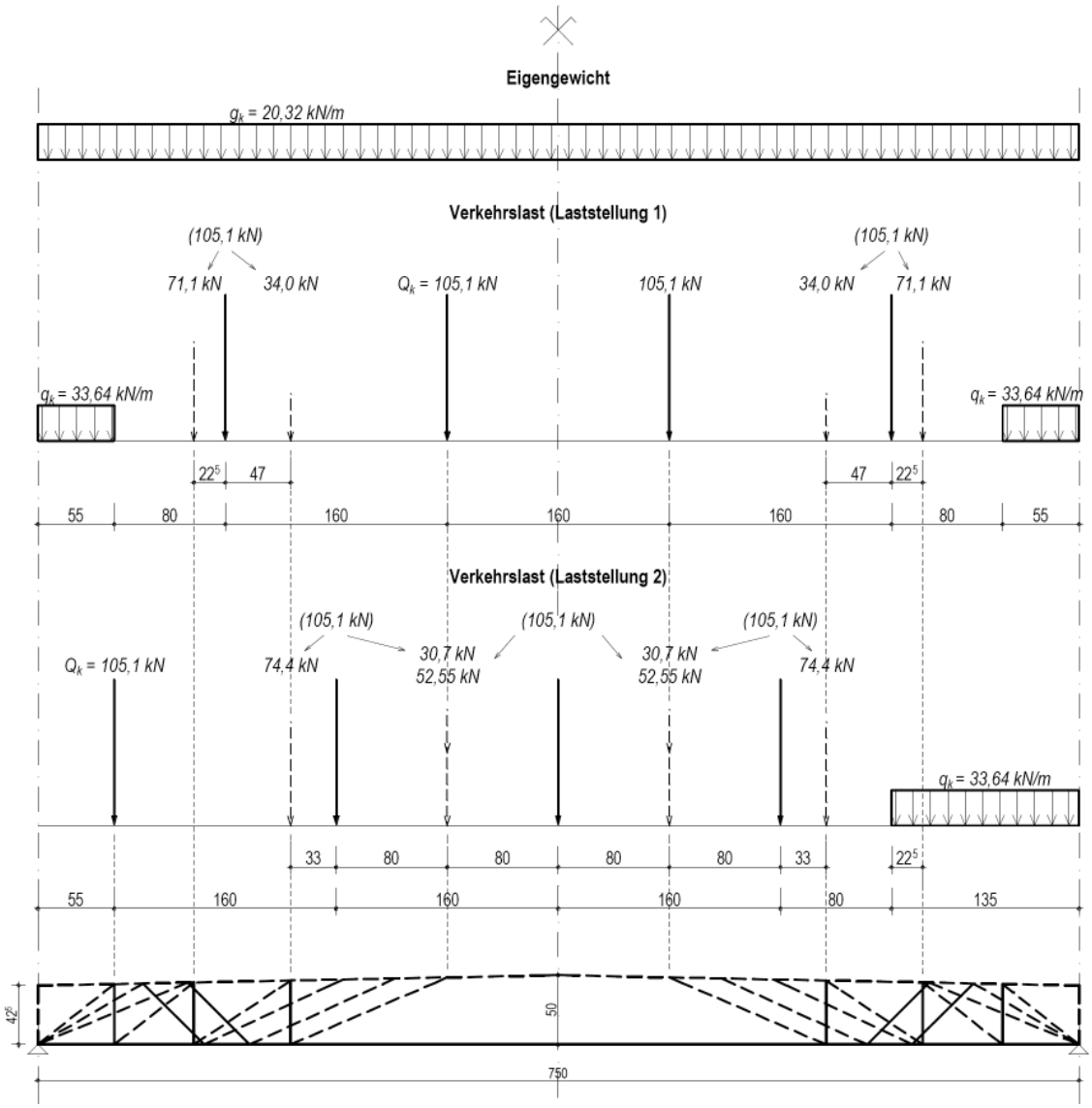


Abbildung 3-38: Einwirkungen – Eigengewicht und Verkehrslast (Laststellung 1 und 2); Knotenlasten

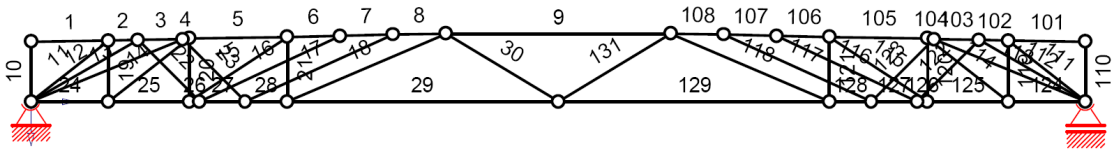
3.5.4 Ermittlung der Stabkräfte

Die Stabkräfte werden mit Hilfe einer Studentenversion des Stabwerkprogramms Ruckzuck 4.0 der Firma Mursoft berechnet. Für die mehrfach statisch unbestimmte Rechnung sind die Dehnsteifigkeiten (D = E· A) der Stäbe erforderlich. Die Querschnittsflächen A werden aus Tabelle 3-11 übernommen, die E-Module sind in Kapitel 2.2 angegeben (E_c = 29.000 N/mm², E_s = 210.000 N/mm²).

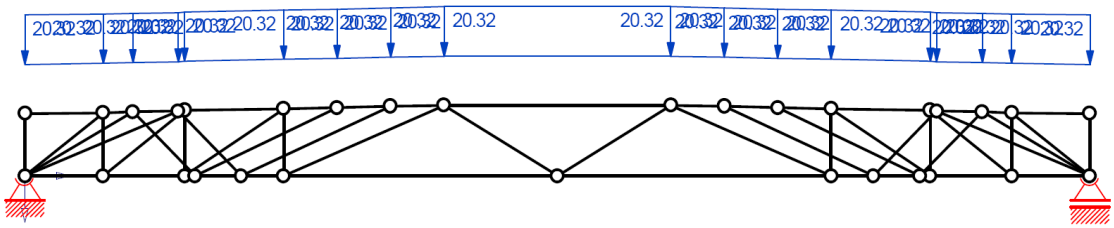
Abbildung 3-39 zeigt System- und Lastfallangaben aus der Ruckzuck-Berechnung. Die zusätzlich eingefügten Stäbe 30 bzw. 131 dienen nur zur Stabilisierung, sie wurden mit einer Dehnsteifigkeit D ≈ 0 eingegeben und übernehmen keine Kräfte.

Die Stab- und Knotenbezeichnungen rechts der Symmetrieachse ergeben sich durch Addition der jeweiligen Nummer des symmetrischen Stabes bzw. Punktes mit dem Wert 100.

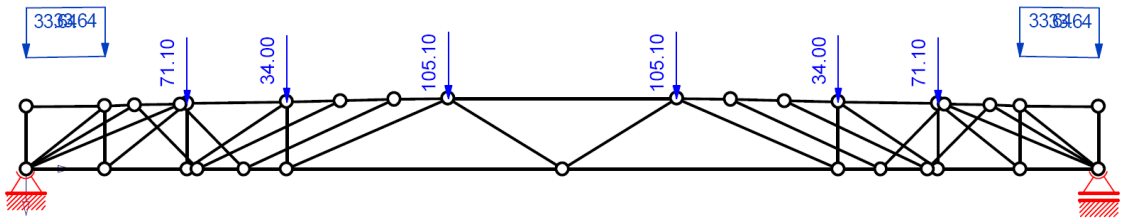
Stabbezeichnung



Eigengewicht (LF 1) [kN/m]



Verkehrslast – Laststellung 1 (LF 2a) [kN/m]



Verkehrslast – Laststellung 2 (LF 2b) [kN/m]

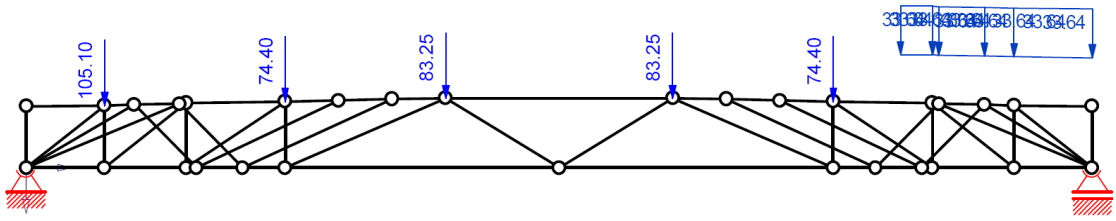


Abbildung 3-39: Ruckzuck – Stabbezeichnung, Eigengewicht (LF 1), Verkehrslast (LF 2)

Die Einwirkungen werden gemäß 2.5.1 kombiniert (Lastsicherheitsbeiwerte: Eigengewicht 1.35, Verkehrslast 1.45). Die Ergebnisse aus der Lastfallüberlagerung – Stabkräfte – sind für Laststellung 1 in Abbildung 3-40 und für Laststellung 2 in Abbildung 3-41 tabellarisch und grafisch gezeigt. Tabelle 3-12 zeigt eine Zusammenfassung der Stabkräfte in eigener Darstellung.

Lastfallüberlagerungen

Überlagerungsgruppe: 1.35 * LF 1 + 1.45 * LF 2a [GQ]

Überlagerungsvorschrift

ÜL-Grp: 1.35 * LF 1 + 1.45 * LF 2a [GQ]		LF-Grp: Eigengewicht [G]		LF-Grp: Nutzlasten [Q]	
1.350 x	Eigengewicht	1.000 x	Eigengewicht/ (LF 1)	1.000 x	Nutzlasten/Laststellung1(LF2a
und 1.450 x	Nutzlasten				

Studentenversion

Berechnungsergebnisse

überlagerte Schnittkräfte, führende Schnittkraft: Normalkraft (nur Min/Maxwerte)

Abst [m]	N min [kN]	Q zugeh. [kN]	M zugeh. [kNm]	N max [kN]	Q zugeh. [kN]	M zugeh. [kNm]
Stab: 24						
0.000	***148.871***	0.000	0.000	***550.994***	0.000	0.000
0.550	***148.871***	0.000	0.000	***550.994***	0.000	0.000
Stab: 27						
0.000	***298.329***	0.000	0.000	***1362.202***	0.000	0.000
0.325	***298.329***	0.000	0.000	***1362.202***	0.000	0.000
Stab: 28						
0.000	***332.908***	0.000	0.000	***1396.781***	0.000	0.000
Stab: 128						
0.000	***332.908***	0.000	0.000	***1396.781***	0.000	0.000
0.295	***332.908***	0.000	0.000	***1396.781***	0.000	0.000
Stab: 127						
0.000	***298.329***	0.000	0.000	***1362.202***	0.000	0.000
0.325	***298.329***	0.000	0.000	***1362.202***	0.000	0.000
Stab: 126						
0.000	***264.558***	0.000	0.000	***1328.431***	0.000	0.000
7.5e-002	***264.558***	0.000	0.000	***1328.431***	0.000	0.000
Stab: 124						
0.550	***148.871***	0.000	0.000	***550.994***	0.000	0.000
Stab: 11						
0.702	***-605.183***	0.000	0.000	***-95.079***	0.000	0.000
Stab: 19						
0.000	***47.220***	0.000	0.000	***343.074***	0.000	0.000
0.436	***47.220***	0.000	0.000	***343.074***	0.000	0.000
Stab: 2						
0.000	***-474.387***	2.880	0.000	***-74.576***	2.880	0.000
0.210	***-474.278***	-2.880	0.000	***-74.466***	-2.880	0.000
Stab: 3						
0.000	***-520.539***	4.389	0.000	***-118.675***	4.389	0.000
0.320	***-520.347***	-4.389	0.000	***-118.483***	-4.389	0.000
Stab: 4						
0.000	***-572.720***	0.617	0.000	***-170.497***	0.617	0.000
4.5e-002	***-572.693***	-0.617	0.000	***-170.470***	-0.617	0.000
Stab: 6						
0.000	***-1350.387***	5.166	0.000	***-286.293***	5.166	0.000
0.377	***-1350.176***	-5.166	0.000	***-286.083***	-5.166	0.000
Stab: 9						
0.800	***-1749.496***	0.000	8.777	***-380.381***	0.000	8.777
Stab: 108						
0.000	***-1396.965***	5.166	0.000	***-332.871***	5.166	0.000
0.377	***-1397.175***	-5.166	0.000	***-333.082***	-5.166	0.000
Stab: 103						
0.000	***-520.347***	4.389	0.000	***-118.483***	4.389	0.000
0.320	***-520.539***	-4.389	0.000	***-118.675***	-4.389	0.000
Stab: 102						
0.000	***-474.278***	2.880	0.000	***-74.466***	2.880	0.000
0.210	***-474.387***	-2.880	0.000	***-74.576***	-2.880	0.000
Stab: 18						
1.229	***-383.708***	0.000	0.000	***-51.645***	0.000	0.000
Stab: 21						
0.000	***20.334***	0.000	0.000	***151.075***	0.000	0.000
0.461	***20.334***	0.000	0.000	***151.075***	0.000	0.000
Stab: 121						
0.461	***20.334***	0.000	0.000	***151.075***	0.000	0.000
Stab: 119						
0.436	***47.220***	0.000	0.000	***343.074***	0.000	0.000
Stab: 118						
1.229	***-383.708***	0.000	0.000	***-51.645***	0.000	0.000
Stab: 111						
0.000	***-605.183***	0.000	0.000	***-95.079***	0.000	0.000
Stab: 30						
0.000	***0.000***	0.000	0.000	***0.000***	0.000	0.000
Stab: 131						
0.000	***0.000***	0.000	0.000	***0.000***	0.000	0.000
Stab: 26						
7.5e-002	***264.558***	0.000	0.000	***1328.431***	0.000	0.000
Stab: 20						
0.448	***36.536***	0.000	0.000	***223.606***	0.000	0.000
Stab: 104						
0.000	***-572.693***	0.617	0.000	***-170.470***	0.617	0.000
4.5e-002	***-572.720***	-0.617	0.000	***-170.497***	-0.617	0.000
Stab: 120						
0.000	***36.536***	0.000	0.000	***223.606***	0.000	0.000
0.448	***36.536***	0.000	0.000	***223.606***	0.000	0.000

Abst [m]	N min [kN]	Q zugeh. [kN]	M zugeh. [kNm]	N max [kN]	Q zugeh. [kN]	M zugeh. [kNm]
Stab: 114						
0.000	***-558.203***	0.000	0.000	***-76.830***	0.000	0.000
Stab: 15						
0.000	***-404.526***	0.000	0.000	***-66.097***	0.000	0.000
0.834	***-404.526***	0.000	0.000	***-66.097***	0.000	0.000
Stab: 115						
0.834	***-404.526***	0.000	0.000	***-66.097***	0.000	0.000
Stab: 14						
0.000	***-558.203***	0.000	0.000	***-76.830***	0.000	0.000
0.729	***-558.203***	0.000	0.000	***-76.830***	0.000	0.000
Stab: 10						
0.425	***-20.960***	0.000	0.000	***-7.544***	0.000	0.000
Stab: 1						
0.000	***-0.419***	20.956	0.000	***-0.151***	7.543	0.000
0.550	***0.151***	-7.543	0.000	***0.419***	-20.956	0.000
Stab: 101						
0.000	***0.151***	7.543	0.000	***0.419***	20.956	0.000
0.550	***-0.419***	-20.956	0.000	***-0.151***	-7.543	0.000
Stab: 110						
0.000	***-20.960***	0.000	0.000	***-7.544***	0.000	0.000
Stab: 7						
0.000	***-1373.361***	5.166	0.000	***-309.268***	5.166	0.000
0.377	***-1373.151***	-5.166	0.000	***-309.057***	-5.166	0.000
Stab: 8						
0.000	***-1397.175***	5.166	0.000	***-333.082***	5.166	0.000
0.377	***-1396.965***	-5.166	0.000	***-332.871***	-5.166	0.000
Stab: 107						
0.000	***-1373.151***	5.166	0.000	***-309.057***	5.166	0.000
0.377	***-1373.361***	-5.166	0.000	***-309.268***	-5.166	0.000
Stab: 106						
0.000	***-1350.176***	5.166	0.000	***-286.083***	5.166	0.000
0.377	***-1350.387***	-5.166	0.000	***-286.293***	-5.166	0.000
Stab: 22						
0.000	***15.275***	0.000	0.000	***15.275***	0.000	0.000
Stab: 23						
0.000	***15.265***	0.000	0.000	***15.265***	0.000	0.000
Stab: 17						
1.151	***-26.152***	0.000	0.000	***-26.152***	0.000	0.000
Stab: 16						
1.101	***-25.382***	0.000	0.000	***-25.382***	0.000	0.000
Stab: 12						
0.000	***-40.755***	0.000	0.000	***-38.411***	0.000	0.000
Stab: 13						
0.000	***-44.889***	0.000	0.000	***-44.504***	0.000	0.000
1.169	***-44.889***	0.000	0.000	***-44.504***	0.000	0.000
Stab: 123						
0.631	***15.265***	0.000	0.000	***15.265***	0.000	0.000
Stab: 116						
1.101	***-25.382***	0.000	0.000	***-25.382***	0.000	0.000
Stab: 122						
0.000	***15.275***	0.000	0.000	***15.275***	0.000	0.000
Stab: 112						
0.000	***-40.755***	0.000	0.000	***-38.411***	0.000	0.000
0.878	***-40.755***	0.000	0.000	***-38.411***	0.000	0.000
Stab: 117						
0.000	***-26.152***	0.000	0.000	***-26.152***	0.000	0.000
Stab: 113						
0.000	***-44.889***	0.000	0.000	***-44.504***	0.000	0.000
1.169	***-44.889***	0.000	0.000	***-44.504***	0.000	0.000
Stab: 5						
0.000	***-1013.250***	9.531	0.000	***-231.267***	9.531	0.000
0.695	***-1012.894***	-9.531	0.000	***-230.910***	-9.531	0.000
Stab: 105						
0.000	***-1012.894***	9.531	0.000	***-230.910***	9.531	0.000
0.695	***-1013.250***	-9.531	0.000	***-231.267***	-9.531	0.000
Stab: 25						
0.000	***209.477***	0.000	0.000	***991.324***	0.000	0.000
Stab: 29						
0.000	***380.381***	0.000	0.000	***1749.496***	0.000	0.000
Stab: 129						
1.930	***380.381***	0.000	0.000	***1749.496***	0.000	0.000
Stab: 125						
0.000	***209.477***	0.000	0.000	***991.324***	0.000	0.000
0.575	***209.477***	0.000	0.000	***991.324***	0.000	0.000

Studentenversion

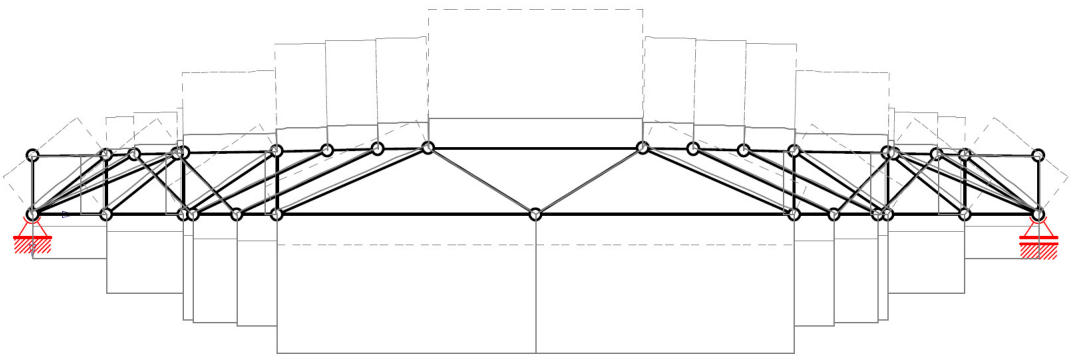


Abbildung 3-40: Ruckzuck – Stabkräfte (Laststellung 1)

Lastfallüberlagerungen

Überlagerungsgruppe: 1.35 * LF 1 + 1.45 * LF 2b [GQ]

Überlagerungsvorschrift

ÜL-Grp: 1.35 * LF 1 + 1.45 * LF 2b [GQ]		LF-Grp: Eigengewicht [G]		LF-Grp: Nutzlasten [Q]	
1.350 x	Eigengewicht	1.000 x	Eigengewicht/ (LF 1)	1.000 x	Nutzlasten/Laststellung2(LF2b
und 1.450 x	Nutzlasten				

Studentenversion

Berechnungsergebnisse

überlagerte Schnittkräfte, führende Schnittkraft: Normalkraft (nur Min/Maxwerte)

Abst [m]	N min [kN]	Q zugeh. [kN]	M zugeh. [kNm]	N max [kN]	Q zugeh. [kN]	M zugeh. [kNm]
Stab: 24						
0.000	***148.871***	0.000	0.000	***623.702***	0.000	0.000
0.550	***148.871***	0.000	0.000	***623.702***	0.000	0.000
Stab: 27						
0.000	***298.329***	0.000	0.000	***1361.897***	0.000	0.000
0.325	***298.329***	0.000	0.000	***1361.897***	0.000	0.000
Stab: 28						
0.000	***332.908***	0.000	0.000	***1396.476***	0.000	0.000
0.295	***332.908***	0.000	0.000	***1396.476***	0.000	0.000
Stab: 128						
0.295	***332.908***	0.000	0.000	***1352.538***	0.000	0.000
Stab: 127						
0.000	***298.329***	0.000	0.000	***1317.959***	0.000	0.000
Stab: 126						
7.5e-002	***264.558***	0.000	0.000	***1284.188***	0.000	0.000
Stab: 124						
0.550	***148.871***	0.000	0.000	***527.740***	0.000	0.000
Stab: 11						
0.000	***-697.414***	0.000	0.000	***-95.079***	0.000	0.000
0.702	***-697.414***	0.000	0.000	***-95.079***	0.000	0.000
Stab: 19						
0.000	***47.220***	0.000	0.000	***260.013***	0.000	0.000
0.436	***47.220***	0.000	0.000	***260.013***	0.000	0.000
Stab: 2						
0.000	***-546.677***	2.880	0.000	***-74.576***	2.880	0.000
0.210	***-546.567***	-2.880	0.000	***-74.466***	-2.880	0.000
Stab: 3						
0.000	***-593.199***	4.389	0.000	***-118.675***	4.389	0.000
0.320	***-593.007***	-4.389	0.000	***-118.483***	-4.389	0.000
Stab: 4						
0.000	***-645.445***	0.617	0.000	***-170.497***	0.617	0.000
4.5e-002	***-645.418***	-0.617	0.000	***-170.470***	-0.617	0.000
Stab: 6						
0.000	***-1350.082***	5.166	0.000	***-286.293***	5.166	0.000
0.377	***-1349.872***	-5.166	0.000	***-286.083***	-5.166	0.000
Stab: 9						
0.800	***-1654.312***	0.000	8.777	***-380.381***	0.000	8.777
Stab: 108						
0.000	***-1352.713***	5.166	0.000	***-332.871***	5.166	0.000
0.377	***-1352.923***	-5.166	0.000	***-333.082***	-5.166	0.000
Stab: 103						
0.000	***-474.219***	12.193	0.000	***-118.483***	4.389	0.000
0.320	***-474.752***	-12.193	0.000	***-118.675***	-4.389	0.000
Stab: 102						
0.000	***-405.363***	8.001	0.000	***-74.466***	2.880	0.000
0.210	***-405.668***	-8.001	0.000	***-74.576***	-2.880	0.000
Stab: 18						
0.000	***-289.927***	0.000	0.000	***-51.645***	0.000	0.000
1.229	***-289.927***	0.000	0.000	***-51.645***	0.000	0.000
Stab: 21						
0.000	***20.334***	0.000	0.000	***114.151***	0.000	0.000
0.461	***20.334***	0.000	0.000	***114.151***	0.000	0.000
Stab: 121						
0.000	***20.334***	0.000	0.000	***125.540***	0.000	0.000
0.461	***20.334***	0.000	0.000	***125.540***	0.000	0.000
Stab: 119						
0.436	***47.220***	0.000	0.000	***284.719***	0.000	0.000
Stab: 118						
1.229	***-318.854***	0.000	0.000	***-51.645***	0.000	0.000
Stab: 111						
0.000	***-517.382***	0.000	0.000	***-95.079***	0.000	0.000
Stab: 30						
0.935	***-10.137***	0.000	0.000	***0.000***	0.000	0.000
Stab: 131						
0.935	***0.000***	0.000	0.000	***10.137***	0.000	0.000
Stab: 26						
7.5e-002	***264.558***	0.000	0.000	***1328.126***	0.000	0.000
Stab: 20						
0.000	***36.536***	0.000	0.000	***245.890***	0.000	0.000
0.448	***36.536***	0.000	0.000	***245.890***	0.000	0.000
Stab: 104						
0.000	***-549.408***	1.715	0.000	***-170.470***	0.617	0.000
4.5e-002	***-549.484***	-1.715	0.000	***-170.497***	-0.617	0.000
Stab: 120						
0.000	***36.536***	0.000	0.000	***259.365***	0.000	0.000
Stab: 114						
0.000	***-463.255***	0.000	0.000	***-76.830***	0.000	0.000
0.729	***-463.255***	0.000	0.000	***-76.830***	0.000	0.000
Stab: 15						
0.000	***-444.840***	0.000	0.000	***-66.097***	0.000	0.000
0.834	***-444.840***	0.000	0.000	***-66.097***	0.000	0.000
Stab: 115						
0.834	***-469.217***	0.000	0.000	***-66.097***	0.000	0.000
Stab: 14						
0.729	***-423.058***	0.000	0.000	***-76.830***	0.000	0.000
Stab: 10						
0.425	***-7.544***	0.000	0.000	***-7.544***	0.000	0.000
Stab: 1						
0.000	***-0.151***	7.543	0.000	***-0.151***	7.543	0.000
0.550	***0.151***	-7.543	0.000	***0.151***	-7.543	0.000
Stab: 101						
0.000	***0.151***	7.543	0.000	***0.419***	20.956	0.000
0.550	***-0.419***	-20.956	0.000	***-0.151***	-7.543	0.000
Stab: 110						
0.000	***-20.960***	0.000	0.000	***-7.544***	0.000	0.000
0.425	***-20.960***	0.000	0.000	***-7.544***	0.000	0.000
Stab: 7						
0.000	***-1373.056***	5.166	0.000	***-309.268***	5.166	0.000
0.377	***-1372.846***	-5.166	0.000	***-309.057***	-5.166	0.000
Stab: 8						
0.000	***-1396.871***	5.166	0.000	***-333.082***	5.166	0.000
0.377	***-1396.660***	-5.166	0.000	***-332.871***	-5.166	0.000
Stab: 107						
0.000	***-1328.899***	5.166	0.000	***-309.057***	5.166	0.000
0.377	***-1329.109***	-5.166	0.000	***-309.268***	-5.166	0.000
Stab: 106						
0.000	***-1305.925***	5.166	0.000	***-286.083***	5.166	0.000
0.377	***-1306.135***	-5.166	0.000	***-286.293***	-5.166	0.000
Stab: 22						
0.622	***15.275***	0.000	0.000	***15.275***	0.000	0.000
Stab: 23						
0.000	***15.265***	0.000	0.000	***15.265***	0.000	0.000
Stab: 17						
0.000	***-26.152***	0.000	0.000	***-26.152***	0.000	0.000
Stab: 16						
1.101	***-25.382***	0.000	0.000	***-25.382***	0.000	0.000
Stab: 12						
0.000	***-41.179***	0.000	0.000	***-38.411***	0.000	0.000
0.878	***-41.179***	0.000	0.000	***-38.411***	0.000	0.000
Stab: 13						
0.000	***-44.959***	0.000	0.000	***-44.504***	0.000	0.000
Stab: 123						
0.631	***15.265***	0.000	0.000	***15.265***	0.000	0.000
Stab: 116						
1.101	***-25.382***	0.000	0.000	***-25.382***	0.000	0.000
Stab: 122						
0.000	***15.275***	0.000	0.000	***15.275***	0.000	0.000
Stab: 112						
0.000	***-67.168***	0.000	0.000	***-38.411***	0.000	0.000
0.878	***-67.168***	0.000	0.000	***-38.411***	0.000	0.000
Stab: 117						
0.000	***-26.152***	0.000	0.000	***-26.152***	0.000	0.000
Stab: 113						
0.000	***-69.448***	0.000	0.000	***-44.504***	0.000	0.000
1.169	***-69.448***	0.000	0.000	***-44.504***	0.000	0.000
Stab: 5						
0.000	***-979.345***	9.531	0.000	***-231.267***	9.531	0.000
0.695	***-978.988***	-9.531	0.000	***-230.910***	-9.531	0.000
Stab: 105						
0.000	***-914.691***	11.309	0.000	***-230.910***	9.531	0.000
0.695	***-915.253***	-18.732	0.000	***-231.267***	-9.531	0.000
Stab: 25						
0.000	***209.477***	0.000	0.000	***957.424***	0.000	0.000
Stab: 29						
0.000	***380.381***	0.000	0.000	***1662.985***	0.000	0.000
Stab: 129						
0.000	***380.381***	0.000	0.000	***1645.638***	0.000	0.000
1.930	***380.381***	0.000	0.000	***1645.638***	0.000	0.000
Stab: 125						
0.000	***209.477***	0.000	0.000	***893.171***	0.000	0.000
0.575	***209.477***	0.000	0.000	***893.171***	0.000	0.000

Studentenversion

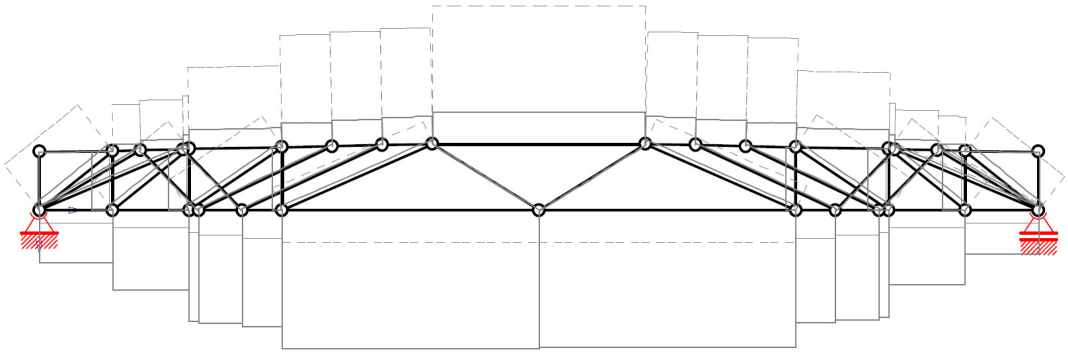


Abbildung 3-41: Ruckzuck – Stabkräfte (Laststellung 2)

Tabelle 3-12: Stabkräfte (eigene Darstellung)

Laststellung 1				Laststellung 2			
Stab	Normalkraft [kN]	Stab	Normalkraft [kN]	Stab	Normalkraft [kN]	Stab	Normalkraft [kN]
1	0	101	0	1	0	101	0
2	-474	102	-474	2	-547	102	-406
3	-521	103	-521	3	-593	103	-475
4	-573	104	-573	4	-645	104	-549
5	-1013	105	-1013	5	-979	105	-915
6	-1350	106	-1350	6	-1350	106	-1306
7	-1373	107	-1373	7	-1373	107	-1329
8	-1397	108	-1397	8	-1397	108	-1353
9	-1749	109	-1749	9	-1654	109	-1654
10	-21	110	-21	10	-8	110	-21
11	-605	111	-605	11	-697	111	-517
12	-41	112	-41	12	-41	112	-67
13	-45	113	-45	13	-45	113	-69
14	-558	114	-558	14	-423	114	-463
15	-405	115	-405	15	-445	115	-469
16	-25	116	-25	16	-25	116	-25
17	-26	117	-26	17	-26	117	-26
18	-384	118	-384	18	-290	118	-319
19	343	119	343	19	260	119	285
20	224	120	224	20	246	120	259
21	151	121	151	21	114	121	126
22	15	122	15	22	15	122	15
23	15	123	15	23	15	123	15
24	551	124	551	24	624	124	528
25	991	125	991	25	957	125	893
26	1328	126	1328	26	1328	126	1284
27	1362	127	1362	27	1362	127	1318
28	1397	128	1397	28	1396	128	1353
29	1749	129	1749	29	1663	129	1646
30	0	131	0	30	-10	131	10

3.5.5 Nachweise der Knoten

Die Nachweise der Knoten erfolgen gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5] Kapitel 6.5.4. Es werden drei Knotenformen unterschieden. Die Betondruckspannungen in den Knoten dürfen die Grenzspannung $\sigma_{Rd,max}$ nicht überschreiten, die Zugspannungen in den Bewehrungen sind durch den Bemessungswert der Streckgrenze f_{yd} zu begrenzen.

- Druckknoten ohne Verankerung von Zugstreben (D-D-D)

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \cdot \nu' \cdot f_{cd}$$
$$k_1 = 1,0$$
$$\nu' = 1 - f_{ck}/250 = 1 - 16,8/250 = 0,9328$$
$$\sigma_{Rd,max} = 1,0 \cdot 0,9328 \cdot 11,2 = 10,45\ N/mm^2$$

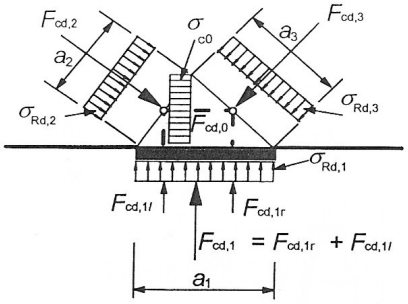


Abbildung 3-42: Druckknoten ohne Verankerung von Zugstreben ([5], Bild 6.26)

- Druck-Zug-Knoten mit Bewehrung in eine Richtung (Z-D-D)

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot \nu' \cdot f_{cd}$$
$$k_1 = 0,85 \qquad \nu' = 0,9328$$
$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot 0,9328 \cdot 11,2 = 8,88\ N/mm^2$$

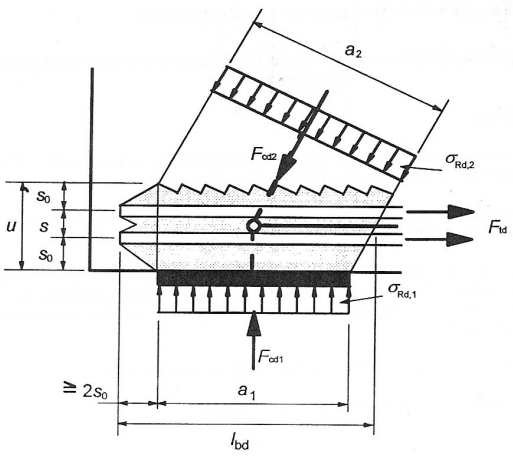


Abbildung 3-43: Druck-Zug-Knoten mit Bewehrung in einer Richtung ([5], Bild 6.27)

- Druck-Zug-Knoten mit Bewehrung in zwei Richtung (Z-Z-D)

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \cdot \nu' \cdot f_{cd}$$

$$k_1 = 0,75 \qquad \nu' = 0,9328$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \cdot 0,9328 \cdot 11,2 = 7,84\ N/mm^2$$

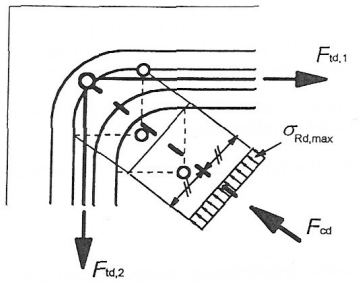


Abbildung 3-44: Druck-Zug-Knoten mit Bewehrung in zwei Richtungen ([5], Bild 6.27)

Die Nachweise werden in Tabellenform (Tabelle 3-13 und Tabelle 3-14) über den Ausnutzungsgrad geführt. Ein Ausnutzungsgrad größer 100% bedeutet, dass der Nachweis nicht erbracht werden konnte. Abbildung 3-45 zeigt zur besseren Übersicht nochmals die Knoten- und Stabnummerierung.

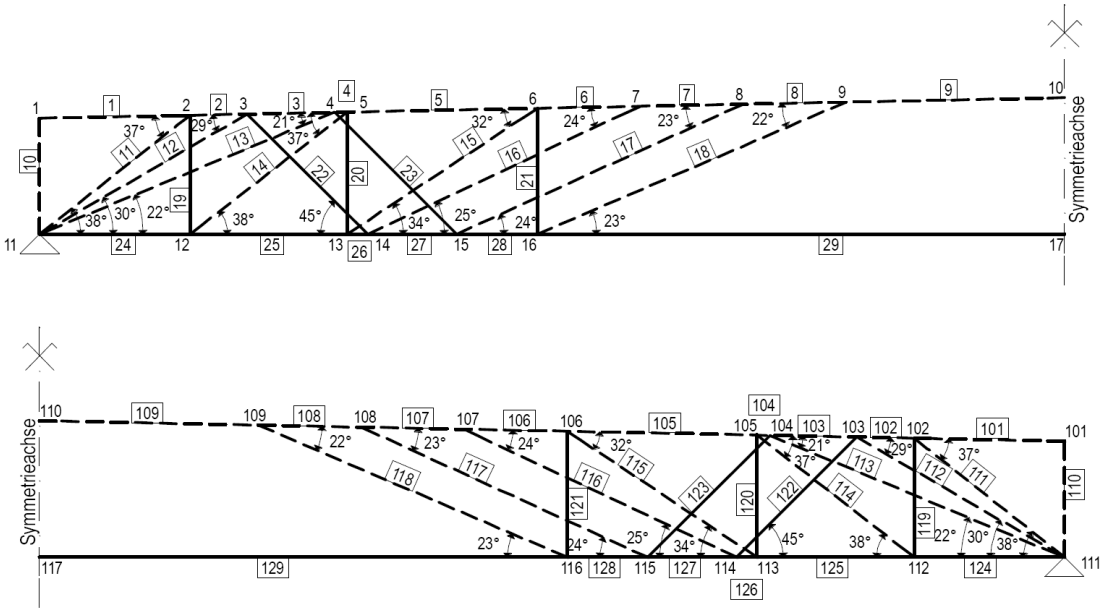


Abbildung 3-45: Knoten- und Stabnummerierung

Tabelle 3-13: Knotennachweise des Stabwerkmodells (linke Systemhälfte)

(Knoten links der Symmetrieachse)

Knoten Nr.	Knoten-form	Stab	Druck (Beton) / Zug (Stahl)	Quer-schnitts-fläche A	Grenz-spannung σ_G Beton: $\sigma_G = \sigma_{Rd,max}$ Stahl: $\sigma_G = f_{yd}$	Laststellung 1			Laststellung 2		
						Normal-kraft N	Spannung σ Beton: $\sigma = \|N\|/A$ Stahl: $\sigma = N/A$	**Ausnutz-ungs-grad a** $a = \sigma/\sigma_G$	Normal-kraft N	Spannung σ Beton: $\sigma = \|N\|/A$ Stahl: $\sigma = N/A$	**Ausnutz-ungs-grad a** $a = \sigma/\sigma_G$
-	-	-	-	[cm²]	[N/mm²]	[kN]	[N/mm²]	[%]	[kN]	[N/mm²]	[%]
1	D-D-D	1	D	1900	10,45	0	0,00	**0%**	0	0,00	**0%**
		10	D	2250	10,45	-21	0,09	**1%**	-8	0,04	**0%**
2	Z-D-D	19	Z	18,8	177	343	181,97	**103% !**	260	137,93	**78%**
		1	D	1900	8,88	0	0,00	**0%**	0	0,00	**0%**
		2	D	1900	8,88	-474	2,49	**28%**	-547	2,88	**32%**
		11	D	698	8,88	-605	8,67	**98%**	-697	9,99	**113% !**
3	Z-D-D	22	Z	19,6	177	15	7,64	**4%**	15	7,64	**4%**
		2	D	1900	8,88	-474	2,49	**28%**	-547	2,88	**32%**
		3	D	1900	8,88	-521	2,74	**31%**	-593	3,12	**35%**
		12	D	135	8,88	-41	3,04	**34%**	-41	3,04	**34%**
4	Z-D-D	23	Z	19,6	177	15	7,64	**4%**	15	7,64	**4%**
		3	D	1900	8,88	-521	2,74	**31%**	-593	3,12	**35%**
		4	D	1900	8,88	-573	3,02	**34%**	-645	3,39	**38%**
		13	D	79	8,88	-45	5,71	**64%**	-45	5,71	**64%**
5	Z-D-D	20	Z	12,6	177	224	178,25	**101% !**	246	195,76	**111% !**
		4	D	1900	8,88	-573	3,02	**34%**	-645	3,39	**38%**
		5	D	1900	8,88	-1013	5,33	**60%**	-979	5,15	**58%**
		14	D	720	8,88	-558	7,75	**87%**	-423	5,88	**66%**
6	Z-D-D	21	Z	9,4	177	151	160,22	**91%**	114	120,96	**68%**
		5	D	1900	8,88	-1013	5,33	**60%**	-979	5,15	**58%**
		6	D	1900	8,88	-1350	7,11	**80%**	-1350	7,11	**80%**
		15	D	720	8,88	-405	5,63	**63%**	-445	6,18	**70%**
7	D-D-D	6	D	1900	10,45	-1350	7,11	**68%**	-1350	7,11	**68%**
		7	D	1900	10,45	-1373	7,23	**69%**	-1373	7,23	**69%**
		16	D	101	10,45	-25	2,47	**24%**	-25	2,47	**24%**
8	D-D-D	7	D	1900	10,45	-1373	7,23	**69%**	-1373	7,23	**69%**
		8	D	1900	10,45	-1397	7,35	**70%**	-1397	7,35	**70%**
		17	D	101	10,45	-26	2,57	**25%**	-26	2,57	**25%**
9	D-D-D	8	D	1900	10,45	-1397	7,35	**70%**	-1397	7,35	**70%**
		9	D	1900	10,45	-1749	9,21	**88%**	-1654	8,71	**83%**
		18	D	585	10,45	-384	6,56	**63%**	-290	4,96	**47%**
11	Z-D-D	24	Z	78,5	177	551	70,16	**40%**	624	79,45	**45%**
		10	D	2250	8,88	-21	0,09	**1%**	-8	0,04	**0%**
		11	D	698	8,88	-605	8,67	**98%**	-697	9,99	**113% !**
		12	D	135	8,88	-41	3,04	**34%**	-41	3,04	**34%**
		13	D	79	8,88	-45	5,71	**64%**	-45	5,71	**64%**
12	Z-Z-D	24	Z	78,5	177	551	70,16	**40%**	624	79,45	**45%**
		25	Z	78,5	177	991	126,18	**71%**	957	121,85	**69%**
		19	Z	18,8	177	343	181,97	**103% !**	260	137,93	**78%**
		14	D	720	7,84	-558	7,75	**99%**	-423	5,88	**75%**
13	Z-Z-D	25	Z	78,5	177	991	126,18	**71%**	957	121,85	**69%**
		26	Z	98,2	177	1328	135,27	**76%**	1328	135,27	**76%**
		20	Z	12,6	177	224	178,25	**101% !**	246	195,76	**111% !**
		15	D	720	7,84	-405	5,63	**72%**	-445	6,18	**79%**
14	Z-Z-D	26	Z	98,2	177	1328	135,27	**76%**	1328	135,27	**76%**
		27	Z	117,8	177	1362	115,61	**65%**	1362	115,61	**65%**
		22	Z	19,6	177	15	7,64	**4%**	15	7,64	**4%**
		16	D	101	7,84	-25	2,47	**31%**	-25	2,47	**31%**
15	Z-Z-D	27	Z	117,8	177	1362	115,61	**65%**	1362	115,61	**65%**
		28	Z	137,4	177	1397	101,64	**57%**	1396	101,57	**57%**
		23	Z	19,6	177	15	7,64	**4%**	15	7,64	**4%**
		17	D	101	7,84	-26	2,57	**33%**	-26	2,57	**33%**
16	Z-Z-D	28	Z	137,4	177	1397	101,64	**57%**	1396	101,57	**57%**
		29	Z	137,4	177	1749	127,25	**72%**	1663	120,99	**68%**
		21	Z	9,4	177	151	160,22	**91%**	114	120,96	**68%**
		18	D	585	7,84	-384	6,56	**84%**	-290	4,96	**63%**

(Knoten 10 und 17 müssen nicht nachgewiesen werden.)

Tabelle 3-14: Knotennachweise des Stabwerkmodells (rechte Systemhälfte)

(Knoten rechts der Symmetrieachse)

Knoten Nr.	Knoten-form	Stab	Druck (Beton) / Zug (Stahl)	Quer-schnitts-fläche A	Grenz-spannung σ_G Bet.: $\sigma_G = \sigma_{Rd,max}$ Stahl: $\sigma_G = f_{yd}$	Laststellung 1			Laststellung 2		
						Normal-kraft N	Spannung σ Beton: $\sigma = \|N\|/A$ Stahl: $\sigma = N/A$	**Ausnutz-ungs-grad a** $a = \sigma/\sigma_G$	Normal-kraft N	Spannung σ Beton: $\sigma = \|N\|/A$ Stahl: $\sigma = N/A$	**Ausnutz-ungs-grad a** $a = \sigma/\sigma_G$
-	-	-	-	[cm²]	[N/mm²]	[kN]	[N/mm²]	[%]	[kN]	[N/mm²]	[%]
101	D-D-D	101	D	1900	10,45	0	0,00	**0%**	0	0,00	**0%**
		110	D	2250	10,45	-21	0,09	**1%**	-21	0,09	**1%**
102	Z-D-D	119	Z	18,8	177	343	181,97	**103% !**	285	151,20	**85%**
		101	D	1900	8,88	0	0,00	**0%**	0	0,00	**0%**
		102	D	1900	8,88	-474	2,49	**28%**	-406	2,14	**24%**
		111	D	698	8,88	-605	8,67	**98%**	-517	7,41	**83%**
103	Z-D-D	122	Z	19,6	177	15	7,64	**4%**	15	7,64	**4%**
		102	D	1900	8,88	-474	2,49	**28%**	-406	2,14	**24%**
		103	D	1900	8,88	-521	2,74	**31%**	-475	2,50	**28%**
		112	D	135	8,88	-41	3,04	**34%**	-67	4,96	**56%**
104	Z-D-D	123	Z	19,6	177	15	7,64	**4%**	15	7,64	**4%**
		103	D	1900	8,88	-521	2,74	**31%**	-475	2,50	**28%**
		104	D	1900	8,88	-573	3,02	**34%**	-549	2,89	**33%**
		113	D	79	8,88	-45	5,71	**64%**	-69	8,76	**99%**
105	Z-D-D	120	Z	12,6	177	224	178,25	**101% !**	259	206,11	**116% !**
		104	D	1900	8,88	-573	3,02	**34%**	-549	2,89	**33%**
		105	D	1900	8,88	-1013	5,33	**60%**	-915	4,82	**54%**
		114	D	720	8,88	-558	7,75	**87%**	-463	6,43	**72%**
106	Z-D-D	121	Z	9,4	177	151	160,22	**91%**	126	133,69	**76%**
		105	D	1900	8,88	-1013	5,33	**60%**	-915	4,82	**54%**
		106	D	1900	8,88	-1350	7,11	**80%**	-1306	6,87	**77%**
		115	D	720	8,88	-405	5,63	**63%**	-469	6,51	**73%**
107	D-D-D	106	D	1900	10,45	-1350	7,11	**68%**	-1306	6,87	**66%**
		107	D	1900	10,45	-1373	7,23	**69%**	-1329	6,99	**67%**
		116	D	101	10,45	-25	2,47	**24%**	-25	2,47	**24%**
108	D-D-D	107	D	1900	10,45	-1373	7,23	**69%**	-1329	6,99	**67%**
		108	D	1900	10,45	-1397	7,35	**70%**	-1353	7,12	**68%**
		117	D	101	10,45	-26	2,57	**25%**	-26	2,57	**25%**
109	D-D-D	108	D	1900	10,45	-1397	7,35	**70%**	-1353	7,12	**68%**
		109	D	1900	10,45	-1749	9,21	**88%**	-1654	8,71	**83%**
		118	D	585	10,45	-384	6,56	**63%**	-319	5,45	**52%**
111	Z-D-D	124	Z	78,5	177	551	70,16	**40%**	528	67,23	**38%**
		110	D	2250	8,88	-21	0,09	**1%**	-21	0,09	**1%**
		111	D	698	8,88	-605	8,67	**98%**	-517	7,41	**83%**
		112	D	135	8,88	-41	3,04	**34%**	-67	4,96	**56%**
		113	D	79	8,88	-45	5,71	**64%**	-69	8,76	**99%**
112	Z-Z-D	124	Z	78,5	177	551	70,16	**40%**	528	67,23	**38%**
		125	Z	78,5	177	991	126,18	**71%**	893	113,70	**64%**
		119	Z	18,8	177	343	181,97	**103% !**	285	151,20	**85%**
		114	D	720	7,84	-558	7,75	**99%**	-463	6,43	**82%**
113	Z-Z-D	125	Z	78,5	177	991	126,18	**71%**	893	113,70	**64%**
		126	Z	98,2	177	1328	135,27	**76%**	1284	130,79	**74%**
		120	Z	12,6	177	224	178,25	**101% !**	259	206,11	**116% !**
		115	D	720	7,84	-405	5,63	**72%**	-469	6,51	**83%**
114	Z-Z-D	126	Z	98,2	177	1328	135,27	**76%**	1284	130,79	**74%**
		127	Z	117,8	177	1362	115,61	**65%**	1318	111,88	**63%**
		122	Z	19,6	177	15	7,64	**4%**	15	7,64	**4%**
		116	D	101	7,84	-25	2,47	**31%**	-25	2,47	**31%**
115	Z-Z-D	127	Z	117,8	177	1362	115,61	**65%**	1318	111,88	**63%**
		128	Z	137,4	177	1397	101,64	**57%**	1353	98,44	**56%**
		123	Z	19,6	177	15	7,64	**4%**	15	7,64	**4%**
		117	D	101	7,84	-26	2,57	**33%**	-26	2,57	**33%**
116	Z-Z-D	128	Z	137,4	177	1397	101,64	**57%**	1353	98,44	**56%**
		129	Z	137,4	177	1749	127,25	**72%**	1646	119,76	**68%**
		121	Z	9,4	177	151	160,22	**91%**	126	133,69	**76%**
		118	D	585	7,84	-384	6,56	**84%**	-319	5,45	**70%**

(Knoten 110 und 117 müssen nicht nachgewiesen werden.)

4 Ergebnisse Brücke Nr. 9

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Nachberechnung der Brücke Nr. 9 aus Kapitel 3 zusammengefasst und interpretiert.

4.1 Nachweise Tragfähigkeit

In Abbildung 4-1 sind die Tragfähigkeitsnachweise aus dem vorigen Kapitel dargestellt. Ausnutzungen größer 100% bedeuten, dass die entsprechende Bedingung nicht erfüllt werden konnte. In Tabelle 4-1 sind die Nachweisquellen angegeben.

Tabelle 4-1: Quellen der Nachweise

Bauteil	Nachweis	Nachweisquelle
Hauptträger	Biegung (Feldmitte)	3.2.3.2 Querschnittswiderstand Biegung
	Querkraft (Auflager) - Beton	3.2.3.4 Querschnittswiderstand Querkraft
	Querkraft (Auflager) - Bewehrung	
	Querkraft (Feld - Ende Aufb.) - Beton	
	Querkraft (Feld) - Bewehrung	
	Schubkräfte Steg/Gurt	3.2.3.3 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten
	Verankerung Längsbewehrung	3.2.3.5 Verankerung der Längsbewehrung
	NW Hauptträger über Stabwerkmodell	3.5 Berechnung des Hauptträgers als Stabwerkmodell
	Ermüdungsnachweise	3.2.3.6 Ermüdungsnachweise
Tragplatte	LF Entgleisung - Biegung	3.3.3.2 Querschnittswiderstand Biegung
	LF Entgleisung - Querkraft	3.3.3.3 Querschnittswiderstand Querkraft

Brücke Nr. 9: LW 7 m - KH 0,7 m (mit Druckbewehrung)

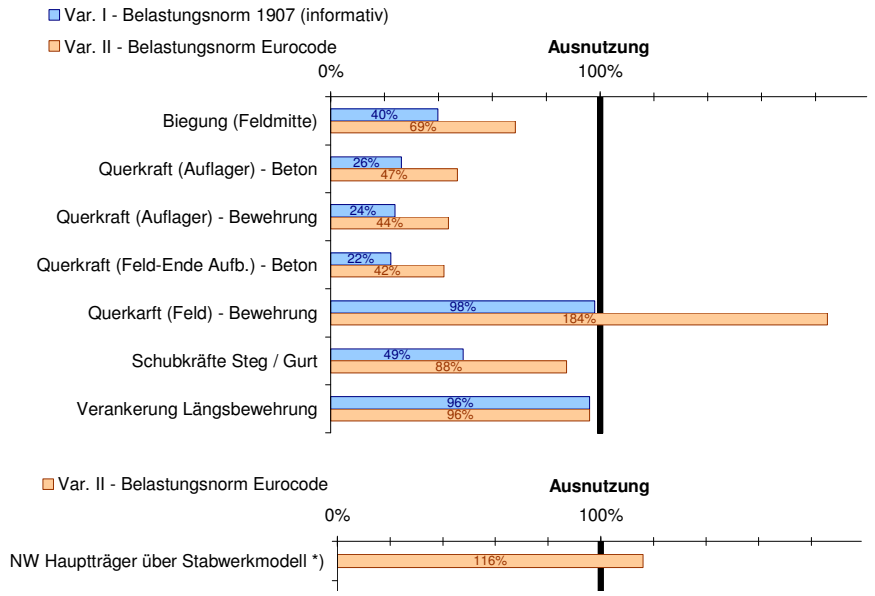
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
9	7	0,70	0,50	0,45	0,20	50	16	16	50	16	4	12	120	12	40	10	75 50 40 30 25 20 15 15 15
																	10 10 10 10 10 8 8 8 8
																	8 8 8

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	3,80	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 4,53)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,46		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,10		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



*) Der Nachweis des Hauptträgers über ein Stabwerkmodell kann hier als Alternative zum Biegenachweis (Biegung Feldmitte), sowie als Alternative zu den Querkraftnachweisen (Querkraft am Auflager, Querkraft im Feld) angegeben werden.

Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

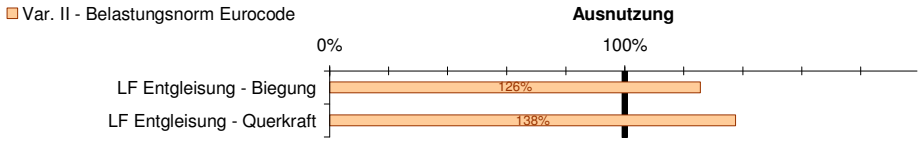


Abbildung 4-1: Ergebnisse Brücke Nr. 9 (LW 7 m – KH 0,7 m)

4.2 Nachweise Konstruktionsregeln

In Tabelle 4-2 sind die Nachweise der Konstruktionsregeln des Hauptträgers aus dem Kapitel 3.4 zusammengestellt.

Tabelle 4-2: Nachweise Konstruktionsregeln - Brücke Nr. 9

Konstruktionsregeln			Bedingung erfüllt: ja/nein
Betondeckung			**nein**
Längs-bewehrung	Mindestbewehrung		**ja**
	Höchstbewehrung		**ja**
	Verankerung der Längsbewehrung		**ja**
Querkraftbewehrung	Bügelform		**nein**
	Mindestbewehrung		**nein**
	Abstände	größter Längsabstand Bügel	**nein**
		größter Längsabstand Aufbiegungen	**ja**
		größter Querabstand Bügelschenkel	**ja**

4.3 Interpretation

Die Ergebnisse der Brücke 9 zeigen, dass die Hauptträgernachweise Biegung, Querkraft am Auflager, Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurt, Verankerung der Längsbewehrung, sowie die gesamten Ermüdungsnachweise ohne Probleme geführt werden konnten. Der Querkraftnachweis im Feldbereich zwischen den Aufbiegungen konnte hingegen nur für den Beton und nicht für die Bewehrung erbracht werden.

Abbildung 4-2 zeigt hierzu nochmals die schon in Abbildung 3-27 dargestellte Schubkraftdeckungslinie der Variante II. (Die Nachweise der Variante II - Belastungsnorm Eurocode - sind maßgebend, die Nachweise der Variante I - Belastungsnorm 1907 - sind nur informativ.)

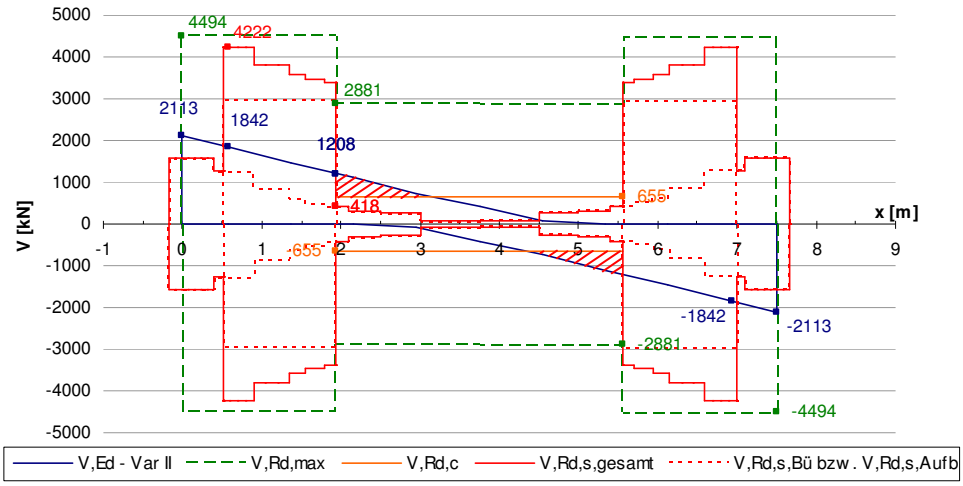


Abbildung 4-2: Schubkraftdeckungslinie Var. II (Belastungsnorm Eurocode)

Die rote Schraffierung in der Abbildung kennzeichnet jenen Bereich der nicht nachgewiesen werden konnte. Der maximale Ausnutzungsgrad liegt hier bei 184% (direkt nach den Aufbiegungen). Durch die alternative Berechnung des Tragwerkes als Stabwerkmodell, welche als Ersatz für die Biege- und Querkraftnachweise herangezogen werden kann, konnte der Ausnutzungsgrad auf 116% reduziert werden.

Bei den Nachweisen der Konstruktionsregeln (siehe Tabelle 4-2) wurden Mängel bei der Betondeckung und der Querkraftbewehrung festgestellt. Die geringe Betondeckung von zwei Zentimeter konnte sowohl das Kriterium der Umgebungsbedingungen, als auch das Verbundkriterium der Längsbewehrung gemäß Eurocode nicht erfüllen. Beim Kriterium der Umgebungsbedingungen müsste eine Inspektion vor Ort klären ob Betonoberflächen angegriffen sind bzw. ob bereits Fehlstellen (sichtbare Bewehrung) existieren. Das nicht eingehaltene Verbundkriterium der Längsbewehrung könnte zur Folge haben, dass die vorhandene Bewehrung nicht vollständig ausgenutzt werden kann, bzw. dass eine größere Verankerungslänge benötigt wird um die Kraft vom Beton auf den Betonstahl übertragen zu können. Bei den konstruktiven Mängeln der Querkraftbewehrung ist vor allem die ungünstige Bügelform zu erwähnen, welche in Kapitel 3.4 bereits ausführlich erläutert wurde. Die Nichteinhaltung der Mindestquerkraftbewehrung und der maximalen Bügelabstände haben vor allem Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit (z.B. Rissbreite), jedoch nicht auf die Tragfähigkeit.

An dieser Stelle sei erwähnt, dass für die vorhandenen Brücken keine Gebrauchstauglichkeitsnachweise geführt wurden, da sich diese bereits seit rund 100 Jahren als „gebrauchstauglich" erwiesen haben. Weiters erscheint eine theoretische Untersuchung beispielsweise der Rissbreiten oder der Durchbiegungen als wenig sinnvoll, da diese ja vor Ort ohne großen Aufwand festgestellt werden können.

Zusammenfassend kann für die Nachberechnung der Brücke 9 gesagt werden, dass die Tragfähigkeitsnachweise des Hauptträgers durchaus gute Ergebnisse lieferten. Streng nach Eurocode konnten aber nicht alle Nachweise erbracht werden. Der maximale verbliebene Ausnutzungsgrad der Tragfähigkeitsnachweise liegt bei 116%, also bei 16% Überschreitung. (Nachweis über Stabwerkmodell als Ersatz für den Querkraftnachweis). Es besteht allerdings die begründete Annahme, dass der Hauptträger der Brücke trotzdem ausreichend tragfähig ist. Man könnte beispielsweise die Sicherheitsfaktoren auf der Einwirkungsseite überdenken, oder die vorhandene Betondruckfestigkeit vor Ort feststellen, um Nacherhärtungsvorgänge des schon sehr alten Betons zu berücksichtigen. Zur Bestätigung der oben getroffenen Annahme und zur Ergänzung der Berechnungen wären weiters Bauteilversuche am Brückentragwerk sinnvoll. Versuche liefern meist bessere Ergebnisse als die Berechnung, da Bauteilreserven besser ausgenützt werden können. Versuche wären auch deshalb zweckmäßig, weil dadurch eventuelle Auswirkungen der oben beschriebenen konstruktiven Mängel auf die Tragfähigkeit untersucht werden könnten.

Die Nachberechnung der Tragplatte erfolgte über den Lastfall Entgleisung. Der Nachweis konnte nicht erbracht werden, d. h. dass im Falle einer Entgleisung nicht garantiert werden kann, dass die Tragplatte der Belastung standhält. Der Ausnutzungsgrad liegt hierbei bei 138%.

5 Ergebnisse Brücke 1 bis Brücke 16

5.1 Nachweise Tragfähigkeit

5.1.1 Einzelergebnisse

In den folgenden Abbildungen werden die Tragfähigkeitsnachweise (entsprechend Kapitel 3) aller 16 Brückentragwerke dargestellt. Die Nachweise wurden in Microsoft Excel programmiert und konnten so für alle Brückentragwerke erstellt werden. Die Brückenangaben, sowie die Brückennummerierung sind Tabelle 2-3 entnommen. Die gewählten Variablen wurden so abgestimmt, dass die Nachweise möglichst positiv erbracht werden konnten.

Ausnutzungen größer 100% bedeuten, dass die entsprechende Bedingung nicht erfüllt werden konnte. In Tabelle 5-1 sind die Nachweisquellen angegeben.

Tabelle 5-1: Quellen der Nachweise

Bauteil	Nachweis	Nachweisquelle: Nachweis entsprechend Kapitel
Hauptträger	Biegung (Feldmitte)	3.2.3.2 Querschnittswiderstand Biegung
	Querkraft (Auflager) - Beton	3.2.3.4 Querschnittswiderstand Querkraft
	Querkraft (Auflager) - Bewehrung	
	Querkraft (Feld - Ende Aufb.) - Beton	
	Querkraft (Feld) - Bewehrung	
	Schubkräfte Steg/Gurt	3.2.3.3 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten
	Verankerung Längsbewehrung	3.2.3.5 Verankerung der Längsbewehrung
	Ermüdungsnachweise	3.2.3.6 Ermüdungsnachweise
Tragplatte	LF Entgleisung - Biegung	3.3.3.2 Querschnittswiderstand Biegung
	LF Entgleisung - Querkraft	3.3.3.3 Querschnittswiderstand Querkraft

Brücke Nr. 1: LW 2 m - KH 0,35 m (ohne Druckbewehrung)

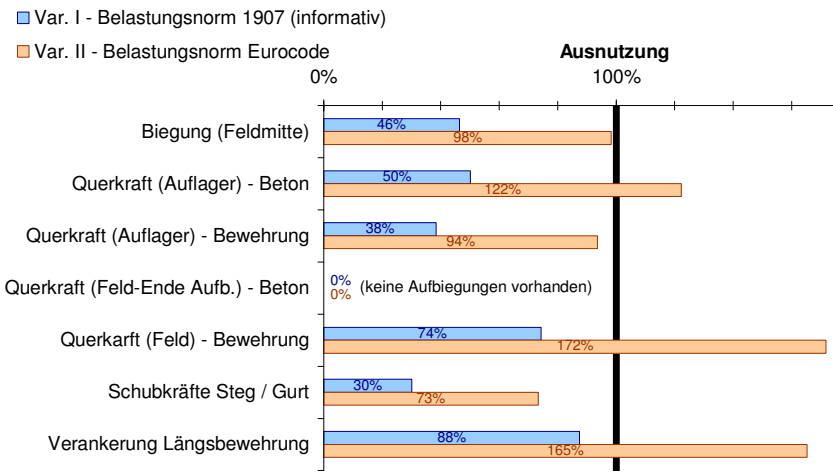
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
1	2	0,35	0,30	0,30	0,20	28	16	-	-	-	-	12	39	12	13	10	19 25 20 15 10 10 8 8 8

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	3,37 m	(2,5 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 3,37)
Schubkräfte Gurt/Steg:	$\cot\theta_f$ =	1,46	(1,0 ≤ $\cot\theta_f$ ≤ 2,0)
Querkraft:	$\cot\theta$ =	1,60	(1,0 ≤ $\cot\theta$ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**nein**	**ja**
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**nein**	**ja**

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

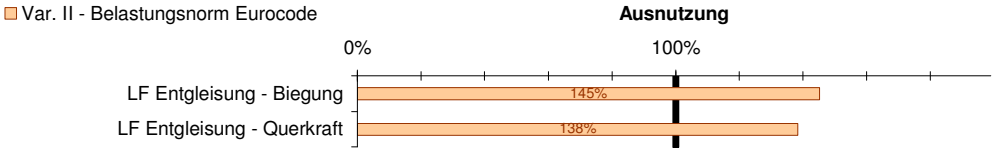


Abbildung 5-1: Ergebnisse Brücke Nr. 1 (LW 2 m – KH 0,35 m)

Brücke Nr. 2: LW 3 m - KH 0,4 m (ohne Druckbewehrung)

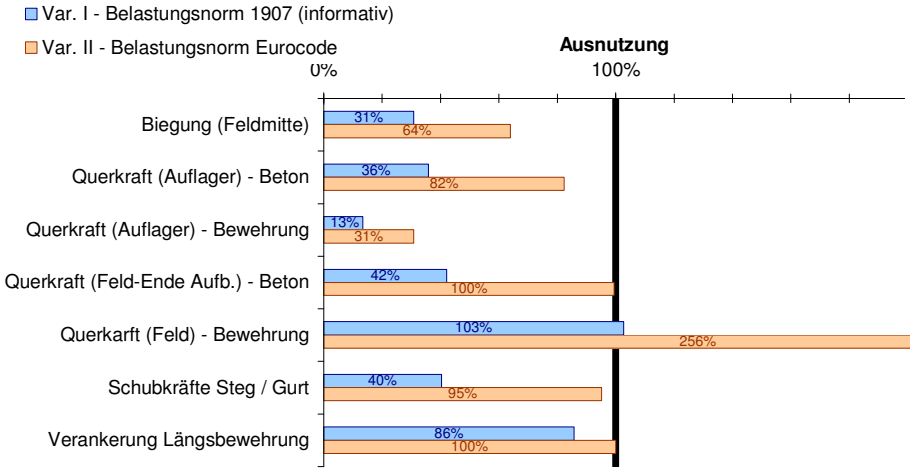
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
2	3	0,40	0,40	0,30	0,20	36	16	12	-	-	-	12	57	12	19	10	32 30 25 20 15 10 10 8 8 6 6 6 6

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,\,gew}$ =	3,59	m	(2,5 ≤ $b_{eff,\,gew}$ ≤ 3,59)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,46		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,30		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**nein**	**ja**
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

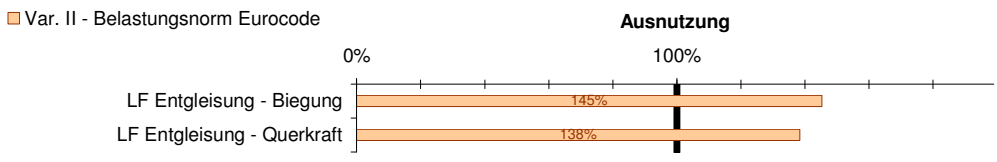


Abbildung 5-2: Ergebnisse Brücke Nr. 2 (LW 3 m – KH 0,4 m)

Brücke Nr. 3: LW 4 m - KH 0,4 m (mit Druckbewehrung)

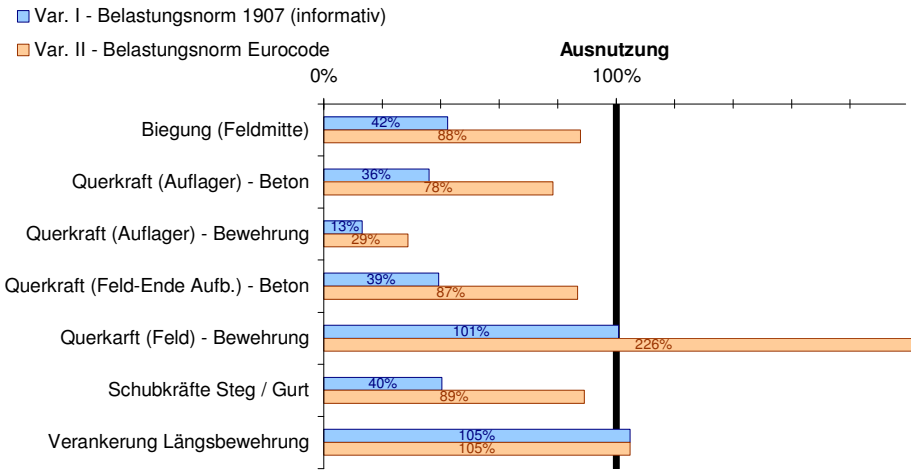
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
3	4	0,40	0,40	0,40	0,20	44	16	12	44	16	-	12	72	12	24	10	31 30 25 20 15 15 10 10 10
																	8 8 8 6 6 6 6 6 6
																	6

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	3,40	m	(2,6 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 3,87)
Schubkräfte Gurt/Steg:	$\cot\theta_f$ =	1,46		(1,0 ≤ $\cot\theta_f$ ≤ 2,0)
Querkraft:	$\cot\theta$ =	1,40		(1,0 ≤ $\cot\theta$ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**nein**	**nein**
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

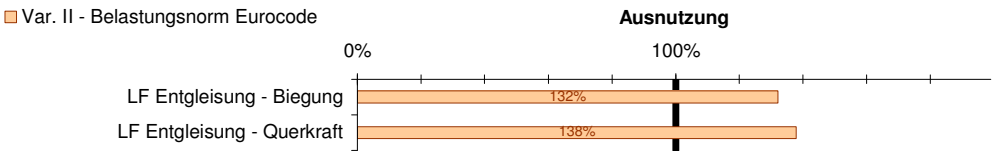


Abbildung 5-3: Ergebnisse Brücke Nr. 3 (LW 4 m – KH 0,4 m)

Brücke Nr. 4: LW 4 m - KH 0,6 m (ohne Druckbewehrung)

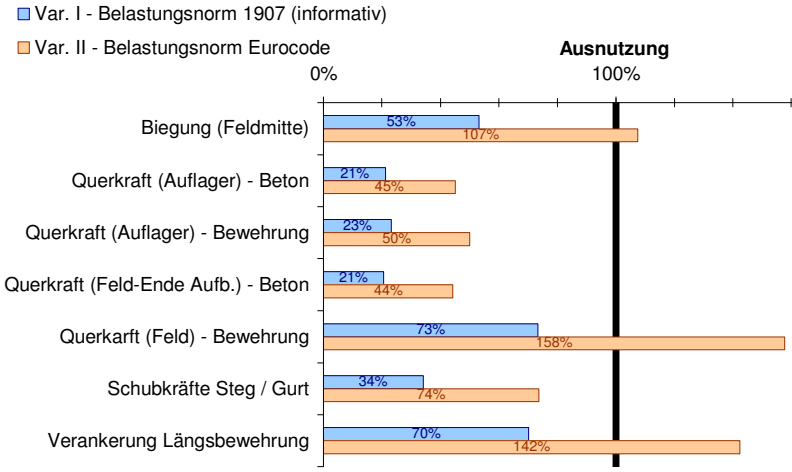
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
4	4	0,60	0,40	0,45	0,20	26	16	12	-	-	-	12	72	12	24	10	31 30 25 20 15 15 10 10 10
																	8 8 8 6 6 6 6 6 6
																	6

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	3,91	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 3,91)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,46		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,10		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**nein**	**ja**
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

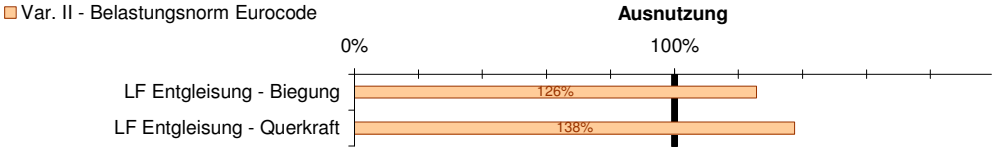


Abbildung 5-4: Ergebnisse Brücke Nr. 4 (LW 4 m – KH 0,6 m)

Brücke Nr. 5: LW 5 m - KH 0,5 m (mit Druckbewehrung)

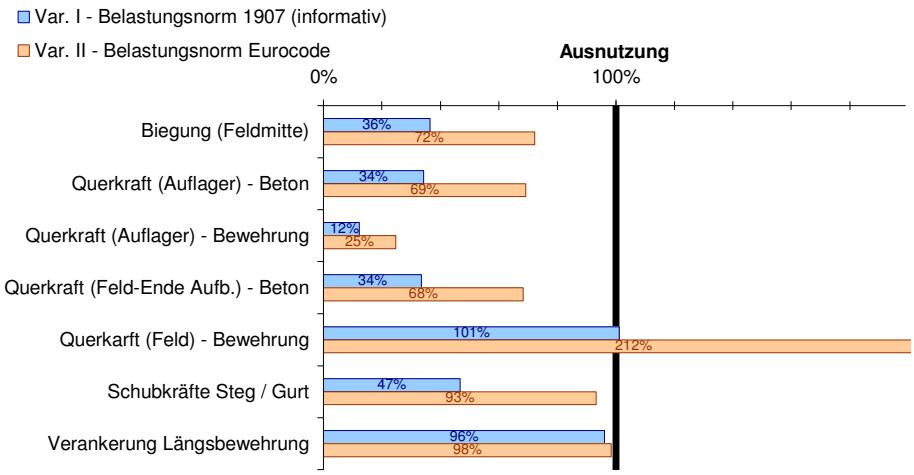
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
5	5	0,50	0,50	0,45	0,20	50	16	12	50	12	-	12	90	12	30	10	49 40 30 25 20 15 10 10 10 10 8 8 8 8 6 6 6 6 6 6

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	3,70	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 4,13)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,46		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,60		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**nein**	**ja**
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

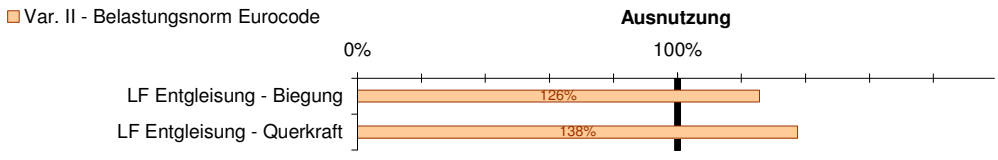


Abbildung 5-5: Ergebnisse Brücke Nr. 5 (LW 5 m – KH 0,5 m)

Brücke Nr. 6: LW 5 m - KH 0,7 m (ohne Druckbewehrung)

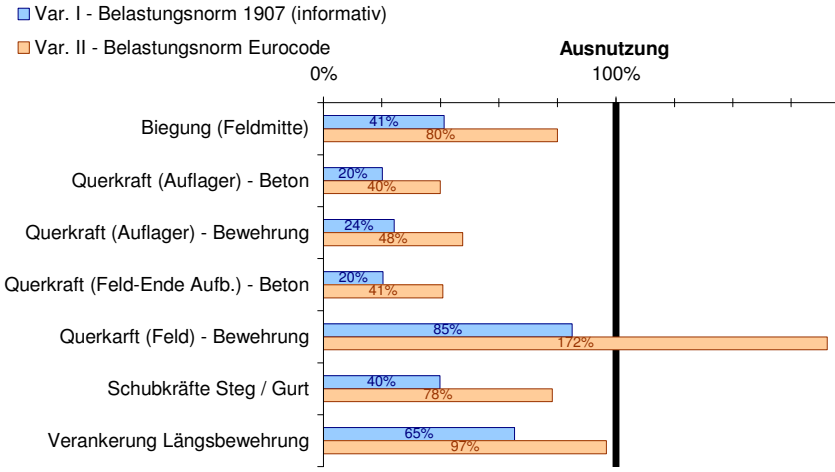
Angaben:

Nr.	[m] LW	[m] KH	[m] a	[m] b_w	[m] h_f	[mm] d_{s1}	[-] $n_{ger.}$	[-] $n_{geb.}$	[mm] d_{s2}	[-] $n_{ger.d.}$	[-] $n_{gek.}$	[mm] d_{s1}	[-] $n_{ob.}$	[mm] d_{s2}	[-] $n_{un.}$	[mm] $d_{s,Bü}$	[cm] s (Bügelabstände)
6	5	0,70	0,50	0,45	0,20	34	16	12	-	-	-	12	90	12	30	10	49 40 30 25 20 15 10 10 10 10 8 8 8 8 6 6 6 6 6 6

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	4,13	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 4,13)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,46		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,05		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

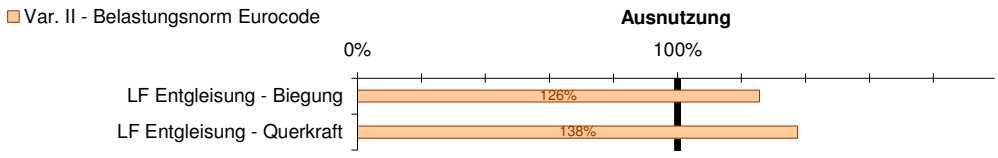


Abbildung 5-6: Ergebnisse Brücke Nr. 6 (LW 5 m – KH 0,7 m)

Brücke Nr. 7: LW 6 m - KH 0,6 m (mit Druckbewehrung)

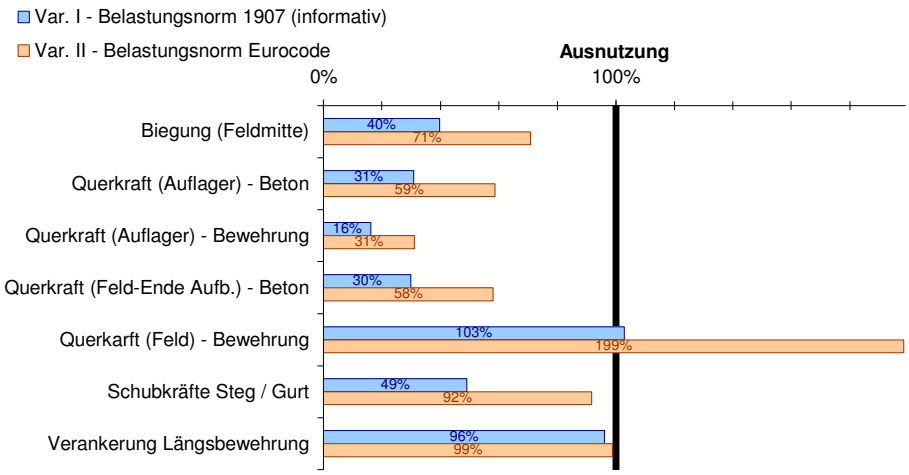
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
7	6	0,60	0,50	0,45	0,20	50	16	12	50	16	4	12	105	12	35	10	31 40 40 30 25 20 20 15 10
																	10 10 10 10 10 8 8 8 8
																	6 6 6 6

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	3,80	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 4,33)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,46		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,46		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

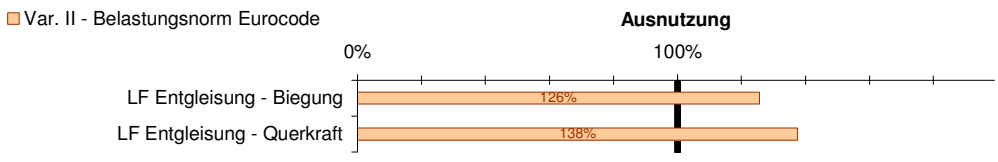


Abbildung 5-7: Ergebnisse Brücke Nr. 7 (LW 6 m – KH 0,6 m)

Brücke Nr. 8: LW 6 m - KH 0,8 m (ohne Druckbewehrung)

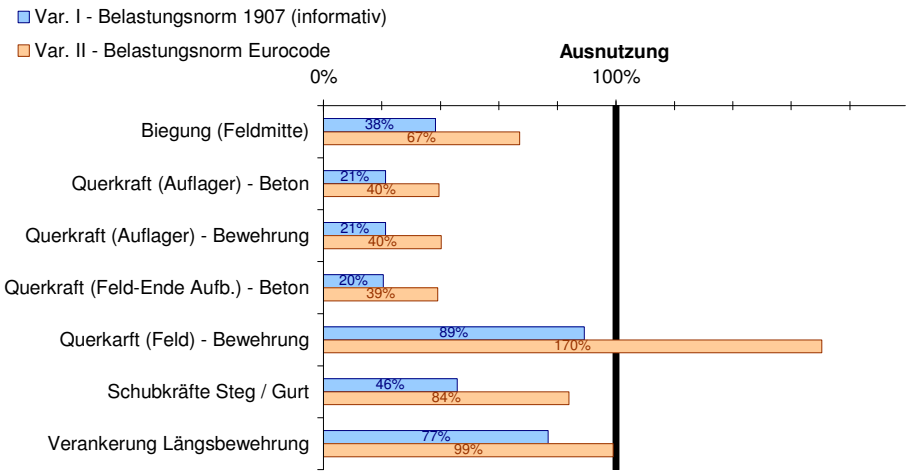
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
8	6	0,80	0,50	0,45	0,20	40	16	12	-	-	-	12	105	12	35	10	31 40 40 30 25 20 20 15 10
																	10 10 10 10 10 8 8 8 8
																	6 6 6 6

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	4,33	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 4,33)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,46		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,15		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

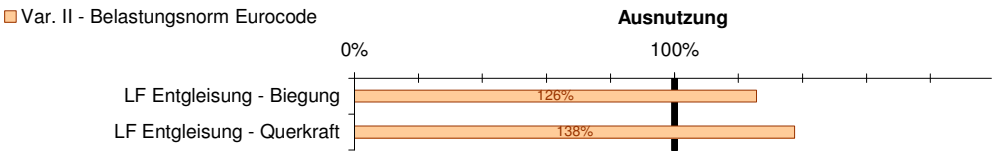


Abbildung 5-8: Ergebnisse Brücke Nr. 8 (LW 6 m – KH 0,8 m)

Brücke Nr. 9: LW 7 m - KH 0,7 m (mit Druckbewehrung)

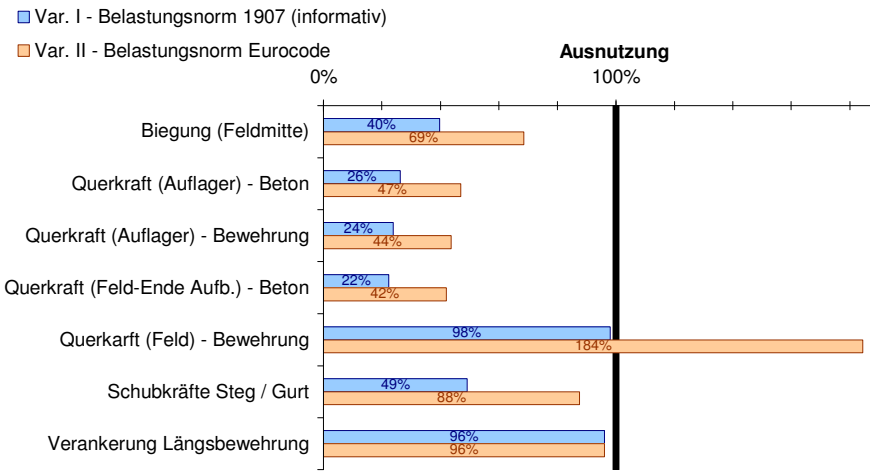
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
9	7	0,70	0,50	0,45	0,20	50	16	16	50	16	4	12	120	12	40	10	75 50 40 30 25 20 15 15 15
																	10 10 10 10 10 8 8 8 8
																	8 8 8

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	3,80	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 4,53)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,46		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,10		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

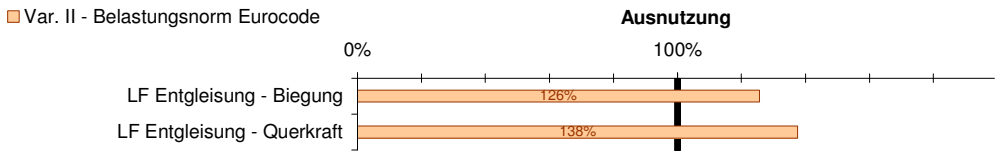


Abbildung 5-9: Ergebnisse Brücke Nr. 9 (LW 7 m – KH 0,7 m)

Brücke Nr. 10: LW 7 m - KH 1 m (ohne Druckbewehrung)

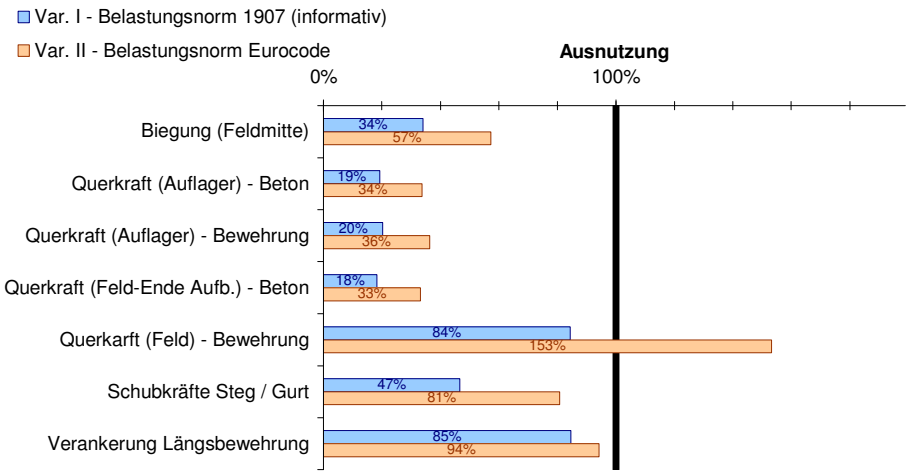
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
10	7	1,00	0,50	0,45	0,20	44	16	12	-	-	-	12	120	12	40	10	75 50 40 30 25 20 15 15 15
																	10 10 10 10 10 8 8 8 8
																	8 8 8

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	4,53	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 4,53)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,46		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,10		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

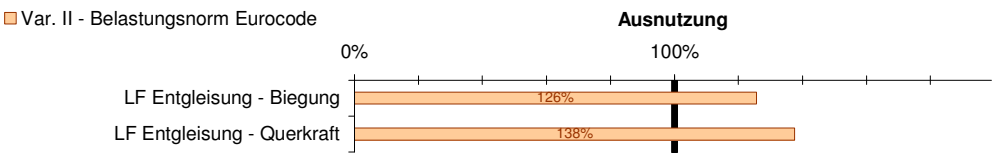


Abbildung 5-10: Ergebnisse Brücke Nr. 10 (LW 7 m – KH 1,0 m)

Brücke Nr. 11: LW 8 m - KH 0,8 m (mit Druckbewehrung)

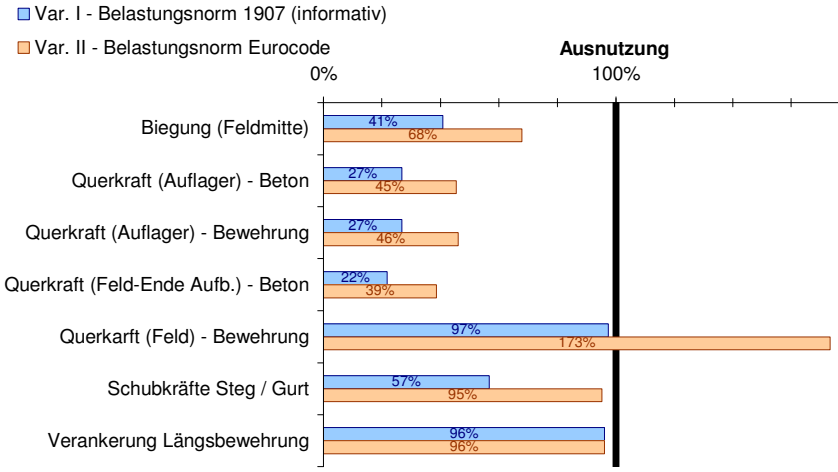
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
11	8	0,80	0,50	0,45	0,25	50	16	16	50	16	8	12	135	12	45	10	72 50 40 40 30 25 20 15 15
																	15 15 10 10 10 10 8 8 8
																	8 8 8 8 8

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	4,40	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 4,55)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,71		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,10		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

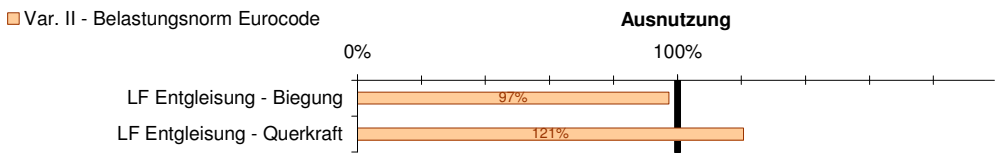


Abbildung 5-11: Ergebnisse Brücke Nr. 11 (LW 8 m – KH 0,8 m)

Brücke Nr. 12: LW 8 m - KH 1,1 m (ohne Druckbewehrung)

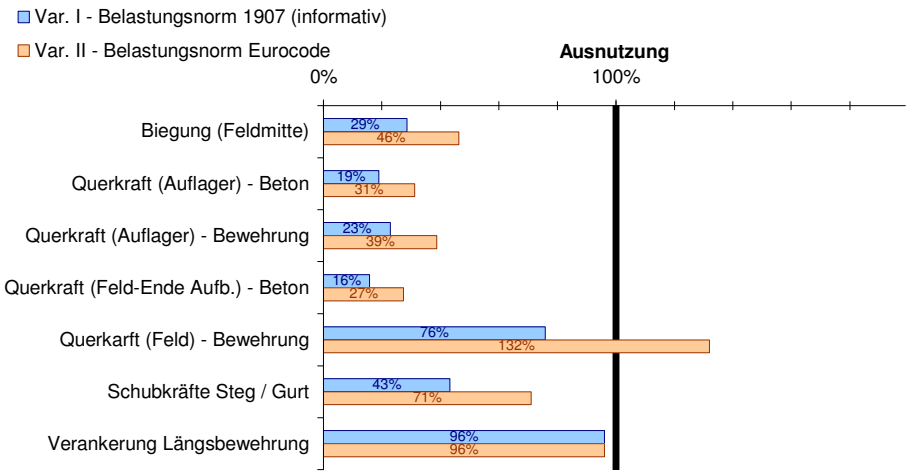
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
12	8	1,10	0,50	0,45	0,25	50	16	16	-	-	-	12	135	12	45	10	72 50 40 40 30 25 20 15 15
																	15 15 10 10 10 10 8 8 8
																	8 8 8 8 8

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	4,55	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 4,55)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,71		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,10		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

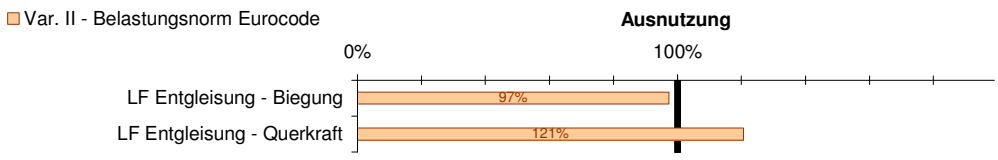


Abbildung 5-12: Ergebnisse Brücke Nr. 12 (LW 8 m – KH 1,1 m)

Brücke Nr. 13: LW 9 m - KH 0,9 m (mit Druckbewehrung)

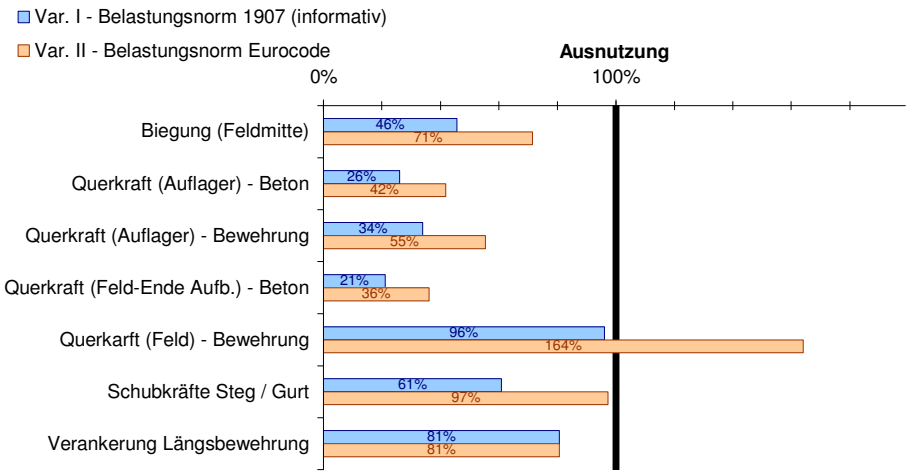
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
13	9	0,90	0,60	0,45	0,25	50	16	16	50	16	12	12	153	12	51	10	50 50 50 40 40 30 20 20 20
																	15 15 15 15 15 15 10 10 10
																	10 10 10 10 10 10

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	4,55	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 4,55)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,71		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,10		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

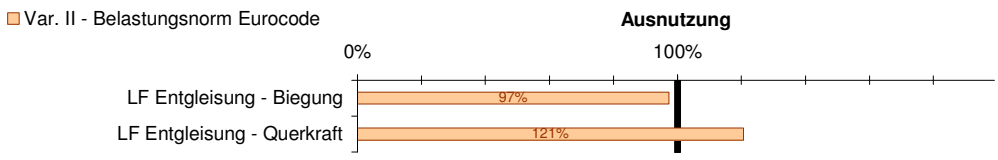


Abbildung 5-13: Ergebnisse Brücke Nr. 13 (LW 9 m – KH 0,9 m)

Brücke Nr. 14: LW 9 m - KH 1,3 m (ohne Druckbewehrung)

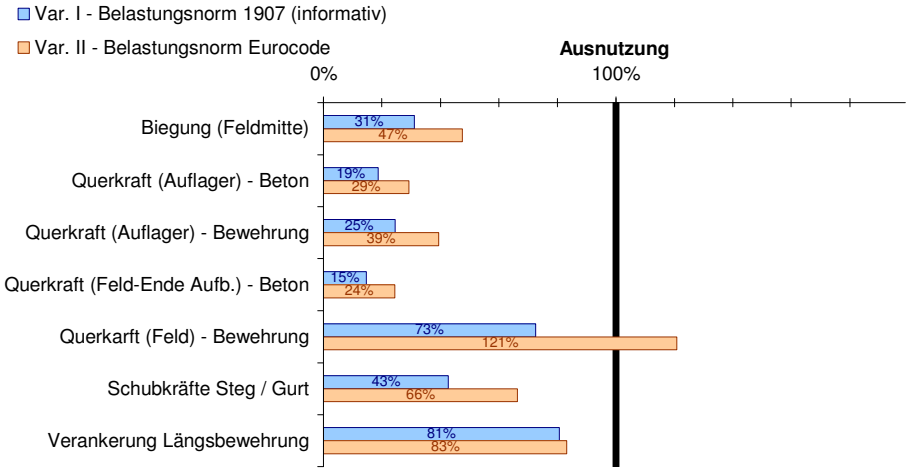
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
14	9	1,30	0,60	0,45	0,25	50	16	16	-	-	-	12	153	12	51	10	50 50 50 40 40 30 20 20 20
																	15 15 15 15 15 15 10 10 10
																	10 10 10 10 10 10

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	4,55	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 4,55)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,71		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,10		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

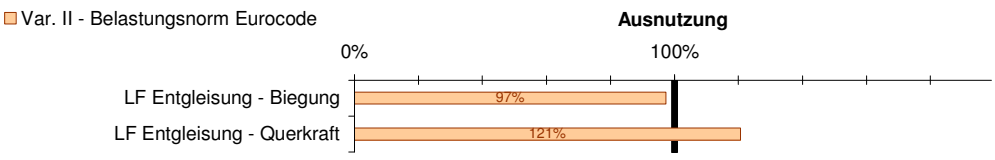


Abbildung 5-14: Ergebnisse Brücke Nr. 14 (LW 9 m – KH 1,3 m)

Brücke Nr. 15: LW 10 m - KH 1 m (mit Druckbewehrung)

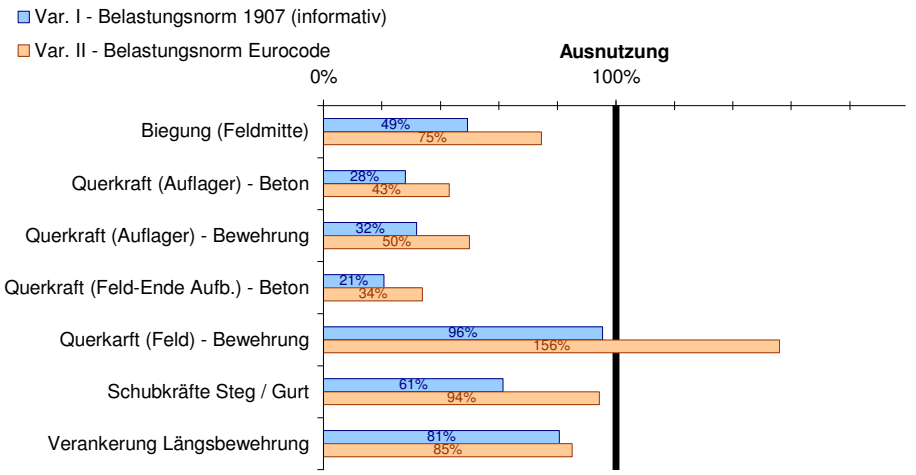
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
15	10	1,00	0,60	0,45	0,25	50	16	16	50	20	16	12	168	12	56	10	70 50 50 40 40 30 30 20 20 20 15 15 15 15 10 10 10 10 10 10 10 10 10 10 10 10

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,\,gew}$ =	4,55	m	(2,65 ≤ $b_{eff,\,gew}$ ≤ 4,55)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,71		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,10		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

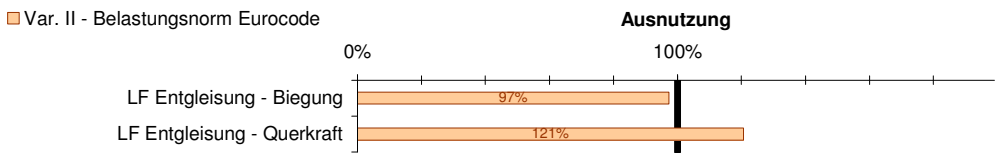


Abbildung 5-15: Ergebnisse Brücke Nr. 15 (LW 10 m – KH 1,0 m)

Brücke Nr. 16: LW 10 m - KH 1,5 m (ohne Druckbewehrung)

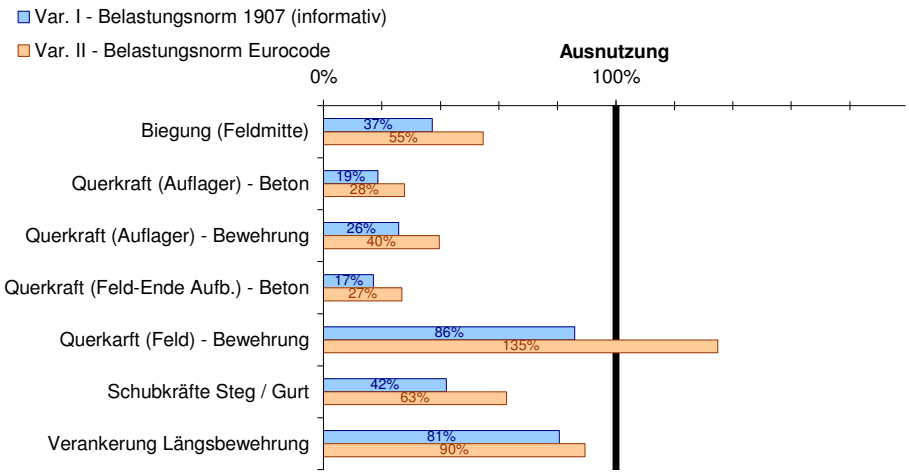
Angaben:

	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[cm]
Nr.	LW	KH	a	b_w	h_f	d_{s1}	$n_{ger.}$	$n_{geb.}$	d_{s2}	$n_{ger.d.}$	$n_{gek.}$	d_{s1}	$n_{ob.}$	d_{s2}	$n_{un.}$	$d_{s,Bü}$	s (Bügelabstände)
16	10	1,50	0,60	0,45	0,25	50	16	12	-	-	-	12	168	12	56	10	70 50 50 40 40 30 30 20 20
																	20 15 15 15 15 10 10 10 10
																	10 10 10 10 10 10 10 10

gewählte Variablen:

mitwirkende Plattenbreite:	$b_{eff,gew}$ =	4,55	m	(2,65 ≤ $b_{eff,gew}$ ≤ 4,55)
Schubkräfte Gurt/Steg:	cot θ_f =	1,71		(1,0 ≤ cot θ_f ≤ 2,0)
Querkraft:	cot θ =	1,10		(1,0 ≤ cot θ ≤ 1,67)

Nachweise Hauptträger:



Ermüdungsnachweise (nur Var. II):	Stufe 1	Stufe 2 (wenn erforderlich)
Biegung (Feldmitte) - Beton	**ja**	
Biegung (Feldmitte) - Bewehrung	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Beton	**ja**	
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	**ja**	

ja … Ermüdungsnachweis erbracht
nein … Ermüdungsnachweis nicht erbracht

Nachweise Tragplatte:

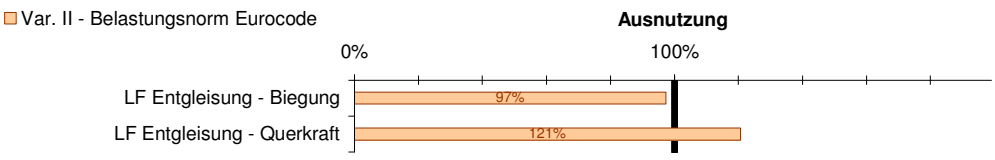


Abbildung 5-16: Ergebnisse Brücke Nr. 16 (LW 10 m – KH 1,5 m)

5.1.2 Ergebnisvergleich

Es werden die Ergebnisse der Hauptträgernachweise (entsprechend Kapitel 3) der Variante II (Belastungsnorm Eurocode - gemäß Kapitel 2.4.2.2) gegenübergestellt. Die Ermüdungsnachweise werden hierbei nicht verglichen.

Zuerst werden in Abbildung 5-17 die Ergebnisse aller Brücken dargestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit werden anschließend in Abbildung 5-18 die Nachweise der Brücken ohne Druckbewehrung und in Abbildung 5-19 die Nachweise der Brücken mit Druckbewehrung abgebildet.

Eine Ausnutzung größer 100% bedeutet, dass die entsprechende Bedingung nicht erfüllt werden konnte. In Tabelle 5-2 sind die Nachweisquellen angegeben.

Tabelle 5-2: Quellen der Nachweise

Nachweis	Nachweisquelle: Nachweis entsprechend Kapitel
Biegung (Feldmitte)	3.2.3.2 Querschnittswiderstand Biegung
Querkraft (Auflager) - Beton	3.2.3.4 Querschnittswiderstand Querkraft
Querkraft (Auflager) - Bewehrung	
Querkraft (Feld - Ende Aufb.) - Beton	
Querkraft (Feld) - Bewehrung	
Schubkräfte Steg/Gurt	3.2.3.3 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten
Verankerung Längsbewehrung	3.2.3.5 Verankerung der Längsbewehrung

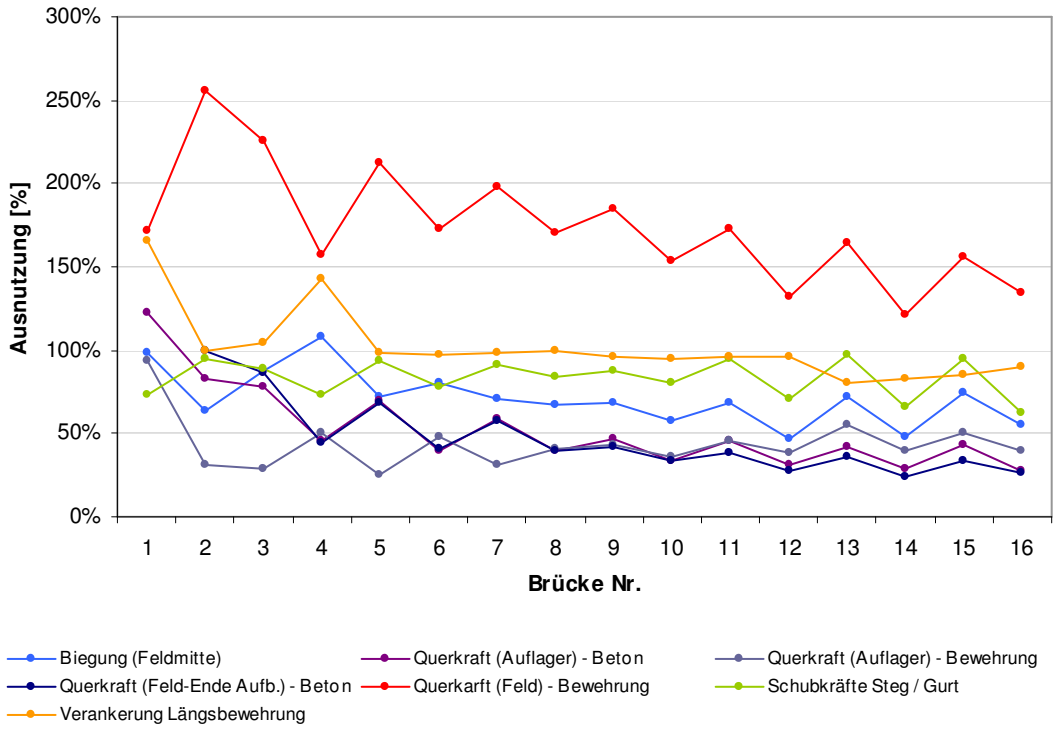


Abbildung 5-17: Ergebnisvergleich – Tragfähigkeitsnachweise Hauptträger Variante II

In Abbildung 5-17 ist deutlich zu erkennen, dass die Brücken mit zunehmender Spannweite bessere Ergebnisse erreichen. Ab Brücke 5 können, bis auf den Querkraftnachweis im Feldbereich, am Ende der Aufbiegungen, alle Tragfähigkeitsnachweise erfüllt werden. Die für die Tragfähigkeit sehr entscheidenden Nachweise Biegung in Feldmitte und Querkraft am Auflager können nur bei Brücke 1 (Querkraft - Beton) und bei Brücke 4 (Biegung) nicht erbracht werden.

Werden die Brücken ohne und mit Druckbewehrung, wie in Abbildung 5-18 und Abbildung 5-19, getrennt gegenübergestellt, verschwindet die in Abbildung 5-17 auffällige Auf- und Abwärtsbewegung bei den Nachweisen benachbarter Brücken.

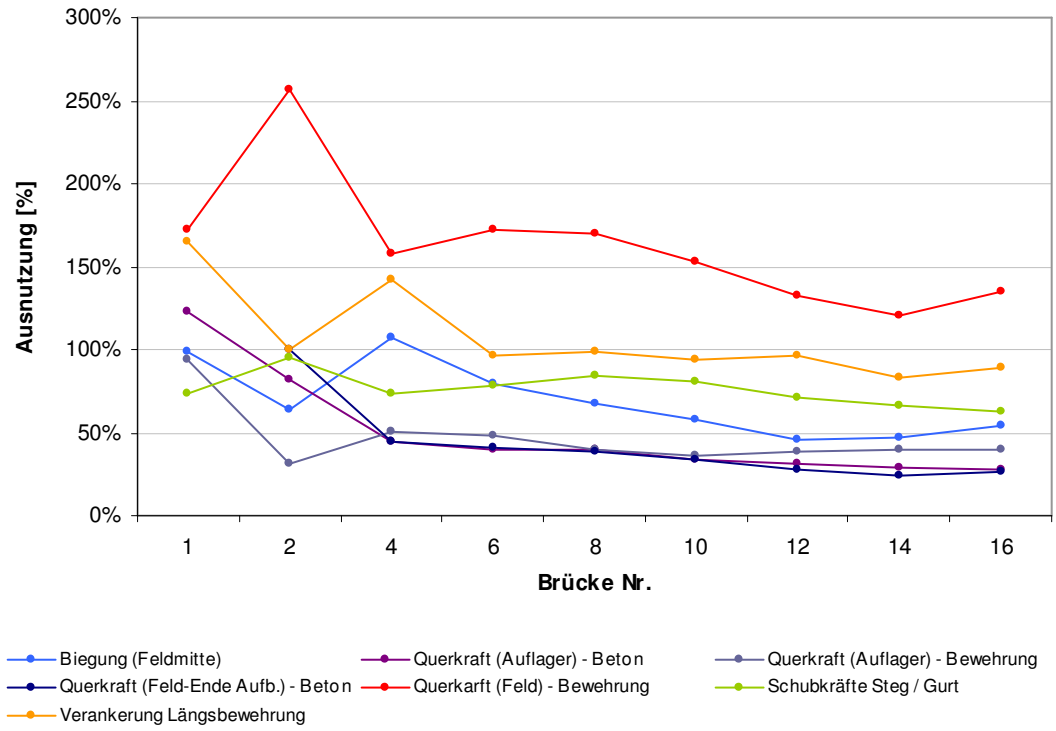


Abbildung 5-18: Ergebnisvergleich – Tragfähigkeitsnachweise Hauptträger Variante II - Brücken ohne Druckbewehrung

Während in Abbildung 5-19 die Nachweislinien nun sehr ausgeglichen verlaufen, gibt es in Abbildung 5-18 bei den Brücken 1, 2 und 4 noch starke Schwankungen. Bei den Brücken 1 und 4 fallen der Biegenachweis und der damit verknüpfte Nachweis der Verankerungslänge schlechter aus als bei den übrigen Brücken. Dies begründet sich durch den relativ geringen Durchmesser der Längsbewehrung der beiden Brücken (28 bzw. 26 Millimeter - siehe Tabelle 2-3), welcher sich auf die vorhandenen Bewehrungsfläche auswirkt. Bei Brücke 2 ist der Durchmesser der Längsbewehrung mit 36 Millimeter deutlich größer, allerdings gibt es bei dieser Brücke einen „Ausreißer“ beim Querkraftnachweis der Bewehrung im Feldbereich. Bei diesem Nachweis ist beim Großteil der Brücken der Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ größer als der Querkraftwiderstand der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ (vergleiche Abbildung 3-27 bzw. Tabelle 3-9).

Für den Nachweis wird der größere der beiden Werte herangezogen. Der Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ (siehe Kapitel 3.2.3.4) hängt vor allem von der Querschnittsbreite und der Querschnittshöhe ab. Aus Tabelle 3-9 ist jedoch ersichtlich, dass diese Querschnittsabmessungen bei Brücke 2 im Verhältnis zu den benachbarten Brücken 1 und 4 relativ klein sind. Es kann dadurch nur ein geringer Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ aufgebaut werden, wodurch der Querkraftwiderstand $V_{Rd,s}$ maßgebend wird, welcher durch die unzureichende Bügelbewehrung allerdings ebenfalls eher gering ausfällt. Dieser Umstand führt zur angesprochenen Spitze in Abbildung 5-18.

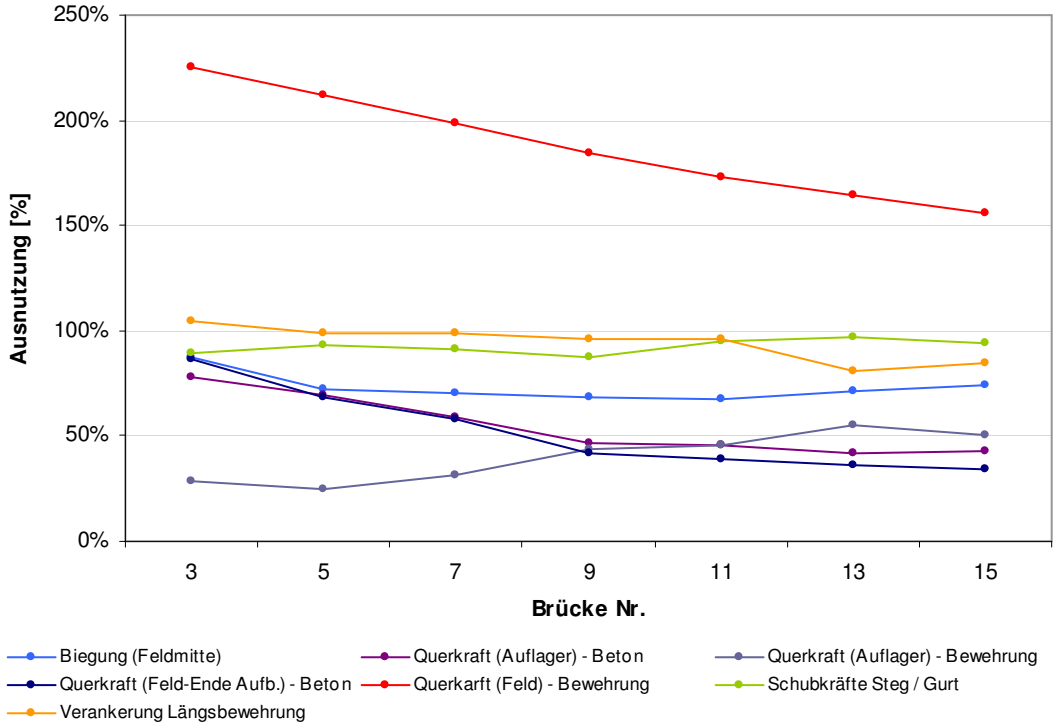


Abbildung 5-19: Ergebnisvergleich - Tragfähigkeitsnachweise Hauptträger Variante II - Brücken mit Druckbewehrung

5.2 Nachweise Konstruktionsregeln

In Kapitel 3.4 wurden die Konstruktionsregeln der Brücke 9 nachgewiesen. Analog zu diesen Nachweisen werden auch die übrigen Brücken überprüft. Dazu wurde die Berechnung wiederum in Microsoft Excel programmiert, die Ergebnisse sind in Tabelle 5-3 gegenübergestellt.

Tabelle 5-3: Nachweise Konstruktionsregeln – Brücke 1 bis 16

Konstruktionsregeln			Brücke Nr.														
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Betondeckung			n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n
Längsbewehrung	Mindestbewehrung		j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j
	Höchstbewehrung		j	j	n	j	n	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j
	Verankerung der Längsbewehrung		n	j	n	n	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j
Querkraftbewehrung	Bügelform		n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n
	Mindestbewehrung		j	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n
	Abstände	größter Längsabstand Bügel	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n
		größter Längsabstand Aufbiegungen	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j
		größter Querabstand Bügelschenkel	j	j	n	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j	j

j …Nachweisbedingung erfüllt n …Nachweisbedingung nicht erfüllt

5.3 Interpretation

5.3.1 Brücke 6 bis Brücke 16

Die Interpretation der Brücke 9 aus Kapitel 4.3 kann sinngemäß für die Brücken 6 bis 16 übernommen werden. Wie in Abbildung 5-17 und Tabelle 5-3 ersichtlich, können für diese Brücken die gleichen Tragfähigkeitsnachweise, sowie die gleichen Nachweise der Konstruktionsregeln erfüllt werden wie für Brücke 9. Es kann angenommen werden, dass auch für diese Brücken ein geeignetes Stabwerkmodell gefunden werden kann, um den nicht erbrachten Querkraftnachweis im Feld zu ersetzen. Ein geeignetes Stabwerkmodell für jeden Brückentyp zu finden und zu berechnen würde allerdings den Rahmen dieser Arbeit sprengen.

5.3.2 Brücke 1 bis Brücke 5

Bei den Brücken 1, 3 und 4 konnten mehrere Tragfähigkeitsnachweise und bei den Brücken 2, 5 und auch 3 konnten die Querkraftnachweise im Feld zwischen den Aufbiegungen, mit einem Ausnutzungsgrad größer 200%, nicht erbracht werden. Bei diesen Tragwerken hat man zwar auch die Möglichkeit, durch die in Kapitel 4.3 beschriebenen Überlegungen, die Brücken doch noch als ausreichend tragfähig einzustufen, die Wahrscheinlichkeit ist hier aber schon sehr gering.

Bei den Nachweisen der Konstruktionsregeln wurden bei diesen Brücken ähnliche Mängel als bei den Brücken mit größerer Spannweite (Brücke 6 bis 16) festgestellt. Die entsprechenden

Erläuterungen sind Kapitel 4.3 zu entnehmen. Zusätzlich wurde jedoch bei den Brücken 3 und 5 die zulässige Höchstbewehrung der Biegebewehrung überschritten, sowie bei den Brücken 1, 3 und 4 die erforderliche Verankerungslänge nicht eingehalten. Bei Brücke 3 wurde außerdem der zulässige Bügelschenkelabstand in Querrichtung nicht eingehalten.

Für den Nachweis der Tragplatte gilt ebenfalls das in Kapitel 4.3 gesagte.

6 Zusammenfassung

Die rechnerische Untersuchung der vorhandenen Brücken nach Eurocode lieferte das Ergebnis, dass streng nach Eurocode keine Brücke als ausreichend tragfähig einzustufen ist. Die Bemessungsvorschriften nach Eurocode sind allerdings für Neubauten konzipiert worden und beinhalten leider keine Festlegungen für bereits bestehende Konstruktionen.

Es wurden die Tragfähigkeitsnachweise (inklusive Ermüdungsnachweise) und die Nachweise der Konstruktionsregeln geführt, auf Gebrauchstauglichkeitsnachweise wurde verzichtet, da sich die Gebrauchstauglichkeit schon seit rund 100 Jahren erwiesen hat. Gebrauchstauglichkeitskriterien, wie Durchbiegung oder Rissbreitenbeschränkung, können außerdem einfach an Ort und Stelle festgestellt werden.

Bei den Tragfähigkeitsnachweisen, sowie bei den Nachweisen der Konstruktionsregeln gab es vor allem Probleme bei den Querkraftfestlegungen. Grund dafür ist, dass zur damaligen Zeit die Vorschriften für die Querkraftabtragung grundsätzlich andere waren als die heutigen. Es wurde ein großer Teil der Querkraft dem Beton durch zulässige Schubspannungen übertragen, der restliche Querkraftanteil musste durch Bewehrung (Bügel, Aufbiegungen) aufgenommen werden. Weiters gab es keine Vorschriften für eine Mindestquerkraftbewehrung.

Um die vorhandenen Brücken dennoch als ausreichend tragfähig einstufen zu können, wurde anhand einer ausgewählten Brücke versucht, mit Hilfe eines geeigneten Stabwerkmodells, die Tragfähigkeit nachzuweisen. Dabei wurde die fehlende Querkraftbewehrung im Feldbereich (der Auflagerbereich konnte nachgewiesen werden) durch ein Bogen-Zugbandmodell überbrückt. Dies lieferte wesentlich bessere Ergebnisse als der übliche Querkraftnachweis. Eine maximale Überschreitung der zulässigen Spannungen von 16% verblieb allerdings.

Weitere Möglichkeiten zur Bestimmung der ausreichenden Tragfähigkeit der Brückentragwerke wären, wie bereits in Kapitel 4.3 erwähnt, ein Überdenken der Sicherheitsfaktoren auf der Einwirkungsseite, die Bestimmung der Betondruckfestigkeit vor Ort, um eventuelle Nacherhärtungsvorgänge des Betons zu berücksichtigen, die Bestimmung der tatsächlichen Stahlfestigkeiten an Abbruchobjekten, sowie die Ergänzung der Berechnungen durch Bauteilversuche. Bauteilversuche, die meist bessere Ergebnisse liefern als Berechnungen, würden auch die Auswirkungen der konstruktiven Mängel zeigen.

Weiters ergaben die Nachberechnungen, dass obwohl die anzusetzenden Verkehrslasten gegenüber dem Jahre 1907 wesentlich erhöht wurden (Lastklassenbeiwert, dynamischer Beiwert, etc.), die Ergebnisse dennoch recht positiv ausfielen, da alle Biegenachweise der Hauptträger (Ausnahme Brücke 4), sowie alle Ermüdungsnachweise (Ausnahme Brücke 3) erbracht werden konnten. Diese Erkenntnis lässt sich auf die damals sehr hohen Sicherheitsbeiwerte zurückführen. Die Berechnungen ergaben weiters, dass mit zunehmender Brückenspannweite die Ergebnisse besser wurden. Dies lässt sich wiederum auf die damaligen Sicherheitsfaktoren zurückführen, da mit zunehmender Spannweite die zulässigen Betonspannungen herabgesetzt wurden.

Abschließend und zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Nachberechnungen der Brücken zwar durchwegs positive Ergebnisse lieferten, ein vollständiger Nachweis nach den Regeln des Eurocodes allerdings für kein Brückentragwerk erbracht werden konnte.

Literaturverzeichnis

[1] NOVAK, A., *Der Eisenbetonbau bei den neuen von der k. k. Eisenbahnbaudirektion ausgeführten Bahnlinien Österreichs,* Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1907.

[2] ÖNORM EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung,* Ausgabe: 2003-03-01

[3] ÖNORM EN 1991-2, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken,* Ausgabe: 2004-08-01

[4] ÖNORM B 1991-2, *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen,* Ausgabe: 2004-08-01

[5] ÖNORM EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Ausgabe: 2005-11-01

[6] VORSCHLAG ÖNORM B 1992-1-1, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen,* Ausgabe: 2006-02-14

[7] prEN 1992-2, *Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken – Planungs- und Ausführungsregeln,* Ausgabe: 2004-10

[8] ÖNORM B 4700, *Stahlbetontragwerke – EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung*, Ausgabe: 2001-06-01

[9] Vorschlag zur ON-Regel ONR 24008: *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken,* Version: 2005-10-21 (noch nicht veröffentlicht)

[10] FOERSTER, M., *Das Material und die statische Berechnung der Eisenbetonbauten,* Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig 1907.

[11] BAZALI, M., *Zahlenbeispiele zur statischen Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen,* Verlag von Arno Peschke (Otto Streit), Glauchau 1908.

[12] Betonkalender 2001, *Taschenbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau sowie die verwandten Fächer,* zweiter Teil, Kapitel E: SCHLAICH, J., SCHÄFER, K., *Konstruieren im Stahlbetonbau,* Verlag: Ernst & Sohn, 2001

[13] SALIGER, R., *Der Stahlbetonbau – Werkstoff, Berechnung und Gestaltung*, Verlag von Franz Deuticke, Wien 1949

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Brückenquerschnitt ([1], Seite 37) 5

Abbildung 2-2: Brückenlängsschnitt mit Bügelaufteilung 6

Abbildung 2-3: Belastungsbild nach Verkehrslastnorm um 1907 9

Abbildung 2-4: Belastungsmodell 71 und charakteristische Werte der Vertikallasten nach ÖNORM EN 1991-2 [3] 10

Abbildung 2-5: Entgleisung – Bemessungssituation I – Ersatzlast q_{A1d} ([3], Bild 6.26) 11

Abbildung 2-6: Spannungs- und Dehnungsverteilung eines Plattenbalkens mit Druckbewehrung 13

Abbildung 3-1: Brückenquerschnitt 15

Abbildung 3-2: vereinfachter Brückenlängsschnitt 15

Abbildung 3-3: Statisches System 18

Abbildung 3-4: Querkraftverlauf aus Eigengewicht - V_G 19

Abbildung 3-5: Verkehrslast um 1907 (Variante I) 20

Abbildung 3-6: Einflusslinie M_m (Biegemoment in Feldmitte – Variante I) 20

Abbildung 3-7: Einflusslinie V_a (Querkraft am Auflager – Variante I) 20

Abbildung 3-8: Einflusslinie V_x (Querkraft an der Stelle x – Variante I) 21

Abbildung 3-9: Querkraftverlauf Verkehrslast Variante I - V_Q^I 22

Abbildung 3-10: Belastungsmodell 71 und charakteristische Werte der Vertikallasten nach ÖNORM EN 1991-2 [3] 22

Abbildung 3-11: Einflusslinie M_m (Biegemoment in Feldmitte – Variante II) 23

Abbildung 3-12: Einflusslinie V_a (Querkraft am Auflager – Variante II) 24

Abbildung 3-13: Einflusslinie V_x (Querkraft an der Stelle x – Variante II) 25

Abbildung 3-14: Querkraftverlauf Verkehrslast Variante II - V_Q^{II} 25

Abbildung 3-15: Querkraftverlauf Variante I - V_Q^I 26

Abbildung 3-16: Querkraftverlauf Variante II - V_Q^{II} 27

Abbildung 3-17: mitwirkende Plattenbreite Bild 1 ([5], Bild 5.2) 28

Abbildung 3-18: mitwirkende Plattenbreite Bild 2 ([5], Bild 5.3) 28

Abbildung 3-19: mitwirkende Plattenbreite – Brückenquerschnitt 28

Abbildung 3-20: Spannungen (Spannungsblock) und Grenzdehnungen am Querschnitt 30

Abbildung 3-21: Schubkraftdeckung Bügelbewehrung - Var. I 36

Abbildung 3-22: Schubkraftdeckung Bügelbewehrung - Var. II 36

Abbildung 3-23: Ausführung der Aufbiegungen 38

Abbildung 3-24: Schubkraftdeckung Aufbiegungen - Var. I 39
Abbildung 3-25: Schubkraftdeckung Aufbiegungen - Var. II 40
Abbildung 3-26: Schubkraftdeckung - Var. I (Belastungsnorm 1907) 41
Abbildung 3-27: Schubkraftdeckung - Var. II (Belastungsnorm Eurocode) 42
Abbildung 3-28: vorhandene Verankerungslänge 44
Abbildung 3-29: Entgleisung – Bemessungssituation I – Ersatzlast q_{A1d} ([3], Bild 6.26) 54
Abbildung 3-30: Anwendung des Belastungsmodells 54
Abbildung 3-31: Belastungsmodell 71 und charakteristische Werte der Vertikallasten nach ÖNORM EN 1991-2 [3] 55
Abbildung 3-32: Bügelform 61
Abbildung 3-33: Stabwerkmodell Brücke Nr. 9 64
Abbildung 3-34: Knoten- und Stabnummerierung, Bemaßung 65
Abbildung 3-35: Ermittlung der Betondruckstreben ([12], Bild 3.5-24a und Bild 3.5-25) 65
Abbildung 3-36: Höhe und Breite der Betondruckstreben 66
Abbildung 3-37: Details Aufbiegungen 66
Abbildung 3-38: Einwirkungen – Eigengewicht und Verkehrslast (Laststellung 1 und 2); Knotenlasten 68
Abbildung 3-39: Ruckzuck – Stabbezeichnung, Eigengewicht (LF 1), Verkehrslast (LF 2) 69
Abbildung 3-40: Ruckzuck – Stabkräfte (Laststellung 1) 70
Abbildung 3-41: Ruckzuck – Stabkräfte (Laststellung 2) 71
Abbildung 3-42: Druckknoten ohne Verankerung von Zugstreben ([5], Bild 6.26) 73
Abbildung 3-43: Druck-Zug-Knoten mit Bewehrung in einer Richtung ([5], Bild 6.27) 73
Abbildung 3-44: Druck-Zug-Knoten mit Bewehrung in zwei Richtungen ([5], Bild 6.27) 74
Abbildung 3-45: Knoten- und Stabnummerierung 74
Abbildung 4-1: Ergebnisse Brücke Nr. 9 (LW 7 m – KH 0,7 m) 78
Abbildung 4-2: Schubkraftdeckungslinie Var. II (Belastungsnorm Eurocode) 79
Abbildung 5-1: Ergebnisse Brücke Nr. 1 (LW 2 m – KH 0,35 m) 82
Abbildung 5-2: Ergebnisse Brücke Nr. 2 (LW 3 m – KH 0,4 m) 83
Abbildung 5-3: Ergebnisse Brücke Nr. 3 (LW 4 m – KH 0,4 m) 84
Abbildung 5-4: Ergebnisse Brücke Nr. 4 (LW 4 m – KH 0,6 m) 85
Abbildung 5-5: Ergebnisse Brücke Nr. 5 (LW 5 m – KH 0,5 m) 86
Abbildung 5-6: Ergebnisse Brücke Nr. 6 (LW 5 m – KH 0,7 m) 87
Abbildung 5-7: Ergebnisse Brücke Nr. 7 (LW 6 m – KH 0,6 m) 88

Abbildung 5-8: Ergebnisse Brücke Nr. 8 (LW 6 m – KH 0,8 m) 89
Abbildung 5-9: Ergebnisse Brücke Nr. 9 (LW 7 m – KH 0,7 m) 90
Abbildung 5-10: Ergebnisse Brücke Nr. 10 (LW 7 m – KH 1,0 m) 91
Abbildung 5-11: Ergebnisse Brücke Nr. 11 (LW 8 m – KH 0,8 m) 92
Abbildung 5-12: Ergebnisse Brücke Nr. 12 (LW 8 m – KH 1,1 m) 93
Abbildung 5-13: Ergebnisse Brücke Nr. 13 (LW 9 m – KH 0,9 m) 94
Abbildung 5-14: Ergebnisse Brücke Nr. 14 (LW 9 m – KH 1,3 m) 95
Abbildung 5-15: Ergebnisse Brücke Nr. 15 (LW 10 m – KH 1,0 m) 96
Abbildung 5-16: Ergebnisse Brücke Nr. 16 (LW 10 m – KH 1,5 m) 97
Abbildung 5-17: Ergebnisvergleich – Tragfähigkeitsnachweise Hauptträger Variante II 98
Abbildung 5-18: Ergebnisvergleich – Tragfähigkeitsnachweise Hauptträger Variante II - Brücken ohne Druckbewehrung 99
Abbildung 5-19: Ergebnisvergleich - Tragfähigkeitsnachweise Hauptträger Variante II - Brücken mit Druckbewehrung 100

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: verwendete Normen und Richtlinien 2
Tabelle 2-2: Abmessungen, Bewehrungsangaben ([1], Seite 32 und 33) 7
Tabelle 2-3: Abmessungen, Bewehrungsangaben (eigene Darstellung) 8
Tabelle 2-4: Wichten γ der Materialien 9
Tabelle 3-1: charakteristische Gleichlast aus Eigengewicht 18
Tabelle 3-2: Tabelle zur Einflusslinie M_m – Var. I (Abbildung 3-11) 23
Tabelle 3-3: Tabelle zur Einflusslinie V_a – Var. II (Abbildung 3-12) 24
Tabelle 3-4: Datenpunkte zu Abbildung 3-15 26
Tabelle 3-5: Datenpunkte zu Abbildung 3-16 27
Tabelle 3-6: Nachweise Querkraftwiderstände Beton - Var. I 41
Tabelle 3-7: Nachweise Querkraftwiderstände Bewehrung - Var. I 41
Tabelle 3-8: Nachweise Querkraftwiderstände Beton - Var. II 42
Tabelle 3-9: Nachweise Querkraftwiderstände Bewehrung - Var. II 42
Tabelle 3-10: charakteristische Schnittgrößen aus Eigengewicht 55
Tabelle 3-11: Querschnittswerte der Druck- und Zugstreben pro Balken 67
Tabelle 3-12: Stabkräfte (eigene Darstellung) 72
Tabelle 3-13: Knotennachweise des Stabwerkmodells (linke Systemhälfte) 75
Tabelle 3-14: Knotennachweise des Stabwerkmodells (rechte Systemhälfte) 76
Tabelle 4-1: Quellen der Nachweise 77
Tabelle 4-2: Nachweise Konstruktionsregeln - Brücke Nr. 9 79
Tabelle 5-1: Quellen der Nachweise 81
Tabelle 5-2: Quellen der Nachweise 98
Tabelle 5-3: Nachweise Konstruktionsregeln – Brücke 1 bis 16 101